

B O Z Z A

**NORME TECNICHE
PER LE COSTRUZIONI**

Aggiornate al 24 aprile 2007

INDICE

INDICE	3
PREFAZIONE	11
1 INTRODUZIONE	11
2 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE	12
2.1 PRINCIPI FONDAMENTALI.....	12
2.2 STATI LIMITE.....	13
2.2.1 <i>Stati Limite Ultimi (SLU)</i>	13
2.2.2 <i>Stati Limite di Esercizio (SLE)</i>	13
2.2.3 <i>Verifiche</i>	13
2.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA.....	14
2.4 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E VITA DI RIFERIMENTO.....	14
2.4.1 <i>Vita nominale</i>	14
2.4.2 <i>Classi d'uso</i>	15
2.4.3 <i>Periodo di riferimento</i>	15
2.5 AZIONI SULLE COSTRUZIONI.....	16
2.5.1 <i>Classificazione delle Azioni</i>	16
2.5.2 <i>Caratterizzazione delle Azioni Elementari</i>	17
2.5.3 <i>Combinazioni delle Azioni</i>	17
2.5.4 <i>Degrado</i>	18
2.6 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE.....	18
2.6.1 <i>Verifiche Agli Stati Limite Ultimi</i>	18
2.6.2 <i>Verifiche agli Stati Limite di Esercizio</i>	19
2.7 VERIFICHE ALLE TENSIONI.....	19
3 AZIONI SULLE COSTRUZIONI	21
3.1 OPERE CIVILI E INDUSTRIALI.....	21
3.1.1 <i>Generalità</i>	21
3.1.2 <i>Pesi propri dei materiali strutturali</i>	22
3.1.3 <i>Carichi permanenti non strutturali</i>	22
3.1.4 <i>Sovraccarichi variabili</i>	22
3.2 AZIONE SISMICA.....	25
3.2.1 <i>Stati limite e relative probabilità di superamento</i>	25
3.2.2 <i>Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche</i>	26
3.2.3 <i>Valutazione dell'azione sismica</i>	29
3.2.4 <i>Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni</i>	34
3.2.5 <i>Aspetti dell'azione sismica dovuti alla variabilità spaziale del moto</i>	35
3.3 AZIONI DEL VENTO.....	37
3.3.1 <i>Generalità</i>	37
3.3.2 <i>Velocità di riferimento</i>	37
3.3.3 <i>Azioni statiche equivalenti</i>	38
3.3.4 <i>Pressione del vento</i>	38
3.3.5 <i>Azione tangenziale del vento</i>	39
3.3.6 <i>Pressione cinetica di riferimento</i>	39
3.3.7 <i>Coefficiente di esposizione</i>	39
3.3.8 <i>Coefficiente dinamico</i>	41
3.3.9 <i>Particolari precauzioni nel progetto di strutture soggette all'azione del vento</i>	41
3.4 AZIONI DELLA NEVE.....	43
3.4.1 <i>Carico neve</i>	43
3.4.2 <i>Valore caratteristico del carico neve al suolo</i>	43
3.4.3 <i>Coefficiente di esposizione</i>	44
3.4.4 <i>Coefficiente termico</i>	45
3.4.5 <i>Carico neve sulle coperture</i>	45
3.5 AZIONI DELLA TEMPERATURA.....	47
3.5.1 <i>Generalità</i>	47

3.5.2	<i>Temperatura dell'aria esterna</i>	47
3.5.3	<i>Temperatura dell'aria interna</i>	47
3.5.4	<i>Distribuzione della temperatura negli elementi strutturali</i>	47
3.5.5	<i>Azioni termiche sugli edifici</i>	48
3.5.6	<i>Particolari precauzioni nel progetto di strutture soggette ad azioni termiche speciali</i>	48
3.5.7	<i>Effetti delle azioni termiche</i>	49
3.6	AZIONI ECCEZIONALI	50
3.6.1	<i>Incendio</i>	50
3.6.2	<i>Esplosioni</i>	53
3.6.3	<i>Urti</i>	55
4	COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI	59
4.1	COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO	59
4.1.1	<i>La valutazione della sicurezza</i>	60
4.1.2	<i>Verifiche agli stati limite</i>	60
4.1.3	<i>Verifiche per situazioni transitorie</i>	74
4.1.4	<i>Verifiche per situazioni eccezionali</i>	74
4.1.5	<i>Verifiche mediante prove su strutture campione e su modelli</i>	75
4.1.6	<i>Dettagli costruttivi</i>	75
4.1.7	<i>Esecuzione</i>	76
4.1.8	<i>Norme complementari relative al calcestruzzo armato precompresso</i>	76
4.1.9	<i>Norme complementari relative ai solai</i>	79
4.1.10	<i>Norme complementari relative alle strutture prefabbricate</i>	80
4.1.11	<i>Calcestruzzo a bassa percentuale di armatura o non armato</i>	83
4.1.12	<i>Calcestruzzo di aggregati leggeri</i>	83
4.1.13	<i>Resistenza al fuoco</i>	84
4.2	COSTRUZIONI DI ACCIAIO	85
4.2.1	<i>La valutazione della sicurezza</i>	85
4.2.2	<i>Analisi strutturale</i>	85
4.2.3	<i>Verifiche</i>	89
4.2.4	<i>Verifiche per situazioni progettuali transitorie</i>	99
4.2.5	<i>Verifiche per situazioni progettuali eccezionali</i>	99
4.2.6	<i>Progettazione integrata da prove</i>	99
4.2.7	<i>Collegamenti</i>	99
4.2.8	<i>Requisiti per la progettazione e l'esecuzione</i>	105
4.2.9	<i>Criteri di durabilità</i>	106
4.3	COSTRUZIONI DI LEGNO	107
4.3.1	<i>La valutazione della sicurezza</i>	107
4.3.2	<i>Analisi strutturale</i>	107
4.3.3	<i>Le azioni e le loro combinazioni</i>	108
4.3.4	<i>Classi di durata del carico</i>	108
4.3.5	<i>Classi di servizio</i>	108
4.3.6	<i>Resistenza di calcolo</i>	109
4.3.7	<i>Stati limite di esercizio</i>	109
4.3.8	<i>Stati limite ultimi</i>	111
4.3.9	<i>Collegamenti</i>	116
4.3.10	<i>Elementi strutturali</i>	116
4.3.11	<i>Sistemi strutturali</i>	116
4.3.12	<i>Robustezza</i>	117
4.3.13	<i>Durabilità</i>	117
4.3.14	<i>Resistenza al fuoco</i>	117
4.3.15	<i>Regole per l'esecuzione</i>	118
4.3.16	<i>Controlli e Prove di carico</i>	119
4.4	COSTRUZIONI IN MURATURA	120
4.4.1	<i>Definizioni</i>	120
4.4.2	<i>Materiali e caratteristiche tipologiche</i>	120
4.4.3	<i>Caratteristiche meccaniche delle murature</i>	121
4.4.4	<i>Organizzazione strutturale</i>	122
4.4.5	<i>Analisi strutturale</i>	123
4.4.6	<i>Verifiche</i>	123
4.4.7	<i>Muratura armata</i>	127
4.5	COSTRUZIONI IN ALTRI MATERIALI	128

4.6	COSTRUZIONI COMPOSTE IN ACCIAIO - CALCESTRUZZO	129
4.6.1	<i>Introduzione</i>	129
4.6.2	<i>Principi di progettazione</i>	129
4.6.3	<i>Materiali</i>	130
4.6.4	<i>Travi con soletta collaborante</i>	131
4.6.5	<i>Colonne composte</i>	137
4.6.6	<i>Solette composte con lamiera grecata</i>	139
5	PONTI	143
5.1	PONTI STRADALI.....	143
5.1.1	<i>Oggetto</i>	143
5.1.2	<i>Prescrizioni Generali</i>	143
5.1.3	<i>Azioni sui ponti stradali</i>	144
5.1.4	<i>Verifiche di sicurezza</i>	155
5.1.5	<i>Strutture portanti</i>	160
5.1.6	<i>Vincoli</i>	161
5.1.7	<i>Opere accessorie. Impermeabilizzazione, Pavimentazioni, Giunti e altro</i>	162
5.1.8	<i>Norme di esecuzione</i>	163
5.2	PONTI FERROVIARI	163
5.2.1	<i>Principali criteri progettuali e manutentivi</i>	163
5.2.2	<i>Azioni sulle opere</i>	164
5.2.3	<i>Particolari prescrizioni per le verifiche</i>	184
5.2.4	<i>Norme di esecuzione</i>	189
6	PROGETTAZIONE GEOTECNICA	191
6.1	DISPOSIZIONI GENERALI	191
6.1.1	<i>Oggetto delle Norme</i>	191
6.1.2	<i>Scopo delle norme</i>	191
6.1.3	<i>Prescrizioni generali</i>	191
6.2	ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO.....	191
6.2.1	<i>Caratterizzazione e modellazione geologica del sito</i>	192
6.2.2	<i>Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica</i>	192
6.2.3	<i>Verifiche della sicurezza e delle prestazioni</i>	192
6.2.4	<i>Impiego del Metodo Osservazionale</i>	195
6.2.5	<i>Monitoraggio del complesso opera-terreno</i>	196
6.3	STABILITÀ DEI PENDII E DEI VERSANTI	196
6.3.1	<i>Prescrizioni generali</i>	196
6.3.2	<i>Indagini, caratterizzazione e modellazione geologica</i>	196
6.3.3	<i>Indagini e caratterizzazione geotecnica</i>	196
6.3.4	<i>Modello geotecnico del sottosuolo</i>	197
6.3.5	<i>Verifiche di sicurezza</i>	197
6.3.6	<i>Interventi di stabilizzazione</i>	197
6.3.7	<i>Monitoraggio e collaudo</i>	197
6.4	OPERE DI FONDAZIONE.....	197
6.4.1	<i>Criteri generali di progetto</i>	197
6.4.2	<i>Fondazioni superficiali</i>	198
6.4.3	<i>Fondazioni su pali</i>	199
6.5	OPERE DI SOSTEGNO.....	204
6.5.1	<i>Criteri generali di progetto</i>	204
6.5.2	<i>Azioni</i>	205
6.5.3	<i>Verifiche di sicurezza</i>	205
6.6	TIRANTI DI ANCORAGGIO	206
6.6.1	<i>Criteri di progetto</i>	206
6.6.2	<i>Verifiche di sicurezza (SLU)</i>	207
6.6.3	<i>Aspetti costruttivi</i>	208
6.6.4	<i>Prove di carico</i>	208
6.7	OPERE IN SOTTERRANEO.....	209
6.7.1	<i>Prescrizioni generali</i>	209
6.7.2	<i>Caratterizzazione geologica</i>	210
6.7.3	<i>Caratterizzazione e modellazione geotecnica</i>	210
6.7.4	<i>Criteri di progetto</i>	211
6.7.5	<i>Metodi di calcolo</i>	212

6.7.6	<i>Monitoraggio e collaudo</i>	212
6.8	OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO	212
6.8.1	<i>Criteri generali di progetto</i>	213
6.8.2	<i>Verifiche di sicurezza (SLU)</i>	213
6.8.3	<i>Verifiche in condizioni di esercizio (SLE)</i>	213
6.8.4	<i>Aspetti costruttivi</i>	213
6.8.5	<i>Monitoraggio e collaudo</i>	214
6.8.6	<i>Fronti di scavo</i>	214
6.9	MIGLIORAMENTO E RINFORZO DEI TERRENI E DELLE ROCCE	214
6.9.1	<i>Scelta del tipo di intervento e criteri generali di progetto</i>	214
6.9.2	<i>Monitoraggio e collaudo</i>	215
6.10	CONSOLIDAMENTO GEOTECNICO DI OPERE ESISTENTI	215
6.10.1	<i>Criteri generali di progetto</i>	215
6.10.2	<i>Indagini geotecniche e caratterizzazione geotecnica</i>	215
6.10.3	<i>Tipi di consolidamento geotecnico</i>	216
6.10.4	<i>Controlli, monitoraggio e collaudo</i>	216
6.11	DISCARICHE CONTROLLATE DI RIFIUTI E DEPOSITI DI INERTI	216
6.11.1	<i>Discariche controllate</i>	216
6.11.2	<i>Depositi di inert</i>	217
6.12	FATTIBILITÀ DI OPERE SU GRANDI AREE	218
6.12.1	<i>Indagini specifiche</i>	218
6.12.2	<i>Depositi di inert</i>	219
6.13	FATTIBILITÀ DI OPERE SU GRANDI AREE	219
6.13.1	<i>Indagini specifiche</i>	220
7	PROGETTAZIONE IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE	221
7.1	REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE	221
7.2	CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE	222
7.2.1	<i>Criteri generali di progettazione</i>	222
7.2.2	<i>Caratteristiche generali delle costruzioni</i>	223
7.2.3	<i>Criteri di progettazione di elementi strutturali "secondari" ed elementi non strutturali</i>	225
7.2.4	<i>Criteri di progettazione degli impianti</i>	227
7.2.5	<i>Requisiti strutturali degli elementi di fondazione</i>	228
7.2.6	<i>Criteri di modellazione della struttura e azione sismica</i>	228
7.3	METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA	229
7.3.1	<i>Analisi lineare o non lineare</i>	229
7.3.2	<i>Analisi statica o dinamica</i>	230
7.3.3	<i>Analisi lineare dinamica o statica</i>	231
7.3.4	<i>Analisi non lineare statica o dinamica</i>	233
7.3.5	<i>Analisi non lineare statica o dinamica</i>	235
7.3.6	<i>Risposta alle diverse componenti dell'azione sismica e alla variabilità spaziale del moto</i>	238
7.3.7	<i>Criteri di verifica agli stati limite ultimi</i>	239
7.3.8	<i>Criteri di verifica agli stati limite di esercizio</i>	240
7.4	CONSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO	242
7.4.1	<i>Generalità</i>	242
7.4.2	<i>Caratteristiche dei materiali</i>	242
7.4.3	<i>Tipologie strutturali e fattori di struttura</i>	242
7.4.4	<i>Dimensionamento e verifica degli elementi strutturali</i>	244
7.4.5	<i>Costruzioni con struttura prefabbricata</i>	252
7.4.6	<i>Dettagli costruttivi</i>	256
7.5	CONSTRUZIONI D'ACCIAIO	262
7.5.1	<i>Caratteristiche dei materiali</i>	262
7.5.2	<i>Tipologie strutturali e fattori di struttura</i>	263
7.5.3	<i>Regole di progetto generali per elementi strutturali dissipativi</i>	265
7.5.4	<i>Regole di progetto specifiche per strutture intelaiate</i>	266
7.5.5	<i>Regole di progetto specifiche per strutture con controventi concentrici</i>	268
7.5.6	<i>Regole di progetto specifiche per strutture con controventi eccentrici</i>	269
7.5.7	<i>Regole di dettaglio</i>	271
7.6	CONSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO	273
7.6.1	<i>Caratteristiche dei materiali</i>	273
7.6.2	<i>Tipologie strutturali e fattori di struttura</i>	273
7.6.3	<i>Larghezza efficace delle travi composte acciaio-calcestruzzo con soletta collaborante</i>	274

7.6.4	<i> Criteri di progetto per strutture dissipative</i>	276
7.6.5	<i> Regole di progetto per travi con soletta collaborante</i>	278
7.6.6	<i> Regole di progetto specifiche per strutture intelaiate</i>	279
7.6.7	<i> Regole di progetto specifiche per strutture con controventi concentrici</i>	279
7.6.8	<i> Regole di progetto specifiche per strutture con controventi eccentrici</i>	279
7.6.9	<i> Regole di dettaglio</i>	280
7.7	COSTRUZIONI DI LEGNO	283
7.7.1	<i> Aspetti concettuali della progettazione</i>	283
7.7.2	<i> Materiali e proprietà delle zone dissipative</i>	283
7.7.3	<i> Tipologie strutturali e fattori di struttura</i>	284
7.7.4	<i> Analisi strutturale</i>	286
7.7.5	<i> Disposizioni costruttive</i>	286
7.7.6	<i> Verifiche di sicurezza</i>	287
7.7.7	<i> Regole di dettaglio</i>	287
7.8	COSTRUZIONI DI MURATURA	289
7.8.1	<i> Regole generali</i>	289
7.8.2	<i> Costruzioni in muratura ordinaria</i>	295
7.8.3	<i> Costruzioni in muratura confinata</i>	297
7.8.4	<i> Costruzioni in muratura armata</i>	298
7.8.5	<i> Strutture miste con pareti in muratura ordinaria, confinata o armata</i>	299
7.9	PONTI	302
7.9.1	<i> Campo di applicazione</i>	302
7.9.2	<i> Criteri generali di progettazione</i>	302
7.9.3	<i> Modello strutturale</i>	304
7.9.4	<i> Analisi strutturale</i>	305
7.9.5	<i> Dimensionamento e dettagli costruttivi degli elementi</i>	306
7.9.6	<i> Regole di dettaglio</i>	310
7.10	COSTRUZIONI E PONTI CON ISOLAMENTO E/O DISSIPAZIONE	313
7.10.1	<i> Scopo</i>	313
7.10.2	<i> Requisiti generali e criteri per il loro soddisfacimento</i>	313
7.10.3	<i> Caratteristiche e criteri di accettazione dei dispositivi</i>	314
7.10.4	<i> Indicazioni progettuali</i>	314
7.10.5	<i> Modellazione e analisi strutturale</i>	315
7.10.6	<i> Verifiche</i>	319
7.10.7	<i> Aspetti costruttivi, manutenzione, sostituibilità</i>	320
7.10.8	<i> Accorgimenti specifici in fase di collaudo</i>	321
7.11	OPERE E SISTEMI GEOTECNICI	323
7.11.1	<i> Oggetto delle norme</i>	323
7.11.2	<i> Requisiti di sicurezza</i>	323
7.11.3	<i> Moto sismico del terreno</i>	323
7.11.4	<i> Caratterizzazione geotecnica ai fini sismici</i>	323
7.11.5	<i> Risposta sismica e stabilità del sito</i>	324
7.11.6	<i> Fronti di scavo e rilevati</i>	329
7.11.7	<i> Fondazioni</i>	330
7.11.8	<i> Opere di sostegno</i>	333
8	COSTRUZIONI ESISTENTI	339
8.1	OGGETTO	339
8.2	CRITERI GENERALI	339
8.3	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA	340
8.4	CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI	340
8.4.1	<i> Intervento di adeguamento</i>	340
8.4.2	<i> Intervento di miglioramento</i>	341
8.4.3	<i> Riparazione o intervento locale</i>	341
8.5	PROCEDURE PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E LA REDAZIONE DEI PROGETTI	341
8.5.1	<i> Analisi storico-critica</i>	341
8.5.2	<i> Rilievo</i>	341
8.5.3	<i> Caratterizzazione meccanica dei materiali</i>	342
8.5.4	<i> Livelli di conoscenza e fattori di confidenza</i>	342
8.5.5	<i> Azioni</i>	342
8.6	MATERIALI	342
9	COLLAUDO STATICO	343

9.1	PRESCRIZIONI GENERALI	343
9.2	PROVE DI CARICO	344
9.2.1	<i>Strutture prefabbricate</i>	344
9.2.2	<i>Ponti stradali</i>	345
9.2.3	<i>Ponti ferroviari</i>	345
10	NORME PER LA REDAZIONE DEI PROGETTI STRUTTURALI ESECUTIVI E DELLE RELAZIONI DI CALCOLO	347
10.1	CARATTERISTICHE GENERALI	347
10.2	ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO	348
11	MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE	349
	GENERALITÀ	349
11.1	CALCESTRUZZO	350
11.1.1	<i>Specifiche per il calcestruzzo</i>	350
11.1.2	<i>Controlli di qualità del calcestruzzo</i>	350
11.1.3	<i>Valutazione preliminare della resistenza</i>	351
11.1.4	<i>Prelievo dei campioni</i>	351
11.1.5	<i>Controllo di accettazione</i>	351
11.1.6	<i>Controllo della resistenza del calcestruzzo in opera</i>	354
11.1.7	<i>Prove complementari</i>	354
11.1.8	<i>Prescrizioni relative al calcestruzzo confezionato con processo industrializzato</i>	354
11.1.9	<i>Componenti del calcestruzzo</i>	355
11.1.10	<i>Caratteristiche del calcestruzzo</i>	357
11.1.11	<i>Durabilità</i>	360
11.2	ACCIAIO	362
11.2.1	<i>Prescrizioni comuni a tutte le tipologie di acciaio</i>	362
11.2.2	<i>Acciaio per cemento armato</i>	368
11.2.3	<i>Acciaio per cemento armato precompresso</i>	380
11.2.4	<i>Acciai per strutture metalliche e per strutture composte</i>	387
11.3	MATERIALI DIVERSI DALL'ACCIAIO UTILIZZATI CON FUNZIONE DI ARMATURA IN STRUTTURE DI CEMENTO ARMATO	398
11.4	SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE A CAVI POST-TESI	398
11.4.1	<i>Procedura di qualificazione</i>	398
11.5	APPOGGI STRUTTURALI	399
11.6	MATERIALI E PRODOTTI A BASE DI LEGNO	400
11.6.1	<i>Generalità</i>	400
11.6.2	<i>Legno massiccio</i>	402
11.6.3	<i>Legno strutturale con giunti a dita</i>	403
11.6.4	<i>Legno lamellare incollato</i>	403
11.6.5	<i>Pannelli a base di legno</i>	404
11.6.6	<i>Travi di legno massiccio con sezioni irregolari</i>	404
11.6.7	<i>Altri prodotti derivati dal legno per uso strutturale</i>	404
11.6.8	<i>Adesivi</i>	405
11.6.9	<i>Elementi meccanici di collegamento</i>	405
11.6.10	<i>Durabilità del legno e derivati</i>	406
11.6.11	<i>Procedure di qualificazione e accettazione del legno</i>	406
11.7	COMPONENTI PREFABBRICATI IN C.A. E C.A.P.	411
11.7.1	<i>Generalità</i>	411
11.7.2	<i>Requisiti minimi degli stabilimenti e degli impianti di produzione</i>	411
11.7.3	<i>Controllo di produzione</i>	411
11.7.4	<i>Procedure di qualificazione</i>	413
11.7.5	<i>Documenti di accompagnamento</i>	414
11.8	DISPOSITIVI ANTISISMICI	416
11.8.1	<i>Tipologie di dispositivi</i>	416
11.8.2	<i>Prove di qualificazione</i>	416
11.8.3	<i>Prove di accettazione</i>	418
11.8.4	<i>Dispositivi a comportamento lineare</i>	418
11.8.5	<i>Dispositivi a comportamento non lineare</i>	419
11.8.6	<i>Dispositivi a comportamento viscoso</i>	421
11.8.7	<i>Isolatori elastomerici</i>	422
11.8.8	<i>Isolatori a scorrimento</i>	423

11.9	MURATURA PORTANTE.....	424
11.9.1	<i>Elementi per muratura</i>	424
11.9.2	<i>Resistenza caratteristica a compressione nella direzione dei carichi verticali</i>	425
11.9.3	<i>Resistenza caratteristica a compressione nel piano della muratura e nella direzione ortogonale ai carichi verticali</i>	426
11.9.4	<i>Malte per muratura</i>	426
11.9.5	<i>Determinazione dei parametri meccanici della muratura</i>	427
12	RIFERIMENTI TECNICI	431

PREFAZIONE

Le presenti Norme Tecniche sulle Costruzioni sono emesse in ordine alle leggi 05.11.1971, n. 1086, e 02.02.1974, n. 64, così come riunite nel Testo Unico per l'Edilizia di cui nel d.P.R. 06.06.2001, n. 380, e dal decreto-legge 28.12.2006, n. 300, "Proroga di termini previsti da disposizioni legislative", convertito nella legge 26.02.2007, n. 17. Esse raccolgono in un unico organico testo unificato, previo aggiornamento, le norme prima distribuite in diversi decreti ministeriali.

1 INTRODUZIONE

Il testo riportato nei capitoli seguenti definisce i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità, di resistenza in caso di incendio e di durabilità.

Le presenti Norme Tecniche per le Costruzioni forniscono quindi i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale.

Per quanto riguarda le indicazioni applicative per l'ottenimento delle prescritte prestazioni, quando non siano specificatamente fornite nel presente documento, ci si può riferire a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici elencati nel Capitolo 12. In particolare quelle fornite dagli Eurocodici con le relative Appendici Nazionali costituiscono indicazioni di comprovata validità e forniscono il sistematico supporto applicativo delle presenti Norme Tecniche per le Costruzioni.

2 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

2.1 PRINCIPI FONDAMENTALI

Le presenti norme disciplinano la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle costruzioni al fine di garantire prestabiliti livelli di sicurezza nei riguardi della pubblica incolumità.

Le opere e gli elementi strutturali devono essere progettati, eseguiti, collaudati e soggetti a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle presenti norme.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono soddisfare i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: tutti i requisiti atti a garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- *robustezza nei confronti di azioni eccezionali*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce "collasso strutturale".

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile. Nel primo caso il danno o la deformazione, reversibili, cessano non appena cessa la causa che ha portato al superamento dello stato limite. Nel secondo caso si manifestano danneggiamenti irreversibili, nella struttura e nella stessa opera, o deformazioni permanenti.

Le prescrizioni riportate nel seguito si riferiscono primariamente alle nuove opere. Per le opere esistenti è possibile fare riferimento a livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere ed è anche possibile considerare solo gli stati limite ultimi. Maggiori dettagli sono dati al Capitolo 8 della presente norma.

La durabilità, definita come conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture, proprietà essenziale affinché i livelli di sicurezza vengano garantiti durante tutta la vita dell'opera, deve essere garantita attraverso una opportuna scelta dei materiali e un opportuno dimensionamento delle strutture, comprese le eventuali misure di protezione e manutenzione. I prodotti ed i componenti utilizzati per le opere strutturali devono essere chiaramente identificati in termini di caratteristiche meccanico-fisico-chimiche indispensabili alla valutazione della sicurezza e dotati di idonea qualificazione, così come specificato al Capitolo 11.

I materiali ed i prodotti, per poter essere utilizzati nelle opere previste dalle presenti norme devono essere sottoposti a procedure e prove sperimentali di accettazione. Le prove e le procedure di accettazione sono definite nelle parti specifiche delle presenti norme riguardanti i materiali.

La fornitura di componenti, sistemi o prodotti, impiegati per fini strutturali, deve essere accompagnata da un manuale di installazione e di manutenzione da allegare alla documentazione

dell'opera. I componenti, sistemi e prodotti, edili od impiantistici, non facenti parte del complesso strutturale, ma che svolgono funzione statica autonoma, devono essere progettati ed installati nel rispetto dei livelli di sicurezza e delle prestazioni prescritte nelle presenti norme.

Le azioni da prendere in conto devono essere assunte in accordo con quanto stabilito nei relativi capitoli delle presenti norme. In mancanza di specifiche indicazioni, si dovrà fare ricorso ad opportune indagini, eventualmente anche sperimentali, o a normative di comprovata validità.

2.2 STATI LIMITE

2.2.1 STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

I principali Stati Limite Ultimi, di cui al punto 2.1, sono elencati nel seguito:

- a)* perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- b)* deformazioni o movimenti eccessivi;
- c)* raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- d)* raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- e)* raggiungimento della massima capacità di resistenza dei terreni;
- f)* rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- g)* rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- h)* instabilità di parti della struttura o del suo insieme;
- i)* altri saranno considerati in relazione alle specificità delle singole opere.

2.2.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

I principali Stati Limite di Esercizio, di cui al punto 2.1, sono elencati nel seguito:

- a)* danneggiamenti locali (ad es. eccessive fessurazione del calcestruzzo) che possono ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- b)* deformazioni e distorsioni che possono limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- c)* deformazioni o distorsioni che possono compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- d)* vibrazioni che possono compromettere l'uso della costruzione;
- e)* danni per fatica che possono compromettere la durabilità;
- f)* corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione.

2.2.3 VERIFICHE

Le opere devono essere verificate:

- a)* per gli stati limite ultimi che possono verificarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- b)* per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

Le verifiche di sicurezza delle opere devono essere contenute nei documenti di progetto, con riferimento alle prescritte caratteristiche meccaniche dei materiali ed alla caratterizzazione geotecnica del terreno dedotte in base a specifiche indagini. La struttura deve essere verificata nelle fasi intermedie, tenuto conto del processo costruttivo; le verifiche per queste situazioni transitorie

sono di regola condotte nei confronti dei soli stati limite ultimi.

Per le opere per le quali nel corso dei lavori si manifestino significative situazioni difformi da quelle di progetto occorre effettuare le relative necessarie verifiche.

2.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si adotteranno criteri probabilistici scientificamente comprovati. Nel seguito vengono normati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, che sono applicabili nella generalità dei casi. Per opere di particolare importanza si potranno adottare metodi di livello superiore tratti da documentazione tecnica di comprovata validità.

Secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni, rappresentando la resistenza dei materiali e le azioni stesse mediante i valori caratteristici rispettivamente R_{ki} e F_{kj} , definiti come i frattili inferiori delle resistenze e quelli tra i frattili (superiori o inferiori) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere i frattili vengono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze od azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si ottiene con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove

R_d è la resistenza di calcolo dell'elemento strutturale considerato, valutata in base ai valori di calcolo $R_{di}=R_{ki}/\gamma_{Mi}$ della resistenza dei materiali ed ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è l'effetto delle azioni sull'elemento strutturale considerato, valutato in base ai valori di calcolo delle azioni combinate come indicato in 2.5.3 ed ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate.

I coefficienti parziali di sicurezza γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i-esimo ed all'azione j-esima, coprono la variabilità aleatoria delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche ed alla affidabilità del modello di calcolo.

2.4 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E VITA DI RIFERIMENTO

2.4.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di una struttura V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Indicativamente, con riferimento alla loro durabilità, la vita nominale delle diverse tipologie di strutture è quella riportata nella Tabella 2.4.I.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diverse tipologie di struttura nei riguardi della durabilità

TIPOLOGIA DI STRUTTURA	Vita Nominale V_N (in anni)
Strutture provvisorie – Strutture in fase costruttiva ¹	10
Strutture di opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
Strutture di grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

1) Le verifiche sismiche relative a strutture provvisorie o in fase costruttiva, devono effettuarsi solo quando la durata prevista in progetto della struttura provvisoria o della fase costruttiva sia maggiore di 2 anni.

2.4.2 CLASSI D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono poi suddivise in classi d'uso così definite:

- *Classe I:* costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- *Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- *Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- *Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B e di tipo C, di cui al decreto 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico, e il cui collasso potrebbe provocare un numero particolarmente elevato di vittime. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di osservazione V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della Classe d'uso, come mostrato in Tabella 2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

2.5 AZIONI SULLE COSTRUZIONI

2.5.1 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

2.5.1.1 Classificazione delle azioni in base all'origine

- a) *dirette*:
azioni concentrate, azioni distribuite, fisse o mobili;
- b) *indirette*:
deformazioni impresse quali gli effetti di variazioni di temperatura e di umidità, il ritiro, la precompressione, i cedimenti di vincolo, ecc.
- c) *degrado*:
 - effetti di degrado endogeno della struttura: alterazione naturale del materiale di cui è composta la struttura;
 - effetti di degrado esogeno della struttura: alterazione a seguito di agenti esterni alla struttura delle caratteristiche materiali di questa.

2.5.1.2 Classificazione delle azioni secondo la risposta strutturale

- a) *statiche*: azioni che applicate alla struttura non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti;
- b) *quasi statiche*: azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente di intensità opportunamente incrementata;
- c) *dinamiche*: azioni che causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti.

2.5.1.3 Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo

- a) *permanenti (G)*: azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo;
 - a. peso proprio di tutti gli elementi strutturali (G_1);
 - b. peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
 - c. forze indotte dalla pressione del terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno);
 - d. forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
 - e. spostamenti e deformazioni imposti previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
 - f. pretensione e precompressione (P);
 - g. ritiro;
 - h. cedimenti differenziali;
- b) *variabili (Q)*: azioni che agiscono sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo e/o nello spazio;
 - a. *di lunga durata*: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;

- b. *di breve durata*: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- c) *eccezionali (A)*: azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale di progetto della struttura;
 - a. incendi;
 - b. esplosioni;
 - c. urti ed impatti;
- d) *azione sismica*: azioni derivanti dai terremoti.

2.5.2 CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

Con riferimento ad una azione variabile, si definisce valore caratteristico Q_k quello valutato ad un frattile pari al 95 % della popolazione dei massimi, in relazione al periodo di tempo di riferimento.

Con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente $\psi_2 Q_k$ la media della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore frequente $\psi_1 Q_k$ il valore corrispondente al frattile 95 % della distribuzione temporale dell'intensità e cioè che è superato per una limitata frazione del periodo di;
- valore raro (o di combinazione) $\psi_0 Q_k$ il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili.

Nel caso in cui la caratterizzazione stocastica dell'azione considerata non sia disponibile, si potrà assumere il valore nominale. Nel seguito sono indicati con pedice k i valori caratteristici; senza pedice k i valori nominali.

2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

Questa combinazione è generalmente impiegata per gli stati limite ultimi.

- Combinazione caratteristica rara (SLE)

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

Questa combinazione è generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio irreversibili ed è da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni di cui al punto 2.7.

- Combinazione frequente (SLE)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

Questa combinazione è generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio reversibili.

- Combinazione quasi permanente (SLE)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

Questa combinazione è generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine.

- Combinazione sismica

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_1 + \psi_{22}Q_2 + \dots$$

Questa combinazione è impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. 3.2).

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi G_2 e Q_{ki} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche.

Nelle formule sopra riportate il simbolo $+$ vuol dire *combinato con*. Q_{k1} è l'azione variabile dominante per la combinazione considerata, Q_{k2}, Q_{k3}, \dots sono le azioni variabili che possono agire contemporaneamente alla dominante. $\psi_{0j}, \psi_{1j}, \psi_{2j}$ sono i coefficienti di combinazione definiti in 2.5.2 associati alla azione j -esima; i loro valori sono dati in 2.6.2, Tab. 2.6.II.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono dati in 2.6.1.

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.)

2.5.4 DEGRADO

La struttura deve essere progettata così che il degrado nel corso della sua vita, purché si adotti la normale manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme.

Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado devono essere stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali, senza richiedere sproporzionati interventi di manutenzione straordinaria.

La protezione contro l'eccessivo degrado va ottenuta attraverso una opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'eventuale applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

2.6 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni definite in 2.5.3.

2.6.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

La Tabella 2.6.I fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

	γ_{G1}	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_{G2}	γ_{Qi}	γ_{Qi}
	favor.	sfavor.	favor.	sfavor.	favor.	sfavor.
EQU	0,90	1,10	0,0	1,50	0,0	1,50
STR	1,00	1,30	0,0	1,50	0,0	1,50
GEO	1,00	1,00	0,0	1,30	0,0	1,30

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta dei terreni, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Cap 6.

Nel caso di opere non strutturali di configurazione compiutamente definita, dettagliate espressamente nel progetto delle strutture, per la condizione "favorevole" si può porre $\gamma_{G2}=0,9$ in EQU e si può porre $\gamma_{G2}=1,0$ in STR e GEO. In tal caso, quando dette opere fossero tolte o modificate, si deve procedere alle necessarie verifiche della struttura.

Nella Tabella 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

EQU stato limite di equilibrio come corpo rigido in condizioni di galleggiamento (v. voce a di 2.2.1);

- STR stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione (v. voci b, c, d, g, h di 2.2.1);
- GEO stato limite di resistenza del terreno compreso l'equilibrio al ribaltamento (v. voce e di 2.2.1);
- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali
- γ_{Qj} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_p=1$.

Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nei capitoli successivi con riferimento a particolari azioni specifiche. Nella Tabella 2.6.II sono riportati i valori dei coefficienti di combinazione ψ_{ij} per le diverse categorie di azione per edifici civili e industriali correnti.

2.6.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le verifiche agli stati limite di esercizio riguardano le voci riportate al punto 2.2.2. La Tabella 2.6.II riporta i valori dei coefficienti di combinazione ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 per le diverse categorie di azioni e per il caso specifico degli edifici civili ed industriali correnti.

Tabella 2.6.II – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (> 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture e sottotetti	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve ($a \leq 1000$ m)	0,5	0,2	0,0
Neve ($a > 1000$ m)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Nel Capitolo 4 per le condizioni non sismiche e nel Capitolo 7 per le condizioni sismiche sono date specifiche indicazioni sulle verifiche in questione con riferimento ai diversi materiali.

2.7 VERIFICHE ALLE TENSIONI

Relativamente ai metodi di calcolo, è d'obbligo il Metodo agli stati limite di cui al punto 2.6.

Per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II e limitatamente a siti di sismicità molto bassa ai sensi del DPR 380/01 e dell'Allegato A, è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni ammissibili. Per tali verifiche si deve fare riferimento alle norme tecniche di cui al decreto 14 febbraio 1992, per le strutture in calcestruzzo e in acciaio, al decreto 9 gennaio 1987, per le strutture in muratura.

Le norme dette si debbono in tal caso applicare integralmente, salvo per i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico per i quali valgono le prescrizioni riportate nelle presenti norme tecniche.

Le azioni sismiche debbono essere assunte pari al 3% dei carichi verticali agenti e le modalità costruttive e di calcolo allineate al D.M. LL. PP. 16 .01.1996 nonché alla Circ. LL. PP. 10 aprile 1997, n. 65/AA.GG.e relativi allegati

3 AZIONI SULLE COSTRUZIONI

3.1 OPERE CIVILI E INDUSTRIALI

3.1.1 GENERALITÀ

Nel presente paragrafo vengono definiti i carichi, nominali e/o caratteristici, relativi a costruzioni per uso civile o industriale. La descrizione e la definizione dei carichi devono essere espressamente indicate negli elaborati progettuali.

Le azioni permanenti e quasi-permanenti legate all'azione gravitazionale sono determinate a partire dalle dimensioni geometriche e dalle caratteristiche di densità o di massa volumica dei materiali di cui è composta la costruzione sia nelle parti strutturali che in quelle non strutturali: i pesi specifici ed i carichi pertinenti devono essere definiti a partire da fonti riconosciute o dalle indicazioni dei paragrafi 3.1.2 e 3.1.3.

Nei paragrafi seguenti, sono fornite indicazioni sui valori dei carichi variabili da utilizzare nelle costruzioni: tali valori sono da considerare come valori nominali minimi.

Tabella 3.1.I - Pesi per unità di volume dei principali materiali strutturali

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m ³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Argilla compatta	21,0
Tufo vulcanico	17,0
Calcere compatto	26,0
Calcere tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Sostanze varie	
Carta	10,0
Vetro	25,0
Per materiali non compresi nella tabella si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative di comprovata validità assumendo i valori nominali come valori caratteristici.	

I carichi saranno considerati agire staticamente, salvo casi particolari in cui gli effetti dinamici dovranno essere debitamente valutati. Oltre che la situazione definitiva d'uso, si dovranno considerare le azioni agenti in tutte le fasi esecutive della costruzione.

In fase di progetto, la robustezza dell'opera deve essere verificata imponendo azioni nominali convenzionali, in aggiunta alle altre azioni esplicite (non sismiche), applicate secondo due direzioni orizzontali ortogonali e consistenti in una frazione dei carichi pari all'1%, al fine di verificare il comportamento complessivo.

3.1.2 PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI

I pesi per unità di volume dei più comuni materiali, per la determinazione dei pesi propri strutturali, possono essere assunti pari a quelli riportati nella tabella 3.1.I.

3.1.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Sono considerati carichi permanenti i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisorie interne, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

Essi vanno valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi per unità di volume dei materiali costituenti.

In linea di massima, in presenza di orizzontamenti anche con orditura unidirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i carichi ed i sovraccarichi potranno assumersi per la verifica d'insieme come uniformemente ripartiti. In caso contrario, occorrerà valutarne le effettive distribuzioni.

I tramezzi e gli impianti leggeri di edifici per abitazioni e uffici possono assumersi, in genere, come carichi equivalenti distribuiti, quando i solai hanno adeguata capacità di ripartizione trasversale.

3.1.3.1 Elementi divisorii interni

Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio di elementi divisorii interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito g_{2k} , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito g_{2k} ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza G_{2k} delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisorii con $G_{2k} \leq 1,00$ kN/m : $g_{2k} = 0,40$ kN/m²;
- per elementi divisorii con $1,00 < G_{2k} \leq 2,00$ kN/m : $g_{2k} = 0,80$ kN/m²;
- per elementi divisorii con $2,00 < G_{2k} \leq 3,00$ kN/m : $g_{2k} = 1,20$ kN/m²;
- per elementi divisorii con $3,00 < G_{2k} \leq 4,00$ kN/m : $g_{2k} = 1,60$ kN/m²;
- per elementi divisorii con $4,00 < G_{2k} \leq 5,00$ kN/m : $g_{2k} = 2,00$ kN/m².

Elementi divisorii interni con peso proprio maggiore devono essere considerati in fase di progettazione tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

3.1.4 SOVRACCARICHI VARIABILI

I sovraccarichi variabili comprendono la classe dei carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m²],
- carichi orizzontali lineari H_k [kN/m]
- carichi orizzontali concentrati Q_k [kN].

I valori nominali e/o caratteristici delle intensità da assumere per i sovraccarichi variabili verticali ed orizzontali ripartiti e per le corrispondenti azioni locali concentrate - tutte comprensive degli effetti dinamici ordinari - sono riportati nella Tabella 3.1.II. Tali valori sono comprensivi degli effetti dinamici ordinari purchè non vi sia rischio di risonanza delle strutture.

Tabella 3.1.II – Valori dei sovraccarichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 — —	1,00 — —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

I sovraccarichi verticali concentrati Q_k formano oggetto di verifiche locali distinte e non vanno sovrapposti ai corrispondenti carichi verticali ripartiti; essi vanno applicati su impronte di carico

appropriate all'utilizzo ed alla forma dell'orizzontamento; in assenza di precise indicazioni può essere considerata una forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm, salvo che per le rimesse ed i parcheggi, per i quali si applicano su due impronte di 200 x 200 mm, distanti 1,60 m.

I valori riportati nel prospetto sono da considerare come nominali, per condizioni di uso corrente delle rispettive categorie. Altri regolamenti potranno imporre valori superiori, in relazione ad esigenze specifiche.

In presenza di sovraccarichi atipici (quali macchinari, serbatoi, depositi interni, impianti, ecc.) le intensità andranno valutate caso per caso, in funzione dei massimi prevedibili: tali valori dovranno essere indicati esplicitamente nelle documentazioni di progetto e di collaudo statico.

3.1.4.1 Sovraccarichi variabili orizzontali

I sovraccarichi orizzontali lineari H_k devono essere applicati a pareti - alla quota di 1,20 m dal rispettivo piano di calpestio - ed a parapetti o mancorrenti - alla quota del bordo superiore. Essi vanno considerati sui singoli elementi ma non sull'edificio nel suo insieme.

I sovraccarichi variabili orizzontali (lineari) indicati nella Tabella 3.1.II, devono essere utilizzati per verifiche locali, e non si sommano alle verifiche dell'edificio nel suo insieme.

In proposito va precisato che tali verifiche locali riguardano, in relazione alle condizioni d'uso, gli elementi verticali bidimensionali quali tramezzi, pareti, tamponamenti esterni, comunque realizzati, con esclusione di divisori mobili (che comunque dovranno garantire sufficiente stabilità in esercizio).

Il soddisfacimento della prescrizione potrà essere documentato anche per via sperimentale, e comunque mettendo in conto i vincoli che il manufatto possiede e tutte le risorse che il tipo costruttivo consente.

3.1.4.2 Riduzione dei sovraccarichi

Quando si verificano elementi strutturali quali travi, pilastri, pareti portanti, fondazioni, interessati da carichi variabili applicati su superfici ampie, da presumersi non caricate per intero contemporaneamente col massimo sovraccarico, il valore del sovraccarico, purché appartenente tutto alla stessa categoria, potrà essere mediamente ridotto su tali superfici, rispetto a quello indicato nella Tabella 3.1.II, in funzione della estensione della superficie caricata complessiva di spettanza dell'elemento verificato.

3.2 AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche; le sue attuali fonti di riferimento sono riportate nell’Allegato A.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria **A** quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{V_R} , quali definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , quale definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l’uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla *pericolosità sismica* del sito quale definita nell’Allegato A.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , a partire dai valori dei seguenti parametri:

a_g accelerazione orizzontale massima su affioramento rigido orizzontale;

$S_{e,max}$ risposta spettrale massima in accelerazione;

$S_{V_e,max}$ risposta spettrale massima in velocità.

Nelle zone classificate a *sismicità molto bassa* ai sensi del DPR 380/01 e dell’Allegato A per tutte le tipologie costruttive, quale che sia il tipo e la classe d’uso, valgono le sole indicazioni riportate all’inizio del capitolo 7, salvo provvedimenti specifici delle Regioni e Province Autonome.

3.2.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d’uso significativi;
- **Stato Limite di immediato utilizzo o di Danno (SLD)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell’interruzione d’uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della vita o Ultimo (SLU)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una significativa parte della resistenza per azioni orizzontale e resistenza e rigidezza per azioni verticali quasi immutate manifestando

ancora, nel complesso, un significativo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali;

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali, cui si associa una perdita sostanziale di rigidità ed una contenuta perdita di resistenza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva ancora una significativa parte della rigidità e resistenza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tabella 3.2.I.

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

Stato Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLU	10%
	SLC	5%

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza (come avviene per gli ospedali), i valori di P_{V_R} forniti in tabella andranno sostituiti dai valori di $P_{V_R}^*$ forniti dalla formula $P_{V_R}^* = 1 - ((C_U - P_{V_R}) / C_U)^{C_U}$ ove C_U è il coefficiente d'uso definito in 2.4.3.

3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifici studi, come indicato nel § 7.11.5. In assenza di tali studi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tabella 3.2.II e Tabella 3.2.III).

La classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio (definita successivamente) entro i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni dirette, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni profonde è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

La misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio è fortemente raccomandata. Nei casi in cui, tuttavia, tale determinazione non sia disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica (*Standard Penetration Test*) $N_{SPT,30}$ (definito successivamente) nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ (definita successivamente) nei terreni prevalentemente a grana fina.

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definite al § 3.2.3 delle presenti norme.

Per terreni aventi caratteristiche meccaniche più scadenti di quelli di cui alle categorie D ed E, o appartenenti alle ulteriori categorie S1 ed S2 di seguito indicate (Tabella 3.2.III), è necessario predisporre specifici studi per la definizione delle azioni sismiche, particolarmente nei casi in cui la presenza di terreni suscettibili di liquefazione e/o di argille d'elevata sensitività possa comportare fenomeni di collasso del terreno.

Tabella 3.2.III – *Categorie aggiuntive di sottosuolo.*

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni liquefacibili, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

La velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,30}$ è definita dall'espressione

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}} \quad (\text{m/s})$$

La resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ è definita dall'espressione

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,M} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}}$$

La resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ è definita dall'espressione

$$c_{u,30} = \frac{\sum_{i=1,K} h_i}{\sum_{i=1,K} \frac{h_i}{c_{u,i}}}$$

Nelle precedenti espressioni si indica con:

- h_i spessore (in metri) dell' i -esimo strato compreso nei primi H m di profondità;
- $V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-4}\%$);
- $N_{SPT,i}$ numero di colpi N_{SPT} nell' i -esimo strato;
- $c_{u,i}$ resistenza non drenata nell' i -esimo strato;
- N numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità;
- M numero di strati di terreni a grana grossa compresi nei primi 30 m di profondità;
- K numero di strati di terreni a grana fina compresi nei primi 30 m di profondità.

Nel caso di sottosuoli costituiti da stratificazioni di terreni a grana grossa e a grana fina ricadenti nelle categorie da **A** ad **E**, quando non si disponga di misure dirette della velocità delle onde di taglio si può procedere come segue:

- determinare $N_{SPT,30}$ limitatamente agli strati di terreno a grana grossa compresi entro i primi 30 m di profondità;
- determinare $c_{u,30}$ limitatamente agli strati di terreno a grana fina compresi entro i primi 30 m di profondità;
- individuare le classi corrispondenti singolarmente ai parametri $N_{SPT,30}$ e $c_{u,30}$;
- riferire il sottosuolo alla classe peggiore tra quelle individuate al punto precedente.

Categorie topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifici studi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tabella 3.2.IV):

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media dei pendii $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media dei pendii $i > 30^\circ$

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

3.2.3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

3.2.3.1 Descrizione del moto sismico in superficie e sul piano di fondazione

Ai fini delle presenti norme l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z , da considerare tra di loro indipendenti. Salvo quanto specificato nel §7.11 per le opere e i sistemi geotecnici la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato (v. Cap. 7) e purché il sito nel quale la costruzione sorge non sia a *sismicità molto bassa* o *bassa*.

Ciascuna componente può essere descritta, in funzione del tipo di analisi che si adotta, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

Sulla base di appositi studi si può poi passare dai valori in superficie ai valori sul piano di fondazione, come definito nel § 3.2.2; in assenza di tali studi l'azione in superficie può essere assunta come agente sul piano di fondazione.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta ovvero dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale. In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. La componente accelerometrica verticale può essere correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto) e degli accelerogrammi, si rimanda ai paragrafi successivi.

3.2.3.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione massima convenzionale a_g su sottosuolo di categoria **A** che caratterizza il sito. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} (v. § 2.4 e § 3.2.1).

Gli spettri così definiti potranno essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro dovrà essere definito da appositi studi ovvero l'azione sismica andrà descritta mediante accelerogrammi. In eguale modo si opererà in presenza di sottosuoli di categoria **S1** o **S2**.

3.2.3.2.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Qualche che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_o \times \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \times F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_o \\
T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_o \times \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_o \times \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
\end{aligned} \tag{3.2.1}$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Inoltre si ha:

S coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \times S_T \tag{3.2.2}$$

dove S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi espressioni 3.2.11) ed S_T è il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tabella 3.2.VI);

η fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione seguente:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \tag{3.2.3}$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_o fattore che quantizza l'amplificazione spettrale massima, in termini di rapporto tra $S_e(T)_{max}$ (definita al § 3.2) ed accelerazione orizzontale massima del suolo a_g , mediante la relazione:

$$F_o = \frac{S_{e,max}}{a_g} \tag{3.2.4}$$

T_C periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, determinato in termini di rapporto tra $S_{Ve,max}$ ed $S_{e,max}$ (definite al § 3.2) mediante la relazione:

$$T_C = C_C \times \frac{S_{Ve,max}}{S_{e,max}} \tag{3.2.5}$$

dove C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi tabella 3.2.V);

T_B periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, determinato mediante la relazione:

$$T_B = T_C / 4 \tag{3.2.6}$$

T_D periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = \frac{a_g}{g} \times 4,0 + 1,6 \tag{3.2.7}$$

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione definite nel § 3.2.2, la forma spettrale su sottosuolo di categoria A con superficie topografica orizzontale è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico S_S , il coefficiente topografico S_T e il coefficiente C_C che modifica il valore del periodo T_C .

Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria **A** il coefficiente S_S vale 1, il coefficiente C_C vale 2π .

Per le categorie di sottosuolo **B**, **C**, **D** ed **E** i coefficienti S_S e C_C possono essere calcolati, in funzione dei valori di $S_{e,max}$ ed $S_{Ve,max}$ relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nelle formule 3.2.11 e 3.2.12 di Tab. 3.2.V nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Tabella 3.2.V – *Espressioni di S_S e di C_C*

Categoria sottosuolo	S_S [3.2.8]	C_C [3.2.9]
A	1,00	2π
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \times \frac{S_{e,max}}{g} \leq 1,20$	$4,79 \times \left(\frac{S_{e,max}}{S_{Ve,max}} \right)^{0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \times \frac{S_{e,max}}{g} \leq 1,50$	$3,60 \times \left(\frac{S_{e,max}}{S_{Ve,max}} \right)^{0,33}$
D	$0,90 \leq 1,90 - 0,75 \times \frac{S_{e,max}}{g} \leq 1,80$	$3,13 \times \left(\frac{S_{e,max}}{S_{Ve,max}} \right)^{0,50}$
E	$1,00 \leq 1,50 - 0,10 \times \frac{S_{e,max}}{g} \leq 1,60$	$3,46 \times \left(\frac{S_{e,max}}{S_{Ve,max}} \right)^{0,40}$

Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di studi specifici di risposta sismica locale, si utilizzano i valori massimi del coefficiente topografico S_T riportati nella Tabella 3.2.VI, in funzione delle categorie topografiche definite in § 3.2.2. e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tabella 3.2.VI – Valori del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza del bordo superiore	1,0÷1,2
T3	In prossimità della cresta	1,0÷1,2
T4	In prossimità della cresta	1,2÷1,4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità fino alla base dove S_T assume valore unitario.

3.2.3.2.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \times S \times \eta \times F_v \times \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \times F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \times S \times \eta \times F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \times S \times \eta \times F_v \times \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \times S \times \eta \times F_v \times \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}
 \tag{3.2.13}$$

nelle quali T ed S_{ve} sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e F_v è il fattore che quantizza l'amplificazione spettrale massima, in termini di rapporto tra $S_e(T)_{max}$ (definita al § 3.2) ed accelerazione orizzontale massima del suolo a_g , mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \times F_o \times \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}
 \tag{3.2.14}$$

I valori di a_g , F_o , S , η sono quelli già definiti al § 3.2.3.2.1 per le componenti orizzontali; i valori di S_s , T_B , T_C e T_D , salvo più accurate determinazioni, sono quelli riportati nella Tabella 3.2.VII.

Tabella 3.2.VII – Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05	0,15	1,0

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di studi specifici si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati in Tabella 3.2.VI.

3.2.3.2.3 Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali $S_{De}(T)$ si ricava dalla corrispondente risposta in accelerazione $S_e(T)$ mediante la seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \times \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad [3.2.15]$$

purché il periodo di vibrazione T non ecceda i valori T_E indicati in Tabella 3.2.VIII.

Tabella 3.2.VIII – Valori dei parametri T_E e T_F

Categoria sottosuolo	T_E	T_F
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C, D, E	6,0	10,0

Per periodi di vibrazione eccedenti T_E , le ordinate dello spettro possono essere ottenute dalle formule seguenti:

per $T_E < T \leq T_F$:

$$S_{De}(T) = 0,025 \times a_g \times S \times T_C \times T_D \times \left[2,5 \times \eta + (1 - 2,5 \times \eta) \times \frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right] \quad [3.2.16]$$

per $T > T_F$:

$$S_{De}(T) = d_g \quad [3.2.17]$$

dove tutti i simboli sono già stati definiti, ad eccezione di d_g , definito nel paragrafo successivo.

3.2.3.3 Spostamento orizzontale e velocità orizzontale del terreno

I valori dello spostamento orizzontale d_g e della velocità orizzontale v_g massimi del suolo sono dati dalle seguenti espressioni:

$$d_g = 0,025 \times S \times T_C \times T_D \times a_g \quad [3.2.18]$$

$$v_g = 0,16 \times S \times T_C \times a_g$$

dove a_g , S , T_C , T_D assumono i valori già utilizzati al 3.2.3.2.1.

3.2.3.4 Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_r} considerata (v. 2.4 e 3.2.1).

3.2.3.5 Spettri di progetto per gli stati limite ultimi

Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso un fattore riduttivo delle forze elastiche, denominato fattore di struttura q , che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovrarresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico

corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} considerata (v. 2.4 e 3.2.1), con le ordinate ridotte ponendo nelle formule 3.2.4:

$$\eta = \frac{1}{q} \quad [3.2.19]$$

Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2a_g$.

3.2.3.6 Impiego di accelerogrammi

Gli stati limite, ultimi e di esercizio, possono essere verificati mediante l'uso di accelerogrammi, o artificiali o simulati o naturali. Ciascun accelerogramma descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica.

La durata degli accelerogrammi deve essere stabilita sulla base della magnitudo e degli altri parametri fisici che determinano la scelta del valore di a_g e di S_S . In assenza di studi specifici la durata della parte pseudo-stazionaria degli accelerogrammi sarà almeno pari a 10 s; la parte pseudo-stazionaria deve essere preceduta e seguita da tratti ad intensità crescente da zero e decrescente a zero, di modo che la durata complessiva dell'accelerogramma sia non inferiore a 25 s.

Gli accelerogrammi artificiali devono avere uno spettro di risposta elastico coerente con lo spettro di risposta elastico adottato nella progettazione. La coerenza con lo spettro elastico è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi, per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ del 5%. L'ordinata spettrale media non dovrà presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico, in alcun punto dell'intervallo di periodi $0,15 \text{ s} \div 2,0 \text{ s}$ e $0,15 \text{ s} \div 3 T$, in cui T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico, per le verifiche agli stati limite ultimi e $0,15 \text{ s} \div 1,5 T$, per le verifiche agli stati limite di esercizio. Nel caso di costruzioni con isolamento sismico, il limite superiore dell'intervallo di coerenza è assunto pari a $1,2 T_{is}$, essendo T_{is} il periodo equivalente della struttura isolata, valutato per gli spostamenti del sistema d'isolamento prodotti dallo stato limite in esame.

L'uso di accelerogrammi artificiali non è ammesso nelle analisi di opere e sistemi geotecnici.

L'uso di accelerogrammi generati mediante simulazione fisica della sorgente e della propagazione, è ammesso, a condizione che siano adeguatamente giustificate le ipotesi relative alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente e alle condizioni stratigrafiche e topografiche del sito.

L'uso di accelerogrammi registrati è ammesso, a condizione che la loro scelta sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alle condizioni stratigrafiche e topografiche del sito di registrazione, alla magnitudo e agli altri parametri fisici che determinano la scelta del valore dei parametri che definiscono lo spettro di risposta elastico, di cui al § 3.2.3.2, caratteristico del sito.

Gli accelerogrammi registrati devono comunque essere scalati in modo da rispettare i limiti di coerenza con gli spettri di risposta, precedentemente definiti.

3.2.4 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita in 2.5.3 e che qui si riporta:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} Q_{ki} \quad [3.2.20]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} Q_{ki} \quad [3.2.21]$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella successiva Tabella 3.2.IX

Tabella 3.2.IX – Coefficienti ψ_{2i} per varie destinazioni d'uso.

Destinazione d'uso (vedi Tabella 2.6.II)	ψ_{2i}
Abitazioni, uffici, Scale (Categorie A e B)	0,30
Uffici aperti al pubblico, Scuole, Negozi, Autorimesse (Categorie C, D, F, G)	0,60
Magazzini, Archivi, Biblioteche (Categoria E)	0,80
Tetti e coperture con neve (Categoria H, Neve)	0,20
Vento e variazioni termiche	0,00

Nel caso dei ponti, e per le sole verifiche agli stati limite ultimi, le azioni da considerare in aggiunta a quella sismica sono solo quelle dovute ai carichi permanenti, secondo l'espressione:

$$G_1 + G_2 + P + E \quad [3.2.22]$$

3.2.5 ASPETTI DELL'AZIONE SISMICA DOVUTI ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

3.2.5.1 Variabilità spaziale del moto

Nei punti di contatto dell'opera con il terreno (fondazioni) il moto sismico è generalmente diverso, a causa del suo carattere intrinseco di propagazione, delle disomogeneità e delle discontinuità eventualmente presenti, e della diversa risposta locale del terreno dovuta a particolari caratteristiche stratigrafiche e topografiche.

Degli effetti sopra indicati dovrà tenersi conto quando tali effetti possono essere significativi e in ogni caso quando le condizioni di sottosuolo sono variabili lungo lo sviluppo dell'opera, in misura tale da richiedere l'uso di spettri di risposta diversi.

In assenza di modelli fisicamente più accurati e adeguatamente documentati, un criterio di prima approssimazione per tener conto della variabilità spaziale del moto consiste nel sovrapporre agli effetti dinamici, valutati ad esempio con lo spettro di risposta, gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi.

Nel dimensionamento delle strutture in elevazione tali effetti potranno essere trascurati quando la struttura di fondazione sia rigida e resistente a sufficienza da rendere minime le distorsioni in pianta dovute agli spostamenti relativi; negli edifici questo avviene, ad esempio, quando si collegano tra loro in modo opportuno i plinti di fondazione.

Gli effetti dinamici possono essere valutati adottando un'unica azione sismica, corrispondente alla categoria di sottosuolo che induce le sollecitazioni più severe. Qualora l'opera venga suddivisa in porzioni, ciascuna fondata su sottosuolo a caratteristiche ragionevolmente omogenee, per ciascuna di esse si adotterà l'appropriata azione sismica.

3.2.5.2 Spostamento assoluto e relativo del terreno

Il valore dello spostamento assoluto orizzontale massimo del suolo (d_g) può ottenersi utilizzando l'espressione 3.2.18.

Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto richiamati nel paragrafo precedente, il valore dello spostamento relativo tra due punti i e j caratterizzati dalle proprietà stratigrafiche del rispettivo sottosuolo ed il cui moto possa considerarsi indipendente, può essere stimato secondo l'espressione seguente:

$$d_{ij\max} = 1.25\sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2} \quad [3.2.23]$$

dove d_{gi} e d_{gj} sono gli spostamenti massimi del suolo nei punti i e j , calcolati con riferimento alle caratteristiche locali del sottosuolo.

Il moto di due punti del terreno può considerarsi indipendente per punti posti a distanze notevoli, in relazione al tipo di sottosuolo; il moto è reso indipendente anche dalla presenza di forti variabilità orografiche tra i punti.

In assenza di forti discontinuità orografiche, lo spostamento relativo tra punti a distanza x si può valutare con l'espressione:

$$d_{ij}(x) = d_{ij0} + (d_{ij\max} - d_{ij0}) \left[1 - e^{-1.25(x/v_s)^{0.7}} \right] \quad [3.2.24]$$

dove v_s è la velocità di propagazione delle onde di taglio e d_{ij0} , spostamento relativo tra due punti a piccola distanza, è dato dall'espressione:

$$d_{ij0}(x) = 1.25 |d_{gi} - d_{gj}| \quad [3.2.25]$$

Per punti ad una distanza inferiore ai 20 m lo spostamento relativo, se i punti ricadono su sottosuoli differenti, è rappresentato da d_{ij0} , se i punti ricadono su sottosuolo dello stesso tipo, può essere stimato con le espressioni 3.2.26, anziché con l'espressione 3.2.24:

$$d_{ij}(x) = \frac{d_{ij\max}}{v_s} \times 2,3x \quad \text{per sottosuolo tipo D} \quad [3.2.26]$$

$$d_{ij}(x) = \frac{d_{ij\max}}{v_s} \times 3,0x \quad \text{per sottosuolo di tipo diverso da D}$$

3.3 AZIONI DEL VENTO

3.3.1 GENERALITÀ

Il vento, la cui direzione si considera di regola orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al punto 3.3.3. Peraltro, per le costruzioni di forma o tipologia inusuale, oppure di grande altezza o lunghezza, o di rilevante snellezza e leggerezza, o di notevole flessibilità e ridotte capacità dissipative, il vento può dare luogo ad effetti la cui valutazione richiede l'uso di metodologie di calcolo e sperimentali adeguate allo stato dell'arte e che tengano conto della dinamica del sistema.

3.3.2 VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

La velocità di riferimento v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (vedi Tabella 3.3.II), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

$v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti nella Tabella 3.3.I e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite in Figura 3.3.1;
 a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Tabella 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ (m/s)	a_0 (m)	k_a (1/s)
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si potrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione. I valori della velocità di riferimento possono essere ricavati da dati supportati da opportuna documentazione o da indagini statistiche adeguatamente comprovate. Fatte salve tali valutazioni, comunque raccomandate in prossimità di vette e crinali, i valori utilizzati non dovranno essere minori di quelli previsti per 1500 m di altitudine.

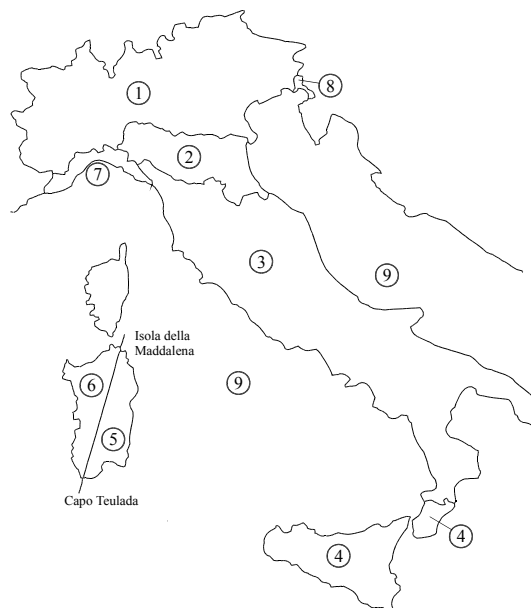


Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

3.3.3 AZIONI STATICHE EQUIVALENTI

Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

Nel caso di costruzioni o elementi di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento.

L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando di regola, come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione; in casi particolari, come ad esempio per le torri a base quadrata o rettangolare, si deve considerare anche l'ipotesi di vento spirante secondo la direzione di una delle diagonali.

3.3.4 PRESSIONE DEL VENTO

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

dove

q_b è la pressione cinetica di riferimento di cui al punto 3.3.6;

c_e è il coefficiente di esposizione di cui al punto 3.3.7;

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Indicazioni per la sua valutazione sono riportate al punto 3.3.8.

3.3.5 AZIONE TANGENZIALE DEL VENTO

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q_b c_e c_f$$

dove

q_b, c_e sono definiti ai punti 3.3.6 e 3.3.7;

c_f è il coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

3.3.6 PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO.

La pressione cinetica di riferimento q_b (in N/m²) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove

v_b è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m³.

3.3.7 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, esso è dato dalla formula:

$$\begin{aligned} c_e(z) &= k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] && \text{per } z \geq z_{min} \\ c_e(z) &= c_e(z_{min}) && \text{per } z < z_{min} \end{aligned}$$

dove

k_r, z_0, z_{min} sono assegnati in Tabella 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia.

Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 (m)	z_{min} (m)
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata nella Figura 3.3.2 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tabella 3.3.III. Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Il coefficiente di topografia c_t è posto di regola pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane. In questo caso, la Figura 3.3.3 riporta le leggi di variazione di c_e per le diverse categorie di esposizione.

Nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati il coefficiente di topografia c_t può essere valutato dal progettista con analisi più approfondite.

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

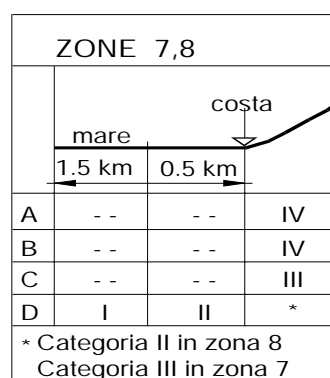
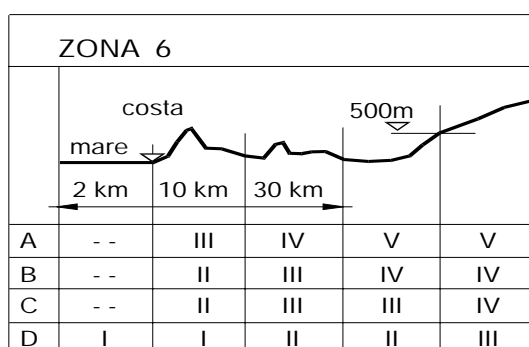
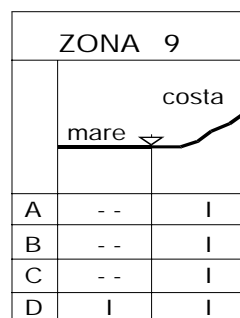
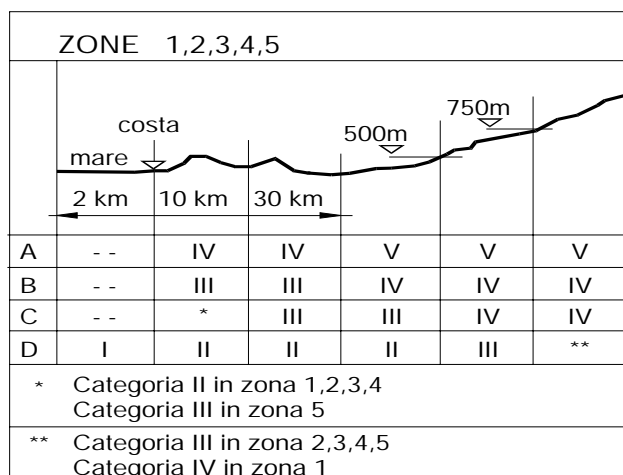


Figura 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

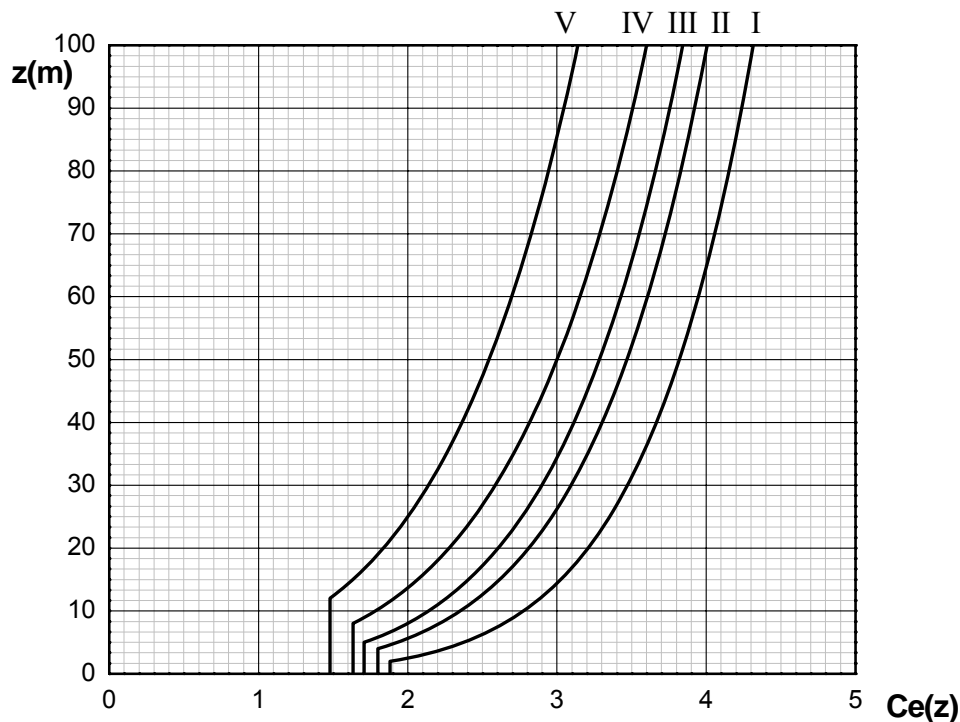


Figura 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione c_e con la quota (per $c_t = 1$)

3.3.8 COEFFICIENTE DINAMICO

Il coefficiente dinamico tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

3.3.9 PARTICOLARI PRECAUZIONI NEL PROGETTO DI STRUTTURE SOGGETTE ALL'AZIONE DEL VENTO

Strutture particolarmente deformabili quali antenne, ciminiere, ponti o strutture sorretti da cavi devono essere verificate anche rispetto ai fenomeni di interazione vento-struttura, i quali possono indurre vibrazioni strutturali, degrado delle caratteristiche di rigidità della struttura, o fatica nei collegamenti. Le verifiche di non superamento di stati limite ultimi e di esercizio saranno condotte mediante procedimenti analitici, sperimentali o numerici che tengano conto delle conoscenze attuali in materia.

L'azione del vento può assumere, inoltre, particolare rilievo per la presenza in uno stesso sito di più corpi strutturali. Nel progetto di strutture non usuali per forma, tipologia, dimensione e collocazione urbanistica, si dovrà procedere ad una valutazione accurata della risposta al vento, mediante comprovati metodi sperimentali o numerici.

3.3.9.1 Effetti torsionali

Nel caso di costruzioni di grandi dimensioni o di forma non simmetrica quali gli edifici alti, gli impalcati da ponte e le strutture di sostegno per insegne pubblicitarie di grandi dimensioni le azioni del vento inducono effetti torsionali che possono essere incrementati dalla risposta dinamica della struttura investita.

Tali effetti possono essere valutati, quando rilevanti, mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

3.3.9.2 Distacco di vortici

Per strutture o elementi strutturali snelli di forma cilindrica quali ciminiere, torri per l'illuminazione, elementi di travi reticolari, ponti ed in qualche caso edifici alti, si deve tener conto dell'effetto dinamico dovuto al distacco alternato dei vortici da un lato e dall'altro del corpo investito dal vento. Esso produce una forza ciclica ortogonale alla direzione del vento e all'asse del corpo cilindrico, la cui frequenza f_s è data dalla formula di Strouhal:

$$f_s = S_t \cdot v / b$$

dove:

b è la dimensione della sezione trasversale perpendicolare alla direzione del vento;

v è la velocità media del vento;

S_t è il numero di Strouhal, funzione della forma della sezione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento. A titolo indicativo, $S_t = 0,2$ nel caso di sezioni circolari.

Quando la frequenza del distacco dei vortici eguaglia una frequenza propria della struttura, si realizzano condizioni di risonanza con ampiezze tanto più grandi quanto più piccolo è lo smorzamento e la massa della struttura.

Quando siano da temersi importanti effetti di fatica causati dalla continuità dell'azione del distacco dei vortici, occorrerà adottare particolari cautele ed effettuare opportune verifiche basate su prove sperimentali e metodi analitici comprovati.

3.3.9.3 Fenomeni di natura aeroelastica

L'azione del vento sulle costruzioni o loro elementi in generale consiste nella sovrapposizione di forze di natura aerodinamica (sostanzialmente indipendenti dal moto relativo fra la struttura e il fluido) e di natura aeroelastica (o autoeccitate, la cui presenza è dovuta al moto relativo fra la struttura e il fluido).

Le forze aeroelastiche, funzioni del moto e delle velocità del vento, cambiano il comportamento della struttura modificando frequenze proprie e fattori di smorzamento.

Si definiscono critiche le velocità del vento il cui superamento rende negativo lo smorzamento e/o labile la struttura. La prima situazione dà luogo a fenomeni aeroelastici comunemente chiamati *galloping*, tipico di elementi strutturali non circolari, o *flutter*, tipico di ponti sospesi o strallati o di profili alari. La seconda situazione dà luogo a un fenomeno aeroelastico comunemente chiamato *divergenza*, tipico delle lastre molto sottili, ad esempio i cartelloni pubblicitari.

Questi fenomeni devono essere studiati con opportune prove aeroelastiche in galleria del vento e con procedimenti analitici adeguatamente comprovati.

3.4 AZIONI DELLA NEVE

3.4.1 CARICO NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al successivo punto 3.4.5;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], fornito al successivo punto 3.4.2 per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al punto 3.4.3;

C_t è il coefficiente termico di cui al punto 3.4.4.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

3.4.2 VALORE CARATTERISTICO DEL CARICO NEVE AL SUOLO

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni (vedi Figura 3.4.1). Va richiamato il fatto che tale zonazione non può tenere conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

L'altitudine di riferimento a_s è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio.

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si dovrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.

I valori caratteristici minimi del carico della neve al suolo sono quelli riportati nel seguito.

Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 1,39 [1 + (a_s/728)]^2 \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned}$$

Zona I – Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Foggia, Genova, Gorizia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/48)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona III

Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Messina, Napoli, Nuoro, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valenzia, Viterbo:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

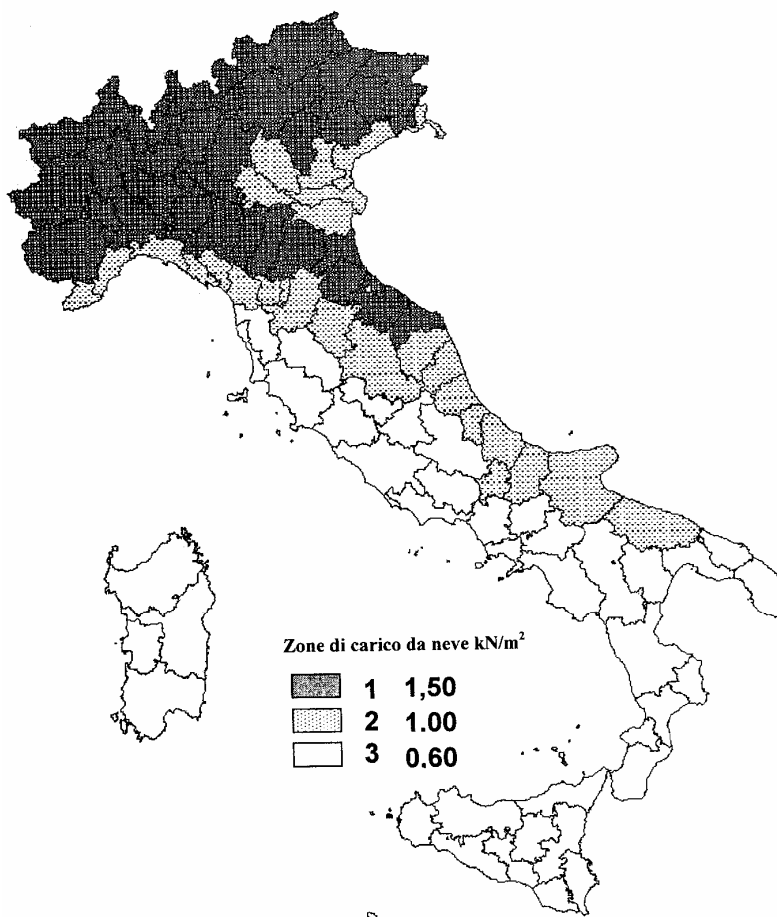


Figura 3.4.1

3.4.3 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in Tabella 3.4.I. Se non diversamente indicato, si assumerà $C_E = 1$.

Tabella 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di topografia

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o accerchiata da costruzioni o alberi più alti	1,1

3.4.4 COEFFICIENTE TERMICO

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

3.4.5 CARICO NEVE SULLE COPERTURE

Devono essere considerate le due seguenti principali disposizioni di carico:

- carico da neve depositata in assenza di vento;
- carico da neve depositata in presenza di vento.

3.4.5.1 Coefficiente di forma per le coperture

In generale verranno usati i coefficienti di forma per il carico neve contenuti nel presente paragrafo, dove vengono indicati i relativi valori nominali essendo α , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

I valori del coefficiente di forma μ_1 , riportati in Tabella 3.4.II si riferiscono alle coperture ad una o due falde.

Tabella 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Per coperture a più falde, per coperture con forme diverse, così come per coperture contigue a edifici più alti o per accumulo di neve contro parapetti o più in generale per altre situazioni ritenute significative dal progettista si deve fare riferimento a normative di comprovata validità.

3.4.5.2 Copertura ad una falda

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α .

Si deve considerare la condizione riportata in Figura 3.4.2, la quale deve essere utilizzate per entrambi i casi di carico con o senza vento.

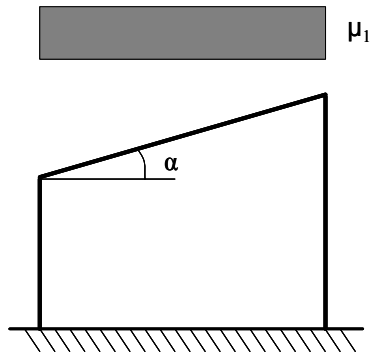


Figura 3.4.2 – Condizioni di carico per coperture ad una falda

3.4.5.3 Copertura a due falde

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α .

Per il caso di carico da neve senza vento si deve considerare la condizione denominata *Caso I* riportata in Figura 3.4.3.

Per il caso di carico da neve con vento si deve considerare la peggiore tra le condizioni denominate *Caso II* e *Caso III* riportate in Figura 3.4.3.

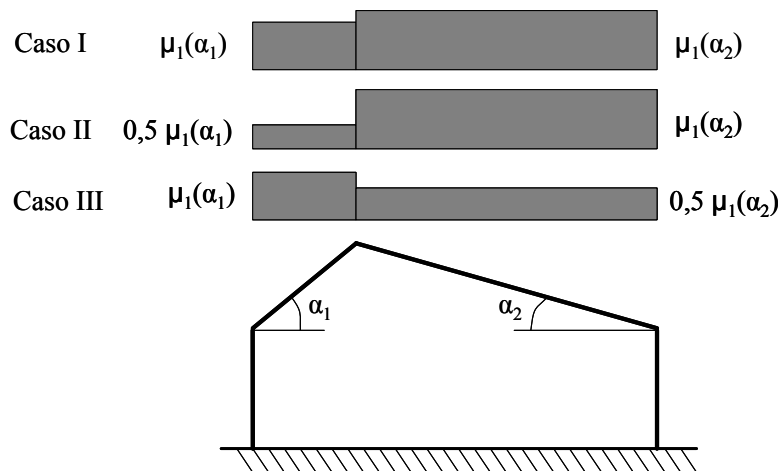


Figura 3.4.3 – Condizioni di carico per coperture a due falde

3.5 AZIONI DELLA TEMPERATURA

3.5.1 GENERALITÀ

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione, comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali.

La severità delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura e la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti.

3.5.2 TEMPERATURA DELL'ARIA ESTERNA

La temperatura dell'aria esterna, T_{est} , può assumere il valore T_{max} o T_{min} , definite rispettivamente come temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione con riferimento ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di dati specifici relativi al sito in esame, possono assumersi i valori :

$$T_{max} = 45 \text{ °C}; T_{min} = -15 \text{ °C}.$$

3.5.3 TEMPERATURA DELL'ARIA INTERNA

In mancanza di più precise valutazioni, legate alla tipologia della costruzione ed alla sua destinazione d'uso, la temperatura dell'aria interna, T_{int} , può essere assunta pari a 20 °C.

3.5.4 DISTRIBUZIONE DELLA TEMPERATURA NEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Il campo di temperatura sulla sezione di un elemento strutturale monodimensionale con asse longitudinale x può essere in generale descritto mediante:

- a) la componente uniforme $\Delta T_u = T - T_0$ pari alla differenza tra la temperatura media attuale T e quella iniziale alla data della costruzione T_0 ;
- b) le componenti variabili con legge lineare secondo gli assi principali y e z della sezione, ΔT_{My} e ΔT_{Mz} ;

Nel caso di strutture soggette ad elevati gradienti termici si dovrà tener conto degli effetti indotti dall'andamento non lineare della temperatura all'interno delle sezioni.

La temperatura media attuale T può essere valutata come media tra la temperatura della superficie esterna $T_{sup,est}$ e quella della superficie interna dell'elemento considerato, $T_{sup,int}$.

Le temperature della superficie esterna, $T_{sup,est}$, e quella della superficie interna $T_{sup,int}$, dell'elemento considerato vengono valutate a partire dalla temperatura dell'aria esterna, T_{est} , e di quella interna, T_{int} , tenendo conto del trasferimento di calore per irraggiamento e per convezione all'interfaccia aria-costruzione e della eventuale presenza di materiale isolante (vedi Figura 3.5.1).

In mancanza di determinazioni più precise, la temperatura iniziale può essere assunta $T_0=15 \text{ °C}$.

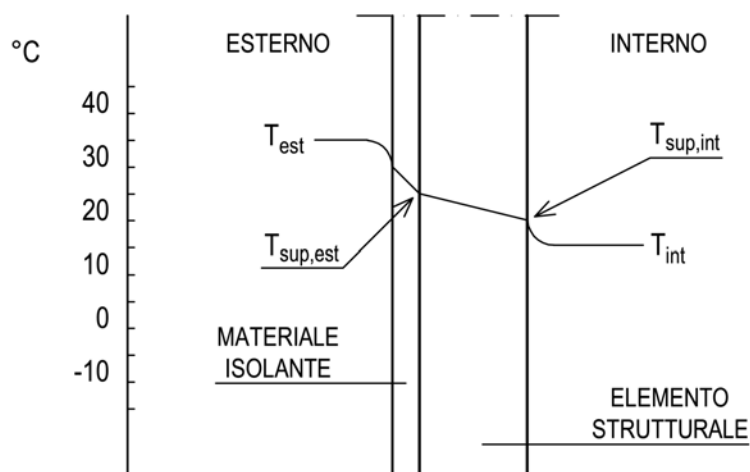


Figura 3.5.1 – Andamento della temperatura all'interno di un elemento strutturale.

Per la valutazione del contributo dell'irraggiamento solare si può fare riferimento alla Tabella 3.5.I.

Tabella 3.5.I – Contributo dell'irraggiamento solare

Stagione	Natura della superficie	Incremento di Temperatura	
		superfici esposte a Nord-Est	superfici esposte a Sud-Ovest od orizzontali
Estate	Superficie riflettente	0°C	18°C
	Superficie chiara	2°C	30°C
	Superficie scura	4°C	42°C
Inverno		0°C	0°C

3.5.5 AZIONI TERMICHE SUGLI EDIFICI

Nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente ΔT_u , ricavandola direttamente dalla Tabella 3.5.II.

Tabella 3.5.II – Valori di ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	± 25 °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	± 15 °C
Strutture in acciaio esposte	± 35 °C
Strutture in acciaio protette	± 20 °C

Nel caso in cui la temperatura costituisca, invece, azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura, l'andamento della temperatura T nelle sezioni degli elementi strutturali deve essere valutato più approfonditamente studiando il problema della trasmissione del calore.

3.5.6 PARTICOLARI PRECAUZIONI NEL PROGETTO DI STRUTTURE SOGGETTE AD AZIONI TERMICHE SPECIALI

Strutture ed elementi strutturali in contatto con liquidi, aeriformi o solidi a temperature diverse, quali ciminiere, tubazioni, sili, serbatoi, torri di raffreddamento, ecc., devono essere progettati

tenendo conto delle distribuzioni di temperatura corrispondenti alle specifiche condizioni di servizio.

3.5.7 EFFETTI DELLE AZIONI TERMICHE

Per la valutazione degli effetti delle azioni termiche, si potrà fare riferimento ai coefficienti di dilatazione termica α_T riportati in Tabella 3.5.III.

Tabella 3.5.III – *Coefficienti di dilatazione termica*

Materiale	$\alpha_T (10^{-6}/^{\circ}\text{C})$
Alluminio	24
Acciaio da carpenteria	12
Calcestruzzo strutturale	10
Strutture miste acciaio-calcestruzzo	12
Calcestruzzo alleggerito	7
Muratura	6 ÷ 10
Legno (parallelo alle fibre)	5
Legno (ortogonale alle fibre)	30 ÷ 70

3.6 AZIONI ECCEZIONALI

Le azioni eccezionali sono quelle che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti.

Quando è necessario tenerne conto esplicito, si considererà la seguente combinazione eccezionale di azioni:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21}Q_{1k} + \psi_{22}Q_{2k} + \dots$$

Dove A_d è il valore di calcolo dell'azione eccezionale.

Quando non si effettuano verifiche specifiche nei confronti delle azioni eccezionali quali, esplosioni, urti, ecc., la concezione strutturale, i dettagli costruttivi ed i materiali usati dovranno essere tali da evitare che la struttura possa essere danneggiata in misura sproporzionata rispetto alla causa.

3.6.1 INCENDIO

3.6.1.1 Definizioni

Per *incendio*, si intende la combustione autoalimentata ed incontrollata di materiali combustibili presenti in un compartimento.

Ai fini della presente norma si fa riferimento ad un *incendio convenzionale di progetto* definito attraverso una *curva di incendio* che rappresenta l'andamento, in funzione del tempo, della temperatura dei gas di combustione.

La curva di incendio di progetto può essere:

- *nominale*: curva adottata per la classificazione delle costruzioni e per le verifiche di resistenza al fuoco di tipo convenzionale;
- *naturale*: curva determinata in base a modelli d'incendio e a parametri fisici che definiscono le variabili di stato all'interno del compartimento.

La *resistenza al fuoco* è la capacità di una costruzione, di una parte di essa o di un elemento costruttivo di mantenere, per un tempo prefissato, la *resistenza meccanica*, l'*isolamento termico* ed la *tenuta* alle fiamme, ai fumi e ai gas caldi della combustione nonché tutte le altre prestazioni se richieste.

Per *compartimento antincendio* si intende una parte della costruzione delimitata da elementi costruttivi resistenti al fuoco.

Per *carico d'incendio specifico* si intende il potenziale termico effettivo che può essere prodotto nel corso della combustione completa di tutti i materiali combustibili contenuti in un *compartimento*, riferito all'unità di superficie. I valori del carico d'incendio specifico di progetto ($q_{f,d}$) sono determinati mediante la relazione:

$$q_{f,d} = q_f \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n \quad [\text{MJ/m}^2]$$

dove:

$\delta_{q1} \geq 1,00$ è il fattore che tiene conto del rischio di incendio in relazione alla dimensione del compartimento

$\delta_{q2} \geq 0,80$ è il fattore che tiene conto del rischio di attivazione in relazione al tipo di attività svolta nel compartimento

$\delta_n = \prod_{i=1}^{10} \delta_{ni} \geq 0,20$ è il fattore che tiene conto delle differenti misure di protezione dall'incendio (sprinkler, etc, rivelatori, squadre antincendio, ecc.)

q_f è il valore nominale del carico d'incendio [MJ/m²]

Qualora nel compartimento siano presenti elevate dissimmetrie nella distribuzione dei materiali combustibili il valore nominale q_f del carico d'incendio è calcolato anche con riferimento all'effettiva distribuzione dello stesso. Per distribuzioni molto concentrate del materiale combustibile si può fare riferimento all'incendio localizzato, valutando, in ogni caso, se si hanno le condizioni per lo sviluppo di un incendio generalizzato.

Per *incendio localizzato* deve intendersi un focolaio d'incendio che interessa una zona limitata del compartimento antincendio, con sviluppo di calore concentrato in prossimità degli elementi strutturali posti superiormente al focolaio o immediatamente adiacenti.

3.6.1.2 Richieste di prestazione

Al fine di limitare i rischi derivanti dagli incendi, le costruzioni devono essere progettate e costruite in modo tale da:

- garantire la resistenza e la stabilità degli elementi portanti;
- impedire la propagazione del fuoco e dei fumi.

Gli obiettivi suddetti, sono raggiunti attraverso l'adozione di misure e sistemi di protezione attiva e passiva. Tutti i sistemi di protezione dovranno essere adeguatamente mantenuti.

Le prestazioni richieste alle strutture di una costruzione, in funzione degli obiettivi sopra definiti, sono individuate nei seguenti livelli di cui alla seguente tabella.

Livello I	Nessun requisito specifico di resistenza al fuoco dove le conseguenze del collasso delle strutture siano accettabili o dove il rischio di incendio sia trascurabile;
Livello II	Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per un periodo sufficiente a garantire l'evacuazione degli occupanti in luogo sicuro all'esterno della costruzione;
Livello III	Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per un periodo congruo con la gestione dell'emergenza;
Livello IV	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per garantire, dopo la fine dell'incendio, un limitato danneggiamento delle strutture stesse;
Livello V	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per garantire, dopo la fine dell'incendio, il mantenimento della totale funzionalità delle strutture stesse.

I livelli di prestazione comportano classi di resistenza al fuoco, stabilite per i diversi tipi di costruzioni. In particolare, per le costruzioni nelle quali si svolgono attività soggette al controllo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco, ovvero disciplinate da specifiche regole tecniche di prevenzione incendi, i livelli di prestazione e le connesse classi di resistenza al fuoco sono stabiliti dalle disposizioni emanate dal Ministero dell'Interno ai sensi del decreto legislativo 8 marzo 2006, n. 139.

3.6.1.3 Classi di resistenza al fuoco

Le *classi* di resistenza al fuoco sono: 15, 20, 30, 45, 60, 90, 120, 180, 240 e 360 ed esprimono il tempo, in minuti primi, durante il quale la resistenza al fuoco deve essere garantita.

Le classi di resistenza al fuoco sono riferite all'incendio convenzionale rappresentato dalle curve di incendio nominali.

3.6.1.4 Criteri di Progettazione

La progettazione delle strutture in condizioni di incendio deve garantire il raggiungimento delle prestazioni indicate al punto 3.6.1.2.

La sicurezza del sistema strutturale in caso di incendio si determina sulla base della resistenza meccanica dei singoli elementi strutturali, di porzioni di struttura o dell'intero sistema costruttivo.

3.6.1.5 Procedura di analisi della resistenza al fuoco

L'analisi della resistenza al fuoco può essere così articolata:

- individuazione dell'incendio di progetto appropriato alla costruzione in esame;
- analisi della evoluzione della temperatura all'interno degli elementi strutturali;
- analisi del comportamento meccanico delle strutture esposte al fuoco;
- verifiche di sicurezza.

3.6.1.5.1 Incendio di progetto

Secondo l'incendio convenzionale di progetto, adottato sulla base di una valutazione del rischio, l'andamento delle temperature viene valutato con riferimento a

- una curva di incendio nominale, oppure
- una curva di incendio naturale.

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad [^{\circ}\text{C}]$$

Nel caso di incendi di quantità rilevanti di idrocarburi o altre sostanze con equivalente velocità di rilascio termico, la curva di incendio nominale standard può essere sostituita con la *curva nominale degli idrocarburi* seguente:

$$\theta_g = 1080(1 - 0,325 \cdot e^{-0,167t} - 0,675 \cdot e^{-2,5t}) + 20 \quad [^{\circ}\text{C}]$$

Nel caso di incendi sviluppatasi all'interno del compartimento, ma che coinvolgono strutture poste all'esterno, per queste ultime la curva di incendio nominale standard può essere sostituita con la *curva nominale esterna* seguente:

$$\theta_g = 660(1 - 0,687 \cdot e^{-0,32t} - 0,313 \cdot e^{-3,8t}) + 20 \quad [^{\circ}\text{C}]$$

In queste espressioni t è il tempo espresso in minuti primi.

Gli incendi convenzionali di progetto vengono di norma applicati ad un compartimento dell'edificio alla volta.

3.6.1.5.2 *Analisi dell'evoluzione della temperatura*

Il campo termico all'interno dei componenti della struttura viene valutato risolvendo il corrispondente problema di propagazione del calore, tenendo conto del trasferimento di calore per irraggiamento e convezione dai gas di combustione alla superficie esterna degli elementi esterni e considerando l'eventuale presenza di materiali protettivi.

3.6.1.5.3 *Analisi del comportamento meccanico*

Il comportamento meccanico della struttura viene analizzato tenendo conto della riduzione della resistenza meccanica dei componenti dovuta al danneggiamento dei materiali per effetto dell'aumento di temperatura.

L'analisi del comportamento meccanico deve essere effettuata per lo stesso periodo di tempo usato nell'analisi dell'evoluzione della temperatura.

Si deve tener conto della presenza delle azioni permanenti e di quelle azioni variabili che agiscono contemporaneamente all'incendio secondo la combinazione eccezionale.

Non si prende in considerazione la possibilità di concomitanza dell'incendio con altre azioni eccezionali e con le azioni sismiche.

Nel caso di strutture di particolare impegno si deve altresì tener conto, ove necessario, degli effetti delle sollecitazioni iperstatiche dovute alle dilatazioni termiche contrastate, ad eccezione dei seguenti casi:

- riconoscibile *a priori* che esse sono trascurabili o favorevoli;
- sono implicitamente tenute in conto nei modelli semplificati e conservativi di comportamento strutturale in condizioni di incendio.

3.6.1.5.4 *Verifiche di sicurezza*

La verifica della resistenza al fuoco viene eseguita controllando che la resistenza meccanica venga mantenuta per il tempo corrispondente alla classe di resistenza al fuoco della struttura con riferimento alla curva nominale di incendio e per il tempo necessario al ritorno delle condizioni iniziali con riferimento alla curva naturale di incendio.

3.6.2 ESPLOSIONI

3.6.2.1 Generalità

Gli effetti delle esplosioni possono essere tenuti in conto nella progettazione di quelle parti delle costruzioni in cui sono bruciati gas combustibili o sono contenuti materiali esplosivi, sotto forma di gas o liquidi.

Sono escluse da questo capitolo le azioni derivanti da esplosioni che si verificano all'esterno della costruzioni.

3.6.2.2 Classificazione delle azioni dovute alle esplosioni

Le azioni di progetto dovute alle esplosioni sono classificate, sulla base degli effetti che possono produrre sulle costruzioni, nelle categorie seguenti:

Categoria di azione	Possibili effetti
1	Effetti trascurabili sulle strutture
2	Effetti localizzati su parte delle strutture
3	Effetti generalizzati sulle strutture

3.6.2.3 Modellazione delle azioni dovute alle esplosioni

Le azioni dovute alle esplosioni possono essere rappresentate mediante opportune distribuzioni di pressione.

Per esplosioni di *Categoria 1* non è richiesto alcun tipo di verifica.

Per esplosioni di *Categoria 2*, ove negli ambienti a rischio di esplosione siano presenti idonei pannelli di sfogo, si può utilizzare la pressione statica equivalente nominale, espressa in kN/m^2 , data dal maggiore fra:

$$p_d = 3 + p_v$$

o

$$p_d = 3 + p_v/2 + 0,04/(A_v/V)^2$$

dove:

p_v è la pressione statica uniformemente distribuita in corrispondenza della quale le aperture di sfogo cedono in (kN/m^2);

A_v è l'area delle aperture di sfogo, in m^2 ;

V è il volume dell'ambiente in m^3 .

Il rapporto fra l'area dei componenti di sfogo e il volume da proteggere deve soddisfare la relazione:

$$0,05 (\text{m}^{-1}) \leq A_v/V \leq 0,15 (\text{m}^{-1})$$

Le espressioni sono valide in ambienti o zone di edifici fino ad un volume totale di 1.000 m^3 .

La pressione di esplosione è intesa agire simultaneamente su tutte le pareti dell'ambiente o del gruppo di ambienti considerati.

Comunque, tutti gli elementi chiave e le loro connessioni devono essere progettati per sopportare una pressione statica equivalente con valore di progetto $p_d = 20 \text{ kN/m}^2$, applicata da ogni direzione, insieme con la reazione che ci si attende venga trasmessa direttamente alle membrature dell'elemento chiave da ogni elemento costruttivo, ad esso collegato, altresì soggetto alla stessa pressione.

Per esplosioni di *Categoria 3* devono essere effettuati studi più approfonditi. Le gallerie stradali e ferroviarie si assumono ricadere in *Categoria 3*.

3.6.2.4 Criteri di progettazione

Sono considerati accettabili i danneggiamenti localizzati, anche gravi, dovuti ad esplosioni, a condizione che ciò non esponga al pericolo l'intera struttura o che la capacità portante sia mantenuta per un tempo sufficiente affinché siano prese le necessarie misure di emergenza.

Possono essere adottate, nella progettazione, opportune misure di protezione quali:

- la introduzione di superfici in grado di collassare sotto sovrappressioni prestabilite;
- la introduzione di giunti strutturali allo scopo di separare porzioni di edificio a rischio di esplosione da altre;
- la prevenzione di crolli significativi in conseguenza di cedimenti strutturali localizzati.

3.6.3 URTI

3.6.3.1 Generalità

Nel seguito vengono definite le azioni dovute a:

- collisioni da veicoli;
- collisioni da treni;
- collisioni da imbarcazioni;
- collisioni da aeromobili.

Non vengono prese in esame le azioni eccezionali dovute a fenomeni naturali, come la caduta di rocce, le frane o le valanghe.

3.6.3.2 Classificazione delle azioni dovute agli urti

Le azioni di progetto dovute agli urti sono classificate, sulla base degli effetti che possono produrre sulle costruzioni, nelle categorie seguenti:

Categoria di azione	Possibili effetti
1	Effetti trascurabili sulle strutture
2	Effetti localizzati su parte delle strutture
3	Effetti generalizzati sulle strutture

Le azioni dovute agli urti devono essere applicate a quegli elementi strutturali, o ai loro sistemi di protezione, per i quali le conseguenze del cedimento appartengono alle categorie 2 e 3.

3.6.3.3 Urti da traffico veicolare

3.6.3.3.1 *Traffico veicolare sotto ponti o altre strutture*

Le azioni da urto hanno direzione parallela a quella del moto del veicolo al momento dell'impatto. Nelle verifiche potranno essere considerate, non simultaneamente, due azioni nelle direzioni parallela ($F_{d,x}$) e ortogonale ($F_{d,y}$) alla direzione di marcia normale.

Può essere assunto: $F_{d,y}$ pari al 50% di $F_{d,x}$

In assenza di determinazioni più accurate e trascurando la capacità dissipativa della struttura, le forze statiche equivalenti sono quelle mostrate in tabella:

Tipo di strada	Tipo di veicolo	Forza $F_{d,x}$ (kN)
Autostrade, strade extraurbane principali e strade extraurbane secondarie	-	1000
Strade locali	-	750
Strade urbane	-	500
Aree di parcheggio e autorimesse	Automobili	50
	Veicoli destinati al trasporto di merci, aventi massa massima superiore a 3,5 t	150

Per urti di automobili su membrature verticali, la forza risultante di collisione F deve essere applicata sulla struttura 0,5 m al di sopra della superficie di marcia. L'area di applicazione della forza è pari a 0,25 m (altezza) per il valore più piccolo tra 1,50 m e la larghezza della membratura (larghezza).

Per urti di autocarri sulle membrature verticali, la forza risultante di collisione F deve essere applicata sulla struttura 1,25 m al di sopra della superficie di marcia. L'area di applicazione della forza è pari a 0,5 m (altezza) per il valore più piccolo tra 1,50 m e la larghezza della membratura (larghezza).

Nel caso di urti di autocarri su elementi strutturali orizzontali al di sopra della strada, la forza risultante di collisione F da utilizzare per le verifiche dell'equilibrio statico o della resistenza o della capacità di deformazione degli elementi strutturali è data da:

- per gli urti sulle superfici verticali (prospetto dell'elemento strutturale), i carichi di progetto F sono uguali a $F_{d,x}$ moltiplicato per il fattore r (pari ad 1,0 per altezze del sottovia fino a 5 m e decrescente linearmente da 1,0 a 0 per altezze comprese fra 5 e 6 m);
- sull'intradosso dell'elemento strutturale si devono considerare gli stessi carichi da urto F di cui sopra, con un'inclinazione verso l'alto di 10° .

L'area di applicazione della forza è assunta pari a 0,25 per 0,25 m.

Nelle costruzioni dove sono presenti con regolarità carrelli elevatori si può considerare equivalente agli urti accidentali un'azione orizzontale statica, applicata all'altezza di 0,75 m dal piano di calpestio, pari a

$$F = 5 W$$

essendo W il peso complessivo del carrello elevatore e del massimo carico trasportabile.

3.6.3.3.2 *Traffico veicolare sopra i ponti*

In assenza di specifiche prescrizioni, nel progetto strutturale si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN. Essa deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo.

Questa forza deve essere applicata su una linea lunga 0,5 m.

3.6.3.4 Urti da traffico ferroviario

All'occorrenza di un deragliamento può verificarsi il rischio di collisione fra i veicoli deragliati e le strutture adiacenti la ferrovia. Queste ultime dovranno essere progettate in modo da resistere alle azioni conseguenti ad una tale evenienza.

Dette azioni dovranno determinarsi sulla base di una specifica analisi di rischio, tenendo conto della presenza di eventuali elementi protettivi o sacrificali (respingenti) ovvero di condizioni di impianto che possano ridurre il rischio di accadimento dell'evento (marciapiedi, controrotaie, ecc.).

In mancanza di specifiche analisi di rischio possono assumersi le seguenti azioni statiche equivalenti, variabili in funzione della distanza (d) degli elementi esposti all'asse del binario:

- per una distanza $d \leq 5$ m:
 - 4000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
 - 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- per una distanza $5 \text{ m} < d \leq 15$ m:
 - 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
 - 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- nulle per una distanza $d > 15$ m.

Queste forze dovranno essere applicate a 1,80 m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

3.6.3.5 Urti di imbarcazioni

Nelle verifiche potranno essere considerate, non simultaneamente, due azioni nelle direzioni parallela ($F_{d,x}$) e ortogonale ($F_{d,y}$) alla direzione del moto dell'imbarcazione.

Può essere assunto: $F_{d,y}$ pari al 50% di $F_{d,x}$

L'azione tangenziale dovuta all'attrito, F_R , agente simultaneamente alla forza $F_{d,y}$, vale:

$$F_R = 0,40 F_{d,y}.$$

In assenza di determinazioni più accurate e trascurando la capacità dissipativa della struttura, le forze statiche equivalenti sono quelle indicate in tabella:

Classe imbarcazione	Lunghezza (m)	Massa (t)	Forza $F_{d,x}$ (kn)
Piccola	50	3.000	30.000
Media	100	10.000	80.000
Grande	200	40.000	240.000
Molto grande	300	100.000	460.000

Valori relativi ad imbarcazioni di massa diversa possono essere ricavati mediante interpolazione lineare.

Nei porti le forze di collisione possono essere ridotte del 50 %.

Il punto di impatto dipende dalla geometria della struttura e dalle dimensioni dell'imbarcazione.

Detta L la lunghezza della imbarcazione, il punto di impatto più sfavorevole può essere preso nell'intervallo compreso fra $0,05 L$ sotto e $0,05 L$ sopra il livello dell'acqua assunto in sede di progetto. L'area di impatto è di $0,05 L$ in verticale per $0,1 L$ in orizzontale, a meno che l'elemento strutturale non sia più piccolo.

3.6.3.6 Urti di elicotteri

Se in progetto è previsto il possibile atterraggio di elicotteri sulla copertura della costruzione, si deve considerare una azione eccezionale per gli atterraggi di emergenza.

La forza statica verticale equivalente di progetto, espressa in kN, è uguale a

$$F_d = 100 \sqrt{m}$$

dove:

m è la massa, in tonnellate, dell'aeromobile.

Si deve considerare che le azioni dell'urto possono agire su ogni parte dell'area di atterraggio come anche sulla struttura del tetto ad almeno una distanza di 7 m dai limiti dell'area di atterraggio. L'area di impatto può essere assunta pari a $2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$.

4 COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

Formano oggetto delle presenti norme le strutture di:

- calcestruzzo armato normale (cemento armato)
- calcestruzzo armato precompresso (cemento armato precompresso)
- calcestruzzo a bassa percentuale di armatura o non armato,

con riferimento a calcestruzzi di peso normale e con esclusione di quelle opere per le quali vige una regolamentazione apposita a carattere particolare.

Al paragrafo 4.1.12 sono date inoltre le norme integrative per le strutture in calcestruzzo di inerte leggero.

Ai fini della valutazione del comportamento e della resistenza delle strutture in calcestruzzo, questo viene titolato ed identificato mediante la classe di resistenza contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cilindrica e cubica a compressione uniassiale, misurate rispettivamente su provini cilindrici (o prismatici) e cubici in N/mm^2 (Paragrafo 11.1).

Le classi di resistenza normalizzate sono quelle definite nella UNI EN 206-1.

Sulla base della titolazione normalizzata vengono definiti i seguenti gruppi di classi di resistenza:

Tabella 4.1.I – Descrizione classi di resistenza

CLASSI DI RESISTENZA	
molto basse	da C8/10 a C12/15
basse	da C16/20 a C25/30
medie	da C30/37 a C45/55
alte	da C50/60 a C70/85

I calcestruzzi delle diverse classi di resistenza trovano impiego secondo quanto riportato nella seguente tabella:

Tabella 4.1.II – Impiego delle diverse classi di resistenza

STRUTTURE DI DESTINAZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA
Per strutture non armate o a bassa percentuale di armatura (punto 4.1.11)	Molto bassa
Per strutture semplicemente armate	Bassa
Per strutture precomprese	Media

Nel progetto delle strutture non è ammesso considerare classi di resistenza superiori a C70/85.

Per le classi di resistenza molto bassa, bassa e media, la resistenza caratteristica cubica R_{ck} (o cilindrica f_{ck}) deve essere controllata durante la costruzione con le modalità indicate nel Cap. 11.

Per la classe di resistenza alta, la resistenza caratteristica cubica R_{ck} (o cilindrica f_{ck}) e tutte le grandezze meccaniche e fisiche che hanno influenza sulla resistenza e durabilità del conglomerato vanno accertate prima dell'inizio dei lavori tramite un'apposita sperimentazione preventiva e la produzione deve seguire specifiche procedure per il controllo di qualità.

4.1.1 LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza va condotta secondo i principi fondamentali ed i metodi precisati al Capitolo 2.

In particolare per l'analisi strutturale, volta alla valutazione degli effetti delle azioni, si potranno adottare i metodi seguenti:

- a) analisi elastica;
- b) analisi anelastica non lineare.

I risultati dell'analisi elastica possono essere modificati con una redistribuzione dei momenti nel rispetto dell'equilibrio e delle capacità di rotazione plastica delle sezioni critiche.

Quando rilevante, nelle analisi elastica ed anelastica sopra citate vanno inseriti gli effetti del secondo ordine (4.1.2.1.6.2).

4.1.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

4.1.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi

4.1.2.1.1 *Le resistenze di calcolo dei materiali*

In accordo con il Capitolo 11, le resistenze di calcolo f_d indicano le resistenze dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = f_k / \gamma_M$$

dove:

f_k sono le resistenze caratteristiche del materiale,

γ_M sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

4.1.2.1.1.1 *Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo*

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione, f_{cd} , è:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$$

dove:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata

γ_C è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente γ_C è pari ad 1,5. Il coefficiente α_{cc} è pari a 0,85.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo va ridotta a $0,8f_{cd}$.

Il coefficiente γ_C può essere ridotto da 1,5 a 1,4 per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 10%. Le suddette produzioni devono essere inserite in un sistema di qualità di cui al punto 11.7.3.

4.1.2.1.1.2 *Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo*

La resistenza di calcolo a trazione, f_{ctd} , vale:

$$f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_C$$

dove:

γ_C è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo,

f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo (11.1.10.2).

Il coefficiente γ_C assume il valore 1,5.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo va ridotta a $0,80f_{ctd}$.

Il coefficiente γ_C può essere moltiplicato per il coefficiente riduttivo $\gamma_r = 0,9$ per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo di qualità continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione della resistenza non superiore al 10%. Le suddette produzioni devono essere inserite in un sistema di qualità di cui al punto 11.7.3.

4.1.2.1.1.3 *Resistenza di calcolo dell'acciaio*

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S$$

dove:

γ_S è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio,

f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio,

per armature da precompressione la tensione convenzionale caratteristica di snervamento è data, a seconda del tipo di prodotto, da f_{pyk} (barre), $f_{p(0,1)k}$ (fili), $f_{p(1)k}$ (trefoli e trecce); si veda in proposito la Tabella 11.2.VI.

Il coefficiente γ_S assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

4.1.2.1.1.4 *Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo*

Il valore di calcolo della resistenza tangenziale di aderenza di calcolo f_{bd} vale:

$$f_{bd} = f_{bk}/\gamma_C$$

dove:

γ_C è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;

f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 f_{ctk} \text{ per } \phi \leq 32 \text{ mm}$$

Nel caso di armature molto addensate, ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza va ridotta con un fattore 1,5.

4.1.2.1.2 *Calcolo della resistenza nei confronti di sollecitazioni di sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali)*

4.1.2.1.2.1 *Ipotesi di base*

Senza escludere specifici approfondimenti, necessari in particolare nel caso di elementi costituiti da calcestruzzo di classe di resistenza alta, per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni di

elementi monodimensionali nei confronti di sforzo normale e flessione, si adotteranno le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura si deducono dai rispettivi diagrammi tensione-deformazioni;
- la rottura del calcestruzzo è determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- la rottura dell'armatura tesa è determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;
- la deformazione iniziale dell'armatura di precompressione è considerata nelle relazioni di congruenza della sezione.

4.1.2.1.2.2 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione del calcestruzzo

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base alla resistenza di calcolo f_{cd} ed alla deformazione ultima ϵ_{cu} .

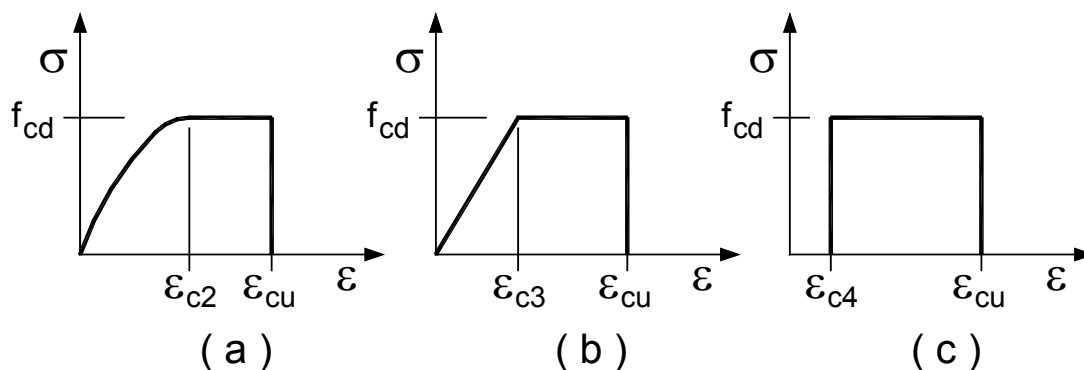


Figura 4.1.1 – Modelli $\sigma - \epsilon$ per il calcestruzzo

In Figura 4.1.1 sono rappresentati i modelli $\sigma-\epsilon$ per il calcestruzzo: (a) parabola-rettangolo; (b) triangolo-rettangolo; (c) rettangolo (stress block). In particolare, per le classi molto basse, basse e medie, si può porre:

$$\epsilon_{c2}=0,20\% \qquad \epsilon_{cu}=0,35\%$$

$$\epsilon_{c3}=0,15\% \qquad \epsilon_{c4}=0,07\%$$

Per sezioni o parti di sezioni soggette a distribuzioni di tensione di compressione approssimativamente uniformi, la deformazione ultima a rottura si pone a ϵ_{c2} anziché a ϵ_{cu} .

4.1.2.1.2.3 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione dell'acciaio

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di calcolo $\epsilon_{ud}=0,9\epsilon_{uk}$ ($\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$) della deformazione uniforme ultima, al valore di calcolo della tensione di snervamento f_{yd} ed al rapporto di sovraresistenza $k=(f_t/f_y)_k$ (Tabelle 11.2.Ia-b).

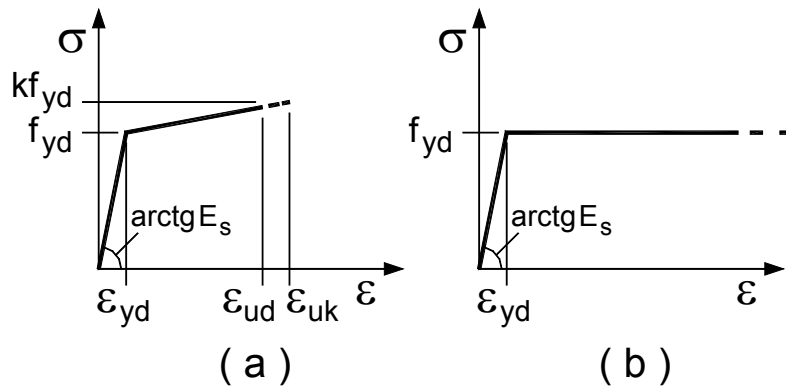


Figura 4.1.2– Modelli $\sigma - \varepsilon$ per l'acciaio

In Figura 4.1.2 sono rappresentati i modelli $\sigma - \varepsilon$ per l'acciaio: (a) bilineare finito con incrudimento; (b) elastico e perfettamente plastico indefinito.

4.1.2.1.2.4 Analisi della sezione

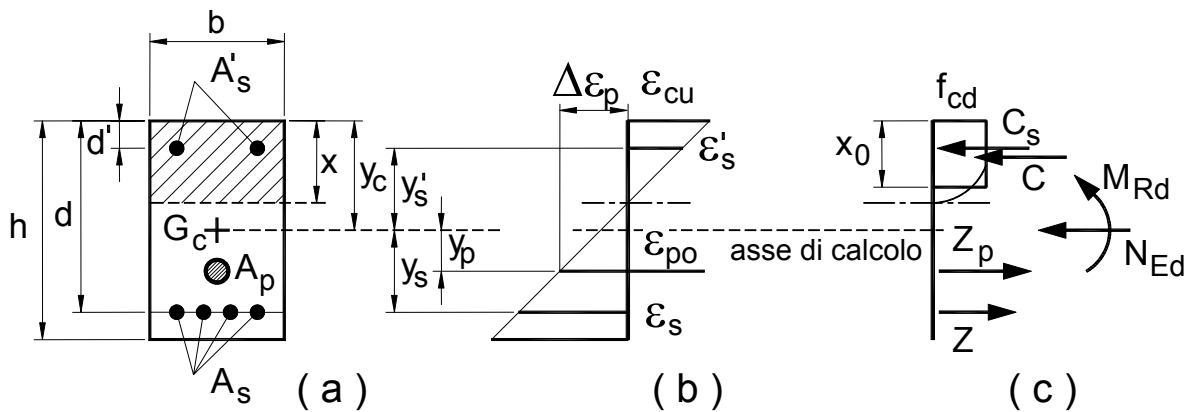


Figura 4.1.3– Sezione pressoinflessa

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Figura 4.1.3 assieme ai diagrammi di deformazione e di sforzo così come dedotti dalle ipotesi e dai modelli $\sigma - \varepsilon$ di cui nei punti precedenti, la verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

La posizione G_c dell'asse di calcolo è quella adottata nell'analisi strutturale per la valutazione degli sforzi agenti e può porsi nel baricentro della sezione geometrica del solo calcestruzzo.

Nel caso esemplificato in Figura 4.1.3, il momento resistente si valuta con

$$M_{Rd} = C(y_c - x_0/2) + C_s y'_s + Z y_s + Z_p y_p$$

dove

$C = b x_0 f_{cd}$ risultante delle compressioni nel calcestruzzo

$C_s = A'_s \sigma'_s$ risultante delle compressioni nell'armatura superiore

$Z = A_s \sigma_s$ risultante delle trazioni nell'armatura inferiore

$Z_p = A_p \sigma_p$ risultante delle trazioni nel cavo di precompressione

Le tensioni σ'_s , σ_s , σ_p nelle armature si deducono dai corrispondenti diagrammi $\sigma - \varepsilon$ in base alle rispettive deformazioni. Nel caso queste superino il limite ε_{yd} di snervamento, con il modello elastico e perfettamente plastico indefinito le tensioni possono assumersi pari a f_{yd} .

La posizione x dell'asse neutro e la corrispondente estensione $x_0 = 0,8x$ dello "stress block" possono dedursi dall'equilibrio della sezione

$$C + C_s - Z - Z_p = N_{Ed}$$

che porta a

$$x_0 = \{N_{Ed} - A'_s \sigma'_s + A_s \sigma_s + A_p \sigma_p\} / (b f_{cd})$$

Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si deve comunque assumere una componente flettente dello sforzo $M_{Ed} = e N_{Ed}$ con eccentricità e pari almeno a $0,05h \geq 20\text{mm}$ (h =altezza della sezione).

Nel caso di pressoflessione deviata la verifica della sezione può essere posta nella forma

$$\left(\frac{M_{E_{yd}}}{M_{R_{yd}}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{E_{zd}}}{M_{R_{zd}}} \right)^\alpha \leq 1$$

dove

$M_{E_{yd}}$, $M_{E_{zd}}$ sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi y e z ;

$M_{R_{yd}}$, $M_{R_{zd}}$ sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi y e z .

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione e dei parametri

$$v = N_{Ed} / N_{Rcd}$$

$$\omega_t = A_t f_{yd} / N_{Rcd}$$

con $N_{Rcd} = A_c f_{cd}$.

In mancanza di una specifica valutazione, con approssimazione a favore di sicurezza può porsi $\alpha = 1$.

4.1.2.1.3 *Calcolo delle resistenze nei confronti di sollecitazioni taglianti*

Senza escludere specifici approfondimenti, necessari in particolare nel caso di elementi costituiti da calcestruzzo di classe di resistenza alta, per la valutazione delle resistenze ultime di elementi monodimensionali nei confronti di sollecitazioni taglianti, si devono prendere in esame i seguenti punti.

4.1.2.1.3.1 *Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio*

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \{0,18[1 + (200/d)^{1/2}](100\rho_l f_{ck})^{1/3}/\gamma_c + 0,15\sigma_{cp}\} b_w d$$

dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm)

$\rho_l = A_{sl}/(b_w d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$)

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$)

b_w è la larghezza minima della sezione

Nel caso di elementi in cemento armato precompresso disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente (con tensioni di trazione non superiori a f_{ctd}) la resistenza può valutarsi con

$$V_{Rd} = 0,7 b_w d (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd})^{1/2}$$

In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione, devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all'inclinazione delle fessure rispetto all'asse della trave, inclinazione assunta pari a 45° . In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull'appoggio.

4.1.2.1.3.2 *Elementi con armature trasversali resistenti al taglio*

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale la resistenza a "taglio trazione" si calcola con

$$V_{Rsd} = 0,9 d a_s f_{yd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima la resistenza a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rcd} = 0,9d b_w f'_{cd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

dove si è posto

d altezza utile della sezione;

b_w spessore d'anima;

a_s area d'armatura trasversale per unità di lunghezza di trave;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5f_{cd}$)

In presenza di significativo sforzo assiale, ad esempio conseguente alla precompressione, si dovrà aggiungere la limitazione

$$\text{ctg } \theta_1 \leq \text{ctg } \theta$$

dove θ_1 è l'angolo di inclinazione della prima fessurazione

$$\text{ctg } \theta_1 = \tau / \sigma_1$$

mentre τ e σ_1 sono rispettivamente la tensione tangenziale e la tensione principale di trazione sulla corda baricentrica della sezione intesa interamente reagente.

Nel caso di staffe trasversali ($\alpha = 90^\circ$) con non forti rapporti meccanici ($\omega_w \leq 0,5$), la resistenza a taglio si può valutare con

$$V_{Rd} = 0,9d a_s f_{yd} (\text{ctg } \theta_0)$$

dove

$$\text{ctg } \theta_0 = ((1 - \omega_w) / \omega_w)^{1/2}$$

$$\omega_w = a_s f_{yd} / (b_w f'_{cd})$$

Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionale, dovranno essere prolungate di una misura pari a

$$a_l = 0,9 d (\text{ctg } \theta - \text{ctg } \alpha) / 2 \geq 0$$

4.1.2.1.3.3 *Casi particolari*

Componenti trasversali

Nel caso di elementi ad altezza variabile o con cavi da precompressione inclinati, il taglio di calcolo viene assunto pari a:

$$V_{Ed} = V_d + V_{md} + V_{pd}$$

dove:

V_d = valore di calcolo del taglio dovuto ai carichi esterni;
 V_{md} = componenti di taglio dovute all'inclinazione dei lembi della membratura;
 V_{pd} = valore di calcolo della componente di taglio dovuta alla precompressione.

Carichi in prossimità degli appoggi

Il taglio all'appoggio determinato da carichi applicati alla distanza $a_v \leq 2d$ dall'appoggio stesso si potrà ridurre nel rapporto $a_v/2d$, con l'osservanza delle seguenti prescrizioni:

- nel caso di appoggio di estremità, l'armatura di trazione necessaria nella sezione ove è applicato il carico più vicino all'appoggio sia prolungata e ancorata al di là dell'asse teorico di appoggio;
- nel caso di appoggio intermedio l'armatura di trazione all'appoggio sia prolungata sin dove necessario e comunque fino alla sezione ove è applicato il carico più lontano compreso nella zona con $a_v \leq 2d$.

Carichi appesi o indiretti

Se per particolari modalità di applicazione dei carichi gli sforzi degli elementi tesi del traliccio risultano incrementati, le armature dovranno essere opportunamente adeguate.

4.1.2.1.3.4 Verifica al punzonamento di lastre soggette a carichi concentrati

In corrispondenza dei pilastri e di carichi concentrati si deve verificare la lastra nei riguardi del punzonamento allo stato limite ultimo.

In mancanza di un'armatura trasversale appositamente dimensionata, la resistenza al punzonamento deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo, intendendo la sollecitazione distribuita su di un perimetro efficace di piastra distante $2d$ dall'impronta caricata, con d altezza utile (media) della piastra stessa.

Nel caso in cui si disponga una apposita armatura, l'intero sforzo allo stato limite ultimo dovrà essere affidato all'armatura.

Nel caso di piastre di fondazione si adotteranno opportuni adattamenti del modello sopra citato.

4.1.2.1.4 Calcolo della resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti

Qualora l'equilibrio statico di una struttura dipenda dalla resistenza torsionale degli elementi che la compongono, è necessario condurre la verifica di resistenza nei riguardi delle sollecitazioni torcenti. Qualora, invece, in strutture iperstatiche, la torsione insorga solo per esigenze di congruenza e la sicurezza della struttura non dipenda dalla resistenza torsionale, non sarà generalmente necessario condurre le verifiche.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) per sezioni piene si pone con

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

dove T_{Ed} è il valore di calcolo del momento torcente agente.

La resistenza torsionale si riferisce ad un profilo periferico chiuso di spessore

$$t = A_c/u$$

dove A_c è l'area della sezione ed u è il suo perimetro.

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con

$$T_{Rsd} = 2Aa_s f_{yd} \text{ctg}\theta$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza si calcola con

$$T_{Rld} = 2Aa_l f_{yd} / \text{ctg}\theta$$

La resistenza alla torsione della trave è la minore delle due sopra definite:

$$T_{Rd} = \min (T_{Rsd}, T_{Rld})$$

dove si è posto

A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;

a_s area della staffa per unità di lunghezza della trave;

a_l area dell'armatura longitudinale per unità di lunghezza del profilo periferico.

L'inclinazione θ delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti

$$0,4 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$$

Entro questi limiti, nel caso di torsione pura può porsi $\text{ctg} \theta = (a_l/a_s)^{1/2}$.

Per sezioni cave con profilo chiuso di spessore t , va aggiunto il calcolo della resistenza riferita al calcestruzzo compresso

$$T_{Rcd} = 2 A t f'_{cd} \text{ctg} \theta / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

In ogni caso le armature longitudinali e trasversali del traliccio resistente devono essere poste entro lo spessore t del profilo periferico. Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo detto profilo, ma comunque una barra deve essere presente su tutti i suoi spigoli.

Nel caso di elementi per i quali lo schema resistente di traliccio periferico non sia applicabile, quali gli elementi a pareti sottili a sezione aperta, dovranno utilizzarsi metodi di calcolo fondati su ipotesi teoriche e risultati sperimentali chiaramente comprovati.

Sollecitazioni composte

a) Torsione, flessione e sforzo normale

Le armature longitudinali calcolate come sopra indicato per la resistenza nei riguardi della sollecitazione torcente devono essere aggiunte a quelle calcolate nei riguardi delle verifiche per flessione.

Si applicano inoltre le seguenti regole:

- nella zona tesa a causa della sollecitazione flettente, l'armatura longitudinale di torsione va di regola aggiunta a quella richiesta per resistere alla flessione e allo sforzo normale;
- nella zona compressa a causa della sollecitazione flettente, se la tensione di trazione dovuta alla torsione è minore della tensione di compressione nel calcestruzzo dovuta alla flessione e allo sforzo normale, non è necessaria armatura longitudinale aggiuntiva per torsione.

b) Torsione e taglio

Per quanto riguarda la crisi lato calcestruzzo, la resistenza massima di una membratura soggetta a torsione e taglio è limitata dalla resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo. Per non eccedere tale resistenza deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}} \leq 1$$

I calcoli per il progetto delle staffe possono effettuarsi separatamente per la torsione e per il taglio, sommando o sottraendo su ogni lato le aree richieste sulla base del verso dei relativi flussi.

L'angolo θ delle bielle compresse di conglomerato cementizio deve essere assunto uguale per le due verifiche di taglio e torsione.

4.1.2.1.5 *Calcolo delle resistenze per elementi tozzi, nelle zone diffusive e nei nodi*

Per gli elementi per cui non valgono i modelli meccanici semplici, le verifiche di sicurezza possono essere condotte con riferimento a schematizzazioni basate sull'individuazione di tiranti e puntoni.

Le verifiche di sicurezza dovranno necessariamente essere condotte nei riguardi di:

- resistenza dei tiranti costituiti dalle sole armature (R_s);
- resistenza dei puntoni di calcestruzzo compresso (R_c);
- ancoraggio delle armature (R_b).

Deve risultare la seguente gerarchia delle resistenze $R_b > R_c > R_s$.

Per la valutazione della resistenza dei puntoni di calcestruzzo, si terrà conto della presenza di stati di sforzo pluriassiali.

Particolare cautela dovrà essere usata nel caso di schemi iperstatici, che presentano meccanismi resistenti in parallelo.

4.1.2.1.6 *Indicazioni specifiche relative a pilastri*

4.1.2.1.6.1 *Pilastri cerchiati*

Per elementi prevalentemente compressi, armati con barre longitudinali disposte lungo una circonferenza e racchiuse da una spirale di passo non maggiore di 1/5 del diametro inscritto dal nucleo cerchiato, la resistenza allo stato limite ultimo si calcola sommando i contributi della sezione di calcestruzzo confinato del nucleo e dell'armatura longitudinale, dove la resistenza del nucleo di calcestruzzo confinato può esprimersi come somma di quella del nucleo di calcestruzzo non confinato più il contributo di una armatura fittizia longitudinale di peso eguale alla spirale.

Il contributo dell'armatura fittizia non deve risultare superiore a quello dell'armatura longitudinale, mentre la resistenza globale così valutata non deve superare il doppio di quella del nucleo di calcestruzzo non confinato.

4.1.2.1.6.2 *Verifiche di stabilità per elementi snelli*

Le verifiche di stabilità degli elementi snelli devono essere condotte attraverso un'analisi del secondo ordine che tenga conto degli effetti flessionali delle azioni assiali sulla configurazione deformata degli elementi stessi.

Si deve tenere adeguatamente conto delle imperfezioni geometriche e delle deformazioni viscoso per carichi di lunga durata.

Si devono assumere legami fra azioni interne e deformazioni in grado di descrivere con adeguatezza il comportamento non lineare dei materiali e gli effetti della fessurazione delle sezioni. A favore di sicurezza il contributo del calcestruzzo teso può essere trascurato.

Gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati se sono inferiori al 10 % dei corrispondenti effetti del primo ordine. Criteri semplificati sono dati qui nel seguito.

Snellezza limite per pilastri singoli

In via approssimata gli effetti del secondo ordine in pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza λ non supera il valore limite

$$\lambda_{\text{lim}} = 15,4 \frac{C}{\sqrt{\nu}}$$

dove

$\nu = N_{Ed} / A_c f_{cd}$ è l'azione assiale adimensionale;

$C = 1,7 - r_m$ dipende dalla distribuzione dei momenti flettenti del primo ordine ($0,7 \leq C \leq 2,7$);

$r_m = M_{01} / M_{02}$ è il rapporto fra i momenti flettenti del primo ordine alle due estremità del pilastro preso positivo se i momenti tendono entrambi le fibre dalla stessa parte (con $|M_{02}| \geq |M_{01}|$).

La snellezza è calcolata come rapporto tra la lunghezza libera di inflessione ed il raggio d'inerzia della sezione di calcestruzzo non fessurato:

$$\lambda = l_0 / i$$

dove in particolare l_0 va definita in base ai vincoli d'estremità ed all'interazione con eventuali elementi contigui.

Effetti globali negli edifici

Gli effetti globali del secondo ordine negli edifici possono essere trascurati se è verificata la seguente condizione:

$$P_{Ed} \leq 0,31 \frac{n}{n + 1,6} \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2}$$

dove:

P_{Ed} è il carico verticale totale (su elementi controventati e di controvento);

n è il numero di piani;

L è l'altezza totale dell'edificio sopra il vincolo ad incastro di base;

E_{cd} è il valore di calcolo del modulo elastico del calcestruzzo definito in 4.1.2.1.6.3;

I_c è il momento di inerzia della sezione di calcestruzzo non fessurato degli elementi di controvento.

4.1.2.1.6.3 Metodi di verifica

Per la verifica di stabilità si calcolano le sollecitazioni sotto le azioni di progetto risolvendo il sistema delle condizioni di equilibrio comprensive degli effetti del secondo ordine e verificando di seguito la resistenza delle sezioni come precisato ai precedenti punti del presente paragrafo 4.1.2.1.

Per i pilastri compressi di telai a nodi fissi, non altrimenti soggetti ad esplicite azioni flettenti, va inserita nel modello di calcolo una deviazione di rettilineità pari a 1/300 della loro altezza.

Analisi anelastica

Il sistema risolvibile si imposta assumendo adeguati modelli non lineari di comportamento dei materiali basati sui seguenti parametri:

f_{ck} resistenza caratteristica del calcestruzzo;

$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE}$ modulo elastico di calcolo del calcestruzzo valutato con $\gamma_{CE} = 1,2$;

φ coefficiente di viscosità del calcestruzzo;

f_{yk} tensione di snervamento caratteristica dell'armatura;

E_s modulo elastico dell'armatura.

Oltre al metodo generale basato sull'integrazione numerica delle curvature, si possono utilizzare metodi di elaborazione algebrizzati basati sulla concentrazione dell'equilibrio nelle sezioni critiche (per esempio il metodo della colonna modello) per i quali si rimanda a documenti di comprovata validità.

Analisi elastica

In via semplificata si può impostare il sistema risolvibile in forma pseudolineare, utilizzando i coefficienti elastici corretti con i contributi del 2° ordine, una rigidità flessionale delle sezioni che trascura le armature

$$EI = \frac{0,3}{1 + 0,5 \varphi} E_{cd} I_c$$

dove I_c è il momento d'inerzia della sezione di calcestruzzo non fessurata, e sovrapponendo gli effetti flessionali a parità di sforzi assiali.

Per i coefficienti elastici corretti si possono utilizzare le espressioni linearizzate nella variabile N_{Ed} (sforzo assiale dell'elemento).

4.1.2.1.7 Verifica dell'aderenza delle barre di acciaio con il conglomerato cementizio

L'ancoraggio delle barre, sia tese che compresse, deve essere oggetto di specifica verifica.

La verifica di ancoraggio deve tenere conto, qualora necessario, dell'effetto d'insieme delle barre e della presenza di eventuali armature trasversali e di confinamento.

L'ancoraggio delle barre può essere utilmente migliorato mediante uncini terminali. Se presenti, gli uncini dovranno avere raggio interno adeguato tale da evitare danni all'armatura e, ai fini dell'aderenza, essi possono essere computati nella effettiva misura del loro sviluppo in asse alla barra. In assenza degli uncini la lunghezza di ancoraggio deve essere in ogni caso non minore di 20 diametri con un minimo di 150 mm.

Particolari cautele devono essere adottate quando si possono prevedere fenomeni di fatica e di sollecitazioni ripetute.

4.1.2.1.8 Verifica a fatica

In presenza di azioni cicliche che, per numero dei cicli e per ampiezza della variazione dello stato tensionale possono provocare fenomeni di fatica, le verifiche di resistenza dovranno essere condotte secondo affidabili modelli tratti da documentazione di comprovata validità.

4.1.2.2 Verifica agli stati limite di esercizio

4.1.2.2.1 Generalità

Si devono effettuare, di regola, le seguenti verifiche:

- verifiche di deformabilità,
- verifiche di vibrazione,
- verifiche di fessurazione,
- verifiche delle tensioni di esercizio,
- verifiche a fatica per quanto riguarda eventuali danni che possano compromettere la durabilità.

per le quali sono definite le regole specifiche nei punti seguenti.

4.1.2.2.2 *Verifica di deformabilità*

Per quanto riguarda i limiti di deformabilità, essi devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura anche in relazione alla destinazione d'uso, con riferimento alle esigenze statiche funzionali ed estetiche.

Per quanto riguarda i valori limite, essi dovranno essere commisurati a specifiche esigenze e potranno essere dedotti da documentazione tecnica di comprovata validità.

4.1.2.2.3 *Verifica delle vibrazioni*

Quando necessario:

- al fine di assicurare accettabili livelli di comfort (dal punto di vista delle sensazioni percepite dagli utenti),
- al fine di prevenire possibili danni negli elementi secondari e nei componenti non strutturali,
- In tutti i casi per i quali le vibrazioni possono danneggiare il funzionamento di macchine e apparecchiature,

si effettuerà la verifica delle vibrazioni.

4.1.2.2.4 *Verifica di fessurazione*

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

4.1.2.2.4.1 *Definizione degli stati limite di fessurazione*

In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite:

- a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2}$$

dove f_{ctm} è definito in 11.1.10.2;

- c) stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

4.1.2.2.4.2 *Combinazioni di azioni*

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

- combinazioni quasi permanenti;

- combinazioni frequenti.

4.1.2.2.4.3 Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella 4.1.III.

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE ^
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3
Aggressive	XC4, XD1, XS1
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3
^Si riferiscono alle classi definite in UNI EN 206-1.	

4.1.2.2.4.4 Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso.

Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione.

4.1.2.2.4.5 Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella tabella 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tabella 4.1.IV

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure		ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione			

w_1, w_2, w_3 sono definiti al punto 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al punto 4.1.2.2.4.6.

4.1.2.2.4.6 Verifica allo stato limite di fessurazione

Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 secondo quanto riportato nella Tabella 4.1.IV.

Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m$$

dove w_m , rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad una massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

4.1.2.2.5 *Verifica delle tensioni di esercizio*

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristiche e quasi permanenti delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

4.1.2.2.5.1 *Verifica della tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio*

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\begin{array}{ll} \sigma_c < 0,60 f_{ck} & \text{per combinazione caratteristica (rara)} \\ \sigma_c < 0,45 f_{ck} & \text{per combinazione quasi permanente} \end{array}$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti allo 0,8.

4.1.2.2.5.2 *Verifica della tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio*

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Capitolo 11, la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alle combinazioni caratteristiche deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk}$$

4.1.3 VERIFICHE PER SITUAZIONI TRANSITORIE

Per le situazioni costruttive transitorie, come quelle che si hanno durante le fasi della costruzione, dovranno adottarsi tecnologie costruttive e programmi di lavoro che non possano provocare danni permanenti alla struttura o agli elementi strutturali che possano riverberarsi sulla sicurezza dell'opera.

L'entità delle azioni ambientali da prendere in conto saranno determinate in relazione al tempo dell'azione transitoria e della tecnologia esecutiva.

4.1.4 VERIFICHE PER SITUAZIONI ECCEZIONALI

Le resistenze di calcolo dei materiali riferite ad una specifica situazione di verifica si ottengono con i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

- calcestruzzo e aderenza con le armature $\gamma_c = 1,2$
- acciaio d'armatura $\gamma_s = 1,0$

Per la valutazione della resistenza degli elementi strutturali, si rimanda ai punti 4.1.2.1.2, 4.1.2.1.3, 4.1.2.1.4, 4.1.2.1.5, 4.1.2.1.6 e 4.1.2.1.7.

4.1.5 VERIFICHE MEDIANTE PROVE SU STRUTTURE CAMPIONE E SU MODELLI

La resistenza e la funzionalità di strutture e elementi strutturali può essere misurata attraverso prove su campioni di adeguata numerosità.

La procedura di prova e di interpretazione delle misure sarà effettuata secondo norme di comprovata validità.

4.1.6 DETTAGLI COSTRUTTIVI

4.1.6.1 Elementi monodimensionali: Travi e pilastri

Con riferimento ai dettagli costruttivi degli elementi strutturali in calcestruzzo vengono fornite le indicazioni applicative necessarie per l'ottenimento delle prescritte prestazioni.

Dette indicazioni si applicano se non sono in contrasto con più restrittive regole relative a costruzioni in zona sismica.

4.1.6.1.1 *Armatura delle travi*

L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad \text{e comunque non minore di } 0,0013 b_t d$$

dove:

b_t rappresenta la larghezza media della zona tesa; per una trave a T con piattabanda compressa, nel calcolare il valore di b_t si considera solo la larghezza dell'anima

d è l'altezza utile della sezione

f_{ctm} è il valore medio della resistenza a trazione assiale definita in 11.1.10.2

f_{yk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria

Negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio.

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente $A_{s,\max} = 0,04 A_c$, essendo A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

Le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad $A_{st} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$ essendo b lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque interasse non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione.

4.1.6.1.2 *Armatura dei pilastri*

Nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore od uguale a 12 mm e non potranno avere interassi maggiori di 300 mm. Inoltre la loro area non deve essere inferiore al maggiore dei due valori seguenti

$$A_{s,\min} = (0,10 N_{Ed} / f_{yd}) \quad 0,003 A_c$$

dove:

f_{yd} è la resistenza di calcolo dell'armatura (riferita allo snervamento)

N_{Ed} è la forza di compressione assiale di calcolo

A_c è l'area di calcestruzzo.

Le armature trasversali devono essere poste ad interasse non maggiore di 12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 250 mm. Il diametro delle staffe non deve essere minore di 6 mm e di 1/3 del diametro massimo delle barre longitudinali.

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura non deve superare $A_{s,max} = 0,04 A_c$, essendo A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

4.1.6.1.3 Copriferro e interferro

L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo. Gli elementi strutturali devono essere verificati allo stato limite di fessurazione secondo il punto 4.1.2.2.4.

Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature.

Per consentire un omogeneo getto del calcestruzzo fresco attraverso i ferri, il copriferro e l'interferro delle armature deve essere rapportato alla dimensione massima degli inerti impiegati.

Il copriferro e l'interferro delle armature devono essere dimensionati anche con riferimento al necessario sviluppo delle tensioni di aderenza con il calcestruzzo.

4.1.6.1.4 Ancoraggio delle barre e loro giunzioni

Le armature longitudinali devono essere interrotte ovvero sovrapposte preferibilmente nelle zone compresse o di minore sollecitazione.

La continuità fra le barre può effettuarsi mediante:

- sovrapposizione, calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra. In ogni caso la lunghezza di sovrapposizione nel tratto rettilineo deve essere non minore di 20 volte il diametro della barra e la prosecuzione di ciascuna barra deve essere deviata verso la zona compressa. La distanza mutua (interferro) nella sovrapposizione non deve superare 4 volte il diametro;
- saldature, eseguite in conformità alle norme in vigore sulle saldature. Devono essere accertate la saldabilità degli acciai che vengono impiegati, nonché la compatibilità fra metallo e metallo di apporto nelle posizioni o condizioni operative previste nel progetto esecutivo;
- manicotto filettato o presso-estruso. Tale tipo di giunzione deve essere preventivamente validata mediante prove sperimentali.

4.1.7 ESECUZIONE

Tutti i progetti devono contenere la descrizione delle specifiche di esecuzione in funzione della particolarità dell'opera, del clima, della tecnologia costruttiva.

In particolare il documento progettuale deve contenere la descrizione dettagliata delle cautele da adottare per gli impasti, per la maturazione dei getti, per il disarmo e per la messa in opera degli elementi strutturali. Si potrà a tal fine fare utile riferimento alla norma UNI EN 13670-1 "Esecuzione di strutture in calcestruzzo – Requisiti comuni".

4.1.8 NORME COMPLEMENTARI RELATIVE AL CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO

I sistemi di precompressione con armature, previsti dalla presente norma, possono essere a cavi scorrevoli ancorati alle estremità (sistemi post-tesi) o a cavi aderenti (sistemi pre-tesi).

La condizione di carico conseguente alla precompressione si combinerà con le altre (peso proprio, carichi permanenti e variabili...) al fine di avere le più sfavorevoli condizioni di sollecitazione.

Nel caso della post-tensione, se le armature di precompressione non sono rese aderenti al conglomerato cementizio dopo la tesatura mediante opportune iniezioni di malta all'interno delle guaine (cavi non aderenti), si deve tenere conto delle conseguenze dello scorrimento relativo acciaio-calcestruzzo.

Le presenti norme non danno indicazioni su come trattare i casi di precompressione a cavi non aderenti per i quali si potrà fare riferimento ad UNI EN 1992-1-1.

Nel caso sia prevista la parzializzazione delle sezioni nelle condizioni di esercizio, particolare attenzione deve essere posta alla resistenza a fatica dell'acciaio in presenza di sollecitazioni ripetute.

4.1.8.1 Valutazione della sicurezza - Norme di calcolo

4.1.8.1.1 Stati limite ultimi

Vale quanto stabilito al punto 4.1.2.1.

In particolare, per le verifiche di resistenza locali agli ancoraggi delle armature di precompressione, si assumerà un valore di calcolo della forza di precompressione con $\gamma_P = 1,2$.

4.1.8.1.2 Stati limite di esercizio

Vale quanto stabilito al punto 4.1.2.2. Per la valutazione degli stati di deformazione e di tensione si devono tenere in conto gli effetti delle cadute di tensione per i fenomeni reologici che comportano deformazioni differite dei materiali: ritiro e viscosità del calcestruzzo, rilassamento dell'acciaio.

Nella valutazione della precompressione nel caso di armatura post-tesa la tensione iniziale va calcolata deducendo dalla tensione al martinetto la perdita per rientro degli apparecchi di ancoraggio e scorrimento dei fili e le perdite per attrito lungo il cavo.

Nelle strutture ad armatura pre-tesa si deve considerare la caduta di tensione per deformazione elastica.

Per le limitazioni degli stati tensionali nelle condizioni di esercizio, per tutte le strutture precomprese, valgono le prescrizioni riportate al punto 4.1.2.2.5.

4.1.8.1.3 Tensioni di esercizio nel calcestruzzo a cadute avvenute

Vale quanto stabilito al punto 4.1.2.2.5.

Non sono ammesse tensioni di trazione ai lembi nelle strutture costruite per conci prefabbricati, quando non sia possibile disporre l'armatura ordinaria che assorbe lo sforzo di trazione.

4.1.8.1.4 Tensioni iniziali nel calcestruzzo

All'atto della precompressione le tensioni di compressione non debbono superare il valore:

$$\sigma_c < 0,70 f_{ckj}$$

Nella zona di ancoraggio delle armature si possono tollerare compressioni locali σ_c prodotte dagli apparecchi di ancoraggio pari a:

$$\sigma_c < 0,90 f_{ckj}$$

Qualora le aree di influenza di apparecchi vicini si sovrappongano, le azioni vanno sommate e riferite all'area complessiva.

4.1.8.1.5 Tensioni limite per gli acciai da precompressione

Per le tensioni in esercizio a perdite avvenute vale quanto stabilito al punto 4.1.2.2.5.2 ove si sostituisca $f_{p(0,1)k}$, $f_{p(1)k}$ o f_{pyk} a f_{yk} .

Le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi devono rispettare le più restrittive delle seguenti limitazioni:

$$\begin{array}{ll} \sigma_{spi} < 0,85 f_{p(0,1)k} & \sigma_{spi} < 0,75 f_{ptk} \quad \text{per armatura post-tesa} \\ \sigma_{spi} < 0,90 f_{p(0,1)k} & \sigma_{spi} < 0,80 f_{ptk} \quad \text{per armatura pre-tesa} \end{array}$$

ove si sostituisca $f_{p(1)k}$ o f_{pyk} a $f_{p(0,1)k}$ se del caso.

4.1.8.2 Dettagli costruttivi per il cemento armato precompresso

Con riferimento ai dettagli costruttivi degli elementi strutturali in calcestruzzo armato precompresso, ai punti seguenti del presente paragrafo vengono fornite le indicazioni applicative necessarie per l'ottenimento delle prescritte prestazioni.

4.1.8.2.1 Armatura longitudinale ordinaria

Nelle travi ad armatura post-tesa, anche in assenza di tensioni di trazione, la percentuale di armatura longitudinale ordinaria non dovrà essere inferiore allo 0,1% dell'area complessiva dell'anima e dell'eventuale ringrosso dal lato dei cavi.

Nel caso sia prevista la parzializzazione della sezione in esercizio, le barre longitudinali di armatura ordinaria devono essere disposte nella zona della sezione che risulta parzializzata.

4.1.8.2.2 Staffe

Nelle travi dovranno disporsi staffe aventi sezione complessiva non inferiore a $1,5 b \text{ mm}^2$ al metro, essendo b lo spessore minimo dell'anima misurata in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione. In prossimità di carichi concentrati o delle zone d'appoggio valgono le prescrizioni di cui al punto 4.1.2.1.3.

In presenza di torsione valgono le prescrizioni di cui al punto 4.1.2.1.4.

4.1.8.3 Esecuzione delle opere in calcestruzzo armato precompresso

Per quanto riguarda lo strato di ricoprimento di calcestruzzo necessario alla protezione delle armature dalla corrosione, si rimanda al punto 4.1.6.1.3.

Nel caso di armature pre-tese, nella testata i trefoli devono essere ricoperti con adeguato materiale protettivo.

All'atto della messa in tiro si debbono misurare contemporaneamente lo sforzo applicato e l'allungamento conseguito.

La distanza minima netta tra le guaine deve essere commisurata sia alla massima dimensione dell'aggregato impiegato sia al diametro delle guaine stesse in relazione rispettivamente ad un

omogeneo getto del calcestruzzo fresco ed al necessario sviluppo delle tensioni di aderenza con il calcestruzzo.

I risultati conseguiti nelle operazioni di tiro, le letture ai manometri e gli allungamenti misurati, vanno registrati in apposite tabelle e confrontate con le tensioni iniziali delle armature e gli allungamenti teorici previsti in progetto.

La protezione dei cavi scorrevoli va eseguita mediante l'iniezione di adeguati materiali atti a prevenire la corrosione ed a fornire la richiesta aderenza.

Per la buona esecuzione delle iniezioni è necessario che le stesse vengano eseguite secondo apposite procedure di controllo della qualità.

4.1.9 NORME COMPLEMENTARI RELATIVE AI SOLAI

Si intendono come solai le strutture bidimensionali piane caricate ortogonalmente al proprio piano, con prevalente comportamento resistente monodirezionale.

4.1.9.1 Solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi forati in laterizio

Nei solai misti in calcestruzzo armato normale e precompresso e blocchi forati in laterizio, i blocchi in laterizio hanno funzione di alleggerimento e di aumento della rigidità flessionale del solaio. Essi si suddividono in blocchi collaboranti e non collaboranti.

Nel caso di blocchi non collaboranti la resistenza allo stato limite ultimo è affidata al calcestruzzo ed alle armature ordinarie e/o di precompressione. Nel caso di blocchi collaboranti questi partecipano alla resistenza in modo solidale con gli altri materiali.

Indicazioni applicative e dettagli costruttivi sono dati nell'Allegato B.

4.1.9.2 Solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi diversi dal laterizio

Possono utilizzarsi per realizzare i solai misti di calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso anche blocchi diversi dal laterizio con sola funzione di alleggerimento.

I blocchi in calcestruzzo leggero di argilla espansa, calcestruzzo normale sagomato, polistirolo, materie plastiche, elementi organici mineralizzati ecc, devono essere dimensionalmente stabili e non fragili e capaci di seguire le deformazioni del solaio.

Rimangono valide tutte le indicazioni applicative date nell'Allegato B.

4.1.9.3 Solai realizzati con l'associazione di componenti prefabbricati in c.a. e c.a.p.

I componenti di questi tipi di solai devono rispettare le norme di cui al presente paragrafo 4.1.

Oltre a quanto indicato nei precedenti paragrafi relativamente allo stato limite di deformazione, devono essere tenute presenti le seguenti norme complementari.

I componenti devono essere provvisti di opportuni dispositivi e magisteri che assicurino la congruenza delle deformazioni tra i componenti stessi accostati, sia per i carichi ripartiti che per quelli concentrati. In assenza di soletta collaborante armata o in difformità rispetto alle prescrizioni delle specifiche norme tecniche europee, l'efficacia di tali dispositivi deve essere certificata mediante prove sperimentali.

Quando si voglia realizzare una redistribuzione trasversale dei carichi è necessario che il solaio così composto abbia dei componenti strutturali ortogonali alla direzione dell'elemento resistente principale.

Qualora il componente venga integrato da un getto di completamento all'estradosso, questo deve avere uno spessore non inferiore a 40 mm ed essere dotato di una armatura di ripartizione a maglia incrociata e si deve verificare la trasmissione delle azioni di taglio fra elementi prefabbricati e getto di completamento, tenuto conto degli stati di coazione che si creano per le diverse caratteristiche reologiche dei calcestruzzi, del componente e dei getti di completamento.

4.1.10 NORME COMPLEMENTARI RELATIVE ALLE STRUTTURE PREFABBRICATE

Formano oggetto del presente capitolo i componenti strutturali prefabbricati in calcestruzzo armato, normale o precompresso (nel seguito detti componenti) che rispondono alle specifiche prescrizioni del presente paragrafo 4.1, e che, singolarmente o assemblati tra di loro ovvero con parti costruite in opera, siano utilizzati per la realizzazione di opere di ingegneria civile.

Rientrano nel campo di applicazione delle presenti norme i componenti prodotti in stabilimenti permanenti o in impianti temporanei allestiti per uno specifico cantiere, ovvero realizzati a pié d'opera.

Componenti di serie devono intendersi unicamente quelli prodotti in stabilimenti permanenti, con tecnologia ripetitiva e processi industrializzati in tipologie predefinite per campi dimensionali e tipi di armature.

Di produzione occasionale si intendono i componenti prodotti senza il presupposto della ripetitività tipologica e destinati in modo specifico ad una determinata opera e per questa progettati.

Il componente deve garantire i livelli di sicurezza e prestazione sia come componente singolo, nelle fasi transitorie di sformatura, movimentazione, stoccaggio, trasporto e montaggio, sia come elemento di un più complesso organismo strutturale una volta installato in opera.

I componenti in possesso di attestato di conformità secondo una specifica tecnica europea elaborata ai sensi della direttiva 89/106/CEE (marcatatura CE) ed i cui riferimenti sono pubblicati sulla gazzetta ufficiale dell'Unione Europea sono intesi aver con ciò assolto ogni requisito procedurale di cui al presente capitolo.

Nota: I requisiti procedurali assolti qui sopra citati si riferiscono al deposito ai sensi dell'art. 9 della Legge 05.11.71 n. 1086 ed alla certificazione di idoneità di cui agli artt.1 e 7 della Legge 2.2.74 n. 64, così come previsto al punto 4.1.10.2.1. Si riferiscono ancora all'autorizzazione di cui al punto 4.1.10.2.2 ed alla qualificazione preventiva di cui al punto 4.1.10.1. Resta l'obbligo del deposito del progetto presso l'Ufficio del Genio Civile.

Nel caso di prodotti coperti da marcatatura CE, devono essere comunque rispettati, laddove applicabili, i punti 11.7.2, 11.7.3.4 e 11.7.5 delle presenti Norme Tecniche.

4.1.10.1 Prodotti prefabbricati

I componenti devono essere realizzati attraverso processi sottoposti ad un sistema di controllo della produzione ed i produttori di componenti occasionali, in serie dichiarata ed in serie controllata devono altresì provvedere alla preventiva qualificazione del sistema di produzione, con le modalità indicate nel punto 11.7.

Per componenti realizzati con calcestruzzi di classe alta va effettuata una sperimentazione preventiva sulla qualità del calcestruzzo stesso come indicato al paragrafo 4.1.

4.1.10.2 Prodotti prefabbricati in serie

Rientrano tra i prodotti prefabbricati in serie:

- i componenti di serie per i quali è stato effettuato il deposito ai sensi dell'art. 9 della Legge 05.11.71 n. 1086;

- i componenti per i quali è stata rilasciata la certificazione di idoneità ai sensi degli artt. 1 e 7 della Legge 02.02.74 n. 64;
- ogni altro componente compreso nella definizione nel 3° comma del punto 4.1.10.

4.1.10.2.1 *Prodotti prefabbricati in serie dichiarata*

Rientrano in serie dichiarata i componenti di serie che, pur appartenendo ad una tipologia predefinita, vengono progettati di volta in volta su commessa per dimensioni ed armature (serie tipologica).

Per le tipologie predefinite il produttore dovrà provvedere, nell'ambito delle modalità di qualificazione della produzione di cui al punto 11.7, al deposito della documentazione tecnica relativa al processo produttivo ed al progetto tipo presso il Ministero delle Infrastrutture – Servizio Tecnico Centrale.

Nota: Per ogni singola costruzione lo specifico progetto dei componenti prodotti in serie dichiarata dovrà essere allegato alla documentazione depositata presso l'Ufficio del genio civile.

Rientrano altresì in serie dichiarata i componenti di serie costituiti da un tipo compiutamente determinato, predefinito in dimensioni ed armature sulla base di un progetto depositato (serie ripetitiva).

Per ogni tipo di componente, o per ogni famiglia omogenea di tipi, il produttore dovrà provvedere, nell'ambito delle modalità di qualificazione della produzione di cui al punto 11.7, al deposito della documentazione tecnica relativa al processo produttivo ed al progetto specifico presso il Ministero delle Infrastrutture – Servizio Tecnico Centrale.

Nota: Per ogni singola costruzione sarà sufficiente allegare alla documentazione depositata presso l'Ufficio del genio civile gli estremi del deposito dei componenti di serie controllata in essa utilizzati.

4.1.10.2.2 *Prodotti prefabbricati in serie controllata*

Per serie controllata si intende la produzione di serie che, oltre ad avere i requisiti specificati per la serie dichiarata, sia eseguita con procedure che prevedono verifiche sperimentali su prototipo, come specificato al punto 11.7.

Devono essere prodotti in serie controllata:

- i componenti costituiti da assetti strutturali non consueti (voltine scatolari,...);
- i componenti realizzati con l'impiego di calcestruzzi speciali (fibrorinforzati, aerati, ...);
- i componenti armati o precompressi con spessori inferiori a 40 mm;
- i componenti il cui progetto sia redatto su modelli di calcolo non previsti dalle presenti Norme Tecniche.

Per i componenti ricadenti in uno dei casi sopra elencati, è obbligatorio il rilascio preventivo dell'autorizzazione alla produzione, secondo le procedure di cui al punto 11.7.4.3.

4.1.10.3 *Responsabilità e competenze*

I componenti prodotti negli stabilimenti permanenti devono essere realizzati sotto la responsabilità di un Direttore tecnico dello stabilimento, dotato di adeguata abilitazione professionale, che assume le responsabilità proprie del Direttore dei lavori.

I componenti di produzione occasionale devono inoltre essere realizzati sotto la vigilanza del Direttore dei lavori dell'opera di destinazione.

I funzionari del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP. potranno accedere anche senza preavviso agli stabilimenti di produzione dei componenti prefabbricati per l'accertamento del rispetto delle presenti norme.

4.1.10.4 Prove su componenti

Per verificare le prestazioni di un nuovo prodotto o di una nuova tecnologia produttiva ed accertare l'affidabilità dei modelli di calcolo impiegati nelle verifiche di resistenza, prima di dare inizio alla produzione corrente è opportuno eseguire delle prove di carico su di un adeguato numero di prototipi al vero, portati fino a rottura.

Tali prove sono obbligatorie, in aggiunta alle prove correnti sui materiali di cui al Capitolo 11, per le produzioni in serie controllata.

4.1.10.5 Norme complementari

Le verifiche del componente vanno fatte con riferimento al livello di maturazione e di resistenza raggiunto, controllato mediante prove sui materiali di cui al punto 11.7.3.1 ed eventuali prove su prototipo prima della movimentazione del componente e del cimento statico dello stesso.

I dispositivi di sollevamento e movimentazione debbono essere esplicitamente previsti nel progetto del componente strutturale e realizzati con materiali appropriati e dimensionati per le sollecitazioni previste.

Il copriferro degli elementi prefabbricati deve rispettare le regole generali di cui al presente paragrafo 4.1.

4.1.10.5.1 Appoggi

Per i componenti appoggiati in via definitiva, particolare attenzione va posta alla posizione e dimensione dell'apparecchio d'appoggio, sia rispetto alla geometria dell'elemento di sostegno, sia rispetto alla sezione terminale dell'elemento portato, tenendo nel dovuto conto le tolleranze dimensionali e di montaggio e le deformazioni per fenomeni reologici e/o termici.

I vincoli provvisori o definitivi devono essere progettati con particolare attenzione e se necessario, validati attraverso prove sperimentali.

In zona sismica non sono consentiti appoggi nei quali la trasmissione di forze orizzontali sia affidata all'attrito conseguente ai carichi gravitazionali.

Gli appoggi scorrevoli devono essere dimensionati in modo da consentire gli spostamenti relativi previsti senza perdita della capacità portante.

4.1.10.5.2 Realizzazione delle unioni

Le unioni devono avere resistenza e deformabilità coerenti con le ipotesi progettuali.

4.1.10.5.3 Tolleranze

Il progetto deve indicare le tolleranze minime di produzione che dovrà rispettare il componente. Il componente, che non rispetta tali tolleranze, sarà giudicato non conforme e quindi potrà essere consegnato in cantiere per l'utilizzo nella costruzione solo dopo preventiva specifica da parte del Direttore dei lavori.

Il progetto dell'opera deve altresì tener conto delle tolleranze di produzione, tracciamento e montaggio assicurando un coerente funzionamento del complesso strutturale.

Il montaggio dei componenti ed il completamento dell'opera devono essere conformi alle previsioni di progetto. Nel caso si verificassero delle non conformità, queste devono essere analizzate dal Direttore dei lavori nei riguardi delle eventuali necessarie misure correttive.

4.1.11 CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità è minore dello 0.1% dell'area della sezione stessa e la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di conglomerato è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

4.1.11.1 Valutazione della sicurezza – norme di calcolo

Nelle verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si deve trascurare la resistenza a trazione del calcestruzzo.

La misura della sicurezza si ottiene controllando che, per ogni condizione di verifica, le tensioni di compressione che insorgono nel calcestruzzo per effetto delle azioni di calcolo sotto la combinazione rara risultino minori della seguente tensione:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= 0,30 f_{ck} && \text{per calcestruzzo debolmente armato} \\ \sigma_c &= 0,25 f_{ck} && \text{per calcestruzzo non armato} \end{aligned}$$

Le verifiche a taglio si intendono soddisfatte quando le tensioni tangenziali massime valutate per combinazione rara sono inferiori al valore limite di seguito riportato:

$$\begin{aligned} \tau_c &= 0,25 f_{ctk} && \text{per calcestruzzo debolmente armato} \\ \tau_c &= 0,21 f_{ctk} && \text{per calcestruzzo non armato} \end{aligned}$$

4.1.12 CALCESTRUZZO DI AGGREGATI LEGGERI

Il presente capitolo si applica ai calcestruzzi di aggregati leggeri minerali, artificiali o naturali, con esclusione dei calcestruzzi aerati.

Le classi di densità e di resistenza normalizzate sono quelle definite nella UNI EN 206-1.

Sulla base della titolazione normalizzata come definita in 4.1 per il calcestruzzo di peso normale, vengono definiti i seguenti gruppi di classi di resistenza.

Tabella 4.1.V – Descrizione classi di resistenza

Classi di resistenza	
Molto basse	Da LC 8/9 a LC 12/13
Basse	Da LC 16/18 a LC 20/22
Medie	Da LC 25/28 a LC 35/38
Alte	Da LC 40/48 a LC 55/60

I calcestruzzi delle diverse classi trovano impiego secondo quanto riportato nella Tabella 4.1.II.

Nel progetto delle opere strutturali non è ammesso considerare classi di resistenza superiori a LC 55/60.

Valgono le specifiche prescrizioni sul controllo della qualità date in 4.1 e in 11.1.

4.1.12.1 Norme di calcolo

Per il progetto delle strutture in calcestruzzo di aggregati leggeri valgono in genere le norme date nei paragrafi da 4.1.1 a 4.1.11, con la resistenza a trazione di calcolo pari a

$$f_{ctd}=0,85 f_{ctk}/\gamma_C$$

Per ogni indicazione applicativa si potrà fare utile riferimento alla sezione 11 di EN 1992-1-1.

4.1.13 RESISTENZA AL FUOCO

Le verifiche di resistenza al fuoco delle strutture in calcestruzzo, effettuate nel dominio delle resistenze come indicato in 3.6.1, potranno eseguirsi con riferimento a EN 1992-1-2.

4.2 COSTRUZIONI DI ACCIAIO

Formano oggetto delle presenti norme le opere strutturali di acciaio per le quali non esista una regolamentazione apposita a carattere particolare.

I materiali e i prodotti devono rispondere ai requisiti indicati nel capitolo 11.2.

4.2.1 LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza deve essere condotta secondo i principi fondamentali illustrati nel capitolo 2.

I requisiti richiesti di resistenza, funzionalità e robustezza si garantiscono verificando gli stati limite ultimi e gli stati limite di esercizio della struttura, dei componenti strutturali e dei collegamenti.

4.2.1.1 Stati limite

Gli stati limite ultimi da verificare sono:

- *stato limite di equilibrio,*
- *stato limite di collasso,*
- *stato limite di fatica,*

Gli stati limite di esercizio da verificare sono:

- *stati limite di deformazione e/o spostamento,*
- *stato limite di vibrazione,*
- *stato limite di plasticizzazioni locali,*
- *stato limite di scorrimento dei collegamenti ad attrito con bulloni ad alta resistenza.*

4.2.2 ANALISI STRUTTURALE

Nell'analisi globale della struttura, in quella dei sistemi di controvento e nel calcolo delle membrature si deve tener conto delle imperfezioni geometriche e strutturali.

A tal fine possono adottarsi adeguate imperfezioni geometriche equivalenti, il valore delle quali può essere reperito in normative di dimostrata validità.

4.2.2.1 Tipologia delle sezioni

Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale C_θ definita come

$$C_\theta = \theta_r / \theta_y - 1$$

essendo θ_r e θ_y rispettivamente le curvature corrispondenti al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento.

Si distinguono le seguenti classi di sezioni:

classe 1 quando la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al punto 4.2.2.3. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 5$.

- classe 2* quando la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 2,5$.
- classe 3* quando nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico.
- classe 4* quando è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una *sezione efficace*.

Le sezioni di classe 1 e 2 si definiscono *compatte*, quelle di classe 3 *moderatamente snelle* e quelle di classe 4 *snelle*.

Ai fini delle applicazioni si può fare riferimento alle indicazioni di normative di dimostrata validità.

4.2.2.1.1 Regole applicative – classificazione delle sezioni

Per i casi più comuni delle forme delle sezioni e delle modalità di sollecitazione, le seguenti tabelle 4.2.I, 4.2.II e 4.2.III forniscono indicazioni per la classificazione delle sezioni.

Tabella 4.2.I

Internal compression parts					
Class	Part subject to bending	Part subject to compression	Part subject to bending and compression		
Stress distribution in parts (compression positive)					
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	when $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$		
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	when $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$		
Stress distribution in parts (compression positive)					
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	when $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ when $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$		
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75

*) $\psi \leq -1$ applies where either the compression stress $\sigma < f_y$ or the tensile strain $\epsilon_y > f_y/E$

Tabella 4.2.II

parts

Outstand flanges

Class	Part subject to compression	Part subject to bending and compression			
		Tip in compression	Tip in tension		
Stress distribution in parts (compression positive)					
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Stress distribution in parts (compression positive)					
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ For k_σ see EN 1993-1-5			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75

Tabella 4.2.III

parts

Angles

Refer also to "Outstand flanges" (see sheet 2 of 3)

Does not apply to angles in continuous contact with other components

Class	Section in compression				
Stress distribution across section (compression positive)					
3	$h/t \leq 15\epsilon$; $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$				
Tubular sections					
Class	Section in bending and/or compression				
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$				
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$				
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$				
NOTE For $d/t > 90\epsilon^2$ see EN 1993-1-6.					
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56

4.2.2.2 Capacità resistente delle sezioni

La capacità resistente delle sezioni deve essere valutata nei confronti di trazione o compressione, flessione, taglio e torsione, determinando anche gli effetti indotti sulla resistenza dalla presenza combinata di più sollecitazioni.

La capacità resistente della sezione può determinarsi con uno dei seguenti metodi:

Metodo elastico (E)

Il metodo può applicarsi a tutte le classi di sezioni, con l'avvertenza di riferirsi alle sezioni efficaci nel caso di sezioni di classe 4.

Metodo plastico (P)

Il metodo può applicarsi a sezioni di tipo compatto, cioè di classe 1 e 2.

Metodo elasto-plastico (EP)

Il metodo può applicarsi a qualsiasi tipo di sezione.

4.2.2.3 Analisi globale

L'analisi globale della struttura può essere condotta con:

Metodo elastico (E)

Metodo plastico (P)

Metodo elasto-plastico (EP)

Le alternative possibili per l'analisi strutturale e per le verifiche delle sezioni sono riassunte nella seguente Tabella 4.2-IV.

Tabella 4.2 - IV

Metodo di analisi globale	Metodo di calcolo della capacità resistente della sezione	Tipo di sezione
(E)	(E)	tutte (*)
(E)	(EP)	tutte (*)
(E)	(P)	compatte (classi 1 e 2)
(EP)	(EP)	tutte
(P)	(P)	compatte di classe 1

(*) per le sezioni di classe 4 la capacità resistente è calcolata con riferimento alla sezione efficace.

4.2.2.4 Effetti delle deformazioni

Per quanto riguarda la geometria di riferimento, l'analisi strutturale può essere condotta con la:

- teoria del primo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione iniziale della struttura,
- teoria del secondo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione deformata della struttura.

L'analisi globale può condursi con la teoria del primo ordine nei casi in cui possano ritenersi trascurabili gli effetti delle deformazioni sull'entità delle sollecitazioni e sulle condizioni di instabilità della struttura.

4.2.3 VERIFICHE

Le azioni caratteristiche (carichi, distorsioni, variazioni termiche, ecc.) devono essere definite in accordo con quanto indicato nei capitoli 3 e 5 delle presenti norme.

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di calcolo si ottengono, per le verifiche statiche, secondo quanto indicato nel capitolo 2.

Il calcolo dovrà condursi con appropriati metodi della meccanica strutturale, secondo i criteri indicati in 4.2.2.

4.2.3.1 Verifiche agli stati limite ultimi

4.2.3.1.1 Resistenza e stabilità delle membrature

La resistenza di calcolo delle membrature R_d si pone nella forma:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

dove:

R_k è il valore caratteristico della resistenza della membratura,

γ_M è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

Qualora si faccia riferimento ai modelli di resistenza di EN 1993-1-1 ed agli acciai dal grado S 235 al grado S 420 compresi, di cui al cap 11.2, si adottano i fattori parziali γ_{M0} e γ_{M2} indicati nella tab. 4.2 – V.

Tabella 4.2 – V

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza delle membrature nei riguardi dei fenomeni di instabilità	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza nei riguardi delle fratture delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Qualora si faccia riferimento alle indicazioni di EN 1993-1-1 per valutare la stabilità di membrature compresse, inflesse e presso-inflesse, si adotta il fattore parziale γ_{M1} indicato in tab. 4.2 – V.

Per trattare fenomeni di instabilità che interessano elementi bidimensionali (lastre, piastre e gusci) si deve fare riferimento a normative di dimostrata validità.

Per la resistenza a fatica si veda il par. 4.2.3.1.2.; per la resistenza dei collegamenti si veda il par.4.2.7.

In alternativa si possono utilizzare modelli contenuti in normative di dimostrata validità, adottando fattori parziali γ_M che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme.

4.2.3.1.2 Resistenza di cavi, barre e funi

La verifica di cavi, barre e funi dovrà tener conto della specificità di tali elementi sia per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali, sia per i dettagli costruttivi e potrà essere condotta con

riferimento a specifiche indicazioni contenute in normative di dimostrata validità, adottando fattori parziali γ_M che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme.

4.2.3.1.3 *Resistenza degli apparecchi di appoggio*

Le verifiche degli apparecchi di appoggio devono essere condotte tenendo conto della specificità dei materiali impiegati e della tipologia delle apparecchiature.

Si potrà fare riferimento a modelli di calcolo contenuti in normative di dimostrata validità, adottando fattori parziali γ_M che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme.

4.2.3.1.4 *Stato limite di fatica*

Per le strutture soggette a carichi ciclici deve essere verificata la resistenza a fatica imponendo che:

$$\Delta_d \leq \Delta_R / \gamma_M$$

essendo

- Δ_d l'escursione di tensione (effettiva o equivalente allo spettro di tensione) prodotta dalle azioni cicliche di progetto che inducono fenomeni di fatica con coefficienti parziali $\gamma_f = 1$,
- Δ_R la resistenza a fatica per la relativa categoria dei dettagli costruttivi, come desumibile dalle curve S-N di resistenza a fatica, per il numero totale di cicli di sollecitazione N applicati durante la vita di progetto richiesta,
- γ_M il coefficiente parziale definito nella Tab. 4.2 – VI.

Nel caso degli edifici la verifica a fatica delle membrature non è di regola necessaria, salvo per quelle alle quali sono applicati dispositivi di sollevamento dei carichi o macchine vibranti.

Nel caso dei ponti gli spettri dei carichi da impiegare per le verifiche a fatica sono fissati nel Capitolo 5 delle presenti norme.

Si possono utilizzare due criteri di valutazione della resistenza a fatica, che si applicano rispettivamente alle strutture poco sensibili alla rottura per fatica ed alle strutture sensibili alla rottura per fatica.

- Il *Criterio del danneggiamento accettabile*, relativo alle strutture poco sensibili alla rottura per fatica, richiede si adottino:
 - dettagli costruttivi, materiali e livelli di tensione tali che le eventuali cricche presentino bassa velocità di propagazione e significativa lunghezza critica;
 - disposizioni costruttive che permettano la redistribuzione degli sforzi;
 - dettagli idonei ad arrestare la propagazione delle cricche;
 - dettagli facilmente ispezionabili;
 - prestabilite procedure di ispezione e di manutenzione atte a rilevare e correggere le eventuali cricche.
- Il *Criterio della vita utile a fatica*, relativo alle strutture sensibili alla rottura per fatica, richiede si adottino:
 - dettagli costruttivi e livelli di sforzo tali da garantire, per la vita a fatica prevista della costruzione, gli stessi livelli di sicurezza adottati per le altre verifiche agli stati limite ultimi, indipendentemente da procedure di ispezione e manutenzione durante la vita di esercizio.

Tabella 4.2 – VI

Criteri di valutazione	Conseguenze della rottura	
	Conseguenze moderate	Conseguenze significative
Danneggiamento accettabile	$\gamma_M = 1,00$	$\gamma_M = 1,15$
Vita utile	$\gamma_M = 1,15$	$\gamma_M = 1,35$

Nel caso di combinazioni di tensioni normali e tangenziali, la valutazione della resistenza a fatica dovrà considerare i loro effetti congiunti adottando idonei criteri di combinazione del danno.

Nella valutazione della resistenza a fatica dovrà tenersi conto dello spessore del metallo base nel quale può innescarsi una potenziale cricca.

Nel caso di dettagli costruttivi, per i quali sia reperibile, nelle normative di dimostrata validità, la curva S-N di resistenza a fatica, le escursioni tensionali saranno riferite alle *tensioni nominali*.

Per i dettagli costruttivi dei quali non sia nota la curva di resistenza a fatica le escursioni tensionali potranno riferirsi alle *tensioni geometriche o di picco*, cioè alle tensioni principali nel metallo base in prossimità della potenziale cricca, secondo le modalità e le limitazioni specifiche del metodo, nell'ambito della meccanica della frattura.

Nelle verifiche a fatica è consentito tener conto degli effetti benefici di eventuali trattamenti termici o meccanici.

4.2.3.1.5 Regole applicative – resistenza delle membrature

Per la verifica delle travi la resistenza di calcolo da considerare dipende dalla classificazione delle sezioni.

La verifica in campo elastico è ammessa per tutti i tipi di sezione, con l'avvertenza di fare riferimento alle proprietà geometriche efficaci (area, momenti di inerzia, ecc.) per le sezioni di classe 4.

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_y / \gamma_{M0})^2 ,$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale in direzione longitudinale nel punto in esame;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale in direzione trasversale nel punto in esame;

τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame.

La verifica in campo plastico richiede che si determini una distribuzione di tensioni interne “staticamente ammissibile”, cioè in equilibrio con le azioni interne applicate (N, M, T, ecc.) e rispettosa della condizione di plasticità. Nel seguito vengono riportati alcuni esempi applicativi.

Trazione

L'azione assiale di calcolo N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.$$

dove la resistenza di calcolo $N_{t,Rd}$ di membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati deve essere assunta pari al minore dei valori seguenti:

a) la resistenza plastica della sezione lorda

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

b) la resistenza a rottura della sezione netta in corrispondenza dei fori per i collegamenti

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net} f_t}{\gamma_{M2}}$$

cioè deve essere:

$$N_{t,Rd} = \min (N_{pl,Rd} , N_{u,Rd}).$$

Qualora il progetto preveda la gerarchia delle resistenze, come nel progetto sismico, la resistenza plastica della sezione lorda $N_{pl,Rd}$ deve risultare minore della resistenza a rottura delle sezioni indebolite dai fori per i collegamenti $N_{u,Rd}$:

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd} .$$

Compressione

La forza di compressione di calcolo N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.$$

dove la resistenza di calcolo a compressione della sezione $N_{c,Rd}$ vale:

$$N_{c,Rd} = A f_y / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,}$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_y / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

Non è necessario dedurre l'area dei fori per i collegamenti bullonati o chiodati, purchè in tutti i fori siano presenti gli elementi di collegamento.

Flessione monoassiale (retta)

Il momento flettente di calcolo M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ vale:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 1 e 2;}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 3;}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 4;}$$

per le sezioni di classe 3 e 4 rispettivamente $W_{el,min}$ e $W_{eff,min}$ sono i moduli di resistenza a flessione minimi, relativi alle fibre maggiormente sollecitate in campo elastico.

Per la flessione biassiale si veda più oltre.

È possibile non tener conto della presenza dei fori per gli eventuali collegamenti bullonati o chiodati se, nelle parti tese, la resistenza plastica della sezione lorda $N_{pl,Rd}$ risulta minore della resistenza a rottura delle sezioni indebolite dai fori per i collegamenti $N_{u,Rd}$:

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd} .$$

Taglio

Il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.$$

dove $V_{c,Rd}$ è la resistenza di calcolo a taglio.

Nel caso di calcolo plastico, per sezioni di classe 1 e 2, la resistenza di calcolo $V_{pl,Rd}$ vale:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

dove A_v è l'area resistente a taglio.

Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere:

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f ;$$

per profilati a C o ad U caricati nel piano dell'anima si può assumere:

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + r) t_f ;$$

per profilati ad I e ad H caricati nel piano delle ali si può assumere:

$$A_v = A - h_w t_w ;$$

per profilati a T caricati nel piano dell'anima si può assumere:

$$A_v = 0,9 (A - b t_f) ;$$

dove:

A è l'area lorda della sezione del profilo,

b è la larghezza delle ali,

h_w è l'altezza dell'anima,

r è il raggio di raccordo tra anima ed ala,

t_f è lo spessore delle ali,

t_w è lo spessore dell'anima.

Flessione e taglio

Se il taglio di calcolo V_{Ed} è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd}$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione

Se il taglio di calcolo V_{Ed} è superiore a metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$ bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto

$$\rho = \left| \frac{2 V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right|$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio A_v la tensione di snervamento ridotta $(1 - \rho) f_y$.

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a flessione e taglio nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza di calcolo a flessione retta è data da:

$$M_{c,Rd} = \frac{\left(W_{pl} - \frac{\rho A_w^2}{4 t_w} \right) f_y}{\gamma_{M0}}$$

Presso o tenso flessione retta

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza di calcolo a flessione retta è data da:

$$M_{N,y,Rd} = M_{c,y,Rd} (1-n) / (1-0,5 a)$$

con la limitazione:

$$M_{N,y,Rd} \leq M_{c,y,Rd} ;$$

per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione nel piano delle ali, la corrispondente resistenza di calcolo a flessione retta è data da:

$$\text{per } n \leq a \quad M_{N,z,Rd} = M_{c,z,Rd} ;$$

$$\text{per } n > a \quad M_{N,z,Rd} = M_{c,z,Rd} \left[1 - \frac{\left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2}{\left(\frac{n-a}{1-a} \right)} \right] ;$$

avendo posto:

$$n = N_{ed} / N_{pl,Rd} ,$$

$$a = (A - 2 b t_f) / A$$

e dove:

A è l'area lorda della sezione,
b è la larghezza delle ali,
t_f è lo spessore delle ali.

Presso o tenso flessione biassiale

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione biassiale, la condizione di resistenza è data da:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^{5n} \leq 1 ;$$

con $5n \geq 1$ essendo $n = N_{ed} / N_{pl,Rd}$.

4.2.3.1.6 Regole applicative –stabilità delle aste compresse

Si definisce lunghezza d'inflessione la lunghezza $l_0 = \beta l$ da sostituire nel calcolo alla lunghezza l dell'asta quale risulta dallo schema strutturale. Il coefficiente β deve essere valutato tenendo conto delle effettive condizioni di vincolo dell'asta nel piano di inflessione considerato.

Si definisce snellezza di un'asta in un suo piano principale di inerzia il rapporto

$$\lambda = l_0 / i$$

dove:

l_0 è la lunghezza d'inflessione nel piano principale considerato,
 i è il raggio principale d'inerzia della sezione che giace nello stesso piano in cui si valuta l_0 .

È opportuno limitare la snellezza λ al valore di circa 200 per le membrature principali ed a circa 250 per le membrature secondarie.

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Dovrà essere:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.$$

dove:

N_{Ed} è l'azione di compressione di calcolo,
 $N_{b,Rd}$ è l'azione di compressione critica che provoca il collasso elastoplastico per inflessione dell'asta nel piano considerato.

L'azione di compressione critica $N_{b,Rd}$ è data da:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3;}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

I coefficienti $\chi = 1/\omega$ dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono da appositi diagrammi, tabelle o formulazioni analitiche. Si possono adottare a tale scopo le indicazioni delle normative di comprovata validità EN 1991-1-1 oppure CNR 10011/97.

4.2.3.2 Verifiche agli stati limite di esercizio

4.2.3.2.1 Definizioni degli spostamenti

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$$

essendo (fig. 4.2.1.):

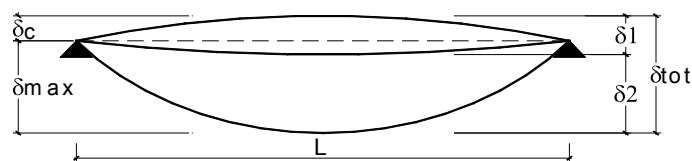


Figura 4.2.1.

- δ_C la montatura iniziale della trave,
- δ_1 lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,
- δ_2 lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,
- δ_{max} lo spostamento nello stato finale, depurato dalla montatura iniziale = $\delta_{tot} - \delta_C$.

4.2.3.2.2 Spostamenti verticali

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i limiti per δ_{max} e δ_2 sono da assumersi per combinazioni caratteristiche delle azioni, pari a frazioni della luce L del modello di calcolo o, nel caso di mensole, pari al doppio della loro lunghezza.

I valori di tali limiti sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali gravanti sull'elemento considerato, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In carenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti per gli spostamenti verticali (δ_{\max} spostamento nello stato finale; δ_2 variazione dovuta all'applicazione dei carichi variabili) indicati nella tabella 4.2-VII.

Tabella 4.2 – VII

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{\max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	
In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.		

4.2.3.2.3 *Spostamenti laterali*

Negli edifici gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne per le combinazioni caratteristiche delle azioni devono generalmente limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva dell'edificio da valutarsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In carenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti per gli spostamenti orizzontali (Δ spostamento orizzontale in sommità; δ spostamento relativo di piano – fig. 4.2.2.) indicati in tabella 4.2-VIII.

Tabella 4.2 – VIII

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carroponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

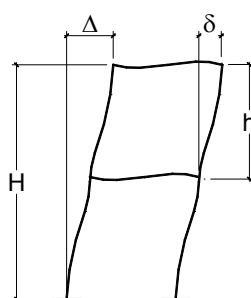


Figura 4.2.2.

4.2.3.2.4 Stato limite di deformazioni delle anime

Le deformazioni laterali delle anime devono essere limitate per evitare effetti negativi, per impedire bruschi cambiamenti di forma della configurazione di equilibrio ed evitare fessurazioni da fatica nei cordoni di saldatura fra anima e piattabande.

4.2.3.2.5 Stato limite di vibrazioni

Le verifiche devono essere condotte adottando le combinazioni frequenti di progetto.

4.2.3.2.5.1 Edifici

Nel caso di solai praticati regolarmente da persone, la frequenza naturale più bassa della struttura del solaio non deve in generale essere minore di 3 Hz.

Nel caso di solai soggetti a movimenti ciclici la frequenza naturale più bassa non deve in generale essere inferiore a 5 Hz.

In alternativa a tali limitazioni potrà condursi un controllo di accettabilità della percezione delle vibrazioni.

4.2.3.2.5.2 Strutture di elevata flessibilità e soggette a carichi ciclici

I controlli di accettabilità della percezione devono essere condotti seguendo metodologie e limitazioni suggerite da normative di dimostrata validità.

4.2.3.2.5.3 *Oscillazioni prodotte dal vento*

Le strutture di elevata flessibilità, quali edifici alti e snelli, coperture molto ampie, ecc., devono essere verificate per gli effetti indotti dall'azione dinamica del vento sia per le vibrazioni nel piano che per quelle perpendicolari all'azione del vento.

Le verifiche devono condursi per le vibrazioni indotte dalle raffiche e per quelle indotte dai vortici.

4.2.3.2.6 *Stato limite di plasticizzazioni locali*

Nelle strutture in acciaio è normale che la presenza di tensioni residue (dovute a processi di fabbricazione, tolleranze, particolarità di alcuni dettagli, variazioni localizzate della temperatura) produca concentrazioni di tensioni e conseguenti plasticizzazioni localizzate. Queste non influenzano la sicurezza dell'opera nei confronti degli stati limite ultimi.

Inoltre i criteri di cui al par. 4.2.3.1.1.2. tengono conto dell'influenza di questi parametri nei riguardi dell'instabilità delle membrature.

In presenza di fenomeni di fatica a basso numero di cicli ci si deve cautelare mediante specifiche verifiche.

4.2.3.2.7 *Scorrimento dei collegamenti ad attrito con bulloni ad alta resistenza*

Si rinvia al successivo par. 4.2.7.2.

4.2.4 VERIFICHE PER SITUAZIONI PROGETTUALI TRANSITORIE

Per le situazioni costruttive transitorie, come quelle che si hanno durante le fasi della costruzione, dovranno adottarsi tecnologie costruttive e programmi di lavoro che non possano provocare danni permanenti alla struttura o agli elementi strutturali che possano riverberarsi sulla sicurezza dell'opera.

L'entità delle azioni ambientali da prendere in conto saranno determinate in relazione alla durata nel tempo della situazione transitoria e della tecnologia esecutiva.

4.2.5 VERIFICHE PER SITUAZIONI PROGETTUALI ECCEZIONALI

Per situazioni progettuali eccezionali, il progetto dovrà dimostrare la robustezza della costruzione mediante procedure di scenari di danno per i quali i fattori parziali γ_M dei materiali possono essere assunti pari all'unità.

4.2.6 PROGETTAZIONE INTEGRATA DA PROVE

La resistenza e la funzionalità di strutture e elementi strutturali può essere misurata attraverso prove su campioni di adeguata numerosità.

La procedura di prova e di interpretazione delle misure sarà effettuata secondo normative di dimostrata validità.

4.2.7 COLLEGAMENTI

4.2.7.1 **Generalità**

Si considerano collegamenti con bulloni, chiodi e perni e collegamenti saldati soggetti a carichi statici e a carichi di fatica.

Le sollecitazioni agenti nei collegamenti allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio si devono valutare con i criteri indicati in 4.2.2. Nel caso di collegamenti semirigidi si considerano anche gli effetti del secondo ordine, delle imperfezioni e della deformabilità dei collegamenti nel caso di collegamenti semi-rigidi.

Le sollecitazioni così determinate possono essere distribuite, con criteri elastici oppure plastici, nei singoli elementi costituenti il collegamento a condizione che:

- le azioni così ripartite fra gli elementi del collegamento siano in equilibrio con quelle applicate e soddisfino la condizione di resistenza dei singoli elementi;
- le deformazioni derivanti da tale distribuzione non superino la capacità di deformazione dei singoli elementi del collegamento.

4.2.7.2 Collegamenti con bulloni, chiodi e perni soggetti a carichi statici

4.2.7.2.1 Generalità

I collegamenti con bulloni si distinguono in “*non precaricati*” e in “*precaricati*”.

I collegamenti con chiodi si considerano “*non precaricati*” e i chiodi devono essere preferibilmente impegnati a taglio.

I perni delle cerniere sono sollecitati a taglio e flessione.

4.2.7.2.2 Collegamenti con Bulloni e Chiodi a Taglio

Nei collegamenti con bulloni “*non precaricati*” si possono impiegare viti delle classi da 4.6 a 10.9 di cui al Cap. 11.2.4.6.

Nei collegamenti con bulloni “*precaricati*” si devono impiegare viti delle classi 8.8 e 10.9 di cui al Cap. 11.2.4.6.

Per il calcolo della resistenza a taglio delle viti e dei chiodi, per il rifollamento delle piastre collegate e per il precarico dei bulloni, qualora si faccia riferimento ai modelli di calcolo di EN 1993-1-8 si adottano i fattori parziali γ_M indicati in tabella 4.2-IX.

Tabella 4.2 – IX

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature	
Resistenza dei piatti a contatto	
Resistenza a scorrimento	$\gamma_{M3} = 1,25$
per connessioni miste o connessioni sottoposte a carichi ciclici	
per altre situazioni di progetto	$\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Precarico di bulloni ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1,10$

In alternativa si possono utilizzare modelli contenuti in normative di dimostrata validità, adottando fattori parziali γ_M che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme.

Nei giunti con bulloni ad alta resistenza “precaricati” la resistenza ad attrito dipende dalle modalità di preparazione delle superfici a contatto, dalle modalità di esecuzione e dal gioco foro-bullone.

In via semplificativa la resistenza di progetto allo scorrimento di un bullone ad attrito si calcolerà assumendo una forza di precarico pari al 70% della resistenza ultima a trazione del bullone e adottando un coefficiente di attrito pari a

- 0,45 quando le giunzioni siano sabbiate al metallo bianco,
- 0,30 in tutti gli altri casi,

con tolleranze foro-bullone che rispettino le limitazioni di cui al successivo par. 4.2.8.4.

4.2.7.2.3 Collegamenti con Bulloni e Chiodi a Trazione

Nei bulloni precaricati, per effetto della trazione applicata, si ha una riduzione delle pressioni di contatto tra gli elementi collegati e di questo bisogna tenere conto nella determinazione della forza tagliante trasmissibile per attrito.

Per il calcolo della resistenza a trazione dei bulloni e dei chiodi, qualora si faccia riferimento ai modelli di calcolo di EN 1993-1-8, si adottano i fattori parziali γ_M indicati in tabella 4.2 – IX.

Nel caso di presenza contemporanea di taglio e trazione, la resistenza ultima dei bulloni e dei chiodi si verifica adottando formule di interazione lineare o non lineare reperibili in normative di dimostrata validità.

4.2.7.2.4 Collegamenti con Perni

Nella concezione delle connessioni con perni si deve aver cura di contenere le azioni flettenti.

Qualora si preveda la sostituzione del perno durante la vita della costruzione, bisogna limitare le sollecitazioni di flessione e taglio sul perno e di compressione sul contorno dei fori.

Per il calcolo della resistenza dei perni, qualora si faccia riferimento ai modelli di calcolo di EN 1993-1-8, si adottano i fattori parziali γ_M indicati in tabella 4.2 – IX.

4.2.7.2.5 Regole applicative – collegamenti con bulloni

Bulloni non precaricati soggetti a taglio e/o a trazione

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni $F_{v,Rd}$, per ogni sezione di rescissione, può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} \text{ per bulloni di classe 4.6, 5.6 e 8.8,}$$

$F_{v,Rd} = 0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}$ per bulloni di classe 4.8, 5.8, 6.8 e 10.9,
nei casi in cui il piano di rescissione interessa la parte filettata della vite;

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A / \gamma_{M2}$$

nei casi in cui il piano di rescissione interessa il gambo non filettato della vite.

La resistenza di calcolo a trazione dei bulloni $F_{t,Rd}$ può essere assunta pari a:

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} .$$

Nelle formule sopra riportate:

f_{tb} è la resistenza a rottura del materiale del bullone;

A è l'area nominale del gambo del bullone;

A_{res} è l'area resistente della vite.

La resistenza di calcolo a rifollamento dei bulloni $F_{b,Rd}$ può essere assunta pari a:

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_t d t / \gamma_{M2} ,$$

dove:

d è il diametro nominale del gambo del bullone,

d_0 è il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone,

t è lo spessore della piastra collegata,

f_t è la resistenza a rottura del materiale della piastra collegata,

α è $\min (e_1 / 3 d_0 , f_{tb} / f_t , 1)$ per i bulloni di bordo nella direzione del carico applicato,

α è $\min (p_1 / 3 d_0 - 0,25 , f_{tb} / f_t , 1)$ per i bulloni interni nella direzione del carico applicato,

k è $\min (2,8 e_2 / d_0 - 2,7 , 2,5)$ per i bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato,

k è $\min (1,4 p_2 / d_0 - 2,7 , 2,5)$ per i bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato,

e_1 , e_2 , p_1 e p_2 sono indicati in fig. 4.2.3..

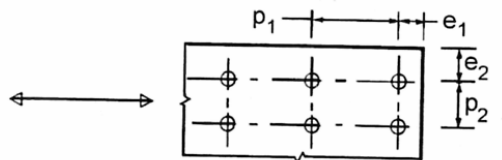


Figura 4.2.3.

Nel caso di presenza combinata di trazione e taglio si può adottare la seguente formula di interazione lineare:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1.$$

Bulloni ad alta resistenza precaricati per collegamenti ad attrito

La resistenza di calcolo allo scorrimento $F_{s,Rd}$ di un bullone di classe 8.8 o 10.9 precaricato può essere assunta pari a:

$$F_{s,Rd} = n \mu F_{p,C} / \gamma_{M3}$$

dove

n è il numero delle superfici di attrito,

μ è il coefficiente di attrito di cui al punto 4.2.7.2.2.

$F_{p,C}$ è la forza di precarico del bullone che, in caso di serraggio controllato, può essere assunta pari a

$$F_{p,C} = 0,7 f_{tb} A_{res}$$

Nel caso un collegamento ad attrito con bulloni ad alta resistenza precaricati sia soggetto a trazione $F_{t,Ed}$ (allo stato limite ultimo) la resistenza di calcolo allo scorrimento $F_{s,Rd}$ si riduce rispetto al valore sopra indicato e può essere assunta pari a:

$$F_{s,Rd} = n \mu (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed}) / \gamma_{M3} ;$$

nel caso di verifica allo scorrimento nello stato limite di esercizio, in modo analogo si può assumere:

$$F_{s,Rd,eser} = n \mu (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed,eser}) / \gamma_{M3} .$$

4.2.7.3 Collegamenti saldati soggetti a carichi statici

4.2.7.3.1 Generalità

Si considerano collegamenti saldati a piena penetrazione, collegamenti saldati a parziale penetrazione, collegamenti saldati con cordoni d'angolo.

Per i requisiti dei procedimenti di saldatura, dei materiali d'apporto e dei controlli si faccia riferimento al successivo paragrafo 11.2.4.5.

4.2.7.3.2 Collegamenti Saldati a piena penetrazione

I collegamenti testa a testa, a T e a croce a piena penetrazione verranno generalmente realizzati con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati. Pertanto la resistenza di calcolo dei collegamenti a piena penetrazione si assume eguale alla resistenza di progetto del più debole degli elementi connessi.

4.2.7.3.3 Collegamenti Saldati a parziale penetrazione

I collegamenti testa a testa, a T e a croce a parziale penetrazione vengono verificati con gli stessi criteri dei cordoni d'angolo (di cui al successivo punto 4.2.7.3.4.).

L'altezza di gola dei cordoni d'angolo da utilizzare nelle verifiche è quella teorica, corrispondente alla preparazione adottata e specificata nei disegni di progetto, senza tenere conto della penetrazione e del sovrametallo di saldatura.

4.2.7.3.4 Collegamenti Saldati con cordoni d'angolo

La resistenza di progetto, per unità di lunghezza, dei cordoni d'angolo si determina con riferimento all'altezza di gola "a", cioè all'altezza "a" del triangolo iscritto nella sezione trasversale del cordone stesso (fig. 4.2.4.).

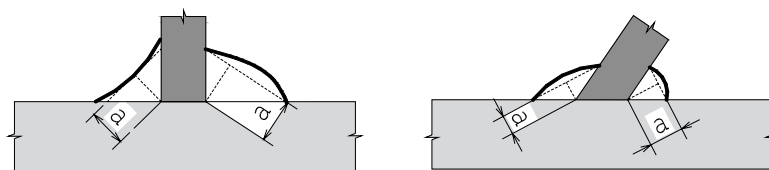


Figura 4.2.4. – Cordoni d'angolo – Determinazione dell'altezza di gola

La lunghezza di calcolo L sarà quella intera del cordone, purchè questo non abbia estremità palesemente mancanti o difettose.

Eventuali tensioni longitudinali di trazione o di compressione presenti nella sezione trasversale del cordone, inteso come parte della sezione resistente della membratura, non devono essere prese in considerazione ai fini della verifica del cordone stesso.

Per il calcolo della resistenza delle saldature con cordoni d'angolo, qualora si faccia riferimento ai modelli di calcolo di EN 1993-1-8, si adottano i fattori parziali γ_M indicati in tab. 4.2 – IX.

In alternativa si possono utilizzare modelli contenuti in normative di dimostrata validità, adottando fattori parziali γ_M che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme.

Ai fini della durabilità delle costruzioni, le saldature correnti a cordoni intermittenti non sono ammesse in strutture non sicuramente protette contro la corrosione.

4.2.7.3.5 Regole applicative – saldature con cordoni d'angolo

Allo stato limite ultimo le azioni di calcolo sui cordoni d'angolo si distribuiscono uniformemente sulla sezione di gola (definita al par. 4.7.2.3.4.) e si indicano con:

σ_{\perp} la tensione normale perpendicolare al piano della sezione di gola,

$\sigma_{||}$ la tensione normale parallela all'asse del cordone d'angolo,

τ_{\perp} la tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone d'angolo,

$\tau_{||}$ la tensione tangenziale parallela all'asse del cordone d'angolo.

$\sigma_{||}$ non influenza la resistenza del cordone.

Si può assumere la seguente condizione di resistenza dei cordoni d'angolo:

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3 (\tau_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)]^{0,5} \leq f_t / (\beta \gamma_{M2}),$$

dove

f_t è la resistenza a rottura del più debole degli elementi collegati,

$\beta = 0,80$ per acciaio S235,

$\beta = 0,85$ per acciaio S275,

$\beta = 0,90$ per acciaio S355,

$\beta = 1,00$ per acciaio S420.

In alternativa, ed a favore di sicurezza, si può adottare il seguente criterio semplificato:

$$\frac{F_{w,Ed}}{F_{w,Rd}} \leq 1.$$

dove

$F_{w,Ed}$ è la forza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza,

$F_{w,Rd}$ è la resistenza di calcolo del cordone d'angolo per unità di lunghezza

$$F_{w,Rd} = a f_t / (\sqrt{3} \beta \gamma_{M2})$$

avendo indicato con a l'altezza di gola (definita al par. 4.7.2.3.4.).

4.2.7.4 Collegamenti soggetti a fatica

La resistenza a fatica relativa ai vari dettagli dei collegamenti bullonati e saldati, con le relative curve S-N, può essere reperita in EN 1993-1-9.

In tal caso si adottano i coefficienti parziali indicati in tab. 4.2-VI.

In alternativa si possono utilizzare modelli contenuti in normative di dimostrata validità, adottando fattori parziali γ_M che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme.

4.2.7.5 Collegamenti soggetti a vibrazioni, urti e/o inversioni di carico

Nei collegamenti soggetti a taglio e così sollecitati devono adottarsi giunzioni saldate, bulloni con dispositivi anti-svitamento, bulloni precaricati, bulloni in fori calibrati o altri tipi di bulloni che prevengano efficacemente lo scorrimento.

4.2.8 REQUISITI PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE

4.2.8.1 Spessori Limite

È vietato l'uso di profilati con spessore $t < 4$ mm .

Una deroga a tale norma, fino ad uno spessore $t=3$ mm, è consentita per opere sicuramente protette contro la corrosione, quali per esempio tubi chiusi alle estremità e profili zincati, od opere non esposte agli agenti atmosferici.

Le limitazioni di cui sopra non riguardano elementi e profili sagomati a freddo.

4.2.8.2 Acciaio incrudito

È proibito l'impiego di acciaio incrudito in ogni caso in cui si preveda la plasticizzazione del materiale (analisi plastica, azioni sismiche o accidentali, ecc.) o prevalgano i fenomeni di fatica.

4.2.8.3 Giunti di tipo misto

In uno stesso giunto è vietato l'impiego di differenti metodi di collegamento di forza (ad esempio saldatura e bullonatura), a meno che uno solo di essi sia in grado di sopportare l'intero sforzo ovvero sia dimostrato, per via sperimentale o teorica, che la disposizione costruttiva è esente dal pericolo di collasso prematuro a catena.

4.2.8.4 Problematiche specifiche

Si deve far riferimento a normative di comprovata validità, coerenti con i modelli di verifica assunti per il calcolo, per i problemi relativi a:

- Preparazione del materiale,
- Tolleranze degli elementi strutturali di fabbricazione e di montaggio,
- Impiego dei ferri piatti,
- Variazioni di sezione,
- Intersezioni,
- Collegamenti a taglio con bulloni normali e chiodi,
- Tolleranze foro – bullone. Interassi dei bulloni e dei chiodi. Distanze dai margini,
- Collegamenti ad attrito con bulloni ad alta resistenza,
- Collegamenti saldati,

- Collegamenti per contatto.

4.2.8.5 Apparecchi di appoggio

La concezione strutturale deve prevedere facilità di sostituzione degli apparecchi di appoggio, nel caso in cui questi abbiano vita più breve di quella della costruzione alla quale sono connessi.

4.2.8.6 Verniciatura e zincatura

Gli elementi delle strutture in acciaio, a meno che siano di comprovata resistenza alla corrosione, devono essere adeguatamente protetti mediante verniciatura o zincatura, tenendo conto del tipo di acciaio, della sua posizione nella struttura e dell'ambiente nel quale è collocato. Devono essere particolarmente protetti i collegamenti bullonati (precaricati e non precaricati), in modo da impedire qualsiasi infiltrazione all'interno del collegamento.

Anche per gli acciai con resistenza alla corrosione migliorata (EN 10025-5) devono prevedersi, ove necessario, protezioni mediante verniciatura.

Nel caso di parti inaccessibili o profili a sezione chiusa non ermeticamente chiusi alle estremità, dovranno prevedersi adeguati sovrasspessori.

Gli elementi destinati ad essere incorporati in getti di calcestruzzo non devono essere verniciati: possono essere invece zincati a caldo.

4.2.9 CRITERI DI DURABILITÀ

La durabilità deve assicurare il mantenimento nel tempo della geometria e delle caratteristiche dei materiali della struttura, affinché questa conservi inalterate funzionalità, aspetto estetico e resistenza.

Al fine di garantire tale persistenza in fase di progetto devono essere presi in esame i dettagli costruttivi, la eventuale necessità di adottare sovrasspessori, le misure protettive e definito un piano di manutenzione (ispezioni, operazioni manutentive e programma di attuazione delle stesse).

4.3 COSTRUZIONI DI LEGNO

Formano oggetto delle presenti norme le opere costituite da strutture portanti realizzate con elementi di legno strutturale (legno massiccio, segato, squadrato oppure tondo) o con prodotti strutturali a base di legno (legno lamellare incollato, pannelli a base di legno) assemblati con adesivi oppure con mezzi di unione meccanici, eccettuate quelle oggetto di una regolamentazione apposita a carattere particolare.

La presente norma può essere usata anche per le verifiche di strutture esistenti purché si provveda ad una corretta valutazione delle caratteristiche del legno e, in particolare, degli eventuali stati di degrado.

I materiali e i prodotti devono rispondere ai requisiti indicati nel Capitolo 11.

Tutto il legno per impieghi strutturali deve essere classificato secondo la resistenza, prima della sua messa in opera.

4.3.1 LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza deve essere condotta secondo i principi fondamentali illustrati nel Capitolo 2.

La valutazione della sicurezza deve essere svolta secondo il metodo degli stati limite.

I requisiti richiesti di resistenza, funzionalità e robustezza si garantiscono verificando gli stati limite ultimi e gli stati limite di esercizio della struttura, dei singoli componenti strutturali e dei collegamenti.

4.3.2 ANALISI STRUTTURALE

Nell'analisi globale della struttura, in quella dei sistemi di controvento e nel calcolo delle membrature si deve tener conto delle imperfezioni geometriche e strutturali.

A tal fine possono adottarsi adeguate imperfezioni geometriche equivalenti, il valore delle quali può essere reperito in normative di comprovata validità.

L'analisi della struttura si può effettuare assumendo un comportamento elastico lineare dei materiali e dei collegamenti considerando i valori pertinenti (medi o caratteristici) del modulo elastico dei materiali e della rigidezza delle unioni in funzione dello stato limite e del tipo di verifica considerati.

I calcoli devono essere svolti usando appropriate schematizzazioni e, se necessario, supportati da prove. Lo schema adottato deve essere sufficientemente accurato per simulare con ragionevole precisione il comportamento strutturale della costruzione, anche in relazione alle modalità costruttive previste.

Per quelle tipologie strutturali in grado di ridistribuire le azioni interne, anche grazie alla presenza di giunti di adeguata duttilità, si può far uso di metodi di analisi non lineari.

In presenza di giunti meccanici si deve, di regola, considerare l'influenza della deformabilità degli stessi.

Per tutte le strutture, in particolare per quelle composte da parti con diverso comportamento reologico, le verifiche, per gli stati limite ultimi e di esercizio, devono essere effettuate con riferimento, oltre che alle condizioni iniziali, anche alle condizioni finali (a tempo infinito).

4.3.3 LE AZIONI E LE LORO COMBINAZIONI

Le azioni caratteristiche devono essere definite in accordo con quanto indicato nei Capitoli 3 e 5 delle presenti norme.

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di calcolo si devono determinare secondo quanto indicato nel Capitolo 2.

La presenza di stati di precompressione deve essere considerata con cautela e, se possibile, evitata a causa dei fenomeni viscosi del materiale molto pronunciati per tali stati di sollecitazione, sia nel caso di compressione parallela alla fibratura sia, soprattutto, per quello di compressione ortogonale alla fibratura.

4.3.4 CLASSI DI DURATA DEL CARICO

Le azioni di calcolo devono essere assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella Tabella 4.3.I

Tabella 4.3.I - *Classi di durata del carico*

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi -10 anni
Media durata	1 settimana – 6 mesi
Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	--

Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Per un'azione variabile la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali.

Ai fini del calcolo in genere si può assumere quanto segue:

- il peso proprio e i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura appartengono alla classe di durata permanente;
- i carichi permanenti suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura e i sovraccarichi variabili relativi a magazzini e depositi appartengono alla classe di lunga durata;
- il sovraccarico da neve riferito al suolo q_{sk} , calcolato in uno specifico sito ad una certa altitudine, è da considerare di breve durata;
- l'azione del vento e le azioni eccezionali in genere appartengono alla classe di durata istantanea.

4.3.5 CLASSI DI SERVIZIO

Le strutture (o parti di esse) devono essere assegnate ad una delle 3 classi di servizio elencate nella Tabella 4.3.II.

Tabella 4.3.II -Classi di servizio

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65% se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

4.3.6 RESISTENZA DI CALCOLO

La durata del carico e l'umidità del legno influiscono sulle proprietà resistenti del legno.

I valori di calcolo per le proprietà del materiale a partire dai valori caratteristici si assegnano quindi con riferimento combinato alle classi di servizio e alle classi di durata del carico.

Il valore di calcolo X_d di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) viene calcolato mediante la relazione:

$$X_d = \frac{k_{mod} X_k}{\gamma_M}$$

dove:

X_k valore caratteristico della proprietà del materiale, come specificato al paragrafo 11.6 o della resistenza del collegamento. Il valore caratteristico X_k può anche essere determinato mediante prove sperimentali sulla base di prove svolte in condizioni definite dalle norme EN pertinenti;

γ_M coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella Tabella 4.3.III;

k_{mod} coefficiente di correzione che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di k_{mod} sono forniti nella Tabella 4.3.IV. Se una combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico si dovrà scegliere un valore di k_{mod} che corrisponde all'azione di minor durata.

Tabella 4.3.III -Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	γ_M
- combinazioni fondamentali	
legno massiccio	1,30
legno lamellare incollato	1,25
pannelli di particelle o di fibre	1,30
microlamellare, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,20
unioni	1,30
- combinazioni eccezionali	1,00
Per materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei documenti indicati nel Capitolo 11	

4.3.7 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le deformazioni di una struttura, dovute agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione, delle variazioni di umidità e degli scorrimenti nelle unioni, devono essere contenute entro limiti accettabili, sia in relazione ai danni che possono essere indotti ai materiali di rivestimento, ai

pavimenti, alle tramezzature e, più in generale, alle finiture, sia in relazione ai requisiti estetici ed alla funzionalità dell'opera.

In generale nella valutazione delle deformazioni delle strutture si deve tener conto della deformabilità dei collegamenti.

Considerando il particolare comportamento reologico del legno e dei materiali derivati dal legno, si devono valutare sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine.

La deformazione istantanea si calcola usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature e il valore istantaneo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

Tabella 4.3.IV - Valori di k_{mod} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento		Classe di servizio	Classe di durata del carico				
				Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio Legno lamellare incollato Microlamellare (LVL)	EN 14081-1 EN 14080 EN 14374, EN 14279		1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
			2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
			3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	EN 636	Parti 1, 2, 3	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		Parti 2, 3	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		Parte 3	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		OSB/3 - OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
			2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di fibre, alta densità	EN 622-2	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Pannello di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
			1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		2	-	-	-	0,45	0,80	
	EN 622-5	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45	0,80
Per materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei documenti indicati nel Capitolo 11								

La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{def})$ per le membrature e utilizzando un valore ridotto nello stesso modo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

Il coefficiente k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale. I valori di k_{def} sono riportati nella Tabella 4.3.V.

Tabella 4.3.V - Valori di k_{def} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio			
		1	2	3	
Legno massiccio	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00	
Legno lamellare incollato	EN 14080	0,60	0,80	2,00	
Microlamellare (LVL)	EN 14374, EN 14279	0,60	0,80	2,00	
Compensato	EN 636	Parte 1	0,80	-	-
		Parte 2	0,80	1,00	-
		Parte 3	0,80	1,00	2,50
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	2,25	-	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25	-
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	Parte 4	2,25	-	-
		Parte 5	2,25	3,00	-
		Parte 6	1,50	-	-
		Parte 7	1,50	2,25	-
Pannelli di fibre, alta densità	EN 622-2	HB.LA	2,25	-	-
		HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00	-
Pannelli di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	-	-
		MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00	-
	EN 622-5	MDF.LA	2,25	-	-
		MDF.HLS	2,25	3,00	-

Per legno massiccio posto in opera con umidità prossima al punto di saturazione, e che possa essere soggetto a essiccazione sotto carico, il valore di k_{def} dovrà, in assenza di idonei provvedimenti, essere aumentato a seguito di opportune valutazioni, sommando ai termini della tabella un valore comunque non inferiore a 2,0.

Per materiali non compresi nella Tabelle 4.3.V, si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei documenti indicati nel Capitolo 11.

4.3.8 STATI LIMITE ULTIMI

4.3.8.1 Verifiche di resistenza

Le tensioni interne si possono calcolare nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura.

Le resistenze di calcolo dei materiali X_d sono quelle definite al punto 4.3.4.

Le prescrizioni del presente paragrafo si riferiscono alla verifica di resistenza di elementi strutturali in legno massiccio o di prodotti derivati dal legno aventi direzione della fibratura coincidente sostanzialmente con il proprio asse longitudinale e sezione trasversale costante, soggetti a sforzi agenti prevalentemente lungo uno o più assi principali dell'elemento stesso (Figura 4.3.1).

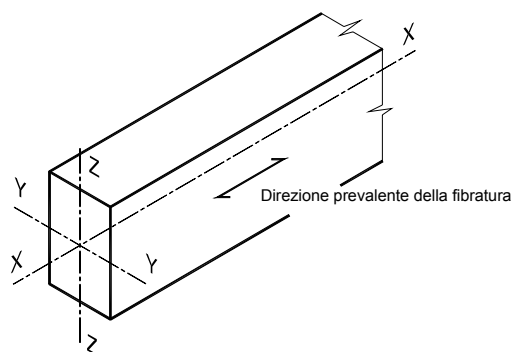


Figura 4.3.1 - Assi dell'elemento

A causa dell'anisotropia del materiale, le verifiche degli stati tensionali di trazione e compressione si devono eseguire tenendo conto dell'angolo tra direzione della fibratura e direzione della tensione.

4.3.8.1.1 Trazione parallela alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d}$$

dove: $\sigma_{t,0,d}$ è la tensione di calcolo a trazione calcolata sulla sezione netta;
 $f_{t,0,d}$ è la resistenza di calcolo a trazione, determinata tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_h , come definito al punto 11.6.1.1.

Nelle giunzioni di estremità si dovrà tener conto dell'eventuale azione flettente indotta dall'eccentricità dell'azione di trazione attraverso il giunto: tali azioni secondarie potranno essere computate, in via approssimata, attraverso una opportuna riduzione della resistenza di calcolo a trazione.

4.3.8.1.2 Trazione perpendicolare alla fibratura

Nella verifica degli elementi si dovrà opportunamente tener conto del volume effettivamente sollecitato a trazione. Per tale verifica si dovrà far riferimento a normative di comprovata validità.

Particolare attenzione dovrà essere posta nella verifica degli elementi soggetti a forze trasversali applicate in prossimità del bordo

4.3.8.1.3 Compressione parallela alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$$

dove: $\sigma_{c,0,d}$ è la tensione di calcolo a compressione;
 $f_{c,0,d}$ è la resistenza di calcolo a compressione.

Deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità per gli elementi compressi, come definita al punto 4.3.6.2.2

4.3.8.1.4 Compressione perpendicolare alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{c,90,d} \leq f_{c,90,d}$$

dove: $\sigma_{c,90,d}$ è la tensione di calcolo a compressione ortogonale alla fibratura;
 $f_{c,90,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo.

Nella valutazione di $\sigma_{c,90,d}$ è possibile tenere conto della ripartizione del carico nella direzione della fibratura lungo l'altezza della sezione trasversale dell'elemento. È possibile, con riferimento a normative di comprovata validità, tener conto di una larghezza efficace maggiore di quella di carico.

Per quanto riguarda altre configurazione di applicazione del carico, si potrà far riferimento a specifiche prescrizioni normative di comprovata validità.

4.3.8.1.5 Compressione inclinata rispetto alla fibratura

Nel caso di tensioni di compressione agenti lungo una direzione inclinata rispetto alla fibratura si deve opportunamente tener conto della sua influenza sulla resistenza con riferimento a normative di comprovata validità.

4.3.8.1.6 Flessione

Devono essere soddisfatte entrambe le condizioni seguenti:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \qquad k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

dove: $\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$ sono le tensioni di calcolo massime per flessione rispettivamente nei piani xz e xy determinate assumendo una distribuzione elastico lineare delle tensioni sulla sezione (vedi Figura 4.3.1);

$f_{m,y,d}$ e $f_{m,z,d}$ sono le corrispondenti resistenze di calcolo a flessione, determinate tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_h , come definito al punto 11.6.1.1.

I valori da adottare per il coefficiente k_m , che tiene conto convenzionalmente della redistribuzione delle tensioni e della disomogeneità del materiale nella sezione trasversale, sono i seguenti:

- per sezioni trasversali rettangolari: $k_m = 0,7$
- per altre sezioni trasversali: $k_m = 1,0$

Deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità allo svergolamento (flesso-torsionale) per gli elementi inflessi, come definita al punto 4.3.6.2.1

4.3.8.1.7 Tensoflessione

Nel caso di sforzo normale di trazione accompagnato da sollecitazioni di flessione attorno ai due assi principali dell'elemento strutturale, devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \qquad \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

I valori di k_m da utilizzare sono quelli riportati al punto 4.3.6.1.6

Deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità allo svergolamento (flesso-torsionale) per gli elementi inflessi, come definita al punto 4.3.6.2.1

4.3.8.1.8 Pressoflessione

Nel caso di sforzo normale di compressione accompagnato da sollecitazioni di flessione attorno ai due assi principali dell'elemento strutturale, devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \qquad \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

I valori di k_m da utilizzare sono quelli riportati al precedente punto 4.3.6.1.6.

Devono essere inoltre effettuate le verifiche di instabilità, come definite al punto 4.3.6.2.2

4.3.8.1.9 Taglio

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

dove: τ_d è la tensione massima tangenziale di calcolo, valutata secondo la teoria di Jourawski;

$f_{v,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo a taglio.

Alle estremità della trave si potrà effettuare la verifica sopra indicata valutando in modo convenzionale τ_d , considerando nullo, ai fini del calcolo dello sforzo di taglio di estremità, il contributo di eventuali forze agenti all'interno del tratto di lunghezza pari all'altezza h della trave, misurato a partire dal bordo interno dell'appoggio, o all'altezza effettiva ridotta h_{eff} nel caso di travi con intagli.

Per la verifica di travi con intagli o rastremazioni di estremità si farà riferimento a normative di comprovata validità.

La resistenza a taglio per rotolamento delle fibre (rolling shear) si può assumere non maggiore di due volte la resistenza a trazione in direzione ortogonale alla fibratura.

4.3.8.1.10 Torsione

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\tau_{tor,d} \leq k_{sh} f_{v,d}$$

dove: $\tau_{tor,d}$ è la tensione massima tangenziale di calcolo per torsione;

k_{sh} è un coefficiente che tiene conto della forma della sezione trasversale

$f_{v,d}$ è la resistenza di calcolo a taglio.

Per il coefficiente k_{sh} si possono assumere i valori:

$k_{sh} = 1,2$	per sezioni circolari piene;
$k_{sh} = 1 + 0,15 h/b \leq 2$	per sezioni rettangolari piene, essendo b e h le lunghezze dei lati, rispettivamente minima e massima;
$k_{sh} = 1$	per altri tipi di sezione.

4.3.8.1.11 Taglio e Torsione

Nel caso di torsione accompagnata da taglio si può eseguire una verifica combinata adottando la seguente formula di interazione:

$$\frac{\tau_{tor,d}}{k_{sh} f_{v,d}} + \left(\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \right)^2 \leq 1$$

ove il significato dei simboli è quello riportato nei paragrafi corrispondenti alle verifiche a taglio e a torsione.

4.3.8.2 Verifiche di stabilità

Oltre alle verifiche di resistenza devono essere eseguite le verifiche necessarie ad accertare la sicurezza della struttura o delle singole membrature nei confronti di possibili fenomeni di instabilità, quali lo svergolamento delle travi inflesse (instabilità flessione-torsionale) e lo sbandamento laterale degli elementi compressi o pressoinflessi.

Nella valutazione della sicurezza all'instabilità occorre tener conto, per il calcolo delle tensioni per flessione, anche della curvatura iniziale dell'elemento, dell'eccentricità del carico assiale e delle eventuali deformazioni (frecce o controfrecce) imposte.

Per queste verifiche si devono utilizzare i valori caratteristici al frattile 5% per i moduli elastici dei materiali.

4.3.8.2.1 Elementi inflessi (instabilità di trave)

Nel caso di flessione semplice, con momento flettente agente attorno all'asse forte y della sezione (cioè nel piano ortogonale a quello di possibile svergolamento), con riferimento alla tensione dovuta al massimo momento agente nel tratto di trave compreso tra due successivi ritegni torsionali, deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} f_{m,d}} \leq 1$$

$\sigma_{m,d}$ tensione di calcolo massima per flessione;

$k_{crit,m}$ coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave, per tener conto della riduzione di resistenza dovuta allo sbandamento laterale;

$f_{m,d}$ resistenza di calcolo a flessione, determinata tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_{fl} .

Per travi aventi una deviazione laterale iniziale rispetto alla rettilineità nei limiti di accettabilità del prodotto, si possono assumere i seguenti valori del coefficiente di tensione critica $k_{crit,m}$:

$$k_{crit,m} = \begin{cases} 1 & \text{per } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & \text{per } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ 1/\lambda_{rel,m}^2 & \text{per } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases}$$

$\lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,crit}}$ snellezza relativa di trave

$f_{m,k}$ resistenza caratteristica a flessione;

$\sigma_{m,crit}$ tensione critica per flessione calcolata secondo la teoria classica della stabilità, con i valori dei moduli elastici caratteristici (frattile 5%).

4.3.8.2.2 Elementi compressi (instabilità di colonna)

Nel caso di asta soggetta solo a sforzo normale deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\frac{\sigma_{c,o,d}}{k_{crit,c} f_{c,o,d}} \leq 1$$

$\sigma_{c,o,d}$ tensione di compressione di calcolo per sforzo normale;

$f_{c,o,d}$ resistenza di calcolo a compressione;

$k_{crit,c}$ coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di colonna valutato per il piano in cui assume il valore minimo.

Il coefficiente riduttivo $k_{crit,c}$ si calcola in funzione della snellezza relativa di colonna $\lambda_{rel,c}$ che vale:

$$\lambda_{rel,c} = \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{\sigma_{c,crit}}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{E_{0,05}}}$$

$f_{c,o,k}$ resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibratura;

$\sigma_{c,crit}$ tensione critica calcolata secondo la teoria classica della stabilità, con i valori dei moduli elastici caratteristici (frattile 5%);

λ snellezza dell'elemento strutturale valutata per il piano in cui essa assume il valore massimo.

Quando $\lambda_{rel,c} \leq 0,3$ si deve porre $k_{crit,c} = 1$, altrimenti:

$$k_{crit,c} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}} \quad \text{con: } k = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,c} - 0,3) + \lambda_{rel,c}^2)$$

β_c coefficiente di imperfezione, che, se gli elementi rientrano nei limiti di rettilineità definiti al punto 3.1.5, può assumere i seguenti valori:

- per legno massiccio $\beta_c = 0,2$
- per legno lamellare $\beta_c = 0,1$

4.3.9 COLLEGAMENTI

Le capacità portanti e le deformabilità dei mezzi di unione utilizzati nei collegamenti devono essere determinate sulla base di prove svolte conformemente alle EN 1075, EN 1380, EN 1381, EN 26891, EN 28970, e alle pertinenti norme europee.

La capacità portante e la deformabilità dei mezzi di unione possono essere valutate con riferimento a normative di comprovata validità.

Nel calcolo della capacità portante del collegamento realizzato con mezzi di unione del tipo a gambo cilindrico, si dovrà tener conto, tra l'altro, della tipologia e della capacità portante ultima del singolo mezzo d'unione, del tipo di unione (legno-legno, pannelli-legno, acciaio-legno), del numero di sezioni resistenti e , nel caso di collegamento organizzato con più unioni elementari, dell'allineamento dei singoli mezzi di unione.

È ammesso l'uso di sistemi di unione di tipo speciale purché il comportamento degli stessi sia chiaramente individuato su base teorica e/o sperimentale e purché sia comunque garantito un livello di sicurezza non inferiore a quanto previsto nella presente norma tecnica.

4.3.10 ELEMENTI STRUTTURALI

Ogni elemento strutturale, in legno massiccio o in materiali derivati dal legno, prevalentemente compresso, inflesso, teso o sottoposto a combinazioni dei precedenti stati di sollecitazione, può essere caratterizzato da un'unica sezione o da una sezione composta da più elementi, incollati o assemblati meccanicamente.

Le verifiche dell'elemento composto dovranno tener conto degli scorrimenti nelle unioni. A tale scopo è ammesso adottare per le unioni un legame lineare tra sforzo e scorrimento.

Nel caso di utilizzo del legno accoppiato anche a materiali diversi tramite connessioni o incollaggi, la verifica complessiva dell'elemento composto dovrà tenere conto dell'effettivo comportamento dell'unione, definito con riferimento a normativa tecnica di comprovata validità ed eventualmente per via sperimentale. In ogni caso le sollecitazioni nei singoli elementi componenti dovranno essere confrontate con quelle specificate ai paragrafi 4.1, 4.2 pertinenti per ciascun singolo materiale.

4.3.11 SISTEMI STRUTTURALI

Le strutture reticolari costituite da elementi lignei assemblati tramite collegamenti metallici, di carpenteria o adesivi dovranno essere in genere analizzate come sistemi di travi, considerando la deformabilità e le effettive eccentricità dei collegamenti.

La stabilità delle singole membrature nelle strutture intelaiate deve essere verificata, in generale, tenendo conto anche della deformabilità dei nodi e della presenza di eventuali sistemi di controventamento, oltre che delle effettive condizioni dei vincoli.

La instabilità delle strutture intelaiate deve essere verificata considerando, oltre agli effetti instabilizzanti dei carichi verticali, anche le imperfezioni geometriche e strutturali, inquadrando le corrispondenti azioni convenzionali nella stessa classe di durata dei carichi che le hanno provocate.

Nei casi in cui la stabilità laterale è assicurata dal contrasto di controventamenti adeguati, la lunghezza di libera inflessione dei piedritti, in mancanza di un'analisi rigorosa, si può assumere pari all'altezza d'interpiano.

Per gli archi, oltre alle usuali verifiche, vanno sempre eseguite le verifiche nei confronti dell'instabilità anche al di fuori del piano.

Per gli archi, come per tutte le strutture spingenti, i vincoli devono essere idonei ad assorbire le componenti orizzontali delle reazioni.

Le azioni di progetto sui controventi e/o diaframmi devono essere determinate tenendo conto anche delle imperfezioni geometriche strutturali, nonché delle deformazioni indotte dai carichi applicati se significative.

Qualora le strutture dei tetti e dei solai svolgano anche funzioni di controventamento nel loro piano (diaframmi per tetti e solai), la capacità di esplicare tale funzione con un comportamento a lastra deve essere opportunamente verificata, tenendo conto delle modalità di realizzazione e delle caratteristiche dei mezzi di unione.

Qualora gli elementi di parete svolgano anche funzioni di controventamento nel loro piano (diaframma per pareti), la capacità di esplicare tale funzione con un comportamento a mensola verticale deve essere opportunamente verificata, tenendo conto delle modalità di realizzazione e delle caratteristiche dei mezzi di unione.

4.3.12 ROBUSTEZZA

I requisiti di robustezza strutturale di cui ai paragrafi 2.1 e 3.1.1 possono essere raggiunti anche mediante l'adozione di opportune scelte progettuali e di adeguati provvedimenti costruttivi che, per gli elementi lignei, devono riguardare almeno:

- la protezione della struttura e dei suoi elementi componenti nei confronti dell'umidità;
- l'utilizzazione di mezzi di collegamento intrinsecamente duttili o di sistemi di collegamento a comportamento duttile;
- l'utilizzazione di elementi composti a comportamento globalmente duttile;
- la limitazione delle zone di materiale legnoso sollecitate a trazione perpendicolarmente alla fibratura, soprattutto nei casi in cui tali stati di sollecitazione si accompagnino a tensioni tangenziali (come nel caso degli intagli) e, in genere, quando siano da prevedere elevati gradienti di umidità nell'elemento durante la sua vita utile.

4.3.13 DURABILITÀ

In relazione alla classe di servizio della struttura e alle condizioni di carico, dovrà essere predisposto in sede progettuale un programma delle operazioni di manutenzione e di controllo da effettuarsi durante l'esercizio della struttura.

4.3.14 RESISTENZA AL FUOCO

A completamento di quanto previsto nel paragrafo 3.6.1, e con riferimento a una prefissata resistenza al fuoco, espressa come grandezza temporale, per una generica sezione trasversale di un elemento ligneo si definisce:

- linea di carbonizzazione: il confine tra strato carbonizzato e sezione trasversale residua;
- sezione trasversale residua: la sezione trasversale originaria ridotta dello strato carbonizzato;
- sezione trasversale efficace: la sezione trasversale originaria ridotta, oltre che dello strato carbonizzato, anche di un successivo strato in cui si considerano nulli i valori di resistenza e di rigidità.

La resistenza al fuoco può essere valutata sotto l'ipotesi che le proprietà meccaniche della sezione lignea efficace, non risultino ridotte rispetto alle condizioni a temperatura di normale utilizzo.

Il calcolo della capacità portante allo stato limite ultimo di collasso (per rottura o per instabilità) di ogni singolo elemento strutturale, deve essere effettuato con riferimento a una sezione trasversale efficace, geometricamente definita ad un determinato tempo in funzione della velocità di demolizione della sezione lignea causata dalla carbonizzazione.

Di regola il calcolo può essere effettuato nella sezione ridotta più sollecitata.

Per quanto riguarda gli effetti prodotti dalle azioni dirette applicate alla costruzione si adotta, in generale, la combinazione valida per le cosiddette combinazioni eccezionali di cui al paragrafo 3.6.

Per quanto riguarda la velocità di carbonizzazione, nonché per i valori di resistenza e di modulo elastico di progetto della sezione efficace, si potrà fare riferimento a quanto riportato nelle pertinenti normative tecniche di comprovata validità.

La resistenza della struttura lignea non coincide, in generale, con quella delle singole membrature componenti, essendo determinanti le prestazioni dei collegamenti e degli altri componenti (come ad esempio i sistemi di stabilizzazione) che, nella pratica, sono abitualmente realizzati con elementi metallici.

Ai fini del calcolo della resistenza al fuoco della struttura lignea è necessario quindi potere valutare la resistenza al fuoco offerta dagli eventuali collegamenti presenti.

Le cosiddette unioni "non protette" (cioè unioni realizzate con elementi metallici esposti, in tutto o in parte), progettate correttamente per le combinazioni a temperatura ambiente e purché a comportamento statico globalmente simmetrico, possono essere generalmente considerate soddisfacenti alla classe di resistenza R15 o R20, secondo quanto riportato nelle pertinenti normative tecniche di comprovata validità.

Oltre tali valori sono necessari requisiti aggiuntivi da considerare attentamente in sede di progetto, in particolare sullo spessore dell'elemento ligneo collegato e sulla distanza del generico mezzo di connessione dai bordi e dalle estremità del medesimo elemento.

Una più elevata resistenza al fuoco per un collegamento può essere ottenuta, in genere, con una adeguata progettazione del medesimo o mediante protezioni da applicare in opera: anche in questo caso si potrà fare riferimento ad idonea sperimentazione o a quanto riportato nelle pertinenti normative tecniche di comprovata validità.

4.3.15 REGOLE PER L'ESECUZIONE

In assenza di specifiche prescrizioni contenute nelle pertinenti norme di prodotto, le tolleranze di lavorazione così come quelle di esecuzione devono essere definite in fase progettuale.

In assenza di specifiche prescrizioni contenute nelle pertinenti norme di prodotto, al fine di limitare la variazione dell'umidità del materiale e dei suoi effetti sul comportamento strutturale, le condizioni di stoccaggio, montaggio e le fasi di carico parziali, devono essere definite in fase progettuale.

Per tutte le membrature per le quali sia significativo il problema della instabilità, lo scostamento dalla configurazione geometrica teorica, misurato a metà della distanza tra due vincoli successivi dell'elemento, non dovrà superare 1/500 della medesima distanza nel caso di elementi lamellari incollati e 1/300 della stessa nel caso di elementi di legno massiccio.

Quanto sopra deve essere comunque verificato, anche indipendentemente dalle regole di classificazione del legname.

Il legno, i componenti derivati dal legno e gli elementi strutturali non dovranno di regola essere esposti a condizioni atmosferiche più severe di quelle previste per la struttura finita e che comunque producano effetti che ne compromettano l'efficienza strutturale.

Prima della costruzione o comunque prima della messa in carico, il legno dovrà essere portato ad una umidità il più vicino possibile a quella appropriata alle condizioni ambientali in cui si troverà nell'opera finita.

Qualora si operi con elementi lignei per i quali assumano importanza trascurabile gli effetti del ritiro, o comunque della variazione della umidità, si potrà accettare durante la posa in opera una maggiore umidità del materiale, purché sia assicurata al legno la possibilità di un successivo asciugamento, fino a raggiungere l'umidità prevista in fase progettuale senza che ne venga compromessa l'efficienza strutturale.

4.3.16 CONTROLLI E PROVE DI CARICO

In aggiunta a quanto previsto al capitolo 9, l'esecuzione delle prove di carico per le strutture con elementi portanti di legno o con materiali derivati dal legno, dovrà tener conto della temperatura ambientale e dell'umidità del materiale.

L'applicazione del carico dovrà essere in grado di evidenziare la dipendenza del comportamento del materiale dalla durata e dalla velocità di applicazione del carico.

A tal fine, si possono adottare metodi e protocolli di prova riportati in normative di comprovata validità.

4.4 COSTRUZIONI IN MURATURA

4.4.1 DEFINIZIONI

Formano oggetto delle presenti norme gli edifici con struttura portante verticale realizzata con sistemi di muratura in grado di sopportare azioni verticali ed orizzontali collegati tra di loro da strutture di impalcato, orizzontali ai piani ed eventualmente inclinate in copertura, e da opere di fondazione.

4.4.2 MATERIALI E CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE

4.4.2.1 Malte

Le prescrizioni riguardanti le malte per muratura sono contenute nel paragrafo 11.9.4.

4.4.2.2 Elementi resistenti in muratura

Elementi artificiali

Per gli elementi resistenti artificiali da impiegare con funzione resistente si applicano le prescrizioni riportate al punto 11.9.1.

Gli elementi resistenti artificiali possono essere dotati di fori in direzione normale al piano di posa (foratura verticale) oppure in direzione parallela (foratura orizzontale) con caratteristiche di cui al punto 11.9. Gli elementi possono essere rettificati sulla superficie di posa.

Per l'impiego nelle opere trattate dalla presente norma, gli elementi sono classificati in base alla percentuale di foratura φ ed all'area media della sezione normale di ogni singolo foro f .

I fori sono di regola distribuiti pressoché uniformemente sulla faccia dell'elemento.

La percentuale di foratura è espressa dalla relazione $\varphi = 100 F/A$ dove:

F è l'area complessiva dei fori passanti e profondi non passanti;

A è l'area lorda della faccia dell'elemento di muratura delimitata dal suo perimetro.

Nel caso dei blocchi in laterizio estrusi la percentuale di foratura φ coincide con la percentuale in volume dei vuoti come definita dalla norma EN 772-9.

Le tabelle 4.4-I a,b riportano la classificazione per gli elementi in laterizio e calcestruzzo rispettivamente.

Tabella 4.4-Ia - *Classificazione elementi in laterizio*

Elementi	Percentuale di foratura φ	
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 900 \text{ mm}^2$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 1200 \text{ mm}^2$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 1500 \text{ mm}^2$

Gli elementi possono avere incavi di limitata profondità destinati ad essere riempiti dal letto di malta.

Elementi di laterizio di area lorda A maggiore di 300 cm^2 possono essere dotati di un foro di presa di area massima pari a 35 cm^2 , da computare nella percentuale complessiva della foratura, avente lo scopo di agevolare la presa manuale; per A superiore a 580 cm^2 sono ammessi due fori, ciascuno di area massima pari a 35 cm^2 , oppure un foro di presa o per l'eventuale alloggiamento della armatura la cui area non superi 70 cm^2 .

Tabella 4.4-Ib - Classificazione elementi in calcestruzzo

Elementi	Percentuale di foratura φ	Sezione foro f	
		$A \leq 90000 \text{ mm}^2$	$A > 90000 \text{ mm}^2$
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 0.10 A$	$f \leq 0.15 A$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 0.10 A$	$f \leq 0.15 A$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 0.10 A$	$f \leq 0.15 A$

Non sono soggetti a limitazione i fori degli elementi in laterizio e calcestruzzo destinati ad essere riempiti di calcestruzzo o malta.

Per i valori di adesività malta/elemento resistente si può fare riferimento a indicazioni di normative di riconosciuta validità.

L'utilizzo di materiali o tipologie murarie diverse rispetto a quanto specificato dovrà essere autorizzato preventivamente dal Servizio Tecnico Centrale su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sulla base di adeguate sperimentazione, modellazione teorica e modalità di controllo nella fase produttiva.

Elementi naturali

Gli elementi naturali sono ricavati da materiale lapideo non friabile o sfaldabile, e resistente al gelo. Non devono contenere in misura sensibile sostanze solubili, o residui organici. Gli elementi murari devono essere integri senza zone alterate o removibili.

Gli elementi devono possedere i requisiti di resistenza meccanica ed adesività alle malte determinati secondo le modalità descritte nel paragrafo 11.9.

4.4.2.3 Murature

Le murature costituite dall'assemblaggio organizzato ed efficace di elementi e malta possono essere *a singolo paramento*, se la parete è senza cavità o giunti verticali continui nel suo piano, o *a paramento doppio*. In questo ultimo caso, se non è possibile considerare un comportamento monolitico si farà riferimento a normative di riconosciuta validità od a specifiche approvazioni del Servizio Tecnico Centrale su parere del Consiglio Superiore dei LL.PP..

Nel caso di elementi naturali, le pietre di geometria pressoché parallelepipedica, poste in opera in strati regolari, formano le murature di *pietra squadrata*. L'impiego di materiale di cava grossolanamente lavorato è consentito, per le nuove costruzioni, solo nelle zone a bassa e molto bassa sismicità, purché posto in opera in strati pressoché regolari: in tal caso si parla di muratura di *pietra non squadrata*.

4.4.3 CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE MURATURE

Le proprietà fondamentali in base alle quali si classifica una muratura sono la resistenza caratteristica a compressione f_k , la resistenza caratteristica a taglio in assenza di azione assiale f_{vk0} , il modulo di elasticità normale secante E , il modulo di elasticità tangenziale secante G .

La resistenze caratteristiche f_k e f_{vk0} sono determinate o per via sperimentale su campioni di muro o, con alcune limitazioni, in funzione delle proprietà dei componenti. Le modalità per determinare le resistenze caratteristiche sono indicate nel paragrafo 11.9.5, dove sono anche riportate le modalità per la valutazione dei moduli di elasticità.

In ogni caso i valori delle caratteristiche meccaniche utilizzate per le verifiche devono essere indicate nel progetto delle opere.

Quando è richiesto un valore di f_k maggiore o uguale a 8 N/mm² si procederà al controllo del valore di f_k , mediante prove sperimentali come indicato nel 11.9.

4.4.4 ORGANIZZAZIONE STRUTTURALE

L'edificio a muratura portante deve essere concepito come una struttura tridimensionale. I sistemi resistenti di muratura, gli orizzontamenti e le fondazioni sono collegati tra di loro in modo da resistere alle azioni verticali ed orizzontali.

I pannelli murari sono considerati resistenti anche alle azioni orizzontali quando hanno una lunghezza non inferiore a 0.3 volte l'altezza di interpiano, essi svolgono funzione portante, quando sono sollecitati prevalentemente da azioni verticali, e svolgono funzione di controvento, quando sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali. Ai fini di un adeguato comportamento statico e dinamico dell'edificio, tutti i muri devono avere, per quanto possibile, sia la funzione portante che di controventamento.

Gli orizzontamenti sono di norma solai piani, o con falde inclinate in copertura, che devono assicurare, per resistenza e rigidità, la ripartizione delle azioni orizzontali fra i muri di controventamento.

L'organizzazione dell'intera struttura e l'interazione ed il collegamento tra le sue parti deve essere tale da assicurare appropriata resistenza e stabilità.

Per garantire un comportamento scatolare, muri ed orizzontamenti devono essere opportunamente collegati fra loro. Tutti i muri devono essere collegati al livello dei solai mediante cordoli di calcestruzzo armato e, tra di loro, mediante ammorsamenti lungo le intersezioni verticali. I cordoli di piano devono avere adeguata sezione ed armatura.

Devono inoltre essere previsti opportuni incatenamenti al livello dei solai, aventi lo scopo di collegare i muri paralleli della scatola muraria. Tali incatenamenti devono essere realizzati per mezzo di armature metalliche o altro materiale resistente a trazione, le cui estremità devono essere efficacemente ancorate ai cordoli. Nella direzione di tessitura del solaio possono essere omessi gli incatenamenti quando il collegamento è assicurato dal solaio stesso. Si possono adottare opportuni accorgimenti per il collegamento in direzione normale alla tessitura dei solai che sostituiscano efficacemente gli incatenamenti costituiti da tiranti estranei ai solai stessi.

Il collegamento fra la fondazione e la struttura in elevazione è di norma realizzato mediante cordolo in calcestruzzo armato disposto alla base di tutte le murature verticali resistenti. È possibile realizzare la prima elevazione con pareti di calcestruzzo armato; in tal caso la disposizione delle fondazioni e delle murature sovrastanti deve essere tale da garantire un adeguato centraggio dei carichi trasmessi alle pareti della prima elevazione ed alla fondazione.

Lo spessore dei muri portanti non può essere inferiore ai seguenti valori:

muratura in elementi resistenti artificiali pieni	120 mm
muratura in elementi resistenti artificiali semipieni	200 mm
muratura in elementi resistenti artificiali forati	250 mm
muratura di pietra squadrata	240 mm

I fenomeni del secondo ordine possono essere controllati mediante la *snellezza convenzionale* della parete, definita dal rapporto:

$$\lambda = h_0 / t \quad [4.4.4.1]$$

dove h_0 è la lunghezza libera di inflessione del muro valutata in base alle condizioni di vincolo ai bordi (vedi par. 4.4.6.2) e t è lo spessore del muro.

Il valore della snellezza λ non deve risultare superiore a 20.

4.4.5 ANALISI STRUTTURALE

La risposta strutturale è calcolata usando:

- analisi non lineari
- analisi lineari, assumendo i valori secanti dei moduli di elasticità
- analisi semplificate.

Per la valutazione di effetti locali è consentito l'impiego di modelli di calcolo basati su parti isolate della struttura.

È consentito l'impiego di modelli semplificati, basati sullo schema dell'articolazione completa alle estremità degli elementi strutturali, per il calcolo dei carichi trasmessi dai solai alle pareti e per la valutazione su queste ultime degli effetti delle azioni fuori dal piano.

4.4.6 VERIFICHE

Le verifiche sono condotte con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura.

Oltre alle verifiche sulle pareti portanti, si dovrà eseguire anche la verifica di travi di accoppiamento in muratura ordinaria, quando prese in considerazione dal modello della struttura. Tali verifiche si eseguiranno in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali.

4.4.6.1 Resistenze di progetto

La resistenza di progetto da impiegare rispettivamente per le verifiche a compressione, pressoflessione e a carichi concentrati (f_d) e a taglio (f_{vd}) vale:

$$f_d = f_k / \gamma_M \quad [4.4.6.1]$$

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M \quad [4.4.6.2]$$

dove

f_k è la resistenza caratteristica a compressione della muratura;

f_{vk} è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in presenza delle effettive tensioni di compressione, valutata con

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \sigma_n \quad [4.4.6.3]$$

in cui

f_{vk0} è definita al punto 4.4.3. mentre σ_n è la tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti sulla sezione di verifica;

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura, comprensivo delle incertezze di modello e di geometria, fornito dalla tabella seguente, in funzione delle classi di esecuzione più avanti precisate, e a seconda che gli elementi resistenti utilizzati siano di categoria I o di categoria II (vedi par.11.9) ovvero in elementi naturali.

Tabella 4.4.II. Valori del coefficiente γ_M in funzione della classe di esecuzione e categoria degli elementi resistenti

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria 1, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria 1, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria 2, ogni tipo di malta	2,5	3,0

L'attribuzione delle Classi di esecuzione 1 e 2 viene effettuata adottando quanto di seguito indicato.

In ogni caso occorre (Classe 2):

- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, dipendente dell'impresa esecutrice, per la supervisione del lavoro (capocantiere);
- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, indipendente dall'impresa esecutrice, per il controllo ispettivo del lavoro (direttore dei lavori).

La Classe 1 è attribuita qualora siano previsti, oltre ai controlli di cui sopra, le seguenti operazioni di controllo:

- controllo e valutazione in loco delle proprietà della malta e del calcestruzzo;
- dosaggio dei componenti della malta "a volume" con l'uso di opportuni contenitori di misura e controllo delle operazioni di miscelazione o uso di malta premiscelata certificata dal produttore.

4.4.6.2 Verifiche agli stati limite ultimi

Gli stati limite ultimi da verificare sono:

- presso flessione per carichi laterali (resistenza e stabilità fuori dal piano),
- presso flessione nel piano del muro.
- taglio per azioni nel piano del muro,
- carichi concentrati.
- flessione e taglio di travi di accoppiamento

Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità.

Per la verifica a presso flessione per carichi laterali, nel caso di adozione dell'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete (v. par. 4.4.5), è consentito far riferimento al metodo semplificato di seguito riportato.

La resistenza unitaria di progetto riferita all'elemento strutturale si assume pari a

$$\Phi f_d \quad [4.4.6.4]$$

in cui coefficiente Φ di riduzione della resistenza del materiale è riportato in tabella 4.4.III in funzione della snellezza e del coefficiente di eccentricità m .

Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni.

Tabella 4.4-III - Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi della articolazione (a cerniera)

Snellezza h_0	Coefficiente di eccentricità $m=6 e/t$				
	0	0.5	1.0	1.5	2.0
0	1.00	0.74	0.59	0.44	0.33
5	0.97	0.71	0.55	0.39	0.27
10	0.86	0.61	0.45	0.27	0.16
15	0.69	0.48	0.32	0.17	---
20	0.53	0.36	0.23	---	---

Per la valutazione della *snellezza convenzionale* della parete

$$\lambda = h_0/t \quad [4.4.6.5]$$

la lunghezza libera d'inflessione del muro h_0 è data dalla relazione

$$h_0 = \rho h \quad [4.4.6.6]$$

in cui il fattore ρ tiene conto dell'efficacia del vincolo fornito dai muri ortogonali; esso assume il valore 1 per muro isolato, e assume i valori indicati nella seguente tabella 4.4.IV quando il muro senza aperture (porte o finestre) è irrigidito con efficace vincolo da due muri trasversali di spessore non inferiore a 200 mm, e di lunghezza l non inferiore a $0,3 h$, posti ad interasse a .

Tabella 4.4-IV - Fattore laterale di vincolo

h/a	ρ
$h/a \leq 0.5$	1
$0.5 < h/a \leq 1.0$	$3/2 - h/a$
$1.0 < h/a$	$1/[1+(h/a)^2]$

Se il generico muro trasversale ha aperture (porte o finestre) si ritiene convenzionalmente che la sua funzione di irrigidimento possa essere espletata quando lo stipite delle aperture disti dalla superficie del muro irrigidito almeno $1/5$ dell'altezza del muro stesso; in caso contrario si assume $\rho = 1$.

Nella lunghezza " l " del muro di irrigidimento si intende compreso anche metà dello spessore del muro irrigidito.

Il coefficiente di eccentricità m è definito dalla relazione:

$$m = 6 e/t \quad [4.4.6.7]$$

essendo: e l'eccentricità totale sullo spessore
 t spessore del muro.

Le eccentricità dei carichi verticali sullo spessore della muratura sono dovute alle eccentricità totali dei carichi verticali, alle tolleranze di esecuzione ed alle azioni orizzontali. Esse possono essere determinate convenzionalmente con i criteri che seguono.

a) eccentricità totale dei carichi verticali: $e_s = e_{s1} + e_{s2}$;

$$e_{s1} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \sum N_2}; \quad e_{s2} = \frac{\sum N_2 d_2}{N_1 + \sum N_2} \quad [4.4.6.8]$$

dove:

e_{s1} : dovuta alla eventuale posizione eccentrica del muro del piano superiore rispetto al piano medio del muro da verificare;

e_{s2} : eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai soprastanti la sezione di verifica;

N_1 : carico trasmesso dal muro sovrastante supposto centrato rispetto al muro stesso;

N_2 : reazione di appoggio dei solai sovrastanti il muro da verificare;

d_1 : eccentricità di N_1 rispetto al piano medio del muro da verificare;

d_2 : eccentricità di N_2 rispetto al piano medio del muro da verificare.

Tali eccentricità possono essere positive o negative.

b) eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione, e_a .

Considerate le tolleranze morfologiche e dimensionali connesse alle tecnologie di esecuzione degli edifici in muratura si deve tener conto di una eccentricità e_a che è assunta almeno uguale a

$$e_a = \frac{h}{200} \quad [4.4.6.9]$$

con h altezza interna di piano.

c) eccentricità e_v dovuta alle azioni orizzontali considerate agenti in direzione normale al piano della muratura.

Tale eccentricità si valuta con la relazione:

$$e_v = \frac{M_v}{N} \quad [4.4.6.10]$$

dove M_v ed N sono, rispettivamente, il massimo momento flettente dovuto alle azioni orizzontali e lo sforzo normale nella relativa sezione di verifica. Il muro è supposto incernierato al livello dei piani e, in mancanza di aperture, anche in corrispondenza dei muri trasversali se questi hanno interasse minore di 6 metri.

Le eccentricità e_s , e_a e e_v vanno convenzionalmente combinate tra di loro secondo le due seguenti espressioni:

$$e_1 = |e_s| + e_a; \quad e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v| \quad [4.4.6.11]$$

Il valore di e_1 è adottato per la verifica dei muri nelle loro sezioni di estremità. Il valore di e_2 è adottato per la verifica della sezione ove è massimo il valore di M_v . L'eccentricità di calcolo non può comunque essere assunta inferiore ad e_a .

In ogni caso dove risultare:

$$e_1 \leq 0.33t; \quad e_2 \leq 0.33t \quad [4.4.6.12]$$

4.4.6.3 Verifiche agli stati limite di esercizio

Non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio di strutture di muratura quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi.

Nel caso della muratura armata, e per particolari situazioni della muratura non armata, si farà riferimento a norme tecniche di comprovata validità.

4.4.6.4 Verifiche alle tensioni

Per edifici semplici, in zone non sismiche o con sismicità molto bassa o bassa, è consentito eseguire le verifiche, in via semplificativa, con il metodo delle tensioni, adottando le azioni previste nelle presenti Norme Tecniche, con resistenza del materiale di cui al punto 4.4.6.1. ponendo il coefficiente $\gamma_M = 4,2$ ed utilizzando il dimensionamento semplificato di seguito riportato con le corrispondenti limitazioni:

- a) l'edificio sia costituito da non più di tre piani entro e fuori terra ed un piano entro terra;
- b) la planimetria dell'edificio sia inscritta in un rettangolo con rapporti fra lato minore e lato maggiore non inferiore a 1/3;
- c) la snellezza della muratura, secondo l'espressione [4.4.6.5.], non sia in nessun caso superiore a 12;
- d) l'area della sezione di muratura resistente alle azioni orizzontali, espressa in percentuale rispetto alla superficie totale in pianta dell'edificio, sia non inferiore al 4% nelle due direzioni principali escluse le parti aggettanti, escludendo, ai fini della percentuale di muratura resistente, i muri di lunghezza inferiore a 50 cm misurata al netto delle aperture;
- e) il carico variabile per i solai non sia superiore a 3,00 kN/m².

La verifica si intende soddisfatta se vale:

$$\sigma = N / (0,65 A) \leq f_k / \gamma_M \quad [4.4.6.13]$$

in cui N è il carico verticale totale alla base di ciascun piano dell'edificio, mentre A è l'area totale dei muri portanti allo stesso piano.

4.4.7 MURATURA ARMATA

La muratura armata è costituita da elementi resistenti artificiali pieni e semipieni idonei alla realizzazione di pareti murarie incorporanti apposite armature metalliche verticali e orizzontali, annegate nella malta o nel conglomerato cementizio.

Le barre di armatura possono essere costituite da acciaio al carbonio, o da acciaio inossidabile o da acciaio con rivestimento speciale, nel rispetto delle pertinenti normative di comprovata validità.

Le barre di armatura che assolvono la funzione di incrementare la resistenza della muratura dovranno essere esclusivamente del tipo ad aderenza migliorata, le barre che assolvono invece altre funzioni (incremento di duttilità, controllo della fessurazione, ecc.) possono essere lisce.

È ammesso, per le armature orizzontali, l'impiego di armature a traliccio elettrosaldato nel rispetto delle pertinenti normative di comprovata validità, o l'impiego di altre armature conformate in modo da garantire adeguata aderenza ed ancoraggio.

In ogni caso dovrà essere garantita una adeguata protezione dell'armatura nei confronti della corrosione.

Le barre di armatura devono di regola avere un diametro minimo di 5 mm. Nelle pareti che incorporano armatura nei letti di malta al fine di fornire un aumento della resistenza ai carichi fuori

piano, per contribuire al controllo della fessurazione o per fornire duttilità, l'area totale dell'armatura non deve di regola essere minore dello 0,03% dell'area lorda della sezione trasversale della parete (cioè 0,015% per ogni faccia nel caso della resistenza fuori piano).

Qualora l'armatura sia utilizzata negli elementi di muratura armata per aumentare la resistenza nel piano, o quando sia richiesta armatura a taglio, la percentuale di armatura orizzontale, calcolata rispetto all'area lorda della muratura, non potrà essere inferiore allo 0.04 % né superiore allo 0.5%, e non potrà avere interasse superiore a 600 mm. La percentuale di armatura verticale, calcolata rispetto all'area lorda della muratura, non potrà essere inferiore allo 0.05 %, né superiore allo 1.0%. In tal caso, armature verticali con sezione complessiva non inferiore a 200 mm² dovranno essere collocate a ciascuna estremità di ogni parete portante, ad ogni intersezione tra pareti portanti, in corrispondenza di ogni apertura e comunque ad interasse non superiore a 4 m.

La lunghezza d'ancoraggio, idonea a garantire la trasmissione degli sforzi alla malta o al calcestruzzo di riempimento, deve in ogni caso essere in grado di evitare la fessurazione longitudinale o lo sfaldamento della muratura. L'ancoraggio deve di regola essere ottenuto mediante una barra rettilinea, mediante ganci, piegature o forcelle o, in alternativa, mediante opportuni dispositivi meccanici di comprovata efficacia.

La lunghezza di ancoraggio richiesta per barre dritte può essere calcolata in analogia a quanto usualmente fatto per le strutture di calcestruzzo armato.

L'ancoraggio dell'armatura a taglio, staffe incluse, deve di regola essere effettuato mediante ganci o piegature, con una barra d'armatura longitudinale inserita nel gancio o nella piegatura. Le sovrapposizioni devono garantire la continuità nella trasmissione degli sforzi di trazione, in modo che lo snervamento dell'armatura abbia luogo prima che venga meno la resistenza della giunzione. In mancanza di dati sperimentali relativi alla tecnologia usata, la lunghezza di sovrapposizione deve essere di almeno 60 diametri.

La malta od il conglomerato di riempimento dei vani od alloggi delle armature deve avvolgere completamente l'armatura. Lo spessore di ricoprimento deve essere tale da garantire la trasmissione degli sforzi tra la muratura e l'armatura e costituire un idoneo copriferro ai fini della durabilità degli acciai. L'armatura verticale dovrà essere collocata in apposite cavità o recessi, di dimensioni tali che in ciascuno di essi risulti inscrivibile un cilindro di almeno 6 cm di diametro.

La resistenza a compressione minima richiesta per la malta è di 10 N/mm², mentre la classe minima richiesta per il conglomerato cementizio non deve di regola essere minore di C12/15. Per i valori di resistenza di aderenza caratteristica dell'armatura si può fare riferimento a risultati di prove sperimentali e a indicazioni normative di riconosciuta validità.

La resistenza di progetto della muratura da impiegare per le verifiche a taglio (f_{vd}), può essere calcolata ignorando il contributo di qualsiasi armatura a taglio incorporata nell'elemento, qualora non sia fornita l'area minima di armatura sopra specificata per elementi di muratura armata atti ad aumentare la resistenza nel piano, oppure prendendo in considerazione il contributo dell'armatura a taglio, qualora sia presente almeno l'area minima prevista, secondo quanto riportato in normative di riconosciuta validità.

Le verifiche di sicurezza vanno condotte assumendo per l'acciaio $\gamma_S = 1.15$.

4.5 COSTRUZIONI IN ALTRI MATERIALI

I materiali non tradizionali o non trattati nelle presenti norme tecniche potranno essere utilizzati per la realizzazione di elementi strutturali od opere, previa autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, autorizzazione che riguarderà l'utilizzo del

materiale nelle specifiche tipologie strutturali proposte sulla base di procedure definite dal Servizio Tecnico Centrale.

Si intende qui riferirsi a materiali quali calcestruzzi di classe superiore a quelle previste in 4.1, calcestruzzi fibrorinforzati, acciai da costruzione non previsti in 4.2, leghe di alluminio, leghe di rame, travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante, materiali polimerici fibrorinforzati, pannelli con poliuretano o polistirolo collaborante, materiali murari non tradizionali, vetro strutturale, materiali diversi dall'acciaio con funzione di armatura da c.a..

4.6 COSTRUZIONI COMPOSTE IN ACCIAIO - CALCESTRUZZO

4.6.1 INTRODUZIONE

Le presenti norme si applicano a costruzioni civili e industriali con strutture composte in acciaio e calcestruzzo per quanto attiene ai requisiti di resistenza, funzionalità, durabilità, robustezza ed esecuzione.

Le strutture composte sono costituite da parti realizzate in acciaio per carpenteria e da parti realizzate in calcestruzzo armato (normale o precompresso) rese collaboranti fra loro.

Per tutto quanto non espressamente indicato nel presente capitolo e riguardante la progettazione strutturale, l'esecuzione, i controlli e la manutenzione deve farsi riferimento ai precedenti capitoli 4.1. e 4.2. relativi alle costruzioni di calcestruzzo armato ed alle costruzioni di acciaio.

Si può fare riferimento a normative di dimostrata validità.

4.6.2 PRINCIPI DI PROGETTAZIONE

4.6.2.1 Generalità

Nell'analisi strutturale e nelle verifiche si dovranno tenere in conto, qualora rilevanti, gli effetti della fessurazione, della deformabilità a taglio e dei fenomeni lenti nel calcestruzzo. A tal fine si potrà fare riferimento a normative di dimostrata validità.

4.6.2.2 Azioni di calcolo

Di norma per le strutture composte acciaio-calcestruzzo si devono considerare le seguenti azioni:

- azioni permanenti: peso proprio, carichi permanenti portati, ritiro e viscosità del calcestruzzo, nonché, se presenti, deformazioni imposte di progetto, precompressione, cedimenti di fondazione;
- azioni variabili: sovraccarichi variabili, vento, neve, azioni sismiche e variazioni termiche.

I valori delle azioni, dei coefficienti parziali delle azioni, dei coefficienti di combinazione dei carichi, le combinazioni di carico per le verifiche agli stati limite ultimi e le combinazioni di carico per le verifiche agli stati limite di esercizio devono essere assunti in coerenza con i procedimenti specificati nei precedenti cap. 2. e 3..

4.6.2.3 Resistenze di calcolo

La resistenza di calcolo dei materiali f_d è definita mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

dove f_k è la resistenza caratteristica del materiale e γ_M il coefficiente parziale del materiale.

In particolare, nelle verifiche agli stati limite ultimi si assume:

γ_C (calcestruzzo) = 1,5 ;

γ_A (acciaio da carpenteria) = 1,05 ;

γ_S (acciaio da armatura) = 1,15 ;

γ_V (connessioni) = 1,25 .

Nelle verifiche agli stati limite di esercizio si assume $\gamma_M = 1$.

Si assumono per i differenti materiali presenti (acciaio da carpenteria, lamiera grecate, acciaio da armatura, calcestruzzo, ecc.) le resistenze caratteristiche f_k definite nel cap. 11. delle presenti norme.

4.6.2.4 Analisi Globale

L'analisi globale della struttura può essere effettuata, sia per le azioni corrispondenti agli stati limite ultimi sia per le azioni corrispondenti agli stati limiti di esercizio, con uno dei seguenti metodi:

elastico,

elastico con redistribuzione,

non lineare,

plastico.

Le ipotesi formulate nell'analisi globale della struttura devono essere congruenti con il tipo di comportamento previsto per le sezioni e per i collegamenti.

Il calcolo dello stato tensionale e deformativo deve tener conto, qualora rilevanti, della deformabilità a taglio e delle altre forme di incremento di deformabilità seguendo le indicazioni della normativa consolidata.

4.6.2.5 Criteri di verifica

Le verifiche agli stati limite devono essere sviluppate in accordo con i procedimenti specificati nelle presenti norme nei capitoli 4.1. e 4.2..

4.6.2.6 Stati limite ultimi

In aggiunta a quanto indicato in 4.1. e 4.2, la sicurezza strutturale nelle condizioni ultime deve essere controllata per il seguente stato limite:

- *stato limite di resistenza della connessione acciaio – calcestruzzo.*

4.6.2.7 Stati limite di esercizio

In aggiunta a quanto indicato in 4.1. e 4.2, la sicurezza strutturale nelle condizioni di esercizio deve essere controllata per il seguente stato limite:

- *stato limite di scorrimento, all'interfaccia fra acciaio e calcestruzzo.*

4.6.3 MATERIALI

4.6.3.1 Acciaio

Per le caratteristiche degli acciai (strutturali, da lamiera grecata e da armatura) utilizzati nelle strutture composte di acciaio e calcestruzzo si deve fare riferimento al cap. 11. delle presenti norme.

Le prescrizioni generali relative alle saldature, di cui al cap. 11. delle presenti norme, si applicano integralmente; si evidenzia la necessità di particolari cautele per la messa a punto dei procedimenti di saldatura degli acciai con resistenza migliorata alla corrosione atmosferica (di cui alla EN 10025-5).

Per le procedure di saldatura dei connettori ed il relativo controllo si può fare riferimento a normative consolidate.

Nel caso si utilizzino connettori a piolo, l'acciaio deve essere idoneo al processo di formazione dello stesso e compatibile per saldatura con il materiale costituente l'elemento strutturale interessato dai pioli stessi. Esso deve avere le seguenti caratteristiche meccaniche:

- allungamento percentuale a rottura (valutato su base $L_0 = 5,65 \sqrt{A_0}$, dove A_0 è l'area della sezione trasversale del saggio) ≥ 12 ;
- rapporto $f_t / f_y \geq 1,2$.

Quando i connettori vengono uniti alle strutture con procedimenti di saldatura speciali, senza metallo d'apporto, essi devono essere fabbricati con acciai la cui composizione chimica soddisfi le limitazioni seguenti:

$C \leq 0.18\%$, $Mn \leq 0.9\%$, $S \leq 0.04\%$, $P \leq 0.05\%$.

4.6.3.2 Calcestruzzo

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo devono risultare da prove eseguite in conformità alle indicazioni delle presenti norme sulle strutture di cemento armato ordinario o precompresso.

Nei calcoli statici non può essere considerata né una classe di resistenza del calcestruzzo inferiore a C20/25 né una classe di resistenza superiore a C60/75.

Per classe di resistenza del calcestruzzo superiore a C50/60 si richiede che tutte le grandezze meccaniche e fisiche vengano accertate prima dell'inizio dei lavori e che la produzione segua specifiche procedure per il controllo qualità.

Qualora si preveda l'utilizzo di calcestruzzi con aggregati leggeri, si deve considerare che i valori sia del modulo di elasticità sia dei coefficienti di viscosità, ritiro e dilatazione termica dipendono dalle proprietà degli aggregati utilizzati; pertanto i valori da utilizzare sono scelti in base alle proprietà del materiale specifico.

Nel caso si utilizzino elementi prefabbricati, si rinvia alle indicazioni specifiche delle presenti norme.

Per quanto concerne la valutazione di ritiro, viscosità e coefficiente di dilatazione termica si rimanda al cap. 4.1. delle presenti norme.

4.6.4 TRAVI CON SOLETTA COLLABORANTE

4.6.4.1 Tipologia delle sezioni

Le sezioni resistenti in solo acciaio di travi composte si classificano secondo i criteri di cui in 4.2.2.1..

La prestazione di un elemento di acciaio compresso di classe 2, 3 o 4 può essere migliorata ponendolo in una classe superiore quando l'elemento venga collegato efficacemente ad un elemento di calcestruzzo armato.

Qualora la trave di acciaio sia rivestita dal calcestruzzo, le anime possono essere trattate come vincolate trasversalmente ai fini della classificazione della sezione purché il calcestruzzo sia

armato, collegato meccanicamente alla sezione di acciaio e in grado di prevenire l'instabilità dell'anima e di ogni parte della piattabanda compressa nella direzione dell'anima.

La geometria della sezione trasversale, ai fini della determinazione della sua capacità resistente, deve essere definita tenendo conto dei fenomeni di diffusione degli sforzi taglianti dalle anime alle ali di grande larghezza, considerando la deformabilità di queste ultime con analisi rigorose o adottando larghezze collaboranti equivalenti opportunamente ridotte.
Per definire le larghezze collaboranti si può fare riferimento a normative consolidate.

4.6.4.1.1. Regole applicative – larghezza collaborante

La larghezza della soletta collaborante b_{eff} (fig. 4.6.1.) si ottiene come somma di due aliquote b_{e1} e b_{e2} (ai lati dell'asse della trave) e della larghezza b_c (impegnata direttamente dai connettori)

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} + b_c .$$

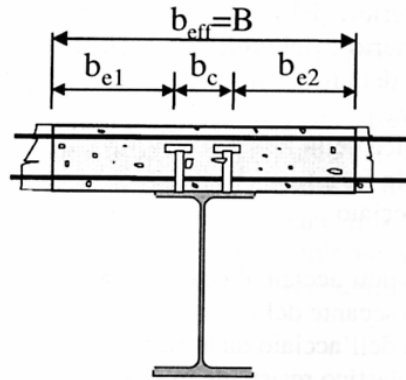


Fig. 4.6.1

Le aliquote b_{e1} e b_{e2} si assumono pari a $l_0 / 8$, comunque non superiori alla metà dell'interasse tra due travi o alla distanza del bordo libero della soletta dall'asse della trave adiacente.

l_0 è la distanza tra due successivi punti di nullo del momento flettente; per le travi semplicemente appoggiate l_0 coincide con la luce della trave; per le travi continue si può fare riferimento alle indicazioni della fig. 4.6.2. .

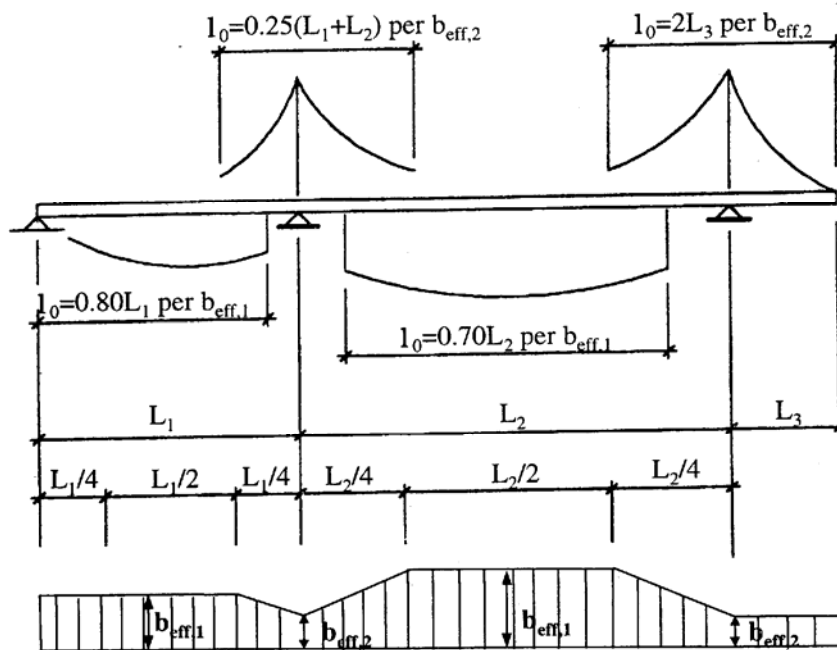


Fig. 4.6.2.

4.6.4.2 Resistenza delle sezioni

La resistenza della sezione può essere determinata con

metodo elastico (E)

Il metodo può applicarsi, indipendentemente dalla classe della sezione di solo acciaio, con l'avvertenza di riferirsi alle aree efficaci nel caso di classe 4;

metodo plastico (P)

Il metodo può applicarsi alle travi composte con sezioni di solo acciaio compatte, cioè di classe 1 e 2.

metodo elasto-plastico (EP)

I legami costitutivi tensioni-deformazioni si adotteranno di tipo bilineare (o più complesso) per l'acciaio e del tipo parabola-rettangolo per il calcestruzzo. Il metodo può applicarsi a qualsiasi tipo di sezione.

La capacità di resistenza delle sezioni deve essere valutata nei confronti di sforzi normali di trazione o compressione, flessione, taglio e torsione, determinando anche gli effetti indotti sulla resistenza dalla presenza combinata di più sollecitazioni.

4.6.4.3 Sistemi di connessione acciaio – calcestruzzo

4.6.4.3.1 Generalità

Nelle strutture composte si definiscono sistemi di connessione i dispositivi atti ad assicurare la trasmissione delle forze di scorrimento tra acciaio e calcestruzzo.

Per le travi, sull'intera lunghezza devono essere previsti connettori a taglio ed armatura trasversale in grado di trasmettere la forza di scorrimento tra soletta e trave di acciaio trascurando l'effetto dell'aderenza tra le due parti.

Quando le sezioni di solo acciaio sono compatte (classe 1 e 2, secondo quanto definito ai punti 4.2.2.1. e 4.6.4.1.) si può utilizzare una connessione a taglio a parziale ripristino di resistenza se il carico ultimo di progetto è minore di quello che potrebbe essere sopportato dallo stesso elemento

progettato con connessioni a completo ripristino di resistenza. In questo caso il numero di connettori deve essere determinato mediante una teoria che tenga conto sia del parziale ripristino sia della capacità deformativa dei connettori.

La connessione a taglio a parziale ripristino di resistenza si può applicare alle travi degli edifici, non si applica alle travate da ponte.

Per prevenire il distacco della soletta di calcestruzzo i connettori devono essere progettati per una forza nominale di trazione, normale al piano della piattabanda di acciaio, pari almeno ad 1/10 della resistenza a taglio di progetto degli stessi.

Deve essere evitata la rottura per scorrimento longitudinale e la fessurazione longitudinale della soletta di calcestruzzo dovuta alle forze concentrate applicate mediante i connettori.

Le diverse tipologie dei connettori possono essere classificate secondo le seguenti categorie:

- connessioni a taglio;
- connessioni a staffa;
- connessioni composte da connettori a taglio e a staffa;
- connessioni ad attrito.

4.6.4.3.2 Connettori a piolo in solette piene – regole applicative

La resistenza di progetto P_{Rd} di connettori a piolo immersi in calcestruzzo di densità normale o con inerti leggeri (densità maggiore di 1750 Kg m^{-3}), muniti di testa e saldati in modo automatico, con collare di saldatura normale, può essere determinata con riferimento al modello di EN 1994-1-1; in tal caso si applica il fattore parziale di cui al paragrafo 4.6.2.3..

Tali formule sono applicabili per pioli aventi diametro d che rispetta la seguente limitazione:

$$16 \text{ mm} \leq d \leq 25,4 \text{ mm.}$$

La verifica di resistenza a fatica dei connettori a taglio saldati si esegue, ove ritenuto necessario, secondo metodologie di riconosciuta validità; in alternativa si possono seguire le seguenti regole applicative.

La resistenza di calcolo a taglio di un piolo dotato di testa, saldato in modo automatico, con collare di saldatura normale, può essere assunta pari al minore dei seguenti valori:

$$P_{Rd,a} = 0,8 f_t (\pi d^2 / 4) / \gamma_V$$

$$P_{Rd,c} = 0,29 \alpha d^2 (f_{ck} E_c)^{0,5} / \gamma_V$$

dove

γ_V è il fattore parziale definito al par. 4.6.2.3.

f_t è la resistenza a rottura dell'acciaio del piolo (comunque $f_t \leq 500 \text{ N mm}^{-2}$),

f_{ck} è la resistenza cilindrica del calcestruzzo della soletta

d è il diametro del piolo,

h è l'altezza del piolo,

$\alpha = 0,2 (h / d + 1)$ per $3 \leq h / d \leq 4$,

$\alpha = 1,0$ per $h / d > 4$.

Nel caso di solette con lamiera grecata la resistenza di calcolo dei connettori a piolo deve essere convenientemente ridotta secondo le indicazioni della normativa di comprovata validità.

4.6.4.3.3 *Altri tipi di connettori*

Per altri tipi di connettori quali: pioli muniti di testa in solette con lamiera grecata, connettori a pressione in solette piene, uncini e cappi in solette piene, connettori a pressione con uncini e cappi in solette piene, connettori ad angolare nelle solette piene, la resistenza a taglio si può valutare secondo metodologie di riconosciuta validità.

4.6.4.3.4 *Valutazione delle sollecitazioni*

Ai fini della progettazione della connessione, la forza di scorrimento per unità di lunghezza può essere calcolata impiegando la teoria elastica o, nel caso di connettori duttili, la teoria plastica.

Nel caso di analisi elastica, le verifiche devono essere condotte su ogni singolo connettore.

Per connessioni duttili a completo ripristino, la forza totale di scorrimento di progetto V_{1d} che deve essere contrastata da connettori distribuiti tra le sezioni critiche, si determina con equazioni di equilibrio plastico.

Nel caso di connessione a parziale ripristino di resistenza con connettori duttili, si può assumere che allo stato limite ultimo si sviluppino scorrimenti sufficienti per ottenere i momenti resistenti nelle sezioni critiche calcolati sulla base della teoria plastica. In tal caso la forza di scorrimento si determina con equazioni di equilibrio globali.

Se si utilizza per le sezioni trasversali la teoria elastica, anche la forza di scorrimento per unità di lunghezza deve essere calcolata utilizzando la teoria elastica, considerando l'aliquota di taglio che agisce dopo che la connessione si è attivata. Le proprietà statiche della sezione trasversale devono essere uguali a quelle utilizzate nel calcolo delle tensioni normali.

Per le travate da ponte, nello stato limite di esercizio, il taglio longitudinale per ciascun connettore non deve eccedere il 60 % della resistenza di progetto.

4.6.4.3.5 *Distribuzione e capacità deformativa dei connettori*

I connettori devono essere distribuiti lungo la trave in modo da trasmettere la forza di scorrimento e da prevenire la separazione tra la soletta di calcestruzzo e la trave di acciaio, considerando un adeguato andamento della forza di scorrimento.

I connettori a piolo possono essere distribuiti uniformemente sulla lunghezza L_{cr} tra le sezioni trasversali critiche adiacenti quando è garantito che:

tutte le sezioni critiche nella campata considerata sono compatte (classe 1 e 2);

i connettori sono duttili;

il grado di connessione soddisfa le limitazioni indicate dalla normativa consolidata;

il momento resistente plastico della sezione composta non supera 2,5 volte il momento resistente plastico del solo elemento di acciaio.

Se il momento resistente plastico della sezione composta supera 2,5 volte il momento resistente plastico del solo elemento di acciaio, devono essere effettuate verifiche supplementari.

Nelle applicazioni per gli edifici i connettori duttili devono possedere una capacità deformativa sufficiente al fine di giustificare l'ipotesi di comportamento plastico ideale della connessione a taglio nella struttura.

I pioli, muniti di testa, caratterizzati da una lunghezza complessiva al di sopra della saldatura non minore di 4 volte il diametro e da un diametro del gambo d che rispetta la limitazione:

$$16 \text{ mm} \leq d \leq 25.4 \text{ mm},$$

sono considerati duttili se il grado di connessione rispetta le limitazioni indicate dalla normativa consolidata.

Questa estensione non è applicabile al caso delle travate da ponte.

4.6.4.3.6 *Dettagli costruttivi nelle connessioni*

La massima distanza longitudinale misurata in asse tra i connettori, la distanza tra il bordo del connettore e il bordo della piattabanda della trave al quale è saldato, i limiti del rapporto altezza diametro e i limiti dimensionali della testa dei connettori a piolo devono corrispondere alle indicazioni della normativa consolidata.

4.6.4.3.7 *Armatura trasversale*

L'armatura trasversale della soletta deve essere progettata in modo da prevenire la rottura prematura per scorrimento o fessurazione longitudinale.

La forza di scorrimento per unità di lunghezza di trave agente su una superficie di scorrimento, determinata in accordo con il punto 4.6.4.3.4, deve essere coerente con il progetto dei connettori a taglio.

L'area di armatura in una soletta piena non deve essere minore di 0,002 volte l'area del calcestruzzo e deve essere distribuita uniformemente.

In solette con lamiera grecata aventi nervature parallele o perpendicolari all'asse della trave, l'area dell'armatura trasversale non deve essere minore di 0,002 volte l'area del calcestruzzo della soletta posta al di sopra dell'estradosso della lamiera grecata e deve essere uniformemente distribuita.

4.6.4.4 **Analisi globale**

Nell'ambito del metodo di verifica agli stati limiti, il calcolo delle sollecitazioni nelle travi continue degli edifici può essere effettuato mediante i seguenti metodi di analisi, a seconda che siano soddisfatti i requisiti per renderne possibile l'applicabilità:

- analisi elastica,
- analisi elastica con redistribuzione,
- analisi plastica.

Nel caso dei ponti è consentita la sola analisi elastica.

4.6.4.5 **Verifiche di stabilità della sezione di acciaio**

Se la resistenza delle sezioni è verificata con riferimento allo stato limite plastico, le verifiche di stabilità sono implicite nel rispetto delle limitazioni dimensionali e delle prescrizioni indicate in 4.2.2.1..

Se la resistenza delle sezioni è verificata con riferimento allo stato limite elastico, le verifiche di stabilità devono essere effettuate in conformità alle indicazioni della normativa consolidata per le condizioni di carico corrispondenti alle varie fasi di costruzione e di esercizio.

Occorre comunque verificare che l'instabilità laterale della piattabanda superiore della trave metallica sia efficacemente impedita dal collegamento con la soletta in calcestruzzo; occorre infine verificare la stabilità della piattabanda compressa nelle zone di momento negativo e in quelle di momento positivo nelle fasi costruttive precedenti la presa del calcestruzzo.

La verifica all'imbozzamento dei pannelli d'anima, in tutte le fasi di carico successive alla maturazione del calcestruzzo della soletta, può essere condotta considerando incastrato il bordo superiore dei pannelli d'anima.

4.6.4.6 Verifiche agli stati limite di esercizio

Nelle solette, per assicurare la funzionalità e la durabilità delle strutture, è necessario prefissare uno stato limite di fessurazione coerente con le indicazioni del cap. 4.1. delle presenti norme.

Si devono considerare i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione;
- stato limite di formazione delle fessure;
- stato limite di apertura delle fessure;
- verifiche tensionali;
- stato limite di deformazione.

La deformabilità della struttura deve essere contenuta entro i limiti ammessi dalla destinazione della stessa.

Le frecce dovute ai carichi permanenti devono essere compensate da opportune contofrecce di costruzione.

4.6.4.7 Modalità esecutive

Le modalità esecutive devono essere conformi alle indicazioni della normativa consolidata.

4.6.4.8 Spessori minimi

Per gli elementi di acciaio della struttura composta valgono le regole stabilite al paragrafo 4.2.8.1. delle presenti norme.

Nelle travi composte da profilati metallici e soletta in c.a. lo spessore della soletta collaborante non deve essere inferiore a 5 cm e lo spessore della piattabanda della trave di acciaio cui è collegata la soletta non deve essere inferiore a 5 mm.

4.6.5 COLONNE COMPOSTE

4.6.5.1 Generalità e tipologie

Si considerano colonne composte soggette a compressione centrata, costituite dall'unione di profili metallici, armature metalliche e calcestruzzo, con sezione costante:

- sezioni completamente rivestite di calcestruzzo;
- sezioni parzialmente rivestite di calcestruzzo;
- sezioni scatolari rettangolari riempite di calcestruzzo;
- sezioni circolari cave riempite di calcestruzzo.

Nei criteri di verifica si deve distinguere il caso in cui le sollecitazioni siano affidate interamente alla struttura composta (tali procedure sono quindi applicabili nel caso in cui durante le fasi costruttive i carichi che gravano sulla sola parte di acciaio siano nulli o trascurabili come nella realizzazione delle colonne composte prima degli altri elementi strutturali) dal caso in cui la costruzione venga realizzata costruendo prima la parte in acciaio e poi completando con il calcestruzzo.

Nel caso di colonne composte soggette a presso flessione si rimanda alle indicazioni della normativa di comprovata validità.

4.6.5.2 Verifiche degli elementi

4.6.5.2.1 *Instabilità locale*

I fenomeni di instabilità locale possono essere ignorati nel calcolo delle colonne:

- per sezioni di acciaio completamente rivestite da calcestruzzo armato,
 - per le sezioni di acciaio circolari cave,
 - per le sezioni di acciaio rettangolari cave,
 - per le sezioni a doppio T parzialmente rivestite,
- se vengono rispettate le limitazioni sulla snellezza locale indicate dalla normativa consolidata.

4.6.5.2.2 *Resistenza allo scorrimento fra i componenti*

La resistenza allo scorrimento fra profili in acciaio e calcestruzzo è dovuta alle tensioni di aderenza, all'attrito all'interfaccia acciaio-calcestruzzo nonché al collegamento meccanico; la resistenza deve essere tale da evitare scorrimenti rilevanti che possano inficiare i modelli di calcolo considerati.

Nell'ambito del metodo di verifica agli stati limiti si può assumere una tensione tangenziale di progetto dovuta all'aderenza ed all'attrito fino ai seguenti limiti:

- per sezioni completamente rivestite: $0,6 \text{ N mm}^{-2}$;
- per sezioni riempite di calcestruzzo: $0,4 \text{ N mm}^{-2}$;
- per le ali delle sezioni parzialmente rivestite: $0,2 \text{ N mm}^{-2}$;
- per l'anima delle sezioni parzialmente rivestite: 0 (zero).

Se tali limiti vengono superati, l'intero sforzo va affidato a collegamenti meccanici.

4.6.5.2.3 *Trasferimento degli sforzi tra componente in acciaio e componente in calcestruzzo*

Il trasferimento di sforzi fra acciaio e calcestruzzo può avvenire a causa delle modalità di collegamento fra la colonna e gli altri elementi strutturali. La lunghezza di trasferimento degli sforzi non deve superare il doppio della dimensione maggiore della sezione trasversale.

Qualora, nel trasferimento degli sforzi, si faccia affidamento sulla resistenza dovuta all'aderenza ed all'attrito, il valore puntuale della tensione tangenziale può calcolarsi mediante un'analisi elastica non fessurata. Il valore puntuale massimo non deve superare le tensioni tangenziali fornite nel punto precedente.

Se si realizza un collegamento meccanico, utilizzando connettori duttili di cui al paragrafo 4.6.4.3.5, si può effettuare una valutazione in campo plastico degli sforzi trasferiti, ripartendoli in modo uniforme fra i connettori.

Nelle sezioni parzialmente rivestite con profili a doppio T, il calcestruzzo tra le ali deve essere collegato all'anima mediante staffe individuando un chiaro meccanismo di trasferimento tra il calcestruzzo e l'anima; in particolare le staffe devono essere passanti o saldate, oppure si devono inserire connettori.

Qualora vi siano connettori a piolo sull'anima nelle sezioni rivestite con sezioni in acciaio a doppio T o una sezione simile, le ali limitano l'espansione laterale del calcestruzzo incrementando la resistenza a taglio dei pioli (le indicazioni quantitative sono reperibili nella normativa consolidata).

4.6.5.2.4 *Verifica degli elementi*

Nell'ambito di applicazione del metodo di verifica agli stati limiti, la resistenza a compressione $N_{pl,Rd}$ della sezione composta si può calcolare sommando le resistenze plastiche dei componenti (profilo di acciaio, calcestruzzo, armatura).

Per le colonne di tipo riempito si può considerare, secondo le indicazioni della normativa consolidata, un incremento di resistenza dovuto all'effetto di confinamento esercitato dal profilato sul calcestruzzo.

Ai fini delle verifiche di stabilità è necessario introdurre l'effetto della viscosità a lungo termine se l'elemento è particolarmente snello; si può considerare che tale effetto non sia trascurabile se gli elementi sono particolarmente snelli secondo quanto indicato dalla normativa consolidata. In tal caso il modulo di elasticità del calcestruzzo deve essere ridotto nei calcoli.

4.6.5.2.5 Copriferro e minimi di armatura

Per le sezioni completamente rivestite deve essere realizzato un copriferro minimo che garantisca:

- una adeguata trasmissione degli sforzi di aderenza;
- la protezione delle armature dalla corrosione;
- una adeguata protezione nei riguardi dell'espulsione del copriferro stesso.

Si devono rispettare le seguenti limitazioni:

- il copriferro dell'ala non deve essere minore di 40 mm e non inferiore ad 1/6 della larghezza dell'ala;
- il copriferro delle armature deve essere in accordo con le disposizioni relative alle strutture in cemento armato ordinario.

Le armature devono essere realizzate rispettando le seguenti indicazioni:

- l'armatura longitudinale, nel caso che venga considerata nel calcolo, non deve essere inferiore allo 0.3% della sezione in calcestruzzo;
- l'armatura trasversale deve essere progettata seguendo le regole delle strutture in cemento armato ordinario;
- la distanza tra le barre ed il profilo può essere inferiore a quella tra le barre ed anche nulla; in questo caso il perimetro efficace per l'aderenza acciaio-calcestruzzo deve essere considerato pari alla metà o un quarto di quello totale;
- le reti elettrosaldate possono essere utilizzate come staffe nelle colonne rivestite ma non possono sostituire l'armatura longitudinale.

Nelle sezioni riempite di calcestruzzo generalmente l'armatura non è necessaria.

4.6.6 SOLETTE COMPOSTE CON LAMIERA GRECATA

4.6.6.1 Generalità

Si definisce come composta una soletta gettata in calcestruzzo su una lamiera grecata, in cui quest'ultima, ad avvenuto indurimento del calcestruzzo, partecipa alla resistenza dell'insieme costituendo interamente o in parte l'armatura inferiore.

Al fine di garantire la trasmissione delle forze di scorrimento all'interfaccia fra lamiera e calcestruzzo non si può fare affidamento sulla aderenza fra i materiali ma si devono adottare sistemi generalmente del tipo:

- a ingranamento meccanico fornito dalla deformazione del profilo metallico o ingranamento ad attrito nel caso di profili sagomati con forme rientranti;
- ancoraggi di estremità costituiti da pioli saldati o altri tipi di connettori, purchè combinati a sistemi ad ingranamento;
- ancoraggi di estremità ottenuti con deformazione della lamiera, purchè combinati con sistemi a ingranamento per attrito.

4.6.6.2 Analisi globale

4.6.6.2.1 Metodi di analisi

Nel caso in cui le solette siano calcolate come travi continue si possono utilizzare i seguenti metodi di analisi:

- (a) analisi lineare con o senza redistribuzione;
- (b) analisi globale rigido-plastica, a condizione che, dove vi sono richieste di rotazione plastica, le sezioni abbiano sufficiente capacità rotazionale;
- (c) analisi elasto-plastica che tenga conto del comportamento non lineare dei materiali.

I metodi lineari di analisi sono idonei sia per gli stati limite ultimi, sia per gli stati limite di esercizio.

I metodi plastici devono essere utilizzati solo nello stato limite ultimo.

Si può utilizzare, per lo stato limite ultimo, l'analisi plastica senza alcuna verifica diretta della capacità rotazionale se si utilizza acciaio da armatura B450C (di cui al paragrafo 11.2.2.1.) e se le campate hanno luce minore di 3 m.

Se nell'analisi si trascurano gli effetti della fessurazione del calcestruzzo, i momenti flettenti negativi in corrispondenza degli appoggi interni possono essere ridotti fino al 30%, considerando i corrispondenti aumenti dei momenti flettenti positivi nelle campate adiacenti.

Una soletta continua può essere progettata come una serie di campate semplicemente appoggiate; in corrispondenza degli appoggi intermedi si raccomanda di disporre armature secondo le indicazioni del successivo punto 4.6.6.4.1..

4.6.6.2.2 Larghezza efficace per forze concentrate o lineari

Forze concentrate o applicate lungo una linea parallela alle nervature della lamiera possono essere considerate ripartite su una larghezza b_m operando una diffusione a 45° sino al lembo superiore della lamiera, seguendo le indicazioni della normativa consolidata.

4.6.6.3 Verifiche di resistenza

Si considereranno di regola le seguenti verifiche:

- resistenza flessionale;
- resistenza allo scorrimento;
- resistenza al punzonamento.

Ai fini della verifica allo scorrimento occorre la resistenza a taglio longitudinale di progetto $\tau_{u,Rd}$ tipica della lamiera grecata di previsto impiego, determinata secondo i criteri di cui al cap. 11. delle presenti norme.

La resistenza di una soletta composta alle sollecitazioni di taglio - punzonamento è di regola valutata sulla base di una adeguata sperimentazione, condotta in modo da riprodurre le effettive condizioni della superficie di contatto tra lamiere e getto in calcestruzzo riscontrabili in cantiere.

Qualora si consideri efficace la sola lamiera grecata, attribuendo al calcestruzzo esclusivamente la funzione di contrasto all'imbozzamento locale, la resistenza può essere verificata in accordo con le indicazioni della normativa consolidata in materia di profilati sottili di acciaio formati a freddo.

4.6.6.4 Verifiche agli stati limite di esercizio

4.6.6.4.1 Verifiche a fessurazione

L'ampiezza delle fessure nelle regioni di momento negativo di solette continue deve essere calcolata con le formulazioni delle strutture in cemento armato.

Qualora le solette continue siano progettate come semplicemente appoggiate in accordo con il precedente paragrafo 4.6.6.2.1, la sezione trasversale dell'armatura di controllo della fessurazione non deve essere minore di 0,2% dell'area della sezione trasversale del calcestruzzo posta al di sopra delle nervature nelle costruzioni non puntellate, e di 0,4% dell'area della sezione trasversale del calcestruzzo posta al di sopra delle nervature per le costruzioni puntellate.

4.6.6.4.2 Verifiche di deformabilità

L'effetto di scorrimento di estremità può essere trascurato nei casi indicati dalla normativa consolidata.

Il calcolo delle frecce può essere omesso se il rapporto tra luce ed altezza non supera i limiti indicati nel precedente capitolo 4.1. relativo alle strutture di c.a. e risulta trascurabile l'effetto dello scorrimento di estremità.

4.6.6.5 Verifiche della lamiera grecata nella fase di getto

4.6.6.5.1 Verifica di resistenza

La verifica della lamiera grecata deve essere svolta in accordo con le indicazioni della normativa consolidata in materia di profilati sottili di acciaio formati a freddo.

4.6.6.5.2 Verifiche agli stati limite di esercizio

L'inflessione della lamiera sotto il peso proprio ed il peso del calcestruzzo fresco, escludendo i carichi di costruzione, non deve essere maggiore di $L/180$ o 20 mm, essendo L la lunghezza effettiva della campata fra due appoggi (in questo contesto gli eventuali puntelli devono essere considerati appoggi).

Tali limiti possono essere aumentati qualora inflessioni maggiori non inficino la resistenza o l'efficienza del solaio e sia considerato nella progettazione del solaio e della struttura di supporto il peso addizionale dovuto all'accumulo del calcestruzzo.

4.6.6.6 Dettagli costruttivi

4.6.6.6.1 Spessore minimo delle lamiere grecate

Lo spessore delle lamiere grecate impiegate nelle solette composte non deve essere inferiore a 0,8 mm.

4.6.6.6.2 Spessore della soletta

L'altezza complessiva del solaio composto h , non deve essere minore di 80 mm. Lo spessore del calcestruzzo h_c al di sopra dell'estradosso delle nervature della lamiera non deve essere minore di 40 mm.

Se la soletta realizza con la trave una membratura composta, oppure è utilizzata come diaframma, l'altezza complessiva non deve essere minore di 90 mm ed h_c non deve essere minore di 50 mm.

4.6.6.3 Inerti

La dimensione nominale dell'inerte dipende dalla più piccola dimensione dell'elemento strutturale nel quale il calcestruzzo è gettato.

4.6.6.4 Appoggi

Le solette composte sostenute da elementi di acciaio o calcestruzzo devono avere una larghezza di appoggio minimo di 75 mm, con una dimensione di appoggio del bordo della lamiera grecata di almeno 50 mm.

Nel caso di solette composte sostenute da elementi in diverso materiale, tali valori devono essere portati rispettivamente a 100 mm e 70 mm.

Nel caso di lamiere sovrapposte o continue che poggiano su elementi di acciaio o calcestruzzo, l'appoggio minimo deve essere 75 mm e per elementi in altro materiale 100 mm.

I valori minimi delle larghezze di appoggio riportati in precedenza possono essere ridotti, in presenza di specifiche di progetto circa tolleranze, carichi, campate, altezza dell'appoggio e requisiti di continuità per le armature.

5 PONTI

5.1 PONTI STRADALI

5.1.1 OGGETTO

Le norme contengono i criteri generali e le indicazioni tecniche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti stradali.

Nel seguito col termine "ponti" si intendono anche tutte quelle opere che, in relazione alle loro diverse destinazioni, vengono normalmente indicate con nomi particolari, quali: viadotti, sottovia o cavalcavia, sovrappassi, sottopassi, strade sopraelevate, ecc.

Le presenti norme, per quanto applicabili, riguardano anche i ponti mobili.

5.1.2 PRESCRIZIONI GENERALI

5.1.2.1 Premesse

In sede di progetto vanno definite le caratteristiche generali del ponte, ovvero la sua localizzazione, la destinazione e la tipologia, le dimensioni principali, il tipo e le caratteristiche dei materiali strutturali impiegati ed il tipo delle azioni considerate ai fini del suo dimensionamento.

In sede di realizzazione si accerterà che le modalità tecnico esecutive adottate nell'esecuzione dell'opera siano rispondenti alle assunzioni ed alle prescrizioni di Progetto ed alle specifiche di Capitolato.

5.1.2.2 Geometria della sede stradale

5.1.2.2.1 *Larghezza della sede stradale*

Per larghezza della sede stradale del ponte, si intende la distanza misurata ortogonalmente all'asse stradale tra i punti più interni dei parapetti.

La sede stradale sul ponte è composta, di regola, da una o più carreggiate, eventualmente divise da uno spartitraffico, da banchine o da marciapiedi secondo l'importanza, la funzione e le caratteristiche della strada.

5.1.2.3 Altezza libera

Nel caso di un ponte che scavalchi una strada ordinaria, l'altezza libera al di sotto del ponte non deve essere in alcun punto minore di 5 m, tenendo conto anche delle pendenze della strada sottostante.

Nei casi di strada a traffico selezionato è ammesso, per motivi validi e comprovati, derogare da quanto sopra, purché l'altezza minima non sia minore di 4 m.

Eccezionalmente, ove l'esistenza di vincoli non eliminabili imponesse di scendere al di sotto di tale valore, si potrà adottare un'altezza minima, in ogni caso non inferiore a 3,20 m. Tale deroga è vincolata al parere favorevole dei Comandi Militare e dei Vigili del Fuoco competenti per territorio.

Per tutti i casi in deroga all'altezza minima prescritta di 5 m, si debbono adottare opportuni dispositivi segnaletici di sicurezza (ad es. controsagome), collocati a conveniente distanza dall'imbocco dell'opera.

Nel caso di sottopassaggi pedonali l'altezza libera non deve essere inferiore a 2,50 m.

5.1.2.4 Caratterizzazione dei suoli

Gli studi di fattibilità, le scelte di progetto, i calcoli e le verifiche dei ponti stradali e delle strade ad essi collegate devono essere sempre basati su un adeguato modello geologico ed una corretta caratterizzazione geotecnica del sottosuolo.

Il modello geologico e la caratterizzazione geotecnica devono essere estesi al volume dei suoli che direttamente o indirettamente è interessato dalla costruzione dei manufatti e che ne influenza il comportamento statico, deformativo e sismico.

L'ampiezza delle indagini deve perciò essere proporzionata alle dimensioni, al tipo, alle caratteristiche strutturali, all'importanza dell'opera, alle particolarità del sottosuolo ed allo stato delle conoscenze sulla zona in esame.

Per ciascun elemento (spalla e/o pila) che trasferisce i carichi al terreno di sedime e per tutte le combinazioni di carico devono essere verificate:

la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi del sistema struttura-fondazione-terreno

la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio con particolare riguardo agli spostamenti differiti, che devono essere compatibili con quelli della struttura nel suo insieme.

5.1.2.5 Compatibilità idraulica

Per opere in attraversamento di corsi d'acqua naturali o artificiali, il progetto dovrà essere corredato da una relazione riguardante i problemi idrologici, idrografici ed idraulici relativi alle scelte progettuali, alla costruzione ed all'esercizio del ponte.

L'ampiezza e l'approfondimento delle indagini e della relativa relazione tecnica saranno commisurati all'importanza del problema ed al grado di elaborazione del progetto.

Va evitata la realizzazione di pile nell'alveo di piena ordinaria, salvo casi eccezionali, rigorosamente motivati e da sottoporre al parere preventivo delle competenti Autorità di Bacino. Qualora ciò si verificasse e, in ogni caso, per pile e spalle in zone golenali o in zone potenzialmente interessate da correnti idrauliche, sono richiesti uno studio dei potenziali fenomeni di erosione e di scalzamento e la definizione delle azioni idrauliche agenti sulle pile e sulle spalle interessate dalla corrente.

Per la valutazione dell'azione idraulica agente sulle pile e sulle spalle il periodo di ritorno è assunto pari 200 anni.

5.1.3 AZIONI SUI PONTI STRADALI

Le azioni da considerare nella progettazione dei ponti stradali sono:

- le azioni permanenti;
- le distorsioni, ivi comprese quelle dovute a presollecitazioni di progetto e quelle di origine termica;

- le azioni variabili da traffico;
- le azioni variabili di vento e neve;
- le azioni eccezionali;
- le azioni sismiche.

La viscosità deve essere considerata associata a quelle azioni per le quali dà effetto.

5.1.3.1 Azioni permanenti

1. Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali: g_1
2. Carichi permanenti portati: g_2 (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali, rinfianchi e simili).
3. Altre azioni permanenti: g_3 (spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.).

5.1.3.2 Deformazioni impresse

1. Distorsioni e presollecitazioni di progetto: ε_1 .
Ai fini delle verifiche si devono considerare gli effetti delle distorsioni e delle presollecitazioni eventualmente previste in progetto.
2. Effetti reologici: ritiro e viscosità ε_2 ; Variazioni termiche ε_3 .
Il calcolo degli effetti del ritiro del calcestruzzo, delle variazioni termiche e della viscosità deve essere effettuato in accordo al carattere ed all'intensità di tali distorsioni definiti nelle relative sezioni delle presenti Norme Tecniche.
3. Cedimenti vincolari: ε_4
Dovranno considerarsi gli effetti di cedimenti vincolari quando, sulla base delle indagini e delle valutazioni geotecniche, questi risultino significativi per le strutture.

5.1.3.3 Azioni Variabili da Traffico

5.1.3.3.1 Premessa

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico convenzionali rappresentati in Fig.5.1.1, disposti su corsie convenzionali.

5.1.3.3.2 Definizione delle corsie convenzionali

Le larghezze w_l delle corsie convenzionali su di una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie sulla carreggiata stessa sono indicati nel prospetto seguente (Fig.5.1.1 e Tabella 5.1.I).

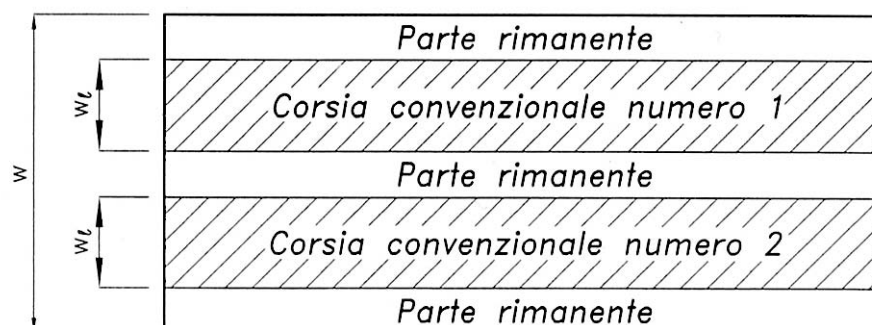


Figura 5.1.1 – Esempio di numerazione delle corsie

Tabella 5.1.I - Numero e Larghezza delle corsie

Larghezza di carreggiata “w”	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5.40 \text{ m}$	$n_l = 1$	3.00 m	$(w-3.00) \text{ m}$
$5.4 \leq w < 6.0 \text{ m}$	$n_l = 2$	w/2	0
$6.0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3.00 m	$w - (3.00 \times n_l)$

Se non diversamente specificato, qualora la carreggiata di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:

- se le parti sono separate da una barriera di sicurezza fissa, ciascuna parte, incluse tutte le corsie di emergenza e le banchine, è autonomamente divisa in corsie convenzionali.
- se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

Quando la carreggiata è costituita da due parti separate portate da uno stesso impalcato, le corsie sono numerate considerando l'intera carreggiata, cosicché vi è solo una corsia 1, solo una corsia 2 ecc, che possono appartenere alternativamente ad una delle due parti.

Quando la carreggiata consiste di due parti separate portate da due impalcati indipendenti, per il progetto di ciascun impalcato si adottano numerazioni indipendenti. Quando, invece, gli impalcati indipendenti sono portati da una singola pila o da una singola spalla, per il progetto della pila o della spalla si adotta un'unica numerazione per le due parti.

Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applicano gli Schemi di Carico definiti nel seguito per una lunghezza e per una disposizione longitudinale, tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

5.1.3.3 Schemi di Carico

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig.5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Fig.5.1.2. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia significativo si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

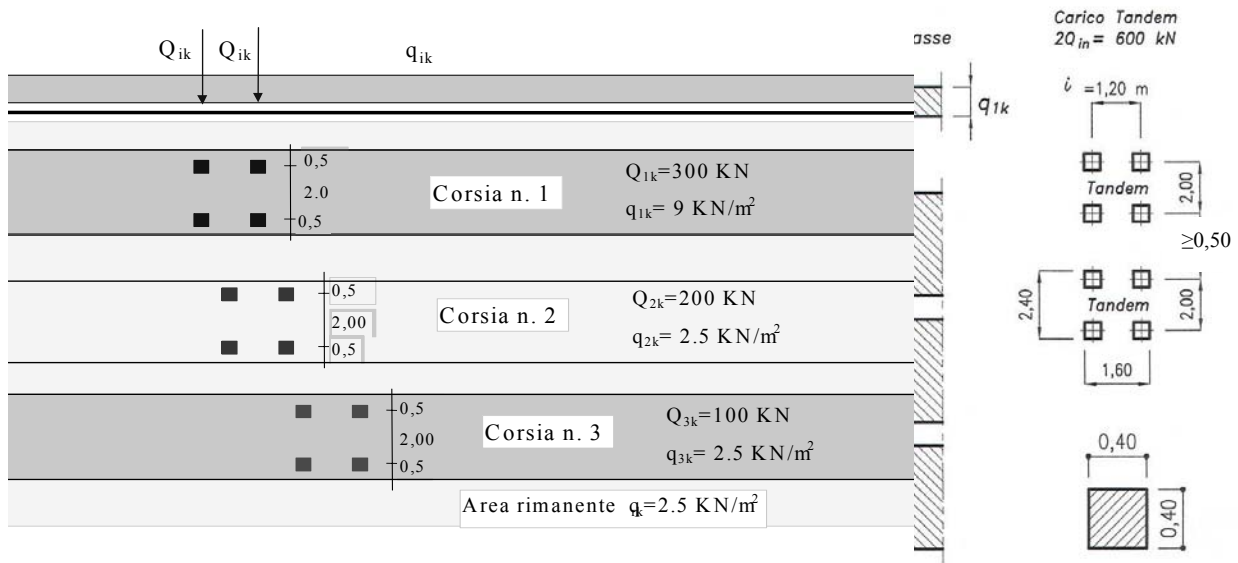
Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0.40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0.10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

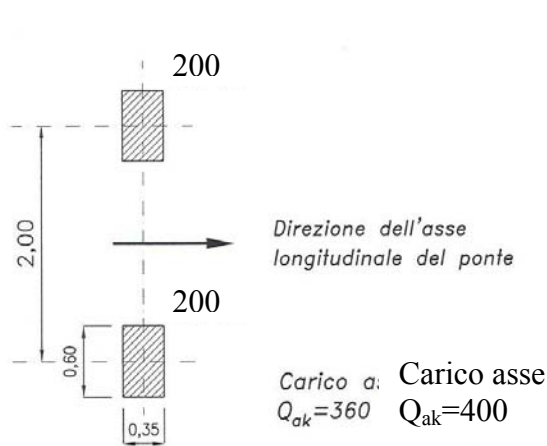
Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5.0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2.5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Schemi di Carico 6.a, b, c: In assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere singole di luce maggiore a 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai seguenti carichi $q_{L,a}$, $q_{L,b}$ e $q_{L,c}$

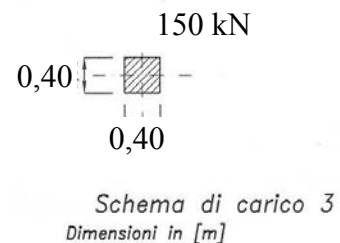
$$q_{L,a} = 128,95 \cdot \left(\frac{1}{L}\right)^{0.25} \text{ [kN/m]}; \quad q_{L,b} = 88,71 \cdot \left(\frac{1}{L}\right)^{0.38} \text{ [kN/m]}; \quad q_{L,c} = 77,12 \cdot \left(\frac{1}{L}\right)^{0.38} \text{ [kN/m]}.$$



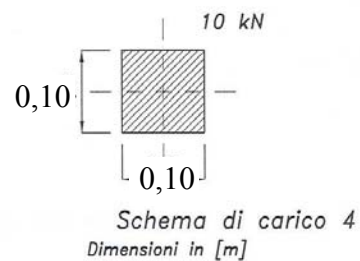
Schema di carico 1 Dimensioni in [m]



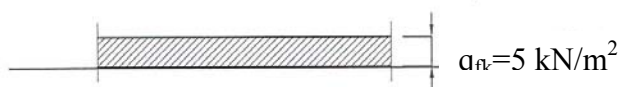
Schema di carico 2
Dimensioni in [m]



Schema di carico 3
Dimensioni in [m]



Schema di carico 4
Dimensioni in [m]



Schema di carico 5

Figura 5.1.2 - Schemi di Carico 1-5 Dimensioni in [m]

5.1.3.3.4 Categorie Stradali

Sulla base dei carichi mobili ammessi al transito, i ponti stradali si suddividono nelle tre seguenti categorie:

- 1^a Categoria: ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore;
- 2^a Categoria: come sopra, ma con valori ridotti dei carichi come specificato nel seguito;
- 3^a Categoria: ponti per il transito dei soli carichi associati allo Schema 5 (passerelle pedonali).

Sul manufatto dovrà essere applicato un contrassegno permanente, chiaramente visibile, indicante la categoria e l'anno di costruzione del ponte.

L'accesso ai ponti di 3° Categoria di carichi diversi da quelli di progetto, deve essere materialmente impedito.

Il transito di carichi eccezionali, il cui peso, sia totale che per asse, ecceda quelli previsti per la relativa categoria di progettazione, dovrà essere autorizzato dall'Ente proprietario della strada, secondo le vigenti norme sulla disciplina della circolazione stradale. Se necessario, il progetto potrà specificatamente considerare uno o più veicoli speciali rappresentativi per geometria e carichi-asse dei veicoli eccezionali previsti sul ponte. Detti veicoli speciali e le relative regole di combinazione possono essere appositamente specificati caso per caso o dedotti dalla letteratura consolidata.

5.1.3.3.5 *Disposizione dei carichi Mobili al fine di realizzare le condizioni di carico più gravose*

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1^a e 2^a Categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.

In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Per i ponti di 1^a Categoria si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (Tab.5.1.II):

Tabella 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9.00
Corsia Numero 2	200	2.50
Corsia Numero 3	100	2.50
Altre corsie	0.00	2.50

Per i ponti di 2^a Categoria si devono considerare sulla Corsia N.1 un Carico asse $Q_{1k} = 240$ kN ed un carico distribuito $q_{1k} = 7.20$ [kN/m²]. Sulle altre corsie vanno applicati i carichi associati ai ponti di 1° Categoria.

Per i ponti di 3^a Categoria si considera il carico associato allo Schema 5 (folla compatta) applicato con la disposizione più gravosa per le singole verifiche.

Ai fini della verifiche globali di opere singole di luce maggiore a 300 m, in assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, si disporrà sulla corsia n. 1 un carico $q_{L,a}$, sulla corsia n. 2 un carico $q_{L,b}$, sulla corsia n. 3 un carico $q_{L,c}$ e sulle altre corsie e sull'area rimanente un carico distribuito di intensità 2.5 kN/m².

5.1.3.3.6 Strutture Secondarie di Impalcato

Diffusione dei carichi locali

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1, 2, 3 e 4 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45° , fino al piano medio della struttura della soletta sottostante (Fig.5.1.3.a). Nel caso di piastra ortotropa la diffusione va considerata fino al piano medio della lamiera superiore d'impalcato (Fig.5.1.3.b).

Calcolo delle strutture secondarie di impalcato

Ai fini del calcolo delle strutture secondarie dell'impalcato (solette, marciapiedi, trasversi, ecc.) si devono prendere in considerazione, nelle posizioni di volta in volta più gravose per l'elemento considerato, i carichi già definiti in precedenza. In alternativa si considera, se più gravoso, il carico associato allo Schema 2, disposto nel modo più sfavorevole e supposto viaggiante in direzione longitudinale.

Per i marciapiedi non protetti da sicurvia si considera il carico associato allo Schema 3.

Per i marciapiedi protetti da sicurvia e per i ponti di 3° Categoria si considera il carico associato allo Schema 4.

Nella determinazione delle combinazioni di carico si indica come carico q_1 la disposizione dei carichi mobili che, caso per caso, risulta più gravosa ai fini delle verifiche.

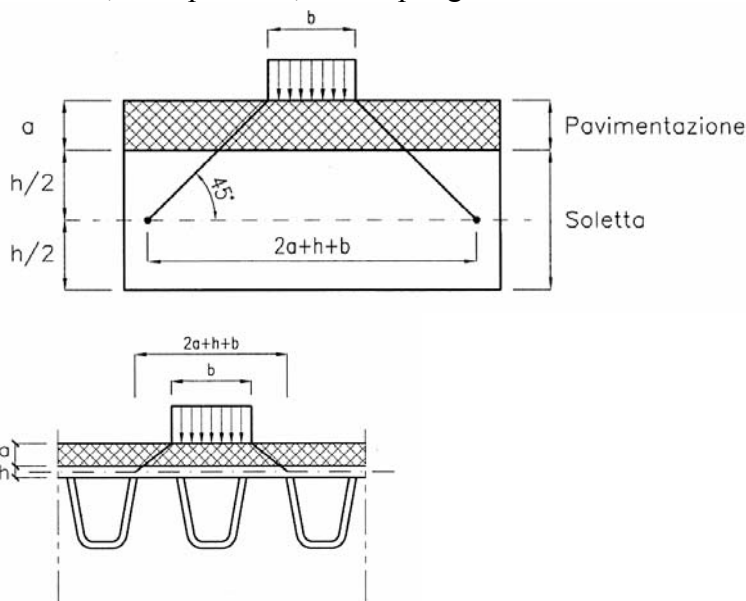


Figura 5.1.3a – Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

Figura 5.1.3b – Diffusione dei carichi concentrati negli impalcati a piastra ortotropa

5.1.3.4 Incremento Dinamico aggiuntivo in presenza di discontinuità strutturali: q_2

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità. In casi particolari, come ad esempio, in prossimità di interruzioni della continuità strutturale della soletta, può essere necessario considerare un coefficiente dinamico aggiuntivo q_2 , da valutare in riferimento alla specifica situazione considerata.

5.1.3.5 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: q_3

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_l \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

per i ponti di 1^a categoria ed a

$$144 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_l \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

per i ponti di 2^a categoria, essendo w_l la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

5.1.3.6 Azione centrifuga: Q_4

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente pari a (Tabella 5.1.III):

Tabella 5.1.III - Valori caratteristici delle forze centrifughe

Raggio di curvatura [m]	Intensità q_4 [kN]
$R < 200$	$0.2 \cdot Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 \cdot Q_v / R$
$1500 \leq R$	0.00

essendo $Q_v = \sum_i 2 \cdot Q_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

Il carico concentrato Q_4 , applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

5.1.3.7 Azioni di Neve, Vento: q_5

Per le azioni da neve e vento vale quanto specificato al Capitolo 3.

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. L'azione del vento può essere valutata come azione dinamica mediante una analisi dell'interazione vento-struttura.

La superficie dei carichi transiti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

L'azione del vento si può valutare come sopra specificato nei casi in cui essa non possa destare fenomeni dinamici nelle strutture del ponte o quando l'orografia non possa dar luogo ad azioni anomale del vento.

Per i ponti particolarmente sensibili all'eccitazione dinamica del vento si deve procedere alla valutazione della risposta strutturale in galleria del vento e, se necessario, alla formulazione di un modello matematico dell'azione del vento dedotto da misure sperimentali.

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico, salvo che per ponti coperti.

5.1.3.8 Azioni sismiche q_6

Per le azioni sismiche si devono rispettare le prescrizioni di cui al Paragrafo 3.2.

Per la determinazione degli effetti di tali azioni si farà di regola riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico.

Ove necessario, per esempio per ponti in zona urbana di intenso traffico si dovrà considerare un valore non nullo di dette masse.

5.1.3.9 Resistenze passive dei vincoli: q_7

Nel calcolo delle pile, delle spalle, delle fondazioni, degli stessi apparecchi di appoggio e, se del caso, dell'impalcato, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli.

Nel caso di appoggi in gomma dette forze andranno valutate sulla base delle caratteristiche dell'appoggio e degli spostamenti previsti.

5.1.3.10 Azioni sui parapetti. Urto di veicolo in svio: q_8

L'altezza dei parapetti non potrà essere inferiore 1,10 m. I parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1,5 kN/m applicata al corrimano.

I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta per l'impiego specifico (vedi D.M. 21-06-04 n.2367). Se non diversamente indicato, la forza deve essere considerata distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota h , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 , h_2 , dove h_1 = (altezza della barriera - 0,10m), h_2 = 1,00m.

Nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dal Secondo Schema di Carico, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa.

5.1.3.11 Altre azioni variabili (azioni idrauliche, urto di un veicolo, urto di ghiacci e natanti su pile): q_9

Azioni idrauliche. Le azioni idrauliche sulle pile poste nell'alveo dei fiumi andranno calcolate secondo le prescrizioni del punto 5.1.2.5 tenendo conto, oltre che dell'orientamento e della forma della pila, anche degli effetti di modificazioni locali dell'alveo, dovute, per esempio, allo scalzamento atteso in fase transitoria rapida.

Urto di un veicolo contro le strutture. L'intensità e le modalità di applicazione di questo tipo di azioni vanno definite attraverso una specifica analisi di rischio o con riferimento a bibliografia consolidata. In assenza di tale analisi e nel caso in cui si possa verificare l'urto di un veicolo su di un elemento strutturale principale, qual è ad esempio il caso delle pile dei sovrappassi, si dovrà considerare agente sull'elemento strutturale o sulla sua eventuale protezione un'azione orizzontale applicata a 1,25 m dal piano viario di intensità pari a 1000 kN, se agente nella direzione di marcia del veicolo, o a 500 kN, se agente in direzione perpendicolare. L'area di impatto ha larghezza b pari alla minore delle dimensioni b_1 e b_2 , con b_1 = larghezza della membratura e b_2 = 1,50 m ed altezza pari a 0,50 m.

Urto di ghiacci e natanti su pile. L'intensità e le modalità di applicazione delle azioni derivanti da pressione dei ghiacci, urto dei natanti ed altre cause eccezionali, vanno definite facendo riferimento a norme specifiche o attraverso specifiche analisi di rischio.

5.1.3.12 Combinazioni di Carico

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al Capitolo 2.

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, di regola, le combinazioni riportate in Tabella 5.1.IV.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

	<i>Carichi sulla carreggiata</i>					<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2.5 kN/m^2
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5.0 kN/m^2
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5.0 kN/m^2			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5.0 kN/m^2
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3^a categoria
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

La Tabella 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi con il seguente significato dei simboli:

- EQU stato limite di equilibrio come corpo rigido[^] (v. voce a di 2.2.1)
- STR stato limite di resistenza della struttura (v. voci b, c, d, g, h di 2.2.1)
- GEO stato limite di resistenza del terreno (v. voce e di 2.2.1)
- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura

- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali
- γ_{G3} coefficiente parziale delle spinte idrauliche
- γ_{Qj} coefficiente parziale delle azioni variabili
- γ_{φ} coefficiente parziale di $tg\varphi$ con φ angolo d'attrito del terreno *
- γ_c coefficiente parziale della coesione efficace del terreno *
- γ_{cu} coefficiente parziale della coesione non drenata del terreno *

^ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

* Si riferiscono al calcolo delle spinte attive dei terreni. I coefficienti parziali relativi alla resistenza passiva dei terreni di fondazione sono forniti nel Cap. 6.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		EQU	STR	GEO
γ_{G1}	<i>favor.</i>	0,9	1,0	1,0
	<i>sfavor.</i>	1,1	1,3	1,0
γ_{G2}	<i>favor.</i>	0,9	1,0	1,0
	<i>sfavor.</i>	1,1	1,5	1,0
γ_{G3}	<i>favor.</i>	0,0	0,0	0,0
	<i>sfavor.</i>	1,35	1,35	1,15
γ_{e1}	<i>favor.</i>	0,9	1,0	1,0
	<i>sfavor.</i>	1,0*	1,0**	1,0
$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	<i>favor.</i>	0,0	0,0	0,0
	<i>sfavor.</i>	1,2	1,2	1,0
γ_{Qj} <i>carichi da traffico</i>	<i>favor.</i>	0,0	0,0	0,0
	<i>sfavor.</i>	1,35	1,35	1,15
γ_{Qj} <i>altre azioni</i>	<i>favor.</i>	0,0	0,0	0,0
	<i>sfavor.</i>	1,5	1,5	1,3
γ_{φ}		1,25	1,25	1,25
γ_c		1,25	1,25	1,25
γ_{cu}		1,4	1,4	1,4

* 1.30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

** 1,20 per effetti locali

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_p=1$

Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nel Capitolo 4 con riferimento a particolari azioni specifiche dei diversi materiali.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tabella 5.1.VI.

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ di riduzione delle azioni variabili per ponti stradali

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente ψ_0 di combinazione</i>	<i>Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	Schema 1 (Carichi tandem)	0.75	0.75	0.0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0.40	0.40	0.0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0.40	0.40	0.0
	Schema 2	0.0	0.75	0.0
	2	0.0	0.0	0.0
	3	0.0	0.0	0.0
<i>Vento q_5</i>	4 (folla)	----	0.75	0.0
	5	0.0	0.0	0.0
	Vento a ponte scarico			
	Situazioni persistenti	0.6	0.2	0
<i>Neve q_5</i>	Esecuzione	0.8	----	0.0
	Vento a ponte carico	0.6		
<i>Temperatura</i>	T_k	0.6	0.6	0.5

Per le singole opere di luce maggiore a 300 m è possibile modificare i coefficienti indicati in tabella previa autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale del Ministero di Lavori Pubblici.

5.1.4 VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza sulle varie parti dell'opera devono essere effettuate sulla base dei criteri definiti dalle presenti norme tecniche.

In particolare devono essere effettuate le verifiche allo stato limite ultimo, ivi compresa la verifica allo stato limite di fatica, ed agli stati limite di servizio riguardanti gli stati di fessurazione e di deformazione.

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza secondo quanto definito nei criteri generali enunciati al Capitolo 2 delle presenti norme tecniche.

5.1.4.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi

Si dovrà verificare che sia: $E_d \leq R_d$, dove E_d è il valore di progetto degli effetti delle azioni ed R_d è la corrispondente resistenza di progetto.

5.1.4.2 Stati Limite di Esercizio

Per gli Stati Limite di Esercizio si dovrà verificare che sia: $E_d \leq C_d$, dove C_d è un valore nominale o una funzione di certe proprietà materiali legate agli effetti progettuali delle azioni considerate, E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione determinato sulla base delle combinazioni di carico.

5.1.4.3 Verifiche allo stato limite di fatica

Per strutture, elementi strutturali e dettagli sensibili a fenomeni di fatica vanno eseguite opportune verifiche.

Le verifiche saranno condotte considerando spettri di carico differenziati, a seconda che si conduca una verifica per vita illimitata o una verifica a danneggiamento. In assenza di studi specifici, volti alla determinazione dell'effettivo spettro di carico che interessa il ponte, si potrà far riferimento ai modelli descritti nel seguito.

Verifiche per vita illimitata

Le verifiche a fatica per vita illimitata potranno essere condotte, per dettagli caratterizzati da limite di fatica ad ampiezza costante, controllando che il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_{max}=(\sigma_{max}-\sigma_{min})$ indotto nel dettaglio stesso dallo spettro di carico significativo risulti minore del limite di fatica del dettaglio stesso. Ai fini del calcolo del $\Delta\sigma_{max}$ si possono impiegare, in alternativa, i modelli di carico di fatica 1 e 2, disposti sul ponte nelle due configurazioni che determinano la tensione massima e minima, rispettivamente, nel dettaglio considerato.

Per verifiche locali, se più gravose, si deve considerare il modello costituito dall'asse singolo di Fig. 5.1.4 considerato autonomamente.

Quando siano necessarie valutazioni più precise, in alternativa al modello semplificato n. 1, derivato dal modello di carico principale, si può impiegare il modello di carico a fatica n. 2, rappresentato nella Tabella 5.1.VII, applicato sulla corsia lenta.

Nel caso in cui siano da prevedere significativi effetti di interazione tra veicoli, per l'applicazione nel modello 2 si dovrà far riferimento a studi specifici o a metodologie consolidate.

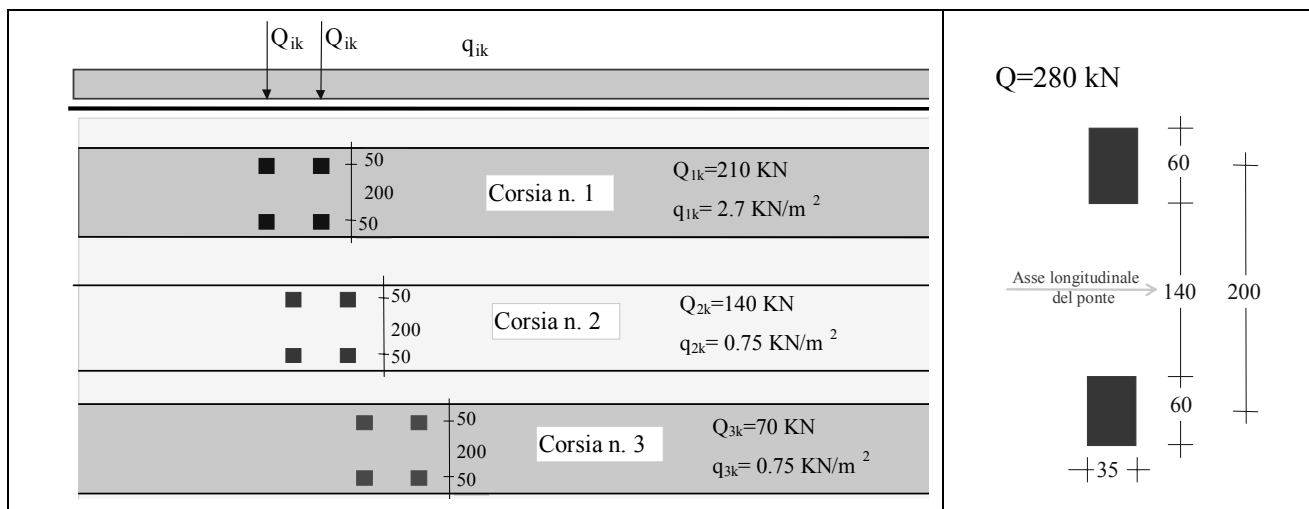
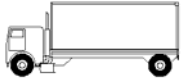
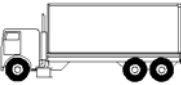
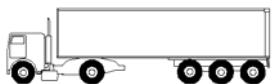
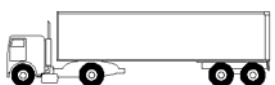



Fig. 5.1.4 – Modello di carico di fatica n. 1

Tabella 5.1.VII – Modello di carico a fatica n. 2 – veicoli frequenti

1		2	3	4
SAGOMA dell' AUTOCARRO		Distanza tra gli assali (m)	Carico frequente per assale (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
		4,5	90	A
			190	B
		4,20	80	A
		1,30	140	B
		3,20	90	A
		5,20	180	B
		1,30	120	C
		1,30	120	C
		3,40	90	A
		6,00	190	B
		1,80	140	B
		4,80	90	A
		3,60	180	B
		4,40	120	C
		1,30	110	C
			110	C

Verifiche a danneggiamento

Le verifiche a danneggiamento consistono nel verificare che nel dettaglio considerato lo spettro di carico produca un danneggiamento $D \leq 1$.

Il danneggiamento D sarà valutato mediante la legge di Palmgren-Miner, considerando la curva S-N caratteristica del dettaglio.

Le verifiche saranno condotte considerando lo spettro di tensione indotto nel dettaglio dal modello di fatica semplificato n. 3, riportato in Figura 5.1.5, costituito da un veicolo di fatica simmetrico a 4 assi, ciascuno di peso 120 kN, o, in alternativa, quando siano necessarie valutazioni più precise, dallo spettro di carico equivalente costituente il modello di fatica n. 4, riportato in tabella 5.1-VIII, , ove è rappresentata anche la percentuale di veicoli da considerare, in funzione del traffico interessante la strada servita dal ponte.

I tipi di pneumatico da considerare per i diversi veicoli e le dimensioni delle relative impronte sono riportati nella Tabella 5.1.IX.

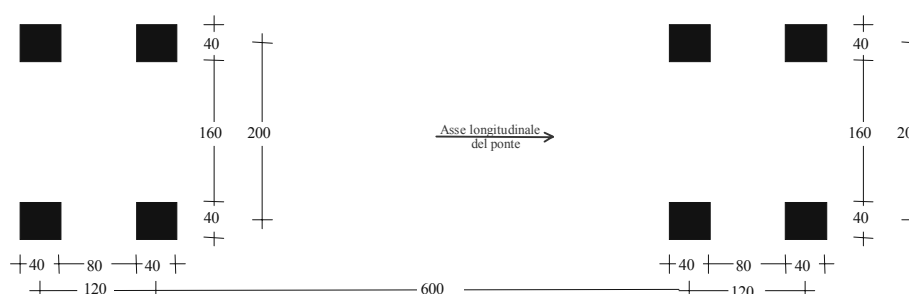


Fig. 5.1.5 – Modello di carico a fatica n. 3

Tabella 5.1.VIII – Modello di carico a fatica n. 4 – veicoli equivalenti

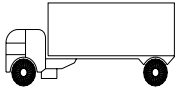
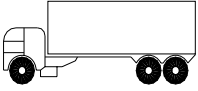
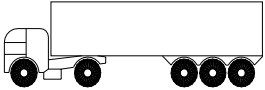
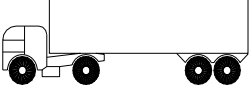
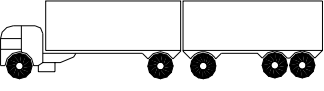
Sagoma del veicolo	Tipo di pneumatico (Tab.5.1-IX)	Interassi [m]	Valori equivalenti dei carichi asse [kN]	Composizione del traffico		
				Lunga percorrenza	Media percorrenza	Traffico locale
	A B	4.50	70 130	20.0	40.0	80.0
	A B B	4.20 1.30	70 120 120	5.0	10.0	5.0
	A B C C C	3.20 5.20 1.30 1.30	70 150 90 90 90	50.0	30.0	5.0
	A B B B	3.40 6.00 1.80	70 140 90 90	15.0	15.0	5.0
	A B C C C	4.80 3.60 4.40 1.30	70 130 90 80 80	10.0	5.0	5.0

Tabella 5.1-IX – Dimensioni degli assi e delle impronte per i veicoli equivalenti

Tipo di pneumatico	Dimensioni dell'asse e delle impronte
A	
B	
C	

In assenza di studi specifici, per verifiche di danneggiamento, si considererà sulla corsia lenta il flusso annuo di veicoli superiori a 100 kN, rilevanti ai fini della verifica a fatica dedotto dalla Tabella 5.1.X.

Tabella 5.1.X – Flusso annuo di veicoli pesanti sulla corsia lenta

Categorie di traffico	Flusso annuo di veicoli di peso superiore a 100 kN sulla corsia lenta
1 - Strade ed autostrade con 2 o più corsie per senso di marcia, caratterizzate da intenso traffico pesante	2,0x10 ⁶
2 - Strade ed autostrade caratterizzate da traffico pesante di media intensità	0,5x10 ⁶
3 - Strade principali caratterizzate da traffico pesante di modesta intensità	0,125x10 ⁶
4 - Strade locali caratterizzate da traffico pesante di intensità molto ridotta	0,05x10 ⁶

Nel caso in cui siano da prevedere significativi effetti di interazione tra veicoli, si dovrà far riferimento a studi specifici o a metodologie consolidate.

5.1.4.4 Verifiche allo stato limite di fessurazione

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture viene prefissato uno stato limite di fessurazione, commisurato alle condizioni ambientali e di sollecitazione, nonché alla sensibilità delle armature alla corrosione.

Strutture in calcestruzzo armato ordinario. Per le strutture in calcestruzzo armato ordinario, devono essere rispettate le limitazioni seguenti:

- per combinazioni di carico quasi permanenti, l'apertura teorica delle fessure deve risultare inferiore a 0,2 mm in ambiente aggressivo e comunque all'estradosso delle solette ed a 0,3 mm in ambiente normale.
- per combinazioni di carico frequenti l'apertura teorica delle fessure deve risultare inferiore a 0,2 0,3 e 0,4 mm, in ambiente molto aggressivo, aggressivo enormale, rispettivamente.

Strutture in calcestruzzo armato precompresso. Per le strutture in cemento armato precompresso, in considerazione della maggior sensibilità degli acciai alla corrosione, nelle combinazioni di carico frequenti non si deve verificare la decompressione in ambiente aggressivo e l'apertura delle fessure deve risultare inferiore a 0,2 mm negli altri casi.

5.1.4.5 Verifiche allo stato limite di deformazione

L'assetto di una struttura, da valutarsi in base alle combinazioni di carico precedentemente indicate, deve risultare compatibile con la geometria della struttura stessa in relazione alle esigenze del traffico, nonché con i vincoli ed i dispositivi di giunto previsti in progetto.

Le deformazioni della struttura non devono arrecare disturbo al transito dei carichi mobili alle velocità di progetto della strada.

5.1.4.6 Verifiche delle azioni sismiche

Le verifiche nei riguardi delle azioni sismiche vanno svolte secondo i criteri ed i metodi esposti nel relativo paragrafo 3.2.

5.1.4.7 Verifiche in fase di costruzione

Le verifiche di sicurezza vanno svolte anche per le singole fasi di costruzione dell'opera, tenendo conto dell'evoluzione dello schema statico e dell'influenza degli effetti differiti nel tempo.

Vanno verificate anche le eventuali centine e le altre attrezzature provvisorie previste per la realizzazione dell'opera.

5.1.4.8 Verifiche alle tensioni

Per i ponti stradali non è ammesso il metodo di verifica alle tensioni di cui al 2.7.

5.1.5 STRUTTURE PORTANTI

5.1.5.1 Impalcato

5.1.5.1.1 Spessori minimi

Gli spessori minimi delle diverse parti costituenti l'impalcato devono tener conto dell'influenza dei fattori ambientali sulla durabilità dell'opera e rispettare le prescrizioni delle norme relative ai singoli elementi strutturali.

5.1.5.1.2 Strutture ad elementi prefabbricati

Nelle strutture costruite in tutto o in parte con elementi prefabbricati, al fine di evitare sovratensioni, distorsioni o danneggiamenti dovuti a difetti esecutivi o di montaggio, deve essere

assicurata la compatibilità geometrica tra le diverse parti assemblate, tenendo anche conto delle tolleranze costruttive.

Gli elementi di connessione tra le parti collegate devono essere conformati in modo da garantire la corretta trasmissione degli sforzi.

Nel caso di elementi in cemento armato normale e precompresso e di strutture miste acciaio-calcestruzzo vanno considerate le redistribuzioni di sforzo differite nel tempo che si manifestano tra parti realizzate o sottoposte a carico in tempi successivi e le analoghe redistribuzioni che derivano da variazioni dei vincoli.

5.1.5.2 Pile

5.1.5.2.1 Spessori minimi

Vale quanto già indicato al comma precedente per le strutture dell'impalcato.

5.1.5.2.2 Schematizzazione e calcolo

Nella verifica delle pile snelle, particolare attenzione deve essere rivolta alla valutazione delle effettive condizioni di vincolo, specialmente per quel che riguarda l'interazione con le opere di fondazione.

Le sommità delle pile deve essere verificata nei confronti degli effetti locali derivanti dalle azioni concentrate trasmesse dagli apparecchi di appoggio.

Si deve verificare che gli spostamenti consentiti dagli apparecchi di appoggio siano compatibili con gli spostamenti massimi alla sommità delle pile, provocati dalle combinazioni delle azioni più sfavorevoli e, nelle pile alte, dalla differenza di temperatura tra le facce delle pile stesse.

5.1.6 VINCOLI

I dispositivi di vincolo dell'impalcato alle sottostrutture (pile, spalle, fondazioni) devono possedere le caratteristiche previste dallo schema statico e cinematico assunto in sede di progetto, sia con riferimento alle azioni, sia con riferimento alle distorsioni.

Per strutture realizzate in più fasi, i vincoli devono assicurare un corretto comportamento statico e cinematico in ogni fase dell'evoluzione dello schema strutturale, adeguandosi, se del caso, ai cambiamenti di schema.

Le singole parti del dispositivo di vincolo ed i relativi ancoraggi devono essere dimensionati in base alle forze vincolari trasmesse.

I dispositivi di vincolo devono essere tali da consentire tutti gli spostamenti previsti con un margine di sicurezza maggiore rispetto a quello assunto per gli altri elementi strutturali.

Particolare attenzione va rivolta al funzionamento dei vincoli in direzione trasversale rispetto all'asse longitudinale dell'impalcato, la cui configurazione deve corrispondere ad uno schema statico e cinematico ben definito.

La scelta e la disposizione dei vincoli nei ponti a pianta speciale (ponti in curva, ponti in obliquo, ponti con geometria in pianta irregolare) devono derivare da un adeguato studio di capacità statica e di compatibilità cinematica.

5.1.6.1 Protezione dei vincoli

Le varie parti dei dispositivi di vincolo devono essere adeguatamente protette, al fine di garantirne il regolare funzionamento per il periodo di esercizio previsto.

5.1.6.2 Controllo, manutenzione e sostituzione

I vincoli del ponte devono essere accessibili al fine di consentirne il controllo, la manutenzione e l'eventuale sostituzione senza eccessiva difficoltà.

5.1.6.3 Vincoli in zona sismica

Per i ponti in zona sismica, i vincoli devono essere progettati in modo che, tenendo conto degli eventuali urti conseguenti al comportamento dinamico, risultino idonei:

- a trasmettere le forze conseguenti alle azioni sismiche
- ad evitare sconnessioni tra gli elementi componenti il dispositivo di vincolo
- ad evitare la fuoriuscita dei vincoli dalle loro sedi.

5.1.7 OPERE ACCESSORIE. IMPERMEABILIZZAZIONE, PAVIMENTAZIONI, GIUNTI E ALTRO

Le opere di impermeabilizzazione e di pavimentazione, i giunti e tutte le opere accessorie, devono essere eseguiti con materiali di qualità e con cura esecutiva tali da garantire la massima durata e tali da ridurre interventi di manutenzione e rifacimenti.

5.1.7.1 Impermeabilizzazione

Le opere di impermeabilizzazione devono essere tali da evitare che infiltrazioni d'acqua possano arrecare danno alle strutture portanti.

5.1.7.2 Pavimentazioni

La pavimentazione stradale deve essere tale da sottrarre all'usura ed alla diretta azione del traffico l'estradosso del ponte e gli strati di impermeabilizzazione che proteggono le strutture portanti.

5.1.7.3 Giunti

In corrispondenza delle interruzioni strutturali si devono adottare dispositivi di giunto atti ad assicurare la continuità del piano viabile. Le caratteristiche dei giunti e le modalità del loro collegamento alla struttura devono essere tali da ridurre il più possibile le sovrassollecitazioni di natura dinamica dovute ad irregolarità locali e da assicurare la migliore qualità dei transiti.

In corrispondenza dei giunti si deve impedire la percolazione delle acque meteoriche o di lavaggio attraverso i giunti stessi. Nel caso di giunti che consentano il passaggio delle acque, queste devono confluire in appositi dispositivi di raccolta, collocati immediatamente sotto il giunto, e devono essere convogliate a scaricarsi senza possibilità di ristagni o dilavamenti che interessino le strutture.

5.1.7.4 Smaltimento dei liquidi provenienti dall'impalcato

Lo smaltimento dei liquidi provenienti dall'impalcato deve effettuarsi in modo da non arrecare danni o pregiudizio all'opera stessa, alla sicurezza del traffico e ad eventuali opere ed esercizi sottostanti il ponte.

A tale scopo il progetto del ponte deve essere corredato dallo schema delle opere di convogliamento e di scarico. Per opere di particolare importanza, o per la natura dell'opera stessa o per la natura dell'ambiente circostante, si deve prevedere la realizzazione di un apposito impianto di depurazione e/o di decantazione.

5.1.7.5 Dispositivi per l'ispezionabilità e la manutenzione delle opere

In sede di progettazione e di esecuzione devono essere previste opere di camminamento (piattaforme, scale, passi d'uomo, ecc.) commisurate all'importanza del ponte e tali da consentire l'accesso alle parti più importanti sia ai fini ispettivi, sia ai fini manutentivi. Le zone nell'intorno di parti destinate alla sostituzione periodica, quali ad esempio gli appoggi, devono essere corredate di punti forza, chiaramente individuabili e tali da consentire le operazioni di sollevamento e di vincolamento provvisorio.

5.1.8 NORME DI ESECUZIONE

Durante l'esecuzione dei lavori si accerterà l'effettiva attuazione dei provvedimenti che portano a realizzare l'opera secondo le prestazioni attese.

In particolare, si controllerà costantemente la corrispondenza tra assunzioni e prescrizioni progettuali e l'effettivo sviluppo dell'opera, svolgendo misurazioni e rilevamenti e verificando la rispondenza delle modalità tecnico esecutive adottate, alle specifiche di Progetto.

Se del caso si provvederà ad adeguare l'opera alle situazioni effettivamente riscontrate in cantiere.

Particolare attenzione deve essere rivolta al controllo in corso d'opera della qualità dei materiali.

5.2 PONTI FERROVIARI

Le presenti norme si applicano per la progettazione e l'esecuzione dei nuovi ponti ferroviari.

Il Gestore dell'Infrastruttura in base alle caratteristiche funzionali e strategiche delle diverse infrastrutture ferroviarie stabilisce i parametri indicati al Capitolo 2: vita nominale, classe d'uso.

5.2.1 PRINCIPALI CRITERI PROGETTUALI E MANUTENTIVI

La progettazione dei manufatti sotto binario deve essere eseguita in modo da conseguire il migliore risultato globale dal punto di vista tecnico-economico, con particolare riguardo alla durabilità dell'opera stessa.

Ispezionabilità e manutenzione

Fin dalla fase di progettazione deve essere posta la massima cura nella concezione generale dell'opera e nella definizione delle geometrie e dei particolari costruttivi in modo da rendere possibile l'accessibilità e l'ispezionabilità, nel rispetto delle norme di sicurezza, di tutti gli elementi strutturali. Deve essere garantita la piena ispezionabilità degli apparecchi d'appoggio e degli eventuali organi di ritegno. Deve inoltre essere prevista la possibilità di sostituire questi elementi con la minima interferenza con l'esercizio ferroviario; a tale scopo i disegni di progetto devono fornire tutte le indicazioni al riguardo (numero, posizione e portata dei martinetti per il sollevamento degli impalcati, procedure da seguire anche per la sostituzione degli stessi apparecchi, ecc.).

Compatibilità idraulica

Per opere in attraversamento di corsi d'acqua naturali o artificiali, il progetto dovrà essere corredato da una relazione riguardante i problemi idrologici, idrografici ed idraulici relativi alle scelte progettuali, alla costruzione ed all'esercizio del ponte.

L'ampiezza e l'approfondimento delle indagini e della relativa relazione tecnica saranno commisurati all'importanza del problema ed al grado di elaborazione del progetto.

Va evitata la realizzazione di pile nell'alveo interessato dalla corrente principale (alveo di magra), salvo casi particolari rigorosamente motivati, con parere preventivo espresso dell'Autorità di vigilanza sui corsi d'acqua. Qualora ciò si verificasse e, in ogni caso, per pile e spalle in zone golenali o in zone potenzialmente interessate da correnti idrauliche, è richiesto uno studio dei potenziali fenomeni di erosione e di scalzamento. Tale studio andrà condotto con riferimento ad un periodo di ritorno non inferiore a 200 anni; periodo di ritorno che sarà utilizzato anche per la determinazione del franco idraulico.

5.2.2 AZIONI SULLE OPERE

Nell'ambito della presente norma sono indicate tutte le azioni che devono essere considerate nella progettazione dei ponti ferroviari, secondo le combinazioni indicate nei successivi paragrafi.

Le azioni definite in questo documento si applicano alle linee ferroviarie a scartamento normale e ridotto.

5.2.2.1 Azioni Permanenti

Le azioni permanenti che andranno considerate sono: pesi propri, carichi permanenti portati, spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.

A) CARICHI PERMANENTI PORTATI

Ove non si eseguano valutazioni più dettagliate, la determinazione dei carichi permanenti portati relativi al peso della massicciata, dell'armamento e della impermeabilizzazione (inclusa la protezione) potrà effettuarsi assumendo, convenzionalmente, per linea in rettilineo, un peso di volume pari a 18.0 kN/m^3 applicato su tutta la larghezza media compresa fra i muretti paraballast, per una altezza media fra piano del ferro (P.F.) ed estradosso impalcato pari a 0.80 m. Per ponti su linee in curva, oltre al peso convenzionale sopraindicato va aggiunto il peso di tutte le parti di massicciata necessarie per realizzare il sovrizzo, valutato con la sua reale distribuzione geometrica e con un peso di volume pari a 20 kN/m^3 .

Nel caso di armamento senza massicciata andranno valutati i pesi dei singoli componenti e le relative distribuzioni.

Nella progettazione di nuovi ponti ferroviari dovranno essere sempre considerati i pesi, le azioni e gli ingombri associati all'introduzione delle barriere antirumore, anche nei casi in cui non sia originariamente prevista la realizzazione di questo genere di elementi.

B) SPINTE IDRAULICHE

La determinazione delle spinte idrauliche dovrà essere effettuata sulla base di uno studio idrologico - idraulico relativo al corso d'acqua attraversato. Per tale studio si utilizzerà di norma la schematizzazione di moto stazionario monodimensionale. In casi di particolare complessità si dovrà ricorrere a modelli in moto vario e/o bidimensionale.

5.2.2.2 Azioni Variabili

A) Carichi verticali

I carichi verticali sono definiti per mezzo di modelli di carico; in particolare, sono forniti due treni di carico distinti: il primo rappresentativo del traffico normale (Treno di carico **LM 71**), il secondo rappresentativo del traffico pesante (Treno di carico **SW**).

I valori dei suddetti carichi dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento “ α ”, variabile in ragione della tipologia dell’Infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.). Sono considerate tre tipologie di carico i cui valori caratteristici sono definiti nel seguito. Nel seguito, i riferimenti ai modelli di carico LM 71, SW/0 e SW/2 ed alle loro componenti si intendono, in effetti, pari al prodotto dei coefficienti α per i carichi indicati nelle Fig. 5.2.1 e Fig. 5.2.2.

Treno di carico LM 71

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale come mostrato nella Fig. 5.2.1 e risulta costituito da:

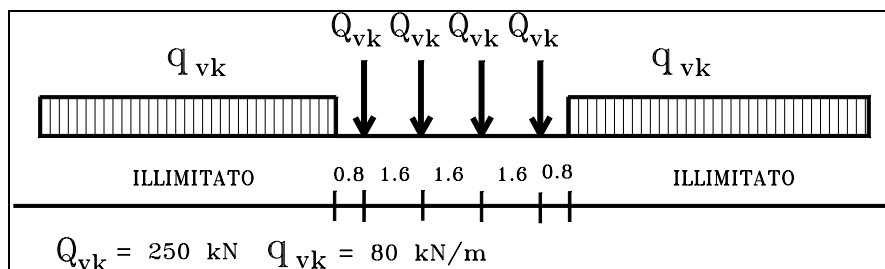


Fig. 5.2.1 - Treno di carico LM 71

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60 m;
- carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0.8 m dagli assi d’estremità e per una lunghezza illimitata

Per questo modello di carico è prevista una eccentricità del carico rispetto all’asse del binario, dipendente dallo scartamento s , per tenere conto dello spostamento dei carichi; pertanto, essa è indipendente dal tipo di struttura e di armamento. Tale eccentricità, calcolata sulla base del rapporto massimo fra i carichi afferenti a due ruote appartenenti al medesimo asse, viene assunta pari a:

$$Q_{V2}/Q_{V1}=1.25$$

essendo Q_{V1} e Q_{V2} i carichi verticali delle ruote di un medesimo asse.

La eccentricità trasversale risultante è, quindi, pari a $s/18$ con $s= 1435$ mm; questa eccentricità deve essere considerata nella direzione più sfavorevole.

Il carico distribuito presente alle estremità del treno tipo LM 71 deve segmentarsi al di sopra dell’opera andando a caricare solo quelle parti che forniscono un incremento del contributo ai fini della verifica dell’elemento per l’effetto considerato. Questa operazione di segmentazione non va effettuata per i successivi modelli di carico SW che devono essere considerati sempre agenti per tutta la loro estensione.

Treno di carico SW

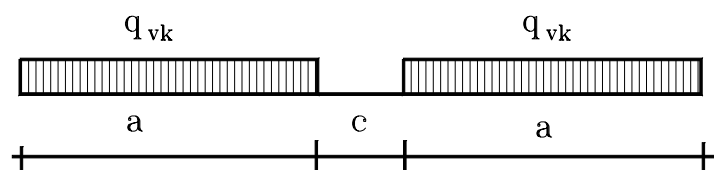


Fig. 5.2.2 - Treno di carico SW

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

L'articolazione del carico è mostrata in Fig. 5.2.2 e, per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 ed SW/2 (l'SW/0 andrà utilizzato solo per le travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71). Le caratterizzazioni di entrambe queste configurazioni sono indicate in Tab. 5.2.I.

Tab. 5.2.I - *Caratteristiche Treni di Carico SW*

Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Treno scarico

Per alcune particolari verifiche è utilizzato un particolare treno di carico chiamato "Treno Scarico" rappresentato da un carico uniformemente distribuito pari a 10.0 kN/m.

RIPARTIZIONE LOCALE DEI CARICHI

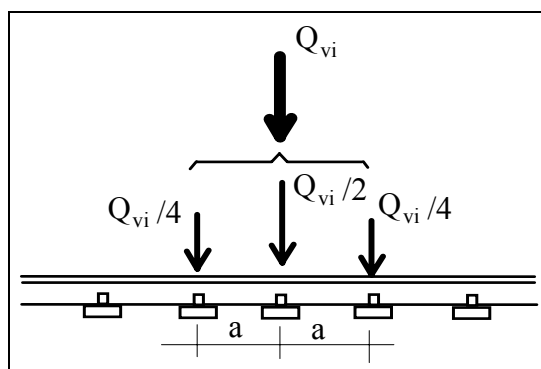


Fig. 5.2.3 - Distribuzione longitudinale dei carichi assiali

Distribuzione longitudinale del carico per mezzo del binario

Un carico assiale Q_{vi} può essere distribuito su tre traverse consecutive poste ad interasse uniforme "a", ripartendolo fra la traversa che la precede, quella su cui insiste e quella successiva, nelle seguenti proporzioni 25%, 50%, 25% (Fig. 5.2.3).

Distribuzione longitudinale del carico per mezzo delle traverse e del ballast

In generale, i carichi assiali del modello di carico LM 71 possono essere distribuiti uniformemente nel senso longitudinale.

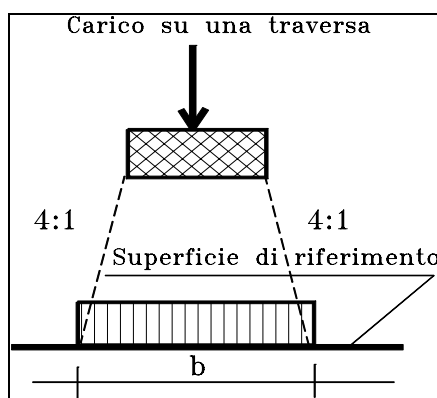


Fig. 5.2.4 - Distribuzione longitudinale dei carichi attraverso il ballast.

Tuttavia, per il progetto di particolari elementi strutturali quali le solette degli impalcati da ponte, la distribuzione longitudinale del carico assiale al di sotto delle traverse è indicata in Fig. 5.2.4 ove, per superficie di riferimento è da intendersi la superficie di appoggio del ballast.

Per la ripartizione nella struttura sottostante valgono gli usuali criteri progettuali.

In particolare, per le solette, salvo diverse e più accurate determinazioni, potrà considerarsi una ripartizione a 45° dalla superficie di estradosso fino al piano medio delle stesse.

Distribuzione trasversale delle azioni per mezzo delle traverse e del ballast

Salvo più accurate determinazioni, per ponti con armamento su ballast in rettilineo, le azioni possono distribuirsi trasversalmente secondo lo schema di Fig. 5.2.5.

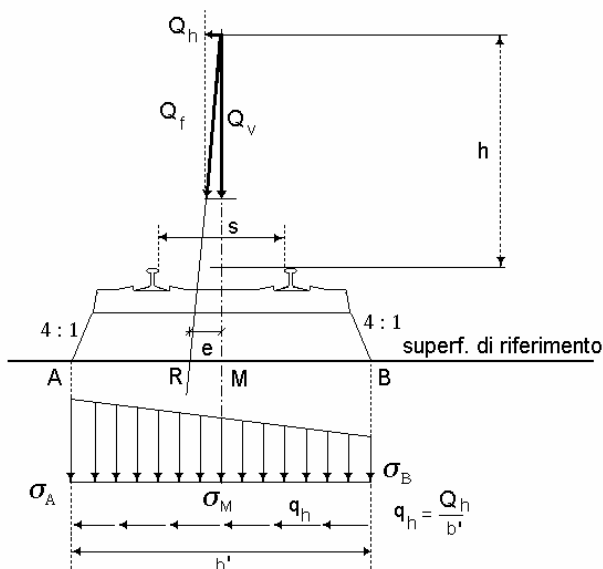


Fig. 5.2.5 - Distribuzione trasversale in rettilineo delle azioni per mezzo delle traverse e del ballast

Per ponti con armamento su ballast in curva, con sovralzato, le azioni possono distribuirsi trasversalmente secondo lo schema di Fig. 5.2.6.

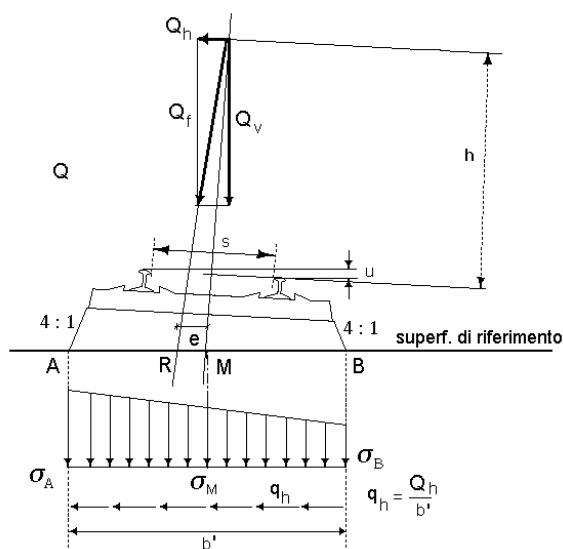


Fig. 5.2.6 - Distribuzione trasversale in curva delle azioni per mezzo delle traverse e del ballast

Carichi verticali equivalenti per i rilevati a tergo delle spalle

In assenza di calcoli più accurati, il carico verticale a livello del piano di regolamento (posto a circa 0.70 m al di sotto del piano del ferro) su rilevato a tergo della spalla può essere assunto uniformemente distribuito su una larghezza di 3.0 m.

Per questo tipo di carico distribuito non deve applicarsi l'incremento dinamico.

CARICHI SUI MARCIAPIEDI

I marciapiedi non aperti al pubblico sono utilizzati solo dal personale autorizzato.

I carichi accidentali sono schematizzati da un carico uniformemente ripartito del valore di 10 kN/m². Questo carico non deve considerarsi contemporaneo al transito dei convogli ferroviari e deve essere applicato sopra i marciapiedi in modo da dare luogo agli effetti locali più sfavorevoli.

Per questo tipo di carico distribuito non deve applicarsi l'incremento dinamico.

B) Effetti dinamici

Le sollecitazioni e gli spostamenti determinati sulle strutture del ponte dall'applicazione statica dei treni di carico debbono essere incrementati per tenere conto della natura dinamica del transito dei convogli.

COEFFICIENTI DINAMICI Φ ; Φ_{REALE}

Campo di applicazione

Nella progettazione dei ponti ferroviari gli effetti di amplificazione dinamica dovranno valutarsi nel modo seguente:

- per le usuali tipologie di ponti e per velocità di percorrenza non superiore a 200 km/h, quando la frequenza propria della struttura ricade all'interno del fuso indicato in Fig. 5.2.7, è sufficiente utilizzare i coefficienti dinamici Φ definiti nel presente paragrafo;
- per le usuali tipologie di ponti, ove la velocità di percorrenza sia superiore a 200 km/h e/o quando la frequenza propria della struttura non ricade all'interno del fuso indicato in Fig. 5.2.7 e comunque per le tipologie non convenzionali (ponti strallati, ponti sospesi, ponti di grande luce, ponti metallici difformi dalle tipologie in uso in ambito ferroviario, ecc.) dovrà effettuarsi una analisi dinamica adottando convogli reali e parametri di controllo specifici dell'infrastruttura e del tipo di traffico ivi previsto.

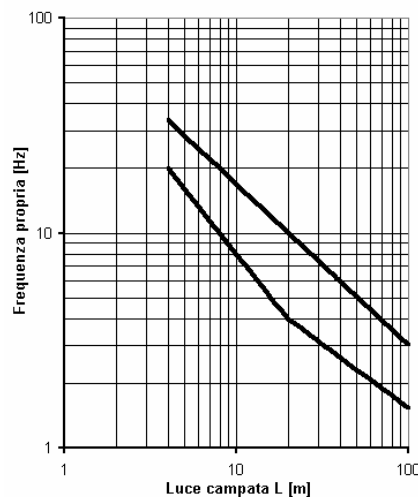


Fig. 5.2.7 - Limiti delle frequenze proprie in Hz in funzione della luce della campata

In Fig. 5.2.7 il "fuso" è caratterizzato da:

un limite superiore pari a:

$$n_o = 94.76 \cdot L^{-0.748}$$

un limite inferiore pari a:

$$n_o = 80/L \quad \text{per } 4 \text{ m} \leq L \leq 20 \text{ m}$$

$$n_o = 23.58 \cdot L^{-0.592} \quad \text{per } 20 \text{ m} \leq L \leq 100 \text{ m}$$

Per una trave semplicemente appoggiata, sottoposta a flessione, la prima frequenza flessionale può valutarsi con la formula:

$$n_o = \frac{17.75}{\sqrt{\delta_o}} \quad [\text{Hz}]$$

dove: δ_o rappresenta la freccia, espressa in mm, valutata in mezz'ora e dovuta alle azioni permanenti.

Per ponti in calcestruzzo δ_o deve calcolarsi impiegando il modulo elastico secante, in accordo con la breve durata del passaggio del treno.

Per travi continue, salvo più precise determinazioni, L è da assumersi pari alla L_ϕ definita come di seguito.

COEFFICIENTI DI INCREMENTO DINAMICO Φ

I coefficienti di incremento dinamico Φ che aumentano l'intensità dei modelli di carico teorici si assumono pari a Φ_2 o Φ_3 , in dipendenza del livello di manutenzione della linea. In particolare, si assumerà:

(a) per linee con elevato standard manutentivo:

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\phi - 0.2}} + 0.82 \quad \text{con la limitazione } 1.00 \leq \Phi_2 \leq 1.67$$

(b) per linee con ridotto standard manutentivo:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi - 0.2}} + 0.73 \quad \text{con la limitazione } 1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00$$

dove:

L_ϕ rappresenta la lunghezza "caratteristica" in metri, così come definita in Tab. 5.2.II.

I coefficienti di incremento dinamico sono stabiliti con riferimento a travi semplicemente appoggiate. La lunghezza L_ϕ permette di estendere l'uso di questi coefficienti anche ad altre tipologie strutturali.

Ove le sollecitazioni agenti in un elemento strutturale dipendessero da diversi termini ciascuno dei quali afferente a componenti strutturali distinti, ognuno di questi termini dovrà calcolarsi utilizzando la lunghezza caratteristica L_ϕ appropriata.

Questo coefficiente dinamico Φ non dovrà essere usato con i seguenti carichi:

- treno scarico;
- treni reali;
- treni per la verifica a fatica.

Per i ponti metallici con armamento diretto occorrerà considerare un ulteriore coefficiente di adattamento dell'incremento dinamico β (inserito per tener conto del maggiore incremento dinamico dovuto al particolare tipo di armamento), variabile esclusivamente in ragione della luce del ponte, tale da assumere i seguenti valori:

$$\beta = 1.0 \text{ per } L \leq 8 \text{ m ed } L > 90.0 \text{ m}$$

$$\beta = 1.1 \text{ per } 8 \text{ m} < L \leq 90 \text{ m}$$

Caso	Elemento strutturale	Lunghezza L_ϕ
IMPALCATO DI PONTE IN ACCIAIO CON BALLAST (LASTRA ORTOTROPA O STRUTTURA EQUIVALENTE)		
1	Piastra con nervature longitudinali e trasversali, o solo longitudinali:	
	1.1 Piastra (in entrambe le direzioni)	3 volte l'interasse delle travi trasversali
2	1.2 Nervature longitudinali (comprese le mensole fino a 0.50 m) ⁰ ;	3 volte l'interasse delle travi trasversali
	1.3 Travi trasversali: intermedie e di estremità.	2 volte la luce delle travi trasversali.
	Piastre con sole nervature trasversali	
	2.1 Piastra (per entrambe le direzioni)	2 volte l'interasse delle travi trasversali + 3 m
	2.2 Travi trasversali intermedie	2 volte la luce delle travi trasversali
	2.3 Travi trasversali d'estremità	luce della trave trasversale
IMPALCATO DI PONTE IN ACCIAIO SENZA BALLAST (PER TENSIONI LOCALI)		
3	3.1 Sostegni per rotaie (Longherine) - come elemento di un grigliato - come elemento semplicemente appoggiato	3 volte l'interasse delle travi trasversali distanza fra le travi trasversali + 3 m
	3.2 Sostegni per rotaie a mensola (longherine a mensola) per travi trasversali di estremità	$\Phi_3 = 2.0$, ove non meglio specificato
	3.3 Travi trasversali intermedie	2 volte la luce delle travi trasversali
	3.4 Travi trasversali d'estremità	luce della trave trasversale

Tab. 5.2-II - Lunghezza caratteristica L_ϕ

(continua)

Caso	Elemento strutturale	Lunghezza $L\phi$
IMPALCATO DI PONTE IN CLS CON BALLAST (PER IL CALCOLO DEGLI EFFETTI LOCALI E TRASVERSALI)		
4	4.1 Solette superiori <i>e traversi</i> di impalcati a sezione scatolare o a graticcio di travi. - nella direzione trasversale alle travi principali - nella direzione longitudinale - mensole trasversali supportanti carichi ferroviari, consentite solo se “e” ≤ 0.50 m, essendo “e” la massima distanza fra l’asse della rotaia più esterna e l’asse dell’anima più esterna della struttura principale longitudinale	3 volte la luce della soletta 3 volte la luce della soletta d’impalcato o, se minore, la lunghezza caratteristica della trave principale 3 volte la distanza fra le anime della struttura principale longitudinale
	4.2 Soletta continua su travi trasversali (nella direzione delle travi principali)	2 volte l’interasse delle travi trasversali
	4.3 Solette per ponti a via inferiore: - ordite perpendicolarmente alle travi principali - ordite parallelamente alle travi principali	2 volte la luce della soletta 2 volte la luce della soletta o, se minore, la lunghezza caratteristica delle travi principali;
	4.4 Impalcati a travi incorporate tessute ortogonalmente all’asse del binario	2 volte la lunghezza caratteristica in direzione longitudinale
	4.5 Mensole longitudinali supportanti carichi ferroviari (per le azioni in direzione longitudinale)	per $e \leq 0.5$ m: $\Phi_2 = 1.67$ per $e > 0.5$ m: vedere (4.1)

Tab. 5.2-II - Lunghezza caratteristica $L\phi$

(continua)

Caso	Elemento strutturale	Lunghezza $L\phi$
TRAVI PRINCIPALI		
5	5.1 Travi e solette semplicemente appoggiate (compresi i solettoni a travi incorporate)	Luce nella direzione delle travi principali
	5.2 Travi e solette continue su n luci, indicando con: $L_m = 1/n \cdot (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	$L_\phi = k \cdot L_m$ dove: n = 2 - 3 - 4 - ≥ 5 k = 1.2 - 1.3 - 1.4 - 1.5
	5.3 Portali: - a luce singola	da considerare come trave continua a tre luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti e la lunghezza del traverso)
	- a luci multiple	da considerare come trave continua a piú luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti terminali e la lunghezza di tutti i traversi)
	5.4 Solette ed altri elementi di scatolari per uno o piú binari (sottovia di altezza libera ≤ 5.0 m e luce libera ≤ 8.0 m); Per gli scatolari che non rispettano i precedenti limiti vale il punto 5.3, trascurando la presenza della soletta inferiore e considerando un coefficiente riduttivo del Φ pari a 0.9, da applicare al coefficiente Φ	$\Phi_2 = 1.20$; $\Phi_3 = 1.35$
	5.5 Travi ad asse curvilineo, archi a spinta eliminata, archi senza riempimento.	mezza luce libera
	5.6 Archi e serie di archi con riempimento	due volte la luce libera
5.7 Strutture di sospensione (di collegamento a travi di irrigidimento)	4 volte la distanza longitudinale fra le strutture di sospensione.	
SUPPORTI STRUTTURALI		
6	6.1 Pile con snellezza $\lambda > 30$	Somma delle lunghezze delle campate adiacenti la pila
	6.2 Appoggi, calcolo delle tensioni di contatto al di sotto degli stessi e tiranti di sospensione	Lunghezza degli elementi sostenuti

Tab. 5.2-II - Lunghezza caratteristica $L\phi$

COEFFICIENTE DINAMICO RIDOTTO $\Phi_{,rid}$

Nei casi di ponti ad arco o scatolari, con o senza solettone di fondo, aventi copertura “h” maggiore di 1.0 m, il coefficiente dinamico può essere ridotto nella seguente maniera:

$$\Phi_{rid} = \Phi - \frac{h-1.00}{10} \geq 1.0$$

dove h, in metri, è l’altezza della copertura dall’estradosso della struttura alla faccia superiore delle traverse.

Per le strutture dotate di una copertura maggiore di 2.50 m può assumersi un coefficiente di incremento dinamico unitario.

Pile con snellezza $\lambda \leq 30$, spalle, fondazioni, muri di sostegno e spinte del terreno possono essere calcolate assumendo coefficienti dinamici unitari.

COEFFICIENTI DINAMICI REALI

Qualora debbano eseguirsi verifiche con treni reali, agli stessi dovranno essere associati coefficienti dinamici reali.

C) FORZE ORIZZONTALI

Forza centrifuga

Nei ponti ferroviari al di sopra dei quali il binario presenta un tracciato in curva deve essere considerata la forza centrifuga agente su tutta l’estensione del tratto in curva.

La forza centrifuga si considera agente verso l’esterno della curva, in direzione orizzontale ed applicata alla quota di 1.80 m al di sopra del P.F..

I calcoli si basano sulla massima velocità compatibile con il tracciato della linea. Ove siano considerati gli effetti dei modelli di carico SW, si assumerà una velocità di 100 km/h.

Il valore caratteristico della forza centrifuga si determinerà in accordo con la seguente espressione:

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} \cdot (f \cdot Q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} \cdot (f \cdot Q_{vk})$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} \cdot (f \cdot q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} \cdot (f \cdot q_{vk})$$

dove:

Q_{tk} - q_{tk} = valore caratteristico della forza centrifuga [kN - kN/m];

Q_{vk} - q_{vk} = valore caratteristico dei carichi verticali [kN - kN/m];

v = velocità di progetto espressa in m/s;

V = velocità di progetto espressa in km/h;

f = fattore di riduzione (definito in seguito);

g = accelerazione di gravità in m/s²;

r = è il raggio di curvatura in m.

Nel caso di curva policentrica come valore del raggio r dovrà essere assunto un valore pari al più piccolo raggio di curvatura reale che interessa la campata in esame.

La forza centrifuga sarà sempre combinata con i carichi verticali supposti agenti nella generica configurazione di carico, e non sarà incrementata dai coefficienti dinamici.

$$f = \left[1 - \frac{V - 120}{1000} \cdot \left(\frac{814}{V} + 1.75 \right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L_f}} \right) \right]$$

f è un fattore di riduzione dato in funzione della velocità V e della lunghezza L_f di binario carico.

dove:

L_f = lunghezza di influenza, in metri, della parte curva di binario carico sul ponte, che è la più sfavorevole per il progetto del generico elemento strutturale;

$f = 1$ per $V \leq 120$ km/h o $L_f \leq 2.88$ m;

$f < 1$ per $120 \leq V \leq 300$ km/h e $L_f > 2.88$ m;

$f(V) = f(300)$ per $V > 300$ km/h.

Per il modello di carico LM 71 e per velocità di progetto superiori ai 120 km/h, saranno considerati due casi:

- (a) Modello di carico LM 71 e forza centrifuga per $V = 120$ km/h in accordo con le formule precedenti dove $f = 1$;
- (b) Modello di carico LM 71 e forza centrifuga calcolata secondo le precedenti espressioni per la massima velocità di progetto.

Inoltre, per ponti situati in curva, dovrà essere considerato anche il caso di assenza di forza centrifuga (convogli fermi).

Azione laterale (Serpeggio)

La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. Tale azione si applicherà sia in rettilineo che in curva.

Il valore caratteristico di tale forza sarà assunto pari a $Q_{sk} = 100$ kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α , (se $\alpha > 1$), ma non per il coefficiente Φ .

Questa forza laterale deve essere sempre combinata con i carichi verticali.

Azioni di avviamento e frenatura

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato.

I valori caratteristici da considerare sono i seguenti:

avviamento: $Q_{la,k} = 33$ [kN/m] $\cdot L$ [m] ≤ 1000 kN per modelli di carico LM 71, SW/0, SW/2

frenatura: $Q_{lb,k} = 20$ [kN/m] $\cdot L$ [m] ≤ 6000 kN per modelli di carico LM 71, SW/0

$Q_{lb,k} = 35$ [kN/m] $\cdot L$ [m] per modelli di carico SW/2

Questi valori caratteristici sono applicabili a tutti i tipi di binario, sia con rotaie saldate che con rotaie giuntate, con o senza dispositivi di espansione.

Le azioni di frenatura ed avviamento saranno combinate con i relativi carichi verticali (Per modelli di carico SW/0 e SW/2 saranno tenute in conto solo le parti di struttura che sono caricate in accordo con la Fig 5.2.2 e con la Tab 5.2.I).

Quando la rotaia è continua ad una o ad entrambe le estremità del ponte solo una parte delle forze di frenatura ed avviamento è trasferita, attraverso l'impalcato, agli apparecchi di appoggio, la parte rimanente di queste forze è trasmessa, attraverso le rotaie, ai rilevati a tergo delle spalle. La percentuale di forze trasferite attraverso l'impalcato agli apparecchi di appoggio è valutabile con le modalità riportate nel paragrafo relativo agli effetti di interazione statica.

Nel caso di ponti a doppio binario si devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento, l'altro in fase di frenatura.

Nel caso di ponti a più di due binari, si deve considerare:

- un primo binario con la massima forza di frenatura;
- un secondo binario con la massima forza di avviamento nello stesso verso della forza di frenatura;
- un terzo ed un quarto binario con il 50% della forza di frenatura, concorde con le precedenti;
- altri eventuali binari privi di forze orizzontali.

Per il treno scarico la frenatura e l'avviamento possono essere trascurate.

Per lunghezze di carico superiori a 300 metri dovranno essere eseguiti appositi studi per valutare i requisiti aggiuntivi da tenere in conto ai fini degli effetti della frenatura ed avviamento.

Per la determinazione delle azioni di frenatura e avviamento relative a ferrovie diverse da quelle ordinarie (ferrovie leggere, metropolitane, a scartamento ridotto, ecc.) dovranno essere eseguiti appositi studi in relazione alla singola tipologia di infrastruttura.

D) AZIONI AMBIENTALI

AZIONE DEL VENTO

Le azioni del vento sono definite al punto 3.3 delle presenti Norme Tecniche.

Nelle stesse norme sono individuate le metodologie per valutare l'effetto dell'azione sia come effetto statico che dinamico. Le strutture andranno progettate e verificate nel rispetto di queste azioni.

Nei casi ordinari il treno viene individuato come una superficie piana continua convenzionalmente alta 4 m dal P.F., indipendentemente dal numero dei convogli presenti sul ponte.

Nel caso in cui si consideri il ponte scarico, l'azione del vento dovrà considerarsi agente sulle barriere antirumore presenti, così da individuare la situazione più gravosa.

TEMPERATURA

Le azioni della temperatura sono definite al punto 3.5 delle presenti Norme Tecniche.

Nelle stesse norme sono individuate le metodologie per valutare l'effetto dell'azione. Le strutture andranno progettate e verificate nel rispetto di queste azioni.

Qualora non si reputi di eseguire uno studio termodinamico degli effetti della temperatura, in via approssimata, essenzialmente per la valutazione delle deformazioni e/o degli stati tensionali delle strutture isostatiche, possono assumersi i seguenti campi di variazione termica.

VARIAZIONI TERMICHE DELLA STRUTTURA

- a) variazione termica uniforme volumetrica

Le variazioni termiche uniformi da considerare per le opere direttamente esposte alle azioni atmosferiche, rispetto alla temperatura media dal sito, in mancanza di studi approfonditi sono da assumersi pari a:

- Impalcato in calcestruzzo, c.a. e c.a.p. $\Delta T = \pm 15^{\circ}\text{C}$
- Impalcato in struttura mista acciaio - calcestruzzo $\Delta T = \pm 15^{\circ}\text{C}$
- Impalcato con strutture in acciaio ed armamento su ballast $\Delta T = \pm 20^{\circ}\text{C}$
- Impalcato con strutture in acciaio ed armamento diretto $\Delta T = \pm 25^{\circ}\text{C}$
- Strutture in calcestruzzo $\Delta T = \pm 15^{\circ}\text{C}$

Esclusivamente per il calcolo delle escursioni dei giunti e degli apparecchi d'appoggio la variazione di temperatura di cui al precedente capoverso dovrà essere incrementata del 50 % per tutte le tipologie di impalcato.

b) variazione termica non uniforme.

In aggiunta alla variazione termica uniforme, andrà considerato un gradiente di temperatura di 5°C fra estradosso ed intradosso di impalcato con verso da determinare caso per caso.

Nel caso di impalcati a cassone in calcestruzzo, andrà considerata una differenza di temperatura di 5°C con andamento lineare nello spessore delle pareti e nei due casi di temperatura interna maggiore/minore dell'esterna.

Nei ponti a struttura mista acciaio-calcestruzzo, andrà considerata anche una differenza di temperatura di 5°C tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio.

Per il calcolo degli effetti dovuti ai fenomeni termici e di ritiro differenziali, salvo più accurate determinazioni, si potranno adottare le ipotesi approssimate di seguito descritte. Tali ipotesi potranno essere adottate solo per le usuali tipologie di pile a sezione cava.

Anche per le pile si dovrà tenere conto degli effetti dovuti ai fenomeni termici e di ritiro differenziale.

Per le usuali tipologie di pile cave, salvo più accurate determinazioni, si potranno adottare le ipotesi approssimate di seguito descritte:

- differenza di temperatura tra interno ed esterno pari a 10°C (sia con interno più caldo dell'esterno e viceversa), considerando un modulo elastico E non ridotto;
- ritiro differenziale fusto-fondazione (fusto-pulvino), considerando un plinto (pulvino) parzialmente stagionato, che non ha, quindi, ancora esaurito la relativa deformazione da ritiro. Conseguentemente a tale situazione si porrà considerare un valore di ritiro differenziale pari al 50% di quello a lungo termine, considerando un valore convenzionale del modulo di elasticità pari ad $1/3$ di quello misurato;
- variazione termica uniforme tra fusto, pila e zattera interrata pari a 5°C (zattera più fredda della pila e viceversa) con variazione lineare tra l'estradosso zattera di fondazione ed una altezza da assumersi, in mancanza di determinazioni più precise, pari a 5 volte lo spessore della parete della pila.

Per la verifica delle deformazioni orizzontali e verticali degli impalcati, con l'esclusione delle analisi di comfort, dovranno considerarsi delle differenze di temperatura fra estradosso ed intradosso e fra le superfici laterali più esterne degli impalcati di 10°C . Per tali differenze di temperatura potrà assumersi un andamento lineare fra i detti estremi, considerando gli stessi gradienti termici diretti sia in un verso che nell'altro.

Ai fini delle verifiche di interazione di cui al punto E), le massime variazioni termiche dell'impalcato rispetto alla temperatura dello stesso all'atto della regolazione del binario, possono essere assunte pari a quelle indicate in precedenza, in funzione dei materiali costituenti l'opera e

della tipologia di armamento. Beninteso, quanto innanzi esplicitato trova applicazione quando la regolazione del binario viene eseguita nei periodi stagionali nei quali il ponte viene a trovarsi approssimativamente in condizioni di temperatura media. In generale si possono ritenere trascurabili, e comunque in favore di sicurezza, gli effetti del gradiente termico lungo l'altezza dell'impalcato.

VARIAZIONI TERMICHE DEL BINARIO

Per il calcolo degli effetti di interazione statica binario-struttura, si potranno considerare i seguenti effetti termici sul binario:

- in assenza di apparecchi di dilatazione del binario, si potrà considerare nulla la variazione termica nel binario, essendo essa ininfluenza ai fini della valutazione delle reazioni nei vincoli fissi e delle tensioni aggiuntive nelle rotaie e non generando essa scorrimenti relativi binario-impalcato;
- in presenza di apparecchi di dilatazione del binario, si assumeranno variazioni termiche del binario pari a $+30^{\circ}\text{C}$ e -40°C rispetto alla temperatura di regolazione del binario stesso. Nel caso di impalcato in acciaio esse dovranno essere applicate contemporaneamente alle variazioni termiche dell'impalcato e con lo stesso segno. Nel caso di impalcato in c.a.p. o misti in acciaio-calcestruzzo, occorrerà considerare, tra le due seguenti, la condizione più sfavorevole nella combinazione con le altre azioni: nella prima è nulla la variazione termica nell'impalcato e massima (positiva o negativa) quella nella rotaia, nella seconda è nulla la variazione termica nella rotaia e massima (positiva o negativa) quella nell'impalcato.

E) EFFETTI DI INTERAZIONE STATICA TRENO-BINARIO-STRUTTURA

Nei casi in cui si abbia continuità delle rotaie tra il ponte ed il rilevato a tergo delle spalle ad una o ad entrambe le estremità del ponte (ipotesi di assenza, ad uno o ad entrambi gli estremi del ponte, di apparecchi di dilatazione del binario) si dovrà tenere conto degli effetti di interazione tra binario e struttura che inducono forze longitudinali nella rotaia e nella sottostruttura del ponte (sistemi fondazione - pila - apparecchio di appoggio, fondazione - spalla - apparecchio di appoggio) e scorrimenti longitudinali tra binario e impalcato che interessano il mezzo di collegamento (ballast e/o attacco).

Le suddette azioni dovranno essere portate in conto nel progetto di tutti gli elementi della struttura (impalcato, apparecchi d'appoggio, pile, spalle, fondazioni, ecc.) e dovranno essere tali da non compromettere le condizioni di servizio del binario (tensioni nella rotaia, scorrimenti binario-impalcato).

Gli effetti di interazione binario-struttura prodotti da:

- frenatura ed avviamento dei treni;
- variazioni termiche della struttura e del binario;
- deformazioni dovute ai carichi verticali.

Gli effetti di interazione prodotti da viscosità e ritiro nelle strutture in c.a. e c.a.p. dovranno essere presi in conto, ove rilevanti.

La rigidità del sistema appoggio/pile/fondazioni, da considerare per la valutazione degli effetti delle interazioni statiche, dovrà essere quella calcolata non considerando lo scalzamento nel caso di pile in alveo.

VERIFICHE DI SICUREZZA SUL BINARIO

Al fine di garantire la sicurezza del binario rispetto a fenomeni di instabilità per compressione e rottura per trazione della rotaia, nonché rispetto ad eccessivi scorrimenti nel ballast, causa di un suo rapido deterioramento, occorre che vengano rispettati i limiti sull'incremento delle tensioni nel binario e sugli spostamenti relativi tra binario ed estradosso dell'impalcato o del rilevato forniti dal

Gestore dell'Infrastruttura che specificherà modalità e parametri di controllo in funzione delle caratteristiche dell'infrastruttura e della tipologia di armamento (rotaie, traverse, attacchi e della presenza o meno del ballast).

La verifica di sicurezza del binario andrà condotta considerando la combinazione caratteristica (rara) del metodo S.L.E., adottando per le azioni di cui al precedente punto E) coefficienti $\psi_{oi}=1.0$.

F) EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI CONVOGLI FERROVIARI

Il passaggio dei convogli ferroviari induce sulle superfici situate in prossimità della linea ferroviaria (per esempio barriere antirumore) onde di pressione e depressione secondo gli schemi riportati nel seguito.

Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno nei casi in cui, in ragione della velocità della linea, non si instaurino amplificazioni dinamiche significative per il comportamento degli elementi strutturali investiti dalle azioni aerodinamiche. Esse dovranno essere utilizzate per il progetto delle strutture di sostegno delle barriere (cordoli, solette, fondazioni, ecc.).

I carichi equivalenti sono considerati valori caratteristici delle azioni.

SUPERFICI VERTICALI PARALLELE AL BINARIO

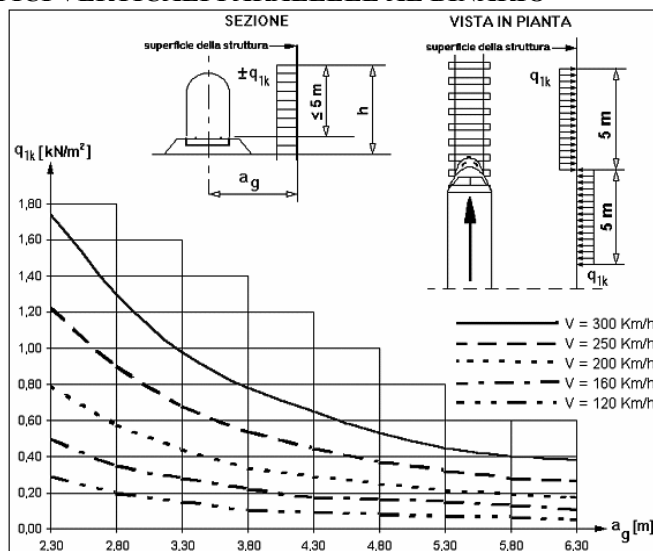


Fig. 5.2.10 - Valori caratteristici delle azioni q_{1k} per superfici verticali parallele al binario

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{1k}$ relativi a superfici verticali parallele al binario sono forniti in Fig. 5.2.10.

I suddetti valori sono relativi a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli; per i casi di forme aerodinamiche favorevoli, questi valori dovranno essere corretti per mezzo del fattore k_1 , ove:

$k_1 = 0.85$ per convogli formati da carrozze con sagoma arrotondata;

$k_1 = 0.60$ per treni aerodinamici.

Se l'altezza di un elemento strutturale (o parte della sua superficie di influenza) è minore o eguale ad 1.0 m o se la larghezza è minore o uguale a 2.50 m, l'azione q_{1k} deve essere incrementata del fattore $k_2=1.3$.

SUPERFICI ORIZZONTALI AL DI SOPRA DEL BINARIO

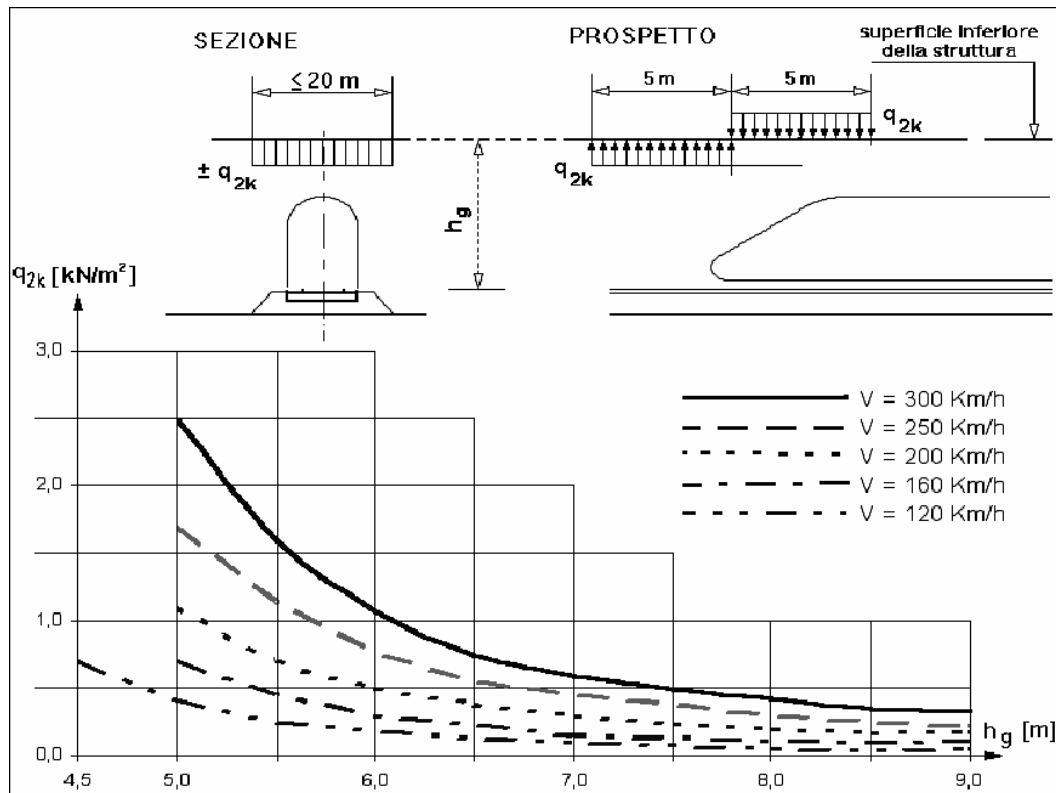


Fig. 5.2.11 - Valori caratteristici delle azioni q_{2k} per superfici orizzontali al di sopra del binario

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{2k}$, relativi a superfici orizzontali al di sopra del binario, sono forniti in Fig. 5.2.11.

La larghezza d'applicazione del carico per gli elementi strutturali da considerare si estende sino a 10 m da ciascun lato a partire dalla mezzera del binario.

Per convogli transitanti in due direzioni opposte le azioni saranno sommate. Nel caso di presenza di più binari andranno considerati solo due binari.

Anche l'azione q_{2k} andrà ridotta del fattore k_1 , in accordo a quanto previsto nel precedente punto (SUPERFICI VERTICALI PARALLELE AL BINARIO).

Le azioni agenti sul bordo di elementi nastriformi che attraversano i binari, come ad esempio le passerelle, possono essere ridotte con un fattore pari a 0,75 per una larghezza fino a 1,50 m.

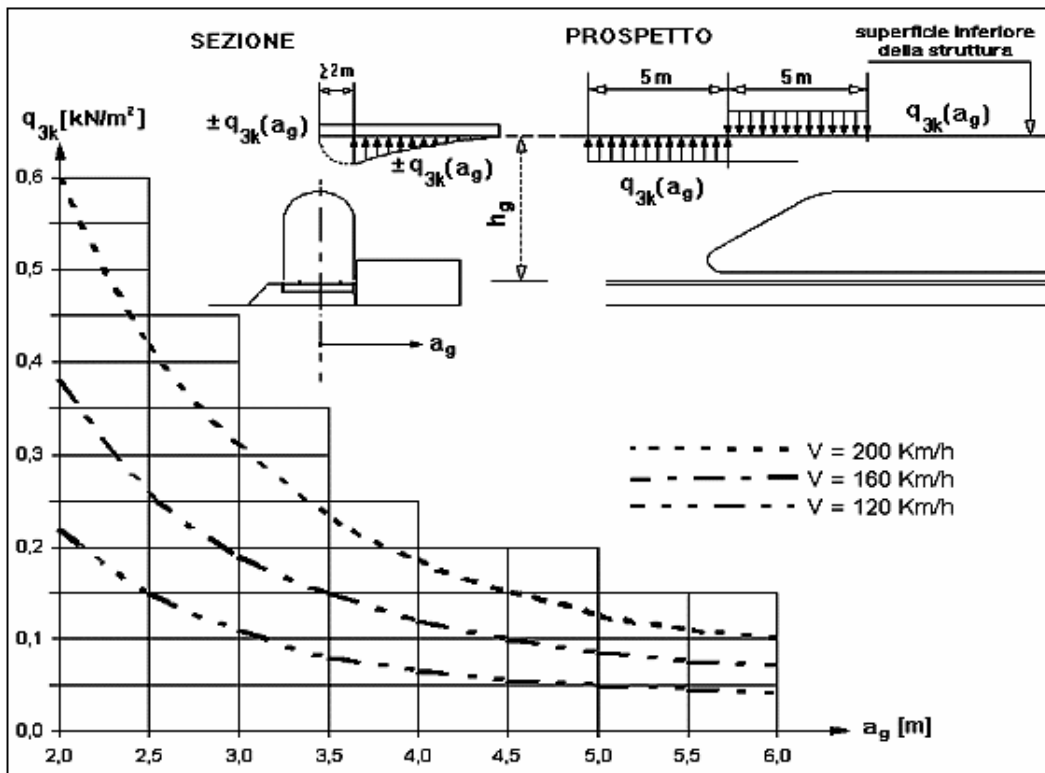


Fig. 5.2.12 - Valori caratteristici delle azioni q_{3k} per superfici orizzontali adiacenti il binario

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{3k}$, relativi a superfici orizzontali adiacenti il binario, sono forniti in Fig. 5.2.12. e si applicano indipendentemente dalla forma aerodinamica del treno.

Per tutte le posizioni lungo le superfici da progettare, q_{3k} si determinerà come una funzione della distanza a_g dall'asse del binario più vicino. Le azioni saranno sommate, se ci sono binari su entrambi i lati dell'elemento strutturale da calcolare.

Se la distanza h_g supera i 3,80 m l'azione q_{3k} può essere ridotta del fattore k_3 :

$$k_3 = \frac{(7,5 - h_g)}{3,7} \quad \text{per } 3,8 \text{ m} < h_g < 7,5 \text{ m};$$

$$k_3 = 0 \quad \text{per } h_g \geq 7,5 \text{ m},$$

dove h_g rappresenta la distanza dal P.F. alla superficie inferiore della struttura.

STRUTTURE CON SUPERFICI MULTIPLE A FIANCO DEL BINARIO SIA VERTICALI CHE ORIZZONTALI O INCLINATE

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{4k}$, sono forniti in Fig. 5.2.13 e si applicano ortogonalmente alla superficie considerata. Le azioni sono determinate secondo quanto detto nel precedente punto (SUPERFICI VERTICALI PARALLELE AL BINARIO) adottando una distanza fittizia dal binario pari a:

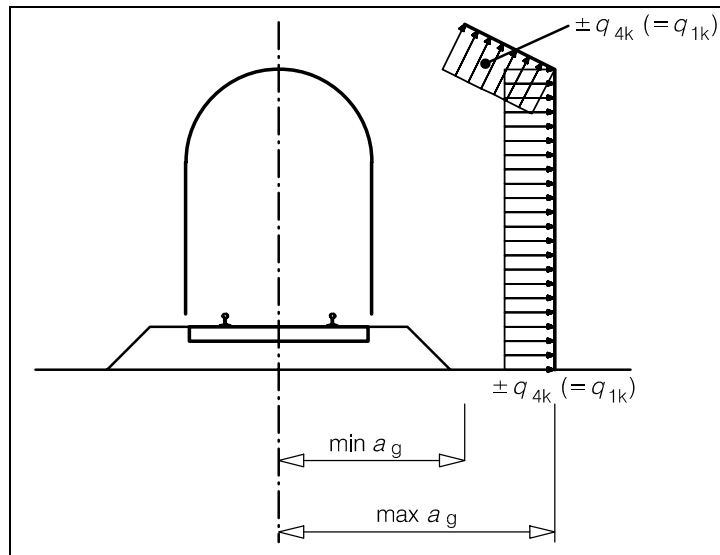


Fig. 5.2.13 - Definizione della distanza $\max a_g$ e $\min a_g$ dal'asse del binario

$$a'_g = 0.6 \min a_g + 0.4 \max a_g$$

Le distanze $\min a_g$, $\max a_g$ sono indicate in Fig. 5.2.13.

Nei casi in cui $\max a_g > 6$ m si adotterà $\max a_g = 6.0$ m

I coefficienti k_1 e k_2 sono gli stessi definiti al punto precedente (SUPERFICI VERTICALI PARALLELE AL BINARIO).

SUPERFICI CHE CIRCONDANO INTEGRALMENTE IL BINARIO PER LUNGHEZZE INFERIORI A 20 m

In questo caso, tutte le azioni si applicheranno indipendentemente dalla forma aerodinamica del treno nella seguente maniera:

- sulle superfici verticali $\pm k_4 \cdot q_{1k}$, per tutta l'altezza dell'elemento, con:

q_{1k} determinato in accordo con il punto (SUPERFICI VERTICALI PARALLELE AL BINARIO) e $k_4 = 2$;

- sulla superficie orizzontale $\pm k_5 \cdot q_{2k}$, con:

q_{2k} determinato in accordo con il punto (SUPERFICI ORIZZONTALI AL DI SOPRA DEL BINARIO);

$k_5 = 2.5$ se la struttura racchiude un solo binario;

$k_5 = 3.5$ se la struttura racchiude due binari.

G) Azioni sismiche

Per le azioni sismiche si devono rispettare le prescrizioni di cui al paragrafo 3.2.

Per la determinazione degli effetti di tali azioni si farà di regola riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore delle masse corrispondenti ai carichi da traffico.

5.2.2.3 Azioni eccezionali

AZIONI DERIVANTI DALL'ESERCIZIO FERROVIARIO

ROTTURA DELLA CATENARIA

Si dovrà considerare l'eventualità che si verifichi la rottura della catenaria nel punto più sfavorevole per la struttura del ponte. La forza trasmessa alla struttura in conseguenza di un simile evento si considererà come una forza di natura statica agente in direzione parallela all'asse dei binari, di intensità pari a ± 20 kN e applicata sui sostegni alla quota del filo.

In funzione del numero di binari presenti sull'opera si assumerà la rottura simultanea di:

- 1 catenaria per ponti con un binario;
- 2 catenarie per ponti con un numero di binari compreso fra 2 e 6;
- 3 catenarie per ponti con più di sei binari.

Ai fini delle verifiche saranno considerate rotte le catenarie che determinano l'effetto più sfavorevole.

DERAGLIAMENTO AL DI SOPRA DEL PONTE

Oltre a considerare i modelli di carico verticale da traffico ferroviario, ai fini della verifica della struttura si dovrà tenere conto della possibilità alternativa che un locomotore o un carro pesante deragli, esaminando separatamente le due seguenti situazioni di progetto:

Caso 1: Si considerano due carichi verticali lineari $q_{A1d} = 60$ kN/m (comprensivo dell'effetto dinamico) ciascuno.

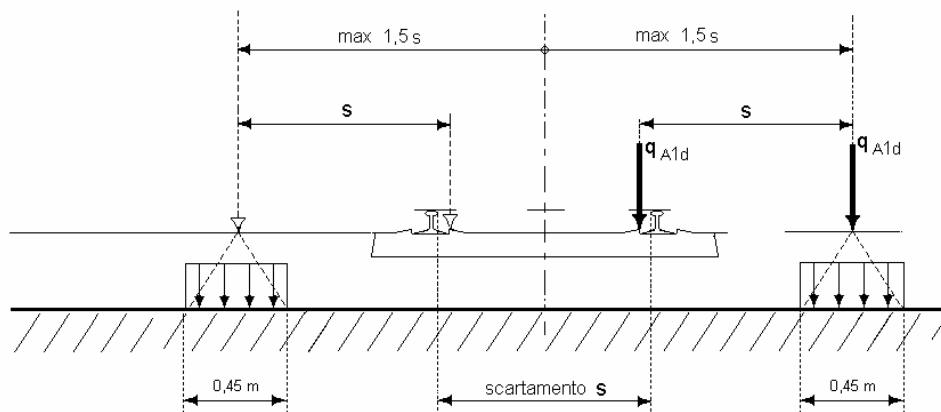


Fig. 5.2.14 - Caso 1

Trasversalmente i carichi distano fra loro di S (scartamento del binario) e possono assumere tutte le posizioni comprese entro i limiti indicati in Fig. 5.2.14.

Per questa condizione sono tollerati danni locali, purché possano essere facilmente riparati, mentre sono da evitare danneggiamenti delle strutture portanti principali.

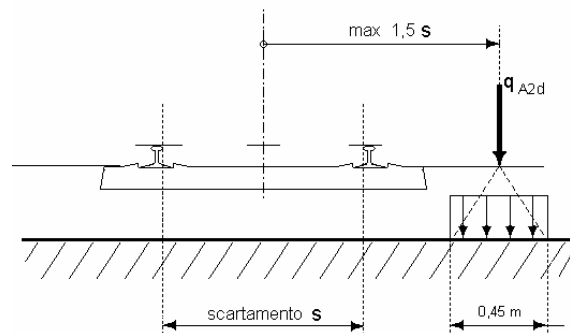


Fig. 5.2.15 - Caso 2

Caso 2: Si considera un unico carico lineare $q_{A2d}=80 \text{ kN/m} \cdot 1,4$ esteso per 20 m e disposto con una eccentricità massima, lato esterno, di 1.5 s rispetto all'asse del binario (Fig. 5.2.15). Per questa condizione convenzionale di carico andrà verificata la stabilità globale dell'opera, come il ribaltamento d'impalcato, il collasso della soletta, ecc.

Per impalcato metallici con armamento diretto, il caso 2 dovrà essere considerato solo per le verifiche globali.

DERAGLIAMENTO AL DI SOTTO DEL PONTE

Nel posizionamento degli elementi strutturali in adiacenza della ferrovia, ad eccezione delle gallerie artificiali a parete continua, occorre tenere conto che per una zona di larghezza di 3.5 m misurata perpendicolarmente dall'asse del binario più vicino, vige il divieto di edificabilità

A distanze superiori di 4.50 m è consentita la realizzazione di pilastri isolati. Per distanze intermedie dovranno essere previsti elementi strutturali aventi rigidezza via via crescenti con il diminuire della distanza dal binario.

Le azioni prodotte dal treno deragliato sugli elementi verticali di sostegno adiacenti la sede ferroviaria sono indicate al punto 3.6.3.4.

AZIONI DERIVANTI DA ALTRI VETTORI

URTI DA VETTORI STRADALI

I piedritti dei ponti ubicati a distanza minore o uguale a 5.0 m dalla sede stradale, dovranno essere protetti contro il pericolo di urti di veicoli stradali, mediante adeguate opere chiaramente destinate alla protezione dei piedritti stessi.

In ogni caso, gli impalcato sovrappassanti strade con franco inferiore a 6 m e gli elementi di sostegno verticale dovranno essere progettati in modo da resistere all'azione delle forze statiche indicate al punto 3.6.3.3.1

5.2.2.4 Azioni indirette

A) DISTORSIONI

Le distorsioni, quali ad esempio i cedimenti vincolari artificialmente provocati e non, sono da considerarsi azioni permanenti. Nei ponti in c.a., c.a.p. e a struttura mista i loro effetti vanno valutati tenendo conto dei fenomeni di viscosità.

B) RITIRO E VISCOSITÀ

I coefficienti di ritiro e viscosità finali, salvo sperimentazione diretta, sono quelli indicati nel cap. 11.1.

Qualora si debba provvedere al calcolo dell'ampiezza dei giunti e della corsa degli apparecchi di appoggio, gli effetti del ritiro e della viscosità dovranno essere valutati incrementando del 50% i valori di cui al precedente capoverso.

C) RESISTENZE PARASSITE NEI VINCOLI

Nel calcolo delle pile delle spalle, delle fondazioni, degli stessi apparecchi d'appoggio e, se del caso, dell'impalcato, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze parassite dei

vincoli. Le forze indotte dalla resistenza parassita nei vincoli saranno da esprimere in funzione del tipo di appoggio e del sistema di vincolo dell'impalcato.

5.2.3 PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LE VERIFICHE

5.2.3.1 Criteri di combinazione dei treni di carico e delle azioni da essi derivate nel caso di presenza di più binari

NUMERO DI BINARI

Salvo diversa prescrizione progettuale ciascun ponte dovrà essere progettato per il maggior numero di binari geometricamente compatibile con la larghezza dell'impalcato, a prescindere dal numero di binari effettivamente presenti.

NUMERO DI TRENI CONTEMPORANEI

Nella progettazione dei ponti andrà considerata l'eventuale contemporaneità di più treni, secondo quanto previsto nella Tab. 5.2.III. Considerando, in genere, sia il traffico normale che il traffico pesante.

Tab. 5.2.III - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
1	Primo	1.0 (LM 71 ⁺ SW/0 ⁺)	-	1.0 SW/2
	Primo	1.0 (LM 71 ⁺ SW/0 ⁺)	-	1.0 SW/2
2	secondo	1.0 (LM 71 ⁺ SW/0 ⁺)	-	1.0 (LM 71 ⁺ SW/0 ⁺)
	Primo	1.0 (LM 71 ⁺ SW/0 ⁺)	0.75 (LM 71 ⁺ SW/0 ⁺)	1.0 SW/2
≥ 3	secondo	1.0 (LM 71 ⁺ SW/0 ⁺)	0.75 (LM 71 ⁺ SW/0 ⁺)	1.0 (LM 71 ⁺ SW/0 ⁺)
	Altri	-	0.75 (LM 71 ⁺ SW/0 ⁺)	-

⁽¹⁾ LM71 “+” SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

⁽²⁾ Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Per strutture con 3 o più binari dovranno considerarsi due distinte condizioni:

- la prima che prevede carichi solo due binari (primo e secondo) considerando gli effetti peggiori tra il caso “a” ed il traffico pesante;
- la seconda che prevede tutti i binari carichi con l'entità del carico corrispondente a quello fissato nel caso “b”.

In generale, come “primo” binario si intende quello su cui disporre il treno più pesante per avere i massimi effetti sulla struttura. Per “secondo” binario si intende quello su cui viene disposto il secondo treno per avere, congiuntamente con il primo, i massimi effetti sulla struttura; pertanto, il “primo” e il “secondo” binario possono anche non essere contigui nel caso di ponti con 3 o più binari.

Qualora la presenza del secondo treno o, eventualmente, dei successivi, riduca l'effetto in esame, essi non vanno considerati presenti.

Tutti gli effetti delle azioni dovranno determinarsi con i carichi e le forze disposti nelle posizioni più sfavorevoli. Azioni che producano effetti favorevoli saranno trascurate (ad eccezione dei casi in

cui si considerino i treni di carico SW i quali debbono considerarsi applicati per l'intera estensione del carico).

SIMULTANEITÀ DELLE AZIONI DA TRAFFICO - VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI COMBinate IN GRUPPI DI CARICHI

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati in Tab. 5.2.IV.

Il carico verticale, nel caso di ponti con più binari, è quello che si ottiene con i treni specificati nella Tab. 5.2.III.

Nella valutazione degli effetti di interazione, alle azioni conseguenti all'applicazione dei carichi da traffico ferroviario si adotteranno gli stessi coefficienti parziali dei carichi che li generano.

Tab. 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico (1)	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo. 1 (2)	1.00	-	0.5 (0.0)	1.0 (0.0)	1.0 (0.0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo. 2 (2)	-	1.00	0.00	1.0 (0.0)	1.0(0.0)	stabilità laterale
Gruppo. 3 (2)	1.0 (0.5)	-	1.00	0.5 (0.0)	0.5 (0.0)	massima azione longitudinale
Gruppo. 4	0.8 (0.6; 0.4)	-	0.8 (0.6; 0.4)	0.8 (0.6; 0.4)	0.8 (0.6; 0.4)	fessurazione

Azione dominante
 (1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 e 4, senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

I valori fra parentesi indicati nella Tab. 5.2.IV vanno assunti quando l'azione risulta favorevole nei riguardi della verifica che si sta svolgendo.

Il gruppo 4 è da considerarsi esclusivamente per le verifiche a fessurazione. I valori indicati fra parentesi si assumeranno pari a: (0.6) per impalcati con 2 binari caricati e (0.4) per impalcati con tre o più binari caricati.

ULTERIORI VALORI RAPPRESENTATIVI DELLE AZIONI DA TRAFFICO FERROVIARIO

VALORI RARI E FREQUENTI DELLE AZIONI DA TRAFFICO FERROVIARIO

Le azioni derivanti da ciascuno dei gruppi di carico definiti nella Tab. 5.2.V sono da intendersi come un'unica azione caratteristica da utilizzarsi nella definizione dei valori rari e frequenti.

VALORI QUASI-PERMANENTI DELLE AZIONI DA TRAFFICO FERROVIARIO

I valori quasi permanenti delle azioni da traffico ferroviario possono assumersi uguali a 0.

AZIONI DA TRAFFICO FERROVIARIO IN SITUAZIONI TRANSITORIE

Nelle verifiche di progetto per situazioni transitorie dovute alla manutenzione dei binari o del ponte, i valori caratteristici delle azioni da traffico, caso per caso, sono da concordarsi con l'autorità ferroviaria.

5.2.3.2 Verifiche alle tensioni

Per i ponti ferroviari non è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni di cui al 2.7.

5.2.3.3 Verifiche agli S.L.U. e S.L.E.

5.2.3.3.1 Requisiti concernenti gli S.L.U.

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.2.VI e i coefficienti di combinazione ψ_0 in Tab. 5.2.VII.

Tab. 5.2.VI - Coefficienti parziali per le azioni - S.L.U.

Azione	Simbolo	EQU	STR/GEO	E	Sismica
Azioni permanenti quali: peso proprio di elementi strutturali e non (escluso il ballast), azioni derivanti dal terreno, dalle acque di falda, dalle acque superficiali, ritiro, viscosità, cedimenti ⁽¹⁾	γ_{Gsup} ⁽¹⁾				
sfavorevole:		1,10	1,35	1,00	1,00
favorevole:	γ_{Ginf} ⁽¹⁾	0,90	1,00	1,00	1,00
Azione permanente: BALLAST	γ_{GBsup}	1,80	1,80	1,00	1,00
	γ_{GBinf}	1,00	1,00	1,00	1,00
Precompressione ⁽²⁾	γ_{Psup}	1,00*	1,00**	1,00	1,00
	γ_{Pinf}	0,90	1,00	1,00	1,00
Azione da traffico ⁽³⁾	γ_Q				
favorevole:		0,00	0,00	0,00	0,00
sfavorevole:		1,50	1,50	1,00	0,00
Altre azioni variabili	γ_Q				
favorevoli:		0,00	0,00	0,00	0,00
sfavorevoli:		1,50	1,50	1,00	0,00
Azioni eccezionali	γ_E			1,00	0,00
Azioni sismiche	γ_S				1,00

(1) Nei casi in cui la generica azione può fornire dei contributi che incrementano o decrementano l'azione di progetto introdotta nella verifica, occorrerà considerare il coefficiente γ_{sup} quando il suo contributo incrementa l'azione di progetto (contributo sfavorevole) ed il coefficiente γ_{inf} quando il suo contributo diminuisce l'azione di progetto (contributo favorevole).

(2) Quando lo stato di coazione è indotto per il tramite di deformazioni imposte alla struttura, si applicano gli stessi coefficienti parziali previsti per la precompressione.

(3) Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr_i

* 1.30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

** 1,20 per effetti locali

5.2.3.3.2 Requisiti concernenti gli S.L.E.

L'assetto di una struttura, da valutarsi in base alle combinazioni di carico previste dalla presente norma, deve risultare compatibile con la geometria della struttura stessa in relazione alle esigenze dei convogli ferroviari.

Per le verifiche agli stati limite d'esercizio si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.2.VII.

Tab. 5.2.VII - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr ₁	0,80	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₂	0,80	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr ₃	0,80	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₄	0,80	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F _{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni termiche	T _k	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Ove necessario in luogo dei gruppi delle azioni da traffico ferroviario definiti in Tab. 5.2.IV possono considerarsi le singole azioni con i coefficienti di combinazione indicati in Tab. 5.2.VIII.

Tab. 5.2.VIII - Ulteriori coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

	Azioni	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	(1)	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	(2) ⁽³⁾	(2)	(2)
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Per la valutazione degli effetti dell'interazione si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per le azioni che provocano dette interazioni e cioè: temperatura, carichi verticali da traffico ferroviario, frenatura.

5.2.3.3.2.1 Stati limite di esercizio per la sicurezza del traffico ferroviario

Accelerazioni verticali dell'impalcato

Questa verifica è richiesta per opere sulle quali la velocità di esercizio è superiore ai 200 km/h o quando la frequenza propria della struttura non è compresa nei limiti indicati nella figura 5.2.16. La verifica, quando necessaria, dovrà essere condotta considerando convogli reali).

In mancanza di ulteriori specificazioni, per ponti con armamento su ballast, non devono registrarsi accelerazioni verticali superiori a 3,5 m/s² nel campo di frequenze da 0 a 20 Hz.

Quando la velocità di esercizio è minore o uguale a 200 km/h e la frequenza propria della struttura è compresa nei limiti indicati nella figura 5.2.16, il rischio di vibrazioni eccessive viene meno con il rispetto dei limiti forniti nella Tab. 5.2.II.

Deformazioni torsionali dell'impalcato

La torsione dell'impalcato del ponte è calcolata considerando il treno di carico LM 71 incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico.

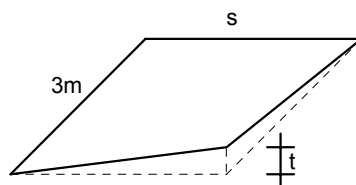


Fig. 5.2.16 - Sghembo ammissibile

Il massimo sghembo, misurato su una lunghezza di 3 m e considerando le rotaie solidali all'impalcato (Fig.5.2.16), non deve eccedere i seguenti valori:

per $V \leq 120$ km/h; $t \leq 4.5$ mm/3m

per $120 < V \leq 200$ km/h; $t \leq 3.0$ mm/3m

per $V > 200$ km/h; $t \leq 1.5$ mm/3m

Per velocità $V > 200$ km/h è inoltre richiesta la seguente verifica: per convogli reali, moltiplicati per il relativo incremento dinamico, deve risultare $t \leq 1.2$ mm/3m.

In mancanza di ulteriori specifiche, lo sghembo complessivo dovuto alla geometria del binario (curve di transizione) e quello dovuto alla deformazione dell'impalcato, non deve comunque eccedere complessivamente i 6 mm/3 m.

Inflessione nel piano orizzontale dell'impalcato

Considerando la presenza del treno di carico LM 71, incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico, l'azione del vento, la forza laterale (serpeggio), la forza centrifuga e gli effetti della variazione di temperatura lineare fra i due lati dell'impalcato stabilita al punto 5.2.1.2 D), l'inflessione nel piano orizzontale dell'impalcato non deve produrre:

- una variazione angolare maggiore di quella fornita nella successiva Tab. 5.2.IX;
- un raggio di curvatura orizzontale minore dei valori di cui alla citata tabella.

Tab. 5.2.IX Massima variazione angolare e minimo raggio di curvatura

Velocità [km/h]	Variazione Angolare massima	Raggio minimo di curvatura	
		Singola campata	Più campate
$V \leq 120$	0.0035 rd	1700 m	3500 m
$120 < V \leq 200$	0.0020 rd	6000 m	9500 m
$200 < V$	0.0015 rd	14000 m	17500 m

Il raggio di curvatura, nel caso di impalcato a semplice appoggio, è dato dalla seguente espressione:

$$R = \frac{L^2}{8 \delta_h}$$

dove δ_h rappresenta la freccia orizzontale.

La freccia orizzontale deve includere anche l'effetto della deformazione della sottostruttura del ponte (pile, spalle e fondazioni), qualora esso induca effetto sfavorevole alla verifica.

5.2.3.3 Verifiche allo stato limite di fatica

Per strutture e elementi strutturali che presentano dettagli sensibili a fenomeni di fatica vanno effettuate opportune verifiche nei confronti di questo fenomeno.

Le verifiche saranno condotte considerando idonei spettri di carico. La determinazione dell'effettivo spettro di carico da considerare nella verifica del ponte dovrà essere effettuata in base alle caratteristiche funzionali e d'uso della infrastruttura ferroviaria cui l'opera appartiene.

5.2.4 NORME DI ESECUZIONE

Durante l'esecuzione dei lavori si accerterà l'effettiva attuazione dei provvedimenti che portano a realizzare l'opera secondo le prestazioni attese.

In particolare si controllerà costantemente la corrispondenza tra assunzioni e prescrizioni progettuali e l'effettivo sviluppo dell'opera, svolgendo misurazioni e rilevamenti e verificando la rispondenza delle modalità tecnico esecutive adottate alle specifiche di progetto.

Se del caso si provvederà ad adeguare l'opera alle situazioni effettivamente riscontrate in cantiere.

Particolare attenzione deve essere rivolta al controllo in corso d'opera della qualità dei materiali.

6 PROGETTAZIONE GEOTECNICA

6.1 DISPOSIZIONI GENERALI

6.1.1 OGGETTO DELLE NORME

Le presenti norme riguardano:

- a) il progetto, la realizzazione e il collaudo delle opere interagenti con i terreni e con le rocce:
 - opere di fondazione;
 - opere di sostegno;
 - opere in sotterraneo;
 - opere e manufatti di materiali sciolti naturali.
- b) il progetto, la realizzazione e il collaudo degli interventi nei terreni e nelle rocce:
 - fronti di scavo;
 - miglioramento e rinforzo dei terreni e degli ammassi rocciosi;
 - consolidamento dei terreni interessanti opere esistenti.
- c) la valutazione della sicurezza dei pendii e la fattibilità di opere che hanno riflessi su grandi aree.

6.1.2 SCOPO DELLE NORME

Le norme definiscono le procedure per garantire la sicurezza, la durabilità, la robustezza e il rispetto delle condizioni di esercizio delle opere e dei sistemi geotecnici di cui al §6.1.1.

Le norme stabiliscono inoltre i criteri da seguire nelle indagini sui terreni e sulle rocce, nelle varie fasi della progettazione, esecuzione e collaudo delle opere e degli interventi.

6.1.3 PRESCRIZIONI GENERALI

Le scelte progettuali devono tener conto delle prestazioni attese delle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali.

I risultati dello studio rivolto alla caratterizzazione e la modellazione geologica, di cui al §6.2.1. devono essere esposti in una specifica relazione geologica.

Le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini e prove che il progettista deve definire in base alle scelte tipologiche dell'opera o dell'intervento e alle previste modalità esecutive.

Le scelte progettuali, il programma e i risultati delle indagini, della caratterizzazione e della modellazione geotecnica, di cui al §6.2.2, unitamente ai calcoli per il dimensionamento geotecnico delle opere e alla descrizione delle fasi e modalità costruttive, devono essere illustrati in una specifica relazione geotecnica.

6.2 ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO

Il progetto delle opere e dei sistemi geotecnici deve articolarsi nelle seguenti fasi:

- 1 caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
- 2 scelta del tipo di opera o d'intervento e pianificazione delle indagini geotecniche;
- 3 caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo;
- 4 descrizione delle fasi e delle modalità costruttive;
- 5 verifiche della sicurezza e delle prestazioni;
- 6 piani di controllo e monitoraggio.

6.2.1 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito consiste nella ricostruzione dei caratteri stratigrafici, litologici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio. Essa deve essere sviluppata in modo da costituire utile elemento di riferimento per il progettista per anticipare i problemi geotecnici a piccola e grande scala e per definire il programma delle indagini nel sottosuolo.

In funzione dell'importanza dell'opera o dell'intervento, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico.

6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento e devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione.

I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere ottenuti mediante specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno, prelevati nel volume significativo e attraverso l'interpretazione dei risultati di prove e misure in sito.

Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato.

Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni compresi nel volume significativo, finalizzato all'analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico.

È responsabilità del progettista la definizione del piano delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica.

Le indagini e le prove devono essere eseguite e certificate dai laboratori di cui all'art.59 del DPR 6.6.2001 n.380. I laboratori su indicati fanno parte dell'elenco depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Ministero delle Infrastrutture.

Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata sull'esperienza e sulle conoscenze disponibili, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali.

6.2.3 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure seguenti.

6.2.3.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (6.1)$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right].$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, delle caratteristiche di resistenza di progetto $\frac{X_k}{\gamma_M}$ e della geometria di progetto a_d . Nella formulazione della resistenza R_d compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per i parametri geotecnici (M) e per le resistenze (R).

6.2.3.2 Azioni

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tabella 6.2.I.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψ devono essere assunti come specificato nel capitolo 2.

Tab. 6.2.I - Coefficienti parziali relativi alle azioni per le verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

	SIMBOLO γ_F	COEFFICIENTE PARZIALE (A1)	COEFFICIENTE PARZIALE (A2)
Permanente sfavorevole	γ_G	1,3 - 1,5 (*)	1,0 - 1,3 (*)
Permanente favorevole		1,0 - 0	1,0 - 0 (*)
Variabile sfavorevole	γ_Q	1,5	1,3
Variabile favorevole		0	0

(*) per i pesi strutturali e non strutturali, rispettivamente.

6.2.3.3 Resistenze

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tabella 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;

c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Tab. 6.2.II Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	
		M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'} = 1,0$	$\gamma_{\varphi'} = 1,25$
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'} = 1,0$	$\gamma_{c'} = 1,4$
Resistenza non drenata	c_{uk}	$\gamma_{cu} = 1,0$	$\gamma_{cu} = 1,4$
Peso dell'unità di volume	γ	$\gamma_\gamma = 1,0$	$\gamma_\gamma = 1,0$

Per le rocce e i materiali lapidei non fratturati la resistenza può essere rappresentata dalla resistenza a compressione uniassiale q_u . Al valore caratteristico deve essere applicato un coefficiente parziale $\gamma_{qu} = 1,6$. Per le rocce e per i terreni a struttura complessa, il valore di progetto della resistenza deve essere rappresentativo del comportamento dell'ammasso.

6.2.3.4 Verifiche nei confronti degli stati limite di tipo idraulico

Le opere geotecniche devono essere verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst;d}$, combinazione di azioni permanenti ($G_{inst;d}$) e variabili ($Q_{inst;d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb;d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst;d} \leq G_{stb;d} + R_d$$

dove

$$V_{inst;d} = G_{inst;d} + Q_{inst;d}$$

Nelle verifiche al galleggiamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tabella 6.2.III. Tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2) e alle resistenze (R) definite nel seguito.

Tab. 6.2.III - Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di galleggiamento.

AZIONE	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE GALLEGGIAMENTO
Permanente sfavorevole	γ_G	1,1 -1.5 (*)
Permanente favorevole		0,9 - 0 (*)
Variabile sfavorevole	γ_Q	1,5
Variabile favorevole		0

(*) per i pesi strutturali e non strutturali, rispettivamente.

Il controllo della stabilità al sifonamento si esegue verificando che il valore di progetto della pressione interstiziale instabilizzante ($u_{inst;d}$) risulti non superiore al valore di progetto della tensione totale stabilizzante ($\sigma_{stb;d}$), tenendo conto dei coefficienti parziali della tabella 6.2.IV:

$$u_{inst;d} \leq \sigma_{stb;d}$$

Nella valutazione delle pressioni interstiziali in entrambe le verifiche, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle stratificazioni sul regime di pressione dell'acqua.

Nelle verifiche al sifonamento, in presenza di adeguate conoscenze sul regime delle pressioni interstiziali, i coefficienti di sicurezza minimi sono indicati nella Tabella 6.2.IV. Valori superiori possono essere assunti e giustificati tenendo presente della pericolosità del fenomeno in relazione alla natura del terreno nonché dei possibili effetti della condizione di collasso.

Tab. 6.2.IV - Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite per sifonamento.

AZIONE	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE SIFONAMENTO
Permanente sfavorevole	γ_G	(1,3 – 1,5)*
Permanente favorevole		(0,9 – 0)*
Variabile sfavorevole	γ_Q	1,5
Variabile favorevole		0

(*) per i pesi strutturali e non strutturali, rispettivamente.

6.2.3.5 Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

Le opere interagenti con i terreni devono essere verificate nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative alle deformazioni compatibili e le prestazioni attese dell'opera stessa.

Il grado di approfondimento dell'analisi di interazione terreno-struttura è funzione dell'importanza dell'opera.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d \quad (6.2)$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto dell'azione. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

6.2.4 IMPIEGO DEL METODO OSSERVAZIONALE

Nei casi in cui a causa della particolare complessità della situazione geotecnica e dell'importanza e impegno dell'opera, dopo estese ed approfondite indagini permangano documentate ragioni di incertezza risolvibili solo in fase costruttiva, la progettazione può essere basata sul metodo osservazionale.

Nell'applicazione di tale metodo si deve seguire il seguente procedimento:

- devono essere stabiliti i limiti di accettabilità dei valori di alcune grandezze rappresentative del comportamento del complesso manufatto-terreno;
- si deve dimostrare che la soluzione prescelta è accettabile in rapporto a tali limiti;
- devono essere previste soluzioni alternative, congruenti con il progetto, e definiti i relativi oneri economici;

- deve essere istituito un adeguato sistema di monitoraggio in corso d'opera, con i relativi piani di controllo, tale da consentire tempestivamente l'adozione di una delle soluzioni alternative previste, qualora i limiti indicati siano raggiunti.

6.2.5 MONITORAGGIO DEL COMPLESSO OPERA-TERRENO

Il monitoraggio del complesso opera-terreno e degli interventi consiste nella installazione di un'appropriata strumentazione e nella misura di grandezze fisiche significative - quali spostamenti, tensioni, forze e pressioni interstiziali - prima, durante e/o dopo la costruzione del manufatto.

Il monitoraggio ha lo scopo di verificare la corrispondenza tra le ipotesi progettuali e i comportamenti osservati e di controllare la funzionalità dei manufatti nel tempo. Nell'ambito del metodo osservazionale, il monitoraggio ha lo scopo di confermare la validità della soluzione progettuale adottata o, in caso contrario, di individuare la più idonea tra le altre soluzioni previste in progetto.

Il monitoraggio deve essere sempre previsto per opere o interventi che possano comportare rischi inusuali.

Il programma di monitoraggio deve essere definito e illustrato nella relazione geotecnica.

6.3 STABILITÀ DEI PENDII E DEI VERSANTI

Le presenti norme si applicano allo studio delle condizioni di stabilità, al progetto, alla esecuzione ed al controllo degli interventi di stabilizzazione di pendii e versanti in frana.

6.3.1 PRESCRIZIONI GENERALI

Lo studio della stabilità dei pendii richiede rilievi, indagini, analisi, controlli strumentali, raccolta di dati storici sull'evoluzione del pendio e del versante cui esso appartiene.

Per i pendii in frana, l'analisi di stabilità deve includere indagini dirette all'accertamento della forma e della collocazione della superficie o delle superfici di scorrimento e alla misura dei caratteri cinematici del versante (o porzione di esso), sia alla quota del piano di campagna che in profondità.

6.3.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA

Le indagini devono comprendere in generale la ricostruzione dei caratteri geomorfologici, tettonici, litologici, stratigrafici, climatici ed idrogeologici del versante, finalizzata alla definizione di un modello evolutivo che permetta di individuare forme, dimensioni e processi attivi e quiescenti di una frana, in atto o potenziale.

Le tecniche di studio, i rilievi e le indagini sono commisurate sia alla dimensione ed alla scala del problema e alle finalità progettuali sia alle peculiarità dello scenario territoriale ed ambientale in cui si opera. Devono essere particolarmente considerate le condizioni di piovosità.

6.3.3 INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sulla base dell'inquadramento geomorfologico ed evolutivo del versante, deve essere sviluppata una specifica indagine per la caratterizzazione geotecnica dei terreni finalizzata alla definizione del modello geotecnico sulla base del quale effettuare lo studio delle condizioni di stabilità nonché il progetto di eventuali interventi di stabilizzazione. A tale scopo deve essere accertato il regime delle

pressioni interstiziali e la profondità e l'estensione delle indagini devono comprendere i volumi di terreno direttamente o indirettamente coinvolti dai potenziali fenomeni di instabilità.

6.3.4 MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Tutti gli elementi raccolti dovranno convergere in un modello di comportamento, che tenga conto della complessità della situazione stratigrafica e geotecnica, della presenza di discontinuità e dell'evidenza di movimenti pregressi, al quale fare riferimento per le verifiche di stabilità e per il progetto degli eventuali interventi di stabilizzazione

6.3.5 VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate con metodi che tengano conto della forma e posizione della superficie di scorrimento, dell'assetto strutturale, dei parametri geotecnici e del regime delle pressioni interstiziali.

Il livello di sicurezza è espresso, in generale, come rapporto tra resistenza a taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e resistenza a taglio mobilitata per garantire l'equilibrio.

Il grado di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve essere giustificato sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di eventuali fenomeni di rottura.

6.3.6 INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

Il progetto degli interventi di stabilizzazione deve comprendere la descrizione completa dell'intervento, l'influenza delle modalità costruttive sulle condizioni di stabilità, il piano di monitoraggio e un significativo piano di gestione e controllo nel tempo della funzionalità e dell'efficacia dei provvedimenti adottati. In ogni caso devono essere definiti l'entità del miglioramento delle condizioni di sicurezza del pendio ed i criteri per verificarne il raggiungimento.

6.3.7 MONITORAGGIO E COLLAUDO

Il monitoraggio di un pendio o di una frana interessa le diverse fasi che vanno dallo studio al progetto, alla realizzazione e gestione delle opere di stabilizzazione e al controllo della loro funzionalità e durabilità. Esso è riferito principalmente agli spostamenti di punti significativi del pendio, in superficie e/o in profondità, al controllo di eventuali manufatti presenti e alla misura delle pressioni interstiziali, da effettuare con periodicità tale da consentire di definirne le variazioni periodiche e stagionali.

6.4 OPERE DI FONDAZIONE

6.4.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

Le scelte progettuali per le opere di fondazione devono essere fatte contestualmente e congruentemente con quelle delle strutture in elevazione.

Le strutture di fondazione devono rispettare le verifiche agli stati limite ultimi e di servizio e di durabilità.

Nel caso di opere situate su pendii o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere verificata anche la stabilità globale del pendio in assenza e in presenza dell'opera e di eventuali scavi, riporti o interventi di altra natura, necessari alla sua realizzazione.

Devono essere valutati gli effetti della costruzione dell'opera su manufatti attigui e sull'ambiente circostante.

Nel caso di fondazioni su pali, le indagini devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e delle acque del sottosuolo.

6.4.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

6.4.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Le fondazioni superficiali devono essere verificate almeno con riferimento a meccanismi di rottura per carico limite e scorrimento.

La verifica della condizione (6.1) può essere effettuata, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

Combinazione 1: (A1 + M1 + R1)

Combinazione 2: (A2 + M2 + R2)

Approccio 2:

A1+M1+R3

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 1, devono essere prese in considerazione entrambe le combinazioni.

Tab. 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche (SLU) di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

6.4.2.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§2.2.2), nel rispetto della condizione (6.2).

Analogamente, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

6.4.3 FONDAZIONI SU PALI

Il progetto di una fondazione su pali deve comprendere la scelta del tipo di palo e delle relative tecnologie e modalità di esecuzione, il dimensionamento dei pali e delle relative strutture di collegamento, tenendo conto degli effetti di gruppo tanto nelle verifiche SLU quanto nelle verifiche SLE.

Le indagini geotecniche, oltre a soddisfare i requisiti riportati al § 6.2.2, devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità e l' idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e delle acque presenti nel sottosuolo.

In generale, le verifiche dovrebbero essere condotte a partire dai risultati di analisi di interazione tra il terreno e la fondazione costituita dai pali e dalla struttura di collegamento (fondazione mista) che porti alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e di quella trasmessa dai pali .

Nei casi in cui l'interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento ai soli pali, dovranno soddisfare quanto riportato ai § 6.4.3.1 e 6.4.3.2.

Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento alla fondazione mista, dovranno soddisfare quanto riportato ai § 6.4.3.3 e 6.4.3.4.

In ogni caso, in aggiunta a quanto riportato ai § 6.2.3.3 e 6.2.3.4, fra le azioni permanenti deve essere incluso il peso proprio del palo e l'effetto dell'attrito negativo, quest'ultimo valutato con i coefficienti γ_M del caso M1 della Tabella 6.2.II.

6.4.3.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

La verifica della condizione (6.1) può essere effettuata, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

Combinazione 1: (A1 + M1 + R1)

Combinazione 2: (A2 + M1 + R2)

Approccio 2:

A1+M1+R3

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 1, devono essere prese in considerazione entrambe le combinazioni.

6.4.3.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tabella 6.4.II.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

RESISTENZA	SIMBOLO	PALI INFISSI			PALI TRIVELLATI			PALI AD ELICA CONTINUA		
	γ_R	R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Punta	γ_b	1,0	1,45	1.15	1,0	1,7	1.35	1,0	1,6	1.3
Laterale (compressione)	γ_s	1,0	1,45	1.15	1,0	1,45	1.15	1,0	1,45	1.15
Totale (*)	γ_t	1.0	1.45	1.15	1.0	1.6	1.30	1.0	1.55	1.25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1.25	1,0	1,6	1.25	1,0	1,6	1.25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
- metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).

(a) Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo, $R_{c,k}$, o a trazione, $R_{t,k}$, è dedotto dai corrispondenti valori $R_{c,m}$ o $R_{t,m}$, dedotti da una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione ξ riportati nella Tabella 6.4.III, in funzione del numero n di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_1}, \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{media}}{\xi_1}, \frac{(R_{t,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

Tab. 6.4.III - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota.

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

(b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tabella 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t;cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t;cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tab. 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti ξ in Tabella 6.4.IV deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

(c) Se il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ è dedotto dal valore $R_{c,m}$ misurato nel corso di una o più prove dinamiche di progetto ad alto livello di deformazione, il valore caratteristico della resistenza a compressione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione ξ riportati nella Tabella 6.4.V, in funzione del numero n di prove dinamiche eseguite su pali pilota:

$$R_{t;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t;cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t;cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tab. 6.4.V - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove dinamiche su pali pilota.

Numero di prove di carico	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

6.4.3.1.2 Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

Per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del § 6.4.3.1.1, applicando i coefficienti parziali γ_T della Tabella 6.4.VI.

Tab. 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T=1,0$	$\gamma_T=1.6$	$\gamma_T=1.3$

Nel caso in cui la resistenza caratteristica $R_{r,k}$ sia valutata a partire dalla resistenza $R_{r,m}$ misurata nel corso di una o più prove di carico statico su pali pilota, è necessario che la prova sia eseguita riproducendo intensità e retta di azione delle azioni di progetto.

Nel caso in cui la resistenza caratteristica sia valutata con metodi di calcolo analitici i coefficienti riportati nella Tabella 6.4.IV dovranno essere scelti assumendo come verticali indagate solo quelle che consentano una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo nell'ambito delle profondità interessate dal meccanismo di rottura.

La resistenza sotto carichi trasversali dell'intera fondazione su pali deve essere valutata tenendo conto delle condizioni di vincolo alla testa dei pali determinate dalla struttura di collegamento.

6.4.3.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§2.2.2), nel rispetto della condizione (6.2).

La geometria della fondazione (numero, lunghezza e diametro dei pali, interasse) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla punta, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

6.4.3.3 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) delle fondazioni miste

Nel caso in cui il soddisfacimento della condizione (6.1) sia garantito dalla sola struttura di collegamento posta a contatto con il terreno secondo quanto indicato al §6.4.2.1, ai pali può essere assegnata la sola funzione di riduzione e regolazione dei cedimenti. In questo caso il dimensionamento dei pali deve garantire il solo soddisfacimento delle verifiche SLE secondo quanto riportato al punto successivo.

Nel caso in cui, invece, il soddisfacimento della condizione (6.1) sia garantito con il contributo anche dei pali, la verifica deve essere condotta con l'approccio 2; la resistenza di progetto R_d della fondazione mista è ottenuta applicando alla relativa resistenza caratteristica il coefficiente parziale (R3) riportato in Tabella 6.4.I.

6.4.3.4 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) delle fondazioni miste

L'analisi di interazione tra il terreno e la fondazione mista deve garantire che i valori degli spostamenti e delle distorsioni siano compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§2.2.2), nel rispetto della condizione (6.2).

La geometria della fondazione (numero, lunghezza e diametro dei pali, interasse) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto dei diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla punta, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

6.4.3.5 Aspetti costruttivi

Nel progetto si deve tenere conto dei vari aspetti che possono influire sull'integrità e sul comportamento dei pali, quali la distanza relativa, la sequenza di installazione, i problemi di rifluimento e sifonamento nel caso di pali trivellati, l'addensamento del terreno con pali battuti, l'azione del moto di una falda idrica o di sostanze chimiche presenti nell'acqua o nel terreno sul conglomerato dei pali gettati in opera, la connessione dei pali alla struttura di collegamento.

6.4.3.6 Controlli sui pali

In tutti i casi in cui la qualità dei pali dipenda in misura significativa dai procedimenti esecutivi e dalle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, è opportuno effettuare controlli di integrità. Tali controlli sono comunque prescritti per i pali di grande diametro ($d \geq 80$ cm).

Il controllo dell'integrità, da effettuarsi con prove dirette o indirette di comprovata validità, deve interessare almeno il 5% dei pali della fondazione con un minimo di 2 pali. Nel caso di gruppi di pali di grande diametro, il controllo dell'integrità deve essere effettuato su tutti i pali di ciascun gruppo se i pali del gruppo sono in numero inferiore o uguale a 4

6.4.3.7 Prove di carico

Le procedure per l'esecuzione delle prove di carico di cui ai paragrafi successivi devono rispettare quanto contenuto nel Bollettino Ufficiale, Parte IV, Norme Tecniche, Anno XXXIII, No. 191 del C.N.R.

6.4.3.7.1 Prove di progetto su pali pilota

Le prove per la determinazione della resistenza del singolo palo (prove di progetto) devono essere eseguite su pali appositamente realizzati (pali pilota) identici, per geometria e tecnologia esecutiva, a quelli da realizzare e ad essi sufficientemente vicini.

L'intervallo di tempo intercorrente tra la costruzione del palo pilota e l'inizio della prova di carico deve essere sufficiente a garantire che il materiale di cui è costituito il palo sviluppi la resistenza richiesta e che le pressioni interstiziali nel terreno si riportino ai valori iniziali.

Se si esegue una sola prova di carico statica di progetto, questa deve essere ubicata dove le condizioni del terreno sono più sfavorevoli.

Le prove di progetto devono essere spinte fino a valori del carico assiale tali da portare a rottura il complesso palo-terreno o comunque tali da consentire di ricavare significativi diagrammi dei cedimenti della testa del palo in funzione dei carichi e dei tempi.

Il valore del massimo carico di prova non dovrà essere inferiore a 2,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

La resistenza del complesso palo-terreno è assunta pari al valore del carico applicato corrispondente ad un cedimento della testa pari al 10% del diametro nel caso di pali di piccolo e medio diametro ($d < 80$ cm), non inferiori al 5% del diametro nel caso di pali di grande diametro ($d \geq 80$ cm).

Se tali valori di cedimento non sono raggiunti nel corso della prova, è possibile procedere all'extrapolazione della curva sperimentale a patto che essa evidenzi un comportamento del complesso palo-terreno marcatamente non lineare.

Per i pali di grande diametro si può ricorrere a prove statiche eseguite su pali aventi la stessa lunghezza dei pali da realizzare, ma diametro inferiore, purché tali prove siano adeguatamente motivate ed interpretate al fine di fornire indicazioni utili per i pali da realizzare. In ogni caso, la riduzione del diametro non può essere superiore al 50% ed il palo di prova deve essere opportunamente strumentato per consentire il rilievo separato delle curve di mobilitazione della resistenza laterale e della resistenza alla base.

Come prove di progetto possono essere eseguite prove dinamiche ad alto livello di deformazione, purché adeguatamente interpretate al fine di fornire indicazioni comparabili con quelle derivanti da una corrispondente prova di carico statica di progetto.

6.4.3.7.2 Prove di verifica in corso d'opera

Sui pali di fondazione devono essere eseguite prove di carico statiche di collaudo per controllarne principalmente la loro corretta esecuzione e il loro comportamento sotto le azioni di progetto. Tali

prove devono pertanto essere spinte ad un carico assiale pari a 1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

Il numero e l'ubicazione delle prove di verifica devono essere stabiliti in base all'importanza dell'opera e al grado di omogeneità del terreno di fondazione; in ogni caso il numero di prove non deve essere inferiore a:

- 1 se il numero di pali è inferiore a 20
- 2 se il numero di pali è compreso tra 21 e 50
- 3 se il numero di pali è compreso tra 51 e 100
- 4 se il numero di pali è compreso tra 101 e 200
- 5 se il numero di pali è compreso tra 201 e 500
- l'1% se il numero di pali è superiore a 500

Il numero di prove di carico di verifica può essere ridotto se sono eseguite prove di carico dinamiche, da tarare con quelle statiche di progetto, e siano effettuati controlli non distruttivi su almeno il 50% dei pali.

6.5 OPERE DI SOSTEGNO

Le norme si applicano a tutte le opere geotecniche e agli interventi atti a sostenere in sicurezza un corpo di terreno o di materiale con comportamento simile:

- muri, per i quali la funzione di sostegno è affidata al peso proprio e a quello del terreno direttamente gravante su di esso (ad esempio muri a gravità, muri a mensola, muri a contrafforti);
- paratie, per le quali la funzione di sostegno è assicurata principalmente dalla resistenza del volume di terreno posto innanzi l'opera e da eventuali ancoraggi oltre che dalla resistenza a flessione della struttura;
- strutture miste, che esplicano la funzione di sostegno anche per effetto di trattamenti di miglioramento e per la presenza di particolari elementi di rinforzo e collegamento (ad esempio, ture, terra rinforzata, muri cellulari).

6.5.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

La scelta del tipo di opera di sostegno deve essere effettuata in base alle dimensioni e alle esigenze di funzionamento dell'opera, alle caratteristiche meccaniche dei terreni in sede e di riporto, al regime delle pressioni interstiziali, all'interazione con i manufatti circostanti, alle condizioni generali di stabilità del sito. Deve inoltre tener conto dell'incidenza sulla sicurezza di dispositivi complementari (quali rinforzi, drenaggi, tiranti e ancoraggi) e delle fasi costruttive.

La stabilità dei manufatti deve essere garantita con adeguati margini di sicurezza nelle diverse combinazioni di azioni, anche nel caso di parziale perdita di efficacia di dispositivi particolari quali sistemi di drenaggio superficiali e profondi, tiranti ed ancoraggi. Per tutti questi interventi dovrà comunque essere predisposto un dettagliato piano di controllo e monitoraggio nei casi in cui la loro perdita di efficacia configuri scenari di rischio.

In presenza di costruzioni preesistenti, il comportamento dell'opera di sostegno deve garantirne i previsti livelli di funzionalità e stabilità. In particolare, devono essere valutati gli spostamenti del terreno a tergo dell'opera e verificata la loro compatibilità con le condizioni di sicurezza e funzionalità delle costruzioni preesistenti. Inoltre, nel caso in cui in fase costruttiva o a seguito della adozione di sistemi di drenaggio sia previsto l'abbassamento del livello della falda idrica, si devono verificare anche gli effetti indotti dal mutato regime delle pressioni interstiziali.

Le indagini geotecniche devono avere estensione tale da consentire la verifica delle condizioni di stabilità locale e globale del complesso opera-terreno, tenuto conto anche di eventuali moti di filtrazione.

Devono essere prescritte le caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali di riempimento.

6.5.2 AZIONI

Si considerano azioni sull'opera di sostegno quelle dovute al peso del terreno e del materiale di riempimento, ai sovraccarichi, all'acqua, ad eventuali ancoraggi presollecitati, al moto ondoso, al ghiaccio, alle forze di filtrazione, ad urti e collisioni, alle variazioni di temperatura.

6.5.2.1 Sovraccarichi

Il valore di progetto del sovraccarico a tergo di un'opera di sostegno deve essere scelto tenendo conto della eventuale presenza di costruzioni, di depositi di materiale, di veicoli in transito, di apparecchi di sollevamento.

6.5.2.2 Modello geometrico

Il modello geometrico dell'opera di sostegno deve tenere conto delle possibili variazioni del livello del terreno a monte e a valle del paramento rispetto ai valori nominali.

Il livello di progetto della superficie libera dell'acqua o della falda freatica deve essere scelto sulla base di misure e sulla conoscenza del regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo. In assenza di particolari sistemi di drenaggio, nelle verifiche allo stato limite ultimo, si deve sempre ipotizzare che la superficie libera della falda non sia inferiore a quella del livello di sommità dei terreni con bassa permeabilità ($k < 10^{-6}$ m/s).

6.5.3 VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve che a lungo termine. In particolare, per i muri di sostegno o per le altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento a cinematismi riconducibili

- allo scorrimento sul piano di posa,
- al ribaltamento,
- alla rottura per carico limite dell'insieme fondazione-terreno,
- alla stabilità globale del complesso opera di sostegno terreno.

Per le paratie si devono considerare i seguenti cinematismi di rottura:

- rotazione intorno ad un punto dell'opera (nel caso di paratie libere) o intorno al vincolo (nel caso di paratie con un sol livello di ancoraggio o puntone);
- sfilamento o rottura di uno o più ancoraggi;
- rottura di uno o più puntoni;
- rottura strutturale della paratia;
- instabilità del fondo scavo in terreni a grana fina di modesta consistenza;
- sifonamento del fondo scavo in presenza di moti di filtrazione;
- instabilità globale dell'insieme terreno-opera.

Si dovrà inoltre verificare la rottura per carico limite verticale, tenendo conto sia delle azioni esterne sia di quelle determinate dagli ancoraggi.

In tutti i casi, si devono considerare gli stati limite ultimi connessi con la presenza dell'acqua nel terreno e con possibili moti di filtrazione.

6.5.3.1 Verifiche di sicurezza (SLU)

Le analisi devono essere svolte secondo quanto indicato al §6.2.3.1 verificando che il valore di progetto delle azioni ottenuto con la combinazione A1(A2) dei coefficienti parziali delle azioni risulti non superiore al valore di progetto delle resistenze ottenuto applicando la combinazione M1(M2) dei rispettivi coefficienti parziali, per ogni stato limite considerato.

In generale, le ipotesi di calcolo delle spinte devono essere giustificate sulla base dei prevedibili spostamenti relativi manufatto-terreno, ovvero determinate con un'analisi dell'interazione terreno-struttura. Le spinte devono tenere conto del sovraccarico e dell'inclinazione del piano campagna, dell'inclinazione del paramento rispetto alla verticale, delle pressioni interstiziali e degli effetti della filtrazione nel terreno. Nel calcolo della spinta si può tenere conto dell'attrito che si sviluppa fra parete e terreno. I valori assunti per il relativo coefficiente di attrito devono essere giustificati in base alla natura dei materiali a contatto e all'effettivo grado di mobilitazione.

Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro. In casi particolari, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e alle modalità costruttive, la presa in conto di un'aliquota (comunque non superiore al 50%) di tale resistenza è subordinata all'assunzione di effettiva permanenza di tale contributo, nonché alla verifica che gli spostamenti necessari alla mobilitazione di tale aliquota siano compatibili con le prestazioni attese dell'opera.

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento. Nel caso di strutture miste o composite, le verifiche di stabilità globale devono essere accompagnate da verifiche di stabilità locale e di funzionalità e durabilità degli elementi singoli.

6.5.3.2 Verifiche di esercizio (SLE)

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità e di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle acque sotterranee.

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell'interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive.

6.6 TIRANTI DI ANCORAGGIO

Gli ancoraggi sono elementi strutturali opportunamente collegati al terreno, in grado di sostenere forze di trazione. Tali forze sono in generale trasmesse al terreno tramite la fondazione, alla struttura ancorata tramite la testata e dalla testata alla fondazione tramite la parte libera.

6.6.1 CRITERI DI PROGETTO

Ai fini del progetto, gli ancoraggi si distinguono in provvisori e permanenti.

Gli ancoraggi possono essere ulteriormente suddivisi in attivi o presollecitati, quando nell'armatura viene indotta una forza di tesatura, e passivi o non presollecitati.

Nella scelta del tipo di ancoraggio si deve tenere conto delle sollecitazioni prevedibili, delle caratteristiche del sottosuolo, dell'aggressività ambientale.

Nel progetto devono indicarsi l'orientazione, la lunghezza e il numero degli ancoraggi; la tecnica e le tolleranze di esecuzione; lo sforzo ammissibile e il programma di tesatura.

Nel caso di ancoraggi attivi impiegati per una funzione permanente, deve essere predisposto un adeguato piano di monitoraggio per verificarne l'efficacia nel tempo; esso è da recepire, ove necessario in relazione alla rilevanza dell'opera, nel piano di manutenzione. Nel progetto deve prevedersi la possibilità di successivi interventi di regolazione e/o sostituzione. Se questi requisiti non possono essere soddisfatti, dovranno essere previsti ancoraggi passivi.

Se la funzione di ancoraggio è esercitata da piastre, da pali accostati o simili, è necessario evitare ogni sovrapposizione tra la zona passiva di pertinenza dell'ancoraggio e quella attiva a tergo dell'opera di sostegno.

Per la valutazione del carico limite si può procedere in prima approssimazione con formule teoriche o con correlazioni empiriche. La conferma sperimentale con prove di trazione in sito nelle fasi di progetto e di collaudo è sempre necessaria.

6.6.2 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

Deve risultare rispettata la condizione di cui al §6.2.3.1 con specifico riferimento ad uno stato limite di sfilamento della fondazione.

La verifica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto P_d , calcolata analizzando l'opera ancorata sia nei confronti dei possibili stati limite ultimi (SLU) sia di esercizio (SLE), con la resistenza di progetto R_{ad} , determinata applicando alla resistenza caratteristica R_{ak} i fattori parziali γ_R riportati nella tabella 6.6.I.

Tab. 6.6.I – Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi

	SIMBOLO γ_R	COEFFICIENTE PARZIALE
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio R_{ak} si può determinare:

- dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova;
- con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio.

Nel caso (a), il valore della resistenza caratteristica R_{ak} è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a1} e ξ_{a2} rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze $R_{a,m}$ misurate nel corso delle prove:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,m})_{\text{medio}}}{\xi_{a1}}, \frac{(R_{a,m})_{\text{min}}}{\xi_{a2}} \right\}.$$

Nel caso (b), il valore della resistenza caratteristica R_{ak} è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze $R_{a,c}$ ottenute dal calcolo:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a3}}, \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a4}} \right\}.$$

Nella valutazione analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi non si applicheranno coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici della resistenza del terreno; si farà quindi riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza M1.

Tab 6.6.II: *Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica da prove di progetto, in funzione del numero degli ancoraggi di prova*

numero degli ancoraggi di prova	1	2	>2
ξ_{sa1}	1.5	1.4	1.3
ξ_{sa2}	1.5	1.3	1.2

Tab 6.6.III: *Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine*

numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{sa3}	1,80	1.75	1.70	1.65	1.60
ξ_{sa4}	1,80	1.70	1.65	1.60	1.55

6.6.3 ASPETTI COSTRUTTIVI

La durabilità e la compatibilità con i terreni dei materiali impiegati per la costruzione dei tiranti, nonché i sistemi di protezione dalla corrosione devono essere documentati.

Il diametro dei fori non deve essere inferiore ai diametri nominali previsti in progetto.

La tesatura dei tiranti deve essere effettuata in conformità al programma di progetto. In ogni caso, la tesatura potrà avere inizio non prima che siano praticamente esauriti i fenomeni di presa ed indurimento del materiale costituente la fondazione dell'ancoraggio..

6.6.4 PROVE DI CARICO

Gli ancoraggi preliminari di prova (ancoraggi di progetto) - sottoposti a sollecitazioni più severe di quelle di collaudo e non utilizzabili per l'impiego successivo - devono essere realizzati con lo stesso sistema costruttivo di quelli definitivi, nello stesso sito e nelle stesse condizioni ambientali.

Gli ancoraggi preliminari di prova devono essere realizzati dopo l'esecuzione di quelle operazioni, quali scavi e riporti, che possano influire sulla capacità portante della fondazione.

Nelle valutazioni si terrà conto della variazione della resistenza allo sfilamento nel tempo, per effetto del comportamento viscoso del terreno e dei materiali che costituiscono l'ancoraggio.

Il numero di prove di progetto non deve essere inferiore a:

- 1 se il numero degli ancoraggi è inferiore a 30,
- 2 se il numero degli ancoraggi è inferiore a 50
- 3 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 51 e 100,
- 7 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 101 e 200,
- 8 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 201 e 500,
- 10 se il numero degli ancoraggi è superiore a 500.

Le prove di collaudo, da effettuarsi su tutti gli ancoraggi, consistono in un ciclo semplice di carico e scarico; in questo ciclo il tirante viene sottoposto ad una forza massima pari a 1.2 volte quella

massima prevista in esercizio, verificando che gli allungamenti misurati siano nei limiti previsti in progetto e/o compatibili con le misure sugli ancoraggi preliminari di prova.

6.7 OPERE IN SOTTERRANEO

Le presenti norme definiscono le procedure tecniche per il progetto, la costruzione ed il collaudo delle opere in sotterraneo quali le gallerie, le caverne ed i pozzi, che sono costruiti totalmente nel sottosuolo mediante operazioni coordinate di asportazione del terreno e/o della roccia in posto e di messa in opera degli eventuali interventi, necessari alla stabilizzazione della cavità a breve termine, e del rivestimento finale, che dovrà essere individuato in relazione alla tipologia di opera da realizzare e alla funzione ad esso assegnata.

6.7.1 PRESCRIZIONI GENERALI

Il progetto delle opere in sotterraneo deve svilupparsi secondo i principi generali esposti nei § 6.1 e 6.2 e i criteri specifici indicati al successivo § 6.7.4.

L'approccio progettuale adottato deve prevedere l'impiego di metodi atti a prevenire o controllare, nelle fasi esecutive, gli effetti legati alla variazione dello stato tensionale preesistente nel terreno e/o nella roccia e del regime delle pressioni interstiziali nell'intorno della cavità conseguenti alle operazioni di scavo. Dovrà in particolare essere dimostrato il raggiungimento di condizioni di stabilità della stessa cavità ad opera ultimata, in relazione alle condizioni ed alle caratteristiche del sito, nonché alle conseguenze che si possono comunque produrre sull'ambiente circostante. A tale scopo, in stretta dipendenza dei risultati delle indagini geologiche, idrogeologiche e geotecniche eseguite, nel progetto devono essere specificati e adeguatamente giustificati:

- geometria, ubicazione (per le opere puntuali quali le caverne ed i pozzi) e tracciato dell'opera (per le opere a sviluppo lineare quali le gallerie);
- metodo e tecniche di scavo, di tipo tradizionale o meccanizzato;
- eventuali interventi di stabilizzazione (compresi il miglioramento ed il rinforzo dei terreni e delle rocce) da adottare sul fronte e sulle pareti di scavo, che dovranno essere definiti e quantificati con riferimento alle condizioni medie di progetto previste, indicando altresì le relative variabilità ed i relativi livelli di affidabilità della previsione;
- mezzi occorrenti per l'intercettazione e l'eventuale agottamento dell'acqua sotterranea, avendo però cura di accertare se tale agottamento comporta o meno eventuali variazioni all'equilibrio idrogeologico preesistente;
- elementi utili a definire piani e norme di sicurezza, anche con riferimento a particolari situazioni di pericolo per presenza di gas tossici o esplosivi;
- problematiche relative alla messa a dimora dei materiali di risulta degli scavi, compresa la individuazione degli eventuali interventi di inertizzazione che si rendessero necessari, in relazione alla natura degli stessi materiali.

Per le opere in sotterraneo, il ricorso alla progettazione basata sul metodo osservazionale può essere giustificato, oltre che dalle motivazioni riportate nel § 6.2.4, anche a seguito di accertate difficoltà o estrema onerosità nel completamento delle indagini necessarie per definire il modello geologico e i modelli geotecnici di riferimento.

Indagini di particolare impegno economico, quali ad esempio i cunicoli pilota, possono essere prese in considerazione nel caso di opere di eccezionale importanza o di terreni e rocce di particolare complessità strutturale.

6.7.2 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA

L'ampiezza e l'approfondimento degli studi e delle indagini devono essere commisurati alla complessità geologica e idrogeologica, alla vulnerabilità ambientale del sito, nonché alla ubicazione ed alla lunghezza dell'opera, in relazione ai potenziali impatti sulle condizioni preesistenti. Dovranno essere eseguite specifiche indagini dirette, in superficie ed in profondità (rilievi geologico - strutturali e sondaggi meccanici, con relative prove in foro), e indagini indirette (indagini e prove di tipo geofisico), allo scopo di acquisire elementi sulle caratteristiche geologico - stratigrafiche, geologico - strutturali, geomorfologiche e idrogeologiche del sito di interesse, per le opere puntuali (caverne e pozzi) o lungo il tracciato/i tracciati, per le opere lineari (gallerie).

Con riferimento ai tratti di galleria parietali, alle zone di imbocco e a modesta copertura, devono essere svolte indagini per accertare e ricostruire i caratteri geomorfologici e idrogeologici del sito e di stabilità del territorio, anche in accordo a quanto previsto nel § 6.3. Nel caso di gallerie poco profonde in ambiente urbano, le indagini devono mirare alla ricostruzione della evoluzione geomorfologia superficiale recente, connessa anche alla evoluzione antropica del territorio avvenuta in epoca storica, con riferimento alla individuazione di cavità naturali e artificiali preesistenti nel sottosuolo.

Specifiche indagini devono essere svolte per definire le caratteristiche idrologiche ed idrogeologiche dell'area, con particolare riguardo alla possibilità di interferenza dell'opera con gli acquiferi eventualmente presenti. A tal fine, unitamente alle prove ed alle misure in foro che si rendessero necessarie, anche per significativi periodi di tempo, devono essere effettuate specifiche analisi attraverso campionamenti delle acque superficiali e di falda. Tutte le informazioni raccolte devono concorrere alla definizione, ricostruzione geometrica e caratterizzazione degli acquiferi presenti nell'area, sotto il profilo del rischio idrogeologico.

Devono essere accertati i caratteri sismici della zona interessata dal progetto attraverso un approfondito esame delle caratteristiche di sismicità e neotettoniche. Oltre alla ricerca sui cataloghi esistenti in merito alla frequenza ed alle caratteristiche dei sismi rilevati nell'area, deve essere svolto uno studio mirato all'individuazione di faglie attive prossime all'opera, possibili generatrici di eventi sismici.

Il modello geologico e il modello idrogeologico, preliminarmente costruiti sulla base dei dati di letteratura (che comporta la ricerca, raccolta, analisi e sintesi di studi ed indagini precedenti eventualmente svolti sull'area di interesse), di analisi foto-interpretativa effettuata utilizzando foto aeree e satellitari, di recente esecuzione e di buona qualità, nonché di rilevamenti diretti o di superficie, devono essere confrontati, verificati e validati con i dati di approfondimento derivati dalle anzidette indagini dirette ed indirette nel sottosuolo.

6.7.3 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Le indagini e la caratterizzazione geotecnica dei terreni e delle rocce interessate dallo scavo e la conseguente definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo devono essere effettuate con riferimento ai modelli geologico e idrogeologico, con particolare riguardo, nel caso degli ammassi rocciosi, alle caratteristiche geologico - strutturali, tenendo conto del manufatto da realizzare e del livello della progettazione. A questo fine le indagini in sito e le prove in laboratorio devono evidenziare le caratteristiche meccaniche dei terreni e delle rocce presenti, tenendo conto della loro eventuale potenzialità di comportamento spingente e/o rigonfiante, delle disomogeneità e, in generale, di tutti i fattori di scala di interesse. Le stesse indagini devono inoltre evidenziare il regime delle pressioni interstiziali e la presenza di moti di filtrazione. Nel caso in cui sia adottato il "metodo osservazionale", potranno essere svolte indagini e prove integrative in corso d'opera, purché previste in progetto.

Lo scopo della caratterizzazione geotecnica è di individuare, per il volume significativo interessato dall'opera, in coerenza con i modelli geologico e idrogeologico:

- le zone omogenee dal punto di vista geotecnico interessate dallo scavo e, in funzione della tipologia delle opere e dei procedimenti costruttivi, i parametri geotecnici da utilizzare ai fini progettuali e per il controllo del comportamento del complesso opera-terreno (roccia). Se possibile, per gli ammassi rocciosi le stesse zone possono essere distinte in classi di qualità mediante i metodi di classificazione tecnica adottabili per questi ultimi;
- i modelli geotecnici del sottosuolo da impiegare nei calcoli di progetto, con riferimento sia alle fasi transitorie di costruzione che alla fase definitiva;
- l'eventuale presenza di falde acquifere, i moti di filtrazione e il regime delle pressioni interstiziali nelle zone influenzate dallo scavo.

6.7.4 CRITERI DI PROGETTO

Sulla base del modello geotecnico del sottosuolo, il progetto deve comprendere la previsione quantitativa degli effetti direttamente indotti dagli scavi al contorno della cavità ed in superficie, ciò con riferimento in particolare a scavi e gallerie poco profonde in ambiente urbano. Da questa previsione devono derivare la scelta del metodo e delle tecniche di scavo e stabilizzazione da adottare, compresa la individuazione degli eventuali interventi di miglioramento e rinforzo del terreno e/o roccia necessari ad assicurare le condizioni di stabilità della cavità e del fronte di scavo nel breve termine. Ciò deve avvenire al fine di garantire la stabilità locale e globale dell'opera così come la sua funzionalità nelle condizioni di servizio previste in progetto, a seguito della posa del rivestimento finale.

Il comportamento delle pareti e del fronte di scavo a breve termine deve essere controllato attraverso la misura continua delle deformazioni indotte nel terreno e/o nella roccia, nonché nelle strutture, durante lo scavo ed in stretta relazione alle diverse fasi esecutive previste, avendo cura di accertare che le grandezze rilevate rientrino nei limiti previsti in progetto.

Il progetto deve prevedere le seguenti fasi:

a) Previsione del comportamento del sistema opera-terreno (roccia) in assenza di interventi. Sulla base del modello geotecnico di sottosuolo, l'analisi progettuale deve preliminarmente riguardare il comportamento dell'opera in assenza di interventi di stabilizzazione, compresi quelli di miglioramento e/o rinforzo dei terreni e/o delle rocce. Dall'analisi deve in particolare scaturire la scelta dei provvedimenti necessari alla stabilità locale e globale dell'opera, nel breve e nel lungo termine.

b) Scelta degli interventi. Se dall'analisi di cui al punto precedente non risulti un adeguato livello di sicurezza dell'opera o derivino valori di spostamenti non compatibili con la funzionalità dell'opera stessa e degli eventuali manufatti circostanti, si deve prendere in esame l'impiego dei necessari interventi di stabilizzazione, che dovranno essere individuati anche attraverso adeguate analisi e confronti tra le diverse soluzioni possibili.

c) Previsione del comportamento del sistema opera-terreno (roccia) in presenza di interventi. La scelta degli interventi e la valutazione quantitativa della loro efficacia devono essere motivate. Oltre alla previsione del comportamento dell'opera in presenza degli interventi di stabilizzazione, attraverso analisi progettuali adeguate che tengano conto del modello geotecnico di riferimento, devono essere sviluppate le necessarie analisi progettuali per le verifiche di sicurezza e funzionalità dell'opera.

6.7.5 METODI DI CALCOLO

Per lo svolgimento delle analisi progettuali si deve fare riferimento ai modelli geotecnici di sottosuolo di riferimento e a leggi di comportamento note e di provata validità. Inoltre, si deve ricorrere a mezzi di calcolo dichiarati e validati, tenuto ovviamente conto della complessità del sistema opera-terreno e del livello di progettazione. In generale si deve ricorrere ad uno o più dei seguenti procedimenti:

- a) metodi di calcolo analitici, basati su formule;
- b) metodi di calcolo numerici, al fine di simulare il reale comportamento del sistema opera-terreno, nelle diverse fasi di scavo e costruzione, nonché in condizioni di esercizio.

Le analisi devono essere svolte con specifico riferimento:

- all'analisi di stabilità globale della cavità, con particolare riguardo, nel caso delle gallerie, al fronte, alla zona retrostante il fronte e, in condizioni di bassa copertura, alla valutazione dei risentimenti attesi in superficie;
- all'interazione opera-terreno nelle diverse fasi costruttive e in condizioni di esercizio.

Nel caso di progettazione basata sul “metodo osservazionale”, le analisi devono in particolare permettere la valutazione quantitativa del comportamento dell'opera nelle diverse fasi di scavo e costruzione, in modo da poter formulare previsioni sui valori delle grandezze rappresentative del comportamento della cavità, con particolare riguardo ai valori di convergenza radiale del cavo, della deformazione longitudinale del fronte e, se pertinente, dei cedimenti indotti in superficie.

6.7.6 MONITORAGGIO E COLLAUDO

Il programma di monitoraggio delle opere in sotterraneo deve essere predisposto in modo da consentire l'analisi del comportamento del terreno e delle strutture per ogni fase di scavo e costruzione, oltre che ad opera ultimata, quando i dati derivanti dal monitoraggio stesso potranno anche costituire elemento di riferimento e controllo nelle operazioni di collaudo.

Il monitoraggio deve permettere di verificare la validità delle previsioni progettuali attraverso un confronto sistematico tra le stesse previsioni e le prestazioni, con riferimento al comportamento del terreno nell'intorno dell'opera e delle strutture, compresi gli interventi. Inoltre, il monitoraggio deve permettere di assicurare che l'opera espliciti le sue funzioni, risultando idonea all'esercizio, resistente e stabile senza riduzioni della sua integrità o manutenzioni non previste.

A tal fine, in particolare quando la progettazione sia basata sul “metodo osservazionale”, devono essere indicate le ipotesi formulate per la valutazione delle componenti di spostamento, delle deformazioni e delle sollecitazioni indotte nel terreno e/o roccia e nelle strutture. Devono inoltre risultare dallo stesso progetto le ipotesi di caratterizzazione geotecnica, che dovranno essere verificate sulla base delle misure che saranno svolte nel corso dei lavori. Deve essere indicato nello stesso progetto il periodo e l'intervallo di tempo nel quale devono essere eseguite le misure.

6.8 OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO

Le presenti norme si applicano ai manufatti di materiali sciolti, quali rilevati, argini di difesa per fiumi, canali e litorali, rin fianchi, rinterri, terrapieni e colmate. Le norme si applicano, inoltre, alle opere e alle parti di opere di materiali sciolti con specifiche funzioni di drenaggio, filtro, transizione, fondazione, tenuta, protezione ed altre. Gli sbarramenti di ritenuta idraulica di materiali sciolti sono oggetto di normativa specifica.

6.8.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

Il progetto di un manufatto di materiali sciolti deve tenere conto dei requisiti prestazionali richiesti e delle caratteristiche dei terreni di fondazione. Esso deve comprendere la scelta dei materiali da costruzione e la loro modalità di posa in opera.

I criteri per la scelta dei materiali da costruzione devono essere definiti in relazione alle funzioni dell'opera, tenendo presenti i problemi di selezione, coltivazione delle cave, trasporto, trattamento e posa in opera, nel rispetto dei vincoli imposti dalla vigente legislazione.

Nel progetto devono essere indicate le prescrizioni relative alla qualificazione dei materiali e alla posa in opera precisando tempi e modalità di costruzione, in particolare lo spessore massimo degli strati in funzione dei materiali. Sono altresì da precisare i controlli da eseguire durante la costruzione e i limiti di accettabilità dei materiali, del grado di compattazione da raggiungere e della deformabilità degli strati.

6.8.2 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

Deve risultare rispettata la condizione di cui al § 6.2.3, verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici per le due combinazioni (A1+M1) e (A2+M2) con i fattori parziali delle tabelle 6.2.I e 6.2.II.

La stabilità globale dell'insieme manufatto-terreno di fondazione deve essere studiata nelle condizioni corrispondenti alle diverse fasi costruttive, al termine della costruzione e in esercizio.

Le verifiche locali devono essere estese agli elementi artificiali di rinforzo, eventualmente presenti all'interno ed alla base del manufatto, con riferimento anche ai problemi di durabilità. Nel caso di manufatti su pendii si deve esaminare l'influenza dell'opera in terra sulle condizioni generali di sicurezza del pendio, anche in relazione alle variazioni indotte nel regime idraulico del sottosuolo.

Se l'opera ha funzioni di ritenuta idraulica, lo stato limite ultimo è da verificarsi con riferimento alla stabilità dei paramenti, in tutte le possibili condizioni di esercizio. Si deve porre particolare attenzione alle problematiche relative al sifonamento ed all'erosione, in relazione alle caratteristiche dei terreni di fondazione dei materiali con i quali è realizzata l'opera, tenendo conto di quanto indicato al §6.5.3.2. I livelli di sicurezza prescelti devono essere giustificati in relazione alle conseguenze del raggiungimento dello stato limite ultimo.

6.8.3 VERIFICHE IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO (SLE)

Si deve verificare che i cedimenti del manufatto, dovuti alla deformazione dei terreni di fondazione e dell'opera, siano compatibili con la sua funzionalità.

Specifiche analisi devono inoltre essere sviluppate per valutare l'influenza del manufatto sulla sicurezza e sulla funzionalità delle costruzioni in adiacenza e per individuare gli eventuali interventi per limitarne gli effetti sfavorevoli.

6.8.4 ASPETTI COSTRUTTIVI

I materiali costituenti il manufatto devono essere posti in opera in strati con metodologie idonee a garantire il raggiungimento delle proprietà fisiche e meccaniche richieste in progetto.

Le caratteristiche dei componenti artificiali, quali i materiali geosintetici, devono essere specificate e certificate in conformità alle relative norme europee armonizzate e verificate sulla base di risultati di prove sperimentali da eseguire nelle fasi di accettazione e di verifica delle prestazioni attese.

6.8.5 MONITORAGGIO E COLLAUDO

Con il monitoraggio si deve accertare che i valori delle grandezze misurate, quali ad esempio spostamenti e pressioni interstiziali, siano compatibili con i requisiti di sicurezza e funzionalità del manufatto e di quelli contigui.

Durante la costruzione devono essere eseguite prove di controllo del grado di addensamento, dell'umidità e della deformabilità degli strati posti in opera.

Il tipo ed il numero di controlli devono essere convenientemente fissati in relazione all'importanza dell'opera ed alle caratteristiche geotecniche dell'area, in modo da assicurare un congruo numero di misure significative. Per opere di modesta importanza, che non comportino pericoli per le persone o apprezzabili danni alle cose, il monitoraggio può essere ridotto a documentate ispezioni visive.

6.8.6 FRONTI DI SCAVO

6.8.6.1 Indagini geotecniche e caratterizzazione geotecnica

Le indagini geotecniche devono tener conto della profondità, dell'ampiezza, della destinazione e del carattere permanente o provvisorio dello scavo.

6.8.6.2 Criteri generali di progetto e verifiche di sicurezza

Il progetto deve definire un profilo di scavo tale che risultino rispettate le prescrizioni di cui al §6.2.3 e la verifica deve essere condotta con modalità analoga a quella indicata per i manufatti di materiali sciolti.

Nel caso di scavi realizzati su pendio, deve essere verificata l'influenza dello scavo sulle condizioni di stabilità generale del pendio stesso.

Il progetto deve tener conto dell'esistenza di opere e sovraccarichi in prossimità dello scavo, deve esaminare l'influenza dello scavo sul regime delle acque superficiali e deve garantire la stabilità e la funzionalità delle costruzioni preesistenti nell'area interessata dallo scavo.

6.9 MIGLIORAMENTO E RINFORZO DEI TERRENI E DELLE ROCCE

Le presenti norme riguardano la progettazione, la costruzione e il collaudo degli interventi di miglioramento e rinforzo dei terreni e delle rocce, realizzati per diverse finalità applicative.

6.9.1 SCELTA DEL TIPO DI INTERVENTO E CRITERI GENERALI DI PROGETTO

La scelta del tipo di intervento deve derivare da una caratterizzazione geotecnica dei terreni da trattare e da un'analisi dei fattori tecnici, organizzativi e ambientali.

Gli interventi devono essere giustificati, indicando i fattori geotecnici modificabili e fornendo valutazioni quantitative degli effetti meccanici connessi con tali modificazioni

Le indagini geotecniche devono riguardare anche l'accertamento dei risultati conseguiti, avvalendosi di misure ed eventualmente di appositi campi prova. Questi ultimi sono necessari nei casi in cui la mancata o ridotta efficacia degli interventi possa comportare il raggiungimento di uno stato limite ultimo o possibili danni a persone o cose.

Nel progetto devono essere definiti il dimensionamento degli interventi, le caratteristiche degli elementi strutturali e degli eventuali materiali di appporto, le tecniche necessarie e le sequenze operative, nonché le indicazioni per poter valutare l'efficacia degli interventi realizzati.

6.9.2 MONITORAGGIO E COLLAUDO

Il monitoraggio ha lo scopo di valutare l'efficacia degli interventi e di verificare la rispondenza dei risultati ottenuti con le ipotesi progettuali. Ha inoltre lo scopo di controllare il comportamento nel tempo del complesso opera-terreno trattato.

Il monitoraggio deve essere previsto nei casi in cui gli interventi di miglioramento e di rinforzo possano condizionare la sicurezza e la funzionalità dell'opera in progetto o di opere circostanti.

6.10 CONSOLIDAMENTO GEOTECNICO DI OPERE ESISTENTI

Le norme di cui alla presente sezione riguardano l'insieme dei provvedimenti tecnici con i quali si interviene sul sistema manufatto-terreno per eliminare o mitigare difetti di comportamento.

6.10.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

Il progetto degli interventi di consolidamento deve derivare dalla individuazione delle cause che hanno prodotto il comportamento anomalo dell'opera. Tali cause possono riguardare singolarmente o congiuntamente la sovrastruttura, le strutture di fondazione, il terreno di fondazione.

In particolare, devono essere ricercate le cause di anomali spostamenti del terreno, conseguenti al mutato stato tensionale indotto da modifiche del manufatto, da variazioni del regime delle pressioni interstiziali, dalla costruzione di altri manufatti in adiacenza, da modifiche del profilo topografico del terreno per cause antropiche o per movimenti di massa, oppure le cause alle quali è riconducibile il deterioramento dei materiali costituenti le strutture in elevazione e le strutture di fondazione.

Il progetto del consolidamento geotecnico deve essere sviluppato unitariamente con quello strutturale, ovvero gli interventi che si reputano necessari per migliorare il terreno o per rinforzare le fondazioni devono essere concepiti congiuntamente al risanamento della struttura in elevazione.

La descrizione delle modalità esecutive dell'intervento e delle opere provvisorie sono parte integrante del progetto. Per situazioni geotecniche, nelle quali sia documentata la complessità del sottosuolo e comprovata l'impossibilità di svolgere indagini esaustive, è possibile il ricorso al metodo osservazionale.

6.10.2 INDAGINI GEOTECNICHE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il progetto degli interventi di consolidamento deve essere basato su risultati di indagini sul terreno e sulle fondazioni esistenti, programmate dopo aver consultato tutta la documentazione eventualmente disponibile, relativa al manufatto da consolidare e al terreno.

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti del terreno di fondazione, nell'ubicazione e nella scelta delle attrezzature e delle tecniche esecutive delle indagini si devono valutare le conseguenze di ogni disturbo che potrebbe indursi nel manufatto.

Le indagini devono anche comprendere la misura di grandezze significative per individuare i caratteri cinematici dei movimenti in atto e devono riguardare la variazione nel tempo di grandezze geotecniche come le pressioni interstiziali e gli spostamenti del terreno all'interno del volume ritenuto significativo. Se è presumibile il carattere periodico dei fenomeni osservati, legato ad eventi stagionali, le misure devono essere adeguatamente protratte nel tempo.

6.10.3 TIPI DI CONSOLIDAMENTO GEOTECNICO

I principali metodi per il consolidamento di una struttura esistente fanno in generale capo a uno o più dei seguenti criteri:

- miglioramento e rinforzo dei terreni di fondazione;
- miglioramento e rinforzo dei materiali costituenti la fondazione;
- ampliamento della base;
- trasferimento del carico a strati più profondi;
- introduzione di sostegni laterali;
- rettifica degli spostamenti del piano di posa.

Nella scelta del metodo di consolidamento si deve tener conto della circostanza che i terreni di fondazione del manufatto siano stati da tempo sottoposti all'azione di carichi permanenti e ad altre azioni eccezionali. Si devono valutare gli effetti di un'eventuale redistribuzione delle sollecitazioni nel terreno per effetto dell'intervento sulla risposta meccanica dell'intero manufatto, sia a breve che a lungo termine.

Interventi a carattere provvisorio o definitivo che comportino variazioni di volume, quali il congelamento, le iniezioni, la gettiniezione, e modifiche del regime della falda idrica, richiedono particolari cautele e possono essere adottati solo dopo averne valutato gli effetti sul comportamento del manufatto stesso e di quelli adiacenti.

Le funzioni dell'intervento di consolidamento devono essere chiaramente identificate e definite in progetto.

6.10.4 CONTROLLI, MONITORAGGIO E COLLAUDO

Il controllo dell'efficacia del consolidamento geotecnico è obbligatorio quando agli interventi consegue una redistribuzione delle sollecitazioni al contatto terreno-manufatto. I controlli assumono diversa ampiezza e si eseguono con strumentazioni e modalità diverse in relazione all'importanza dell'opera, al tipo di difetto del manufatto e ai possibili danni per le persone e le cose.

Il monitoraggio degli interventi di consolidamento deve essere previsto in progetto e descritto in dettaglio – indicando le grandezze da misurare, gli strumenti impiegati e la cadenza temporale delle misure – nel caso di ricorso al metodo osservazionale. Gli esiti delle misure e dei controlli possono costituire elemento di collaudo dei singoli interventi.

6.11 DISCARICHE CONTROLLATE DI RIFIUTI E DEPOSITI DI INERTI

6.11.1 DISCARICHE CONTROLLATE

6.11.1.1 Criteri di progetto

Oltre a quanto stabilito nelle specifiche norme vigenti, il progetto delle discariche deve essere basato sulla caratterizzazione del sito, con una chiara definizione delle modalità costruttive e di controllo dei diversi dispositivi di barriera, tenendo conto della natura dei rifiuti, della vulnerabilità ambientale del territorio e dei rischi connessi con eventuali malfunzionamenti.

6.11.1.2 Caratterizzazione del sito

La caratterizzazione geologica e geotecnica deve essere finalizzata alla identificazione delle formazioni presenti nell'area e al regime delle acque, nonché alla valutazione di tutte le grandezze fisico-meccaniche che contribuiscono alla scelta della localizzazione dell'opera (comprensiva delle aree di deposito, di servizio e di quelle di rispetto), alla sua progettazione e al suo esercizio. È in particolare necessario il preventivo accertamento della presenza di falde acquifere, di zone di protezione naturale, del rischio sismico e di inondazione, del rischio di frane o di valanghe e di fenomeni di subsidenza.

6.11.1.3 Modalità costruttive e di controllo dei dispositivi di barriera

Il progetto dovrà definire in dettaglio le modalità costruttive e di controllo delle barriere previste dalla specifica normativa di settore. In particolare, devono essere definite le prove di qualificazione del materiale impiegato e le modalità costruttive in termini di spessore degli stati da porre in opera e metodi di compattazione. Il progetto deve inoltre definire il numero e la frequenza delle prove di controllo da eseguire in sito e in laboratorio durante la costruzione delle barriere. In ogni caso, sulla barriera finita dovranno essere previste specifiche prove di controllo della permeabilità, in numero adeguato da consentire la valutazione del raggiungimento o meno dei requisiti richiesti dalla specifica normativa di settore.

6.11.1.4 Verifiche di sicurezza

La stabilità del manufatto e dei terreni di fondazione deve essere valutata mediante specifiche analisi geotecniche, riferite alle diverse fasi della vita dell'opera. In particolare deve essere verificata la stabilità e la deformabilità del fondo, per garantire nel tempo l'efficacia e la funzionalità del sistema di raccolta del percolato, e la stabilità delle pareti laterali.

Nelle verifiche che interessano il corpo della discarica, si devono attribuire ai materiali di rifiuto parametri che tengano conto della composizione del rifiuto medesimo e dei metodi di pre-trattamento e costipamento adottati nonché dei risultati di specifiche prove in sito o di laboratorio.

6.11.1.5 Monitoraggio

Il monitoraggio geotecnico del complesso discarica-terreno deve in generale comprendere la misura di grandezze significative - quali in particolare assestamenti, livelli piezometrici, caratteristiche del percolato e di eventuale biogas.

6.11.2 DEPOSITI DI INERTI

6.11.2.1 Criteri di progetto

Nelle verifiche che interessano il corpo del deposito, si devono attribuire parametri che tengano conto della natura e delle modalità di compattazione del materiale nonché dei risultati di specifiche prove in sito o di laboratorio.

Per i bacini di decantazione a servizio di attività estrattive consistenti in invasi delimitati almeno da un lato da argini di terra in cui i solidi sono separati dai liquidi, devono essere determinate le caratteristiche del materiale di decantazione per varie possibili situazioni di consolidazione.

Al fine di garantire condizioni adeguate di stabilità, devono essere previsti dispositivi per la regimazione e allontanamento dal deposito delle acque di ruscellamento superficiale e dispositivi

per l'abbattimento ed il controllo del regime delle pressioni interstiziali all'interno del materiale del deposito.

Nel progetto devono essere definite le modalità di posa in opera dei materiali e i provvedimenti per evitare dissesti e scoscendimenti del materiale del deposito.

6.11.2.2 Monitoraggio

Il monitoraggio geotecnico del complesso deposito-terreno consiste nell'installazione di appropriata strumentazione e nella misura di grandezze significative - quali cedimenti e livelli piezometrici.

Deve essere altresì effettuato un controllo delle acque di ruscellamento superficiale al fine di limitarne la penetrazione nel corpo del deposito.

6.12 FATTIBILITÀ DI OPERE SU GRANDI AREE

Le presenti norme definiscono i criteri di carattere geologico e geotecnico da adottare nell'elaborazione di piani urbanistici e nel progetto di insiemi di manufatti e interventi che interessano ampie superfici, quali:

- a) nuovi insediamenti urbani civili o industriali;
- b) ristrutturazione di insediamenti esistenti, reti idriche e fognarie urbane e reti di sottoservizi di qualsiasi tipo;
- c) strade, ferrovie ed idrovie;
- d) opere marittime e difese costiere;
- e) aeroporti;
- f) bacini idrici artificiali e sistemi di derivazione da corsi d'acqua;
- g) sistemi di impianti per l'estrazione di liquidi o gas dal sottosuolo;
- h) bonifiche e sistemazione del territorio;
- i) attività estrattive di materiali da costruzione.

6.12.1 INDAGINI SPECIFICHE

Gli studi geologici e la caratterizzazione geotecnica devono essere estesi a tutta la zona di possibile influenza degli interventi previsti, al fine di accertare destinazioni d'uso compatibile del territorio in esame.

Le indagini e gli studi devono in particolare accertare le condizioni di stabilità dei pendii, tenuto conto anche di eventuali effetti derivanti dalla realizzazione delle opere.

In interventi che comportano emungimento di fluidi dal sottosuolo, si deve accertare che tali interventi siano compatibili con le caratteristiche dell'acquifero e che eventuali cedimenti della superficie del suolo siano compatibili con la stabilità e la funzionalità dei manufatti presenti nella zona interessata dall'emungimento.

funzionalità del sistema di raccolta del percolato, e la stabilità delle pareti laterali.

Nelle verifiche che interessano il corpo della discarica, si devono attribuire ai materiali di rifiuto parametri che tengano conto della composizione del rifiuto medesimo e dei metodi di pre-trattamento e costipamento adottati nonché dei risultati di specifiche prove in sito o di laboratorio.

6.12.1.1 Monitoraggio

Il monitoraggio geotecnico del complesso scarica-terreno deve in generale comprendere la misura di grandezze significative - quali in particolare assestamenti, livelli piezometrici, caratteristiche del percolato e di eventuale biogas.

6.12.2 DEPOSITI DI INERTI

6.12.2.1 Criteri di progetto

Nelle verifiche che interessano il corpo del deposito, si devono attribuire parametri che tengano conto della natura e delle modalità di compattazione del materiale nonché dei risultati di specifiche prove in sito o di laboratorio.

Per i bacini di decantazione a servizio di attività estrattive consistenti in invasi delimitati almeno da un lato da argini di terra in cui i solidi sono separati dai liquidi, devono essere determinate le caratteristiche del materiale di decantazione per varie possibili situazioni di consolidazione.

Al fine di garantire condizioni adeguate di stabilità, devono essere previsti dispositivi per la regimazione e allontanamento dal deposito delle acque di ruscellamento superficiale e dispositivi per l'abbattimento ed il controllo del regime delle pressioni interstiziali all'interno del materiale del deposito.

Nel progetto devono essere definite le modalità di posa in opera dei materiali e i provvedimenti per evitare dissesti e scoscendimenti del materiale del deposito.

6.12.2.2 Monitoraggio

Il monitoraggio geotecnico del complesso deposito-terreno consiste nell'installazione di appropriata strumentazione e nella misura di grandezze significative - quali cedimenti e livelli piezometrici.

Deve essere altresì effettuato un controllo delle acque di ruscellamento superficiale al fine di limitarne la penetrazione nel corpo del deposito.

6.13 FATTIBILITÀ DI OPERE SU GRANDI AREE

Le presenti norme definiscono i criteri di carattere geologico e geotecnico da adottare nell'elaborazione di piani urbanistici e nel progetto di insiemi di manufatti e interventi che interessano ampie superfici, quali:

- a)* nuovi insediamenti urbani civili o industriali;
- b)* ristrutturazione di insediamenti esistenti, reti idriche e fognarie urbane e reti di sottoservizi di qualsiasi tipo;
- c)* strade, ferrovie ed idrovie;
- d)* opere marittime e difese costiere;
- e)* aeroporti;
- f)* bacini idrici artificiali e sistemi di derivazione da corsi d'acqua;
- g)* sistemi di impianti per l'estrazione di liquidi o gas dal sottosuolo;
- h)* bonifiche e sistemazione del territorio;
- i)* attività estrattive di materiali da costruzione.

6.13.1 INDAGINI SPECIFICHE

Gli studi geologici e la caratterizzazione geotecnica devono essere estesi a tutta la zona di possibile influenza degli interventi previsti, al fine di accertare destinazioni d'uso compatibile del territorio in esame.

Le indagini e gli studi devono in particolare accertare le condizioni di stabilità dei pendii, tenuto conto anche di eventuali effetti derivanti dalla realizzazione delle opere.

In interventi che comportano emungimento di fluidi dal sottosuolo, si deve accertare che tali interventi siano compatibili con le caratteristiche dell'acquifero e che eventuali cedimenti della superficie del suolo siano compatibili con la stabilità e la funzionalità dei manufatti presenti nella zona interessata dall'emungimento.

7 PROGETTAZIONE IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE

Il presente capitolo disciplina la progettazione e la costruzione delle nuove opere soggette anche all'azione sismica. Le sue indicazioni sono da considerare aggiuntive e non sostitutive di quelle riportate nei capitoli 4 e 5; si deve inoltre fare sempre riferimento a quanto indicato nel capitolo 2 per la valutazione della sicurezza e nel capitolo 3 per la valutazione dell'azione sismica.

Le costruzioni da edificarsi in siti a sismicità molto bassa ai sensi del DPR 380/01 e dell'**Allegato A** possono essere progettate e verificate applicando le sole regole valide per le strutture non soggette all'azione sismica, alle condizioni di seguito enunciate.

- I diaframmi orizzontali devono rispettare quanto prescritto al § 7.2.6.
- Gli elementi strutturali devono rispettare le limitazioni, in termini di geometria e di quantitativi d'armatura, relative alla CD "B" quale definita nel § 7.2.1.
- Le sollecitazioni debbono essere valutate considerando la combinazione di azioni definita nel § 3.2.4 ed applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (7.3.6) e (7.3.7), in cui si assumerà $S_d(T_1) = 0,05g$ per tutte le tipologie costruttive eccetto che per la muratura ordinaria, per la quale si assumerà $S_d(T_1) = 0,07g^1$. Le relative verifiche di sicurezza debbono essere effettuate, in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo. Non è richiesta la verifica agli stati limite di esercizio.

7.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Sotto l'effetto delle azioni sismiche definite nel § 3.2, deve essere garantito il rispetto degli stati limite di esercizio e ultimi, quali definiti al punto 3.2.1 ed individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno², le strutture di fondazione, gli elementi strutturali, gli elementi non strutturali, gli impianti.

In mancanza di espresse indicazioni in merito il rispetto dei vari stati limite si considererà conseguito:

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo *SLD*;
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel seguito e siano soddisfatte le verifiche relative al solo *SLU*.

Fanno eccezione a quanto detto le costruzioni di classe d'uso III e IV, per gli elementi non strutturali e gli impianti delle quali è richiesto anche il rispetto delle verifiche di sicurezza relative allo *SLO*, quali precisate al punto 7.3.3.7.

Per contenere le incertezze e garantire un buon comportamento delle strutture sotto azioni sismiche, devono essere adottati provvedimenti specifici volti ad assicurare caratteristiche di duttilità agli elementi strutturali ed alla costruzione nel suo insieme.

¹ T_1 è il modo di vibrare principale nella direzione in esame, quale definito nel § 7.3.3.2.

² Per *volume significativo* di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.

Le strutture di fondazione devono resistere agli effetti risultanti della risposta del terreno e delle strutture sovrastanti, senza deformazioni permanenti incompatibili con lo stato limite di riferimento. Al riguardo, deve essere valutata la risposta sismica e la stabilità del sito secondo quanto indicato nel § 7.11.5.

7.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

7.2.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

Le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidezza e resistenza nei confronti delle azioni sismiche provenienti da due direzioni orizzontali ortogonali. La componente verticale verrà considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi con l'esclusione dei solai, elementi a mensola di luce significativa, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti e purché il sito nel quale la costruzione sorge non sia a *sismicità molto bassa* o *bassa*. Si dovrà inoltre tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico nei casi precisati in § 3.2.5.1. Si terrà infine conto degli effetti torsionali che si accompagnano all'azione sismica. A tal fine gli orizzontamenti, ove presenti, devono essere dotati di rigidezza e resistenza tali da metterli in grado di trasmettere le forze scambiate tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale.

Il sistema di fondazione deve essere dotato di elevata rigidezza estensionale nel piano orizzontale e di adeguata rigidezza flessionale. Deve essere adottata un'unica tipologia di fondazione per una data struttura in elevazione, a meno che questa non consista di unità indipendenti. In particolare, deve essere evitato l'uso contestuale di fondazioni su pali e di fondazioni dirette nella stessa struttura, a meno che uno studio specifico non ne dimostri l'accettabilità o che si tratti di un ponte.

Le costruzioni soggette all'azione sismica devono essere progettate in accordo con uno dei seguenti comportamenti strutturali:

- a) comportamento strutturale non-dissipativo
- b) comportamento strutturale dissipativo

Nel comportamento strutturale non dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite di esercizio, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale adottata, senza tener conto delle non linearità di comportamento (di materiale e geometriche).

Nel comportamento strutturale dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite ultimi, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, in funzione della tipologia strutturale adottata, tenendo conto delle non linearità di comportamento (di materiale sempre, geometriche quando rilevanti e comunque sempre quando precisato).

Gli elementi strutturali delle fondazioni, che devono essere dimensionati sulla base delle sollecitazioni ad essi trasmesse dalla struttura sovrastante (v. 7.2.5), devono avere comportamento non dissipativo, indipendentemente dal comportamento strutturale attribuito alla struttura su di esse gravante.

Nel caso la struttura abbia comportamento strutturale dissipativo, si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttività (CD):

- Classe di duttilità alta (CD"A");
- Classe di duttilità bassa (CD"B").

La differenza tra le due classi risiede nella entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisi, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

Si localizzano dunque le dissipazioni di energia per isteresi in zone a tal fine individuate e progettate, dette “dissipative” o “critiche”, effettuando il dimensionamento degli elementi non dissipativi nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze; l’individuazione delle zone dissipative deve essere congruente con lo schema strutturale adottato.

Poiché il comportamento sismico della struttura è largamente dipendente dal comportamento delle sue zone critiche, esse debbono formarsi ove previsto e mantenere, in presenza di azioni cicliche, la capacità di trasmettere le necessarie sollecitazioni e di dissipare energia.

Tali fini possono ritenersi conseguiti qualora le parti non dissipative ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura possiedano, nei confronti delle zone dissipative, una sovrarresistenza sufficiente a consentire lo sviluppo in esse della plasticizzazione ciclica. La sovrarresistenza è valutata moltiplicando la resistenza nominale di calcolo delle zone dissipative per un opportuno coefficiente di sovrarresistenza γ_{Rd} , definito di volta in volta nei successivi paragrafi.

La resistenza nominale di calcolo delle membrature e dei collegamenti è valutata in accordo con le regole presentate nei capitoli precedenti, integrate dalle regole di progettazione definite di volta in volta nei successivi paragrafi.

Nel caso di collegamenti in semplice appoggio o di collegamenti di tipo scorrevole l’appoggio deve essere dimensionato per consentire uno scorrimento che tenga conto dello spostamento relativo tra le due parti della struttura collegate: lo spostamento relativo tra le due parti, determinato in base alle azioni allo stato limite ultimo, deve essere amplificato per un coefficiente parziale coerente con il fattore di struttura q adottato; si deve tenere conto anche dello spostamento relativo in condizioni sismiche tra le fondazioni delle due parti collegate, secondo quanto indicato nei §§ 3.2.5.1 e 3.2.5.2. Non è mai consentito fare affidamento esclusivamente sull’attrito per assicurare la trasmissione di forze orizzontali tra parti della struttura.

I dettagli costruttivi delle regioni critiche e delle connessioni tra queste regioni e le restanti parti della struttura, nonché dei diversi elementi strutturali tra loro, devono ricevere una particolare attenzione ed essere esaurientemente specificati negli elaborati di progetto.

7.2.2 CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI

Regolarità

Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta e in altezza. Se necessario ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

Una costruzione è *regolare in pianta* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità;
- b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;
- c) nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- d) gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

Una costruzione è *regolare in altezza* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- e) tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
- f) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla cima della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- g) nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva³ e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta calcolata ad un generico orizzontamento non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- h) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Per i ponti le condizioni di regolarità sono definite nel § 7.9.

Distanza tra costruzioni contigue

La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo *SLU*, calcolati per ciascuna costruzione secondo il § 7.3.3 (analisi lineare) o il § 7.3.4 (analisi non lineare); in ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano non potrà essere inferiore ad 1/100 della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per $a_g/0,35g$. Qualora non si eseguano calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione contigua esistente, non isolata alla base, potrà essere stimato in 1/100 dell'altezza della costruzione, moltiplicata per $a_g/0,35g$.

Particolare attenzione va posta al dimensionamento dei distacchi se le costruzioni hanno apparecchi di isolamento sismico tenendo in conto le indicazioni riportate nel § 7.10.4 e nel § 7.10.6.

Altezza degli edifici di nuova costruzione

L'altezza massima degli edifici di nuova costruzione è specificata nella tabella **7.2.I**, in funzione del sistema costruttivo e della zona sismica. Le altezze massime ivi riportate sono incrementate del 50% per gli edifici isolati alla base.

³ La resistenza effettiva è la somma dei tagli nelle colonne e nelle pareti compatibili con la resistenza a presso flessione e a taglio dei medesimi elementi.

Tabella 7.2.I – Altezze massime consentite

Zona sismica	4	3	2	1
Sistema costruttivo	Altezza massima consentita (in m)			
Edifici con struttura in calcestruzzo armato	nessuna limitazione	nessuna limitazione		
Edifici con struttura in acciaio		nessuna limitazione		
Edifici con struttura mista in acciaio e calcestruzzo		nessuna limitazione		
Edifici con struttura in muratura ordinaria		16	11	7,5
Edifici con struttura in muratura armata		25	19	13
Edifici con struttura in legno		10	7	7

Agli effetti delle limitazioni sopradette l'altezza dei nuovi edifici, nelle strade e nei terreni in piano, è rappresentata dalla massima differenza di livello fra il piano di copertura più elevato ed il terreno, ovvero, ove esista, il piano stradale o il marciapiede nelle immediate vicinanze degli edifici stessi. Sono esclusi dal computo dell'altezza eventuali volumi tecnici come torrioni delle scale e degli ascensori.

Nel caso di copertura a tetto detta altezza va misurata dalla quota d'imposta della falda e, per falde con imposte a quote diverse, dalla quota d'imposta della più alta.

Nel caso in cui l'edificio abbia piani cantinati o seminterrati, la differenza di livello tra il piano più elevato di copertura e quello di estradosso delle fondazioni non può eccedere di più di 4 m i limiti riportati nella tabella **7.2.I**.

Nel caso di edifici costruiti su terreni in pendio, le altezze indicate nella tabella **7.2.I** possono essere incrementate di 1,5 m, a condizione che la media delle altezze di tutti i fronti rientri nei limiti indicati.

Per le costruzioni in legno è ammessa la costruzione di una base a pareti in c.a. o in muratura, di altezza non superiore a 4 m, nel qual caso i limiti indicati nella tabella **7.2.I** si riferiscono alla sola parte in legno.

I limiti indicati nella tabella **7.2.I** non si riferiscono a strutture realizzate in legno lamellare (con fondazioni in calcestruzzo e collegamenti in acciaio), per le quali non è prevista alcuna limitazione in altezza.

7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI "SECONDARI" ED ELEMENTI NON STRUTTURALI

Alcuni elementi strutturali possono venire considerati "secondari". Sia la rigidità che la resistenza di tali elementi vengono ignorate nell'analisi della risposta e tali elementi vengono progettati per resistere ai soli carichi verticali. Tali elementi tuttavia devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all'azione sismica di progetto, mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali; pertanto, limitatamente al soddisfacimento di tale requisito, agli elementi "secondari" si applicano i particolari costruttivi definiti per gli elementi strutturali.

In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura "irregolare" a struttura "regolare".

Con l'esclusione dei soli tamponamenti interni di spessore non superiore a 100 mm, gli elementi costruttivi senza funzione strutturale il cui danneggiamento può provocare danni a persone, devono essere verificati, insieme alle loro connessioni alla struttura, per l'azione sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite considerati.

Qualora la distribuzione di tali elementi sia fortemente irregolare in pianta, gli effetti di tale irregolarità dovranno essere valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto incrementando di un fattore 2 l'eccentricità accidentale di cui al punto 7.3.3.2.

Qualora la distribuzione di tali elementi sia fortemente irregolare in altezza dovrà essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significativa riduzione del numero di tali elementi rispetto ai livelli adiacenti. Questo requisito si intende soddisfatto incrementando di un fattore 1,4 le azioni di calcolo per gli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con riduzione dei tamponamenti.

In ogni caso gli effetti degli elementi costruttivi senza funzione strutturale sulla risposta sismica dell'intera struttura vanno considerati nei modi e nei limiti ulteriormente descritti, per i diversi sistemi costruttivi, nei paragrafi successivi.

Gli effetti dell'azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale possono essere determinati applicando agli elementi detti una forza orizzontale F_a definita come segue:

$$F_a = (S_a W_a) / q_a \quad (7.2.1)$$

dove

F_a è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;

W_a è il peso dell'elemento;

S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1)

q_a è il fattore di struttura dell'elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per q_a si possono assumere i valori riportati in tabella 7.4.I.

Tabella 7.4.I – Valori di q_a per elementi non strutturale

Elemento non strutturale	q_a
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	
Pareti interne ed esterne	2,0
Tramezzature e facciate	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggianti sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e lampadari	

In mancanza di analisi più accurate S_a può essere calcolato nel seguente modo:

$$S_a = \alpha S \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0.5 \right] \quad (7.2.2)$$

dove:

α è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo **A** da considerare nello stato limite in esame (v. § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità g ;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel par. 3.2.3.2.1;

T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

Z è la quota dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (v. 3.2.2);

H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione

Per le strutture con isolamento sismico si assumerà sempre $Z=0$.

Il valore del coefficiente sismico S_a non può essere assunto minore di αS .

7.2.4 CRITERI DI PROGETTAZIONE DEGLI IMPIANTI

Ciascun elemento di un impianto che ecceda il 30% del carico permanente totale del solaio su cui è collocato o il 10% del carico permanente totale dell'intera struttura, non ricade nelle prescrizioni successive e richiede uno specifico studio.

Gli elementi strutturali che sostengono e collegano i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto tra loro e alla struttura principale devono essere progettati seguendo le stesse regole adottate per gli elementi costruttivi senza funzione strutturale ed illustrate nel paragrafo precedente. In particolare l'effetto dell'azione sismica sull'impianto, in assenza di determinazioni più precise, può essere valutato considerando una forza (F_s) applicata al baricentro di ciascuno degli elementi funzionali componenti l'impianto, calcolata utilizzando le equazioni 7.2.1 e 7.2.2.

Gli eventuali componenti fragili debbono essere progettati per avere resistenza allo snervamento doppia di quella degli eventuali elementi duttili ad essi contigui, ma non superiore a quella risultante da un'analisi eseguita con coefficiente di struttura pari ad 1.

Gli impianti non possono essere vincolati alla costruzione contando sul solo effetto dell'attrito, bensì debbono essere collegati ad essa con dispositivi di vincolo rigidi o flessibili; gli impianti a dispositivi di vincolo flessibili sono quelli che hanno periodo di vibrazione $T \geq 0,1s$. Se si adottano dispositivi di vincolo flessibili i collegamenti di servizio dell'impianto debbono essere flessibili e non possono far parte del meccanismo di vincolo.

In caso di terremoto deve essere limitato il rischio di fuoriuscite incontrollate di gas, particolarmente in prossimità di utenze elettriche e materiali infiammabili. Impianti a gas dimensionati per un consumo superiore ai 50 m³/h debbono essere dotati di valvole per l'interruzione automatica della distribuzione in caso di terremoto o comunque in caso di rilascio incontrollato di gas dalla linea. I tubi per la fornitura del gas, al passaggio dal terreno alla costruzione, dovranno essere progettati per sopportare senza rotture i massimi spostamenti relativi edificio-terreno dovuti all'azione sismica di progetto.

I corpi illuminanti debbono essere dotati di dispositivi di sostegno tali da impedirne il distacco in caso di terremoto; in particolare, se montati su controsoffitti sospesi, debbono essere efficacemente ancorati ai sostegni longitudinali o trasversali del controsoffitto e non direttamente ad esso.

7.2.5 REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

Le fondazioni, superficiali e profonde, devono essere progettate per rimanere in campo elastico e subire spostamenti residui trascurabili sotto l'azione sismica di progetto per lo SLU.

Le travi di fondazione devono avere armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0.2 % sia inferiormente che superiormente per l'intera lunghezza.

I pali di calcestruzzo devono essere armati per tutta la loro lunghezza.

7.2.5.1 Collegamenti orizzontali tra fondazioni

Si deve tenere conto della presenza di spostamenti relativi del terreno di fondazione sul piano orizzontale e dei possibili effetti da essi indotti nella sovrastruttura.

Il requisito si ritiene soddisfatto se le strutture di fondazione sono collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali conseguenti. In assenza di valutazioni più accurate, si possono conservativamente assumere le seguenti azioni assiali:

- $\pm 0,3 N_{sd} a_g S/g$ per sottosuoli di fondazione di tipo B
- $\pm 0,5 N_{sd} a_g S/g$ per sottosuoli di fondazione di tipo C ed E
- $\pm 0,6 N_{sd} a_g S/g$ per sottosuoli di fondazione di tipo D

dove N_{sd} è il valore medio degli sforzi verticali agenti sugli elementi collegati.

Per sottosuoli di tipo A è consentito omettere i collegamenti, senza ulteriori valutazioni e senza tener conto degli spostamenti relativi nelle verifiche della struttura in elevazione. Per tutte le costruzioni, con la sola eccezione dei ponti, i collegamenti devono essere sempre predisposti qualora anche una sola delle fondazioni delle due parti collegate sia su sottosuoli B,C, D o E.

7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E AZIONE SISMICA

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza. Per configurazioni strutturali regolari in pianta, sul modello tridimensionale si possono eseguire due analisi piane ortogonali, secondo le direzioni di traslazione retta, aggiungendo a posteriori gli effetti torsionali.

Nella definizione del modello alcuni elementi strutturali, considerati "secondari", e gli elementi non strutturali autoportanti (tamponature e tramezzi), possono essere rappresentati unicamente in termini di massa, considerando il loro contributo alla rigidezza e alla resistenza del sistema strutturale solo qualora essi possiedano rigidezza e resistenza tali da modificare significativamente il comportamento del modello. La scelta degli elementi "secondari" può essere cambiata a seguito di analisi preliminari.

Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza. In ogni caso, essi possono essere considerati infinitamente rigidi solo se, modellandone la deformabilità nel piano, i loro spostamenti orizzontali in condizioni sismiche non superano per più del 10% quelli calcolati con l'assunzione di piano rigido.

Per rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si possono adottare modelli lineari, che trascurano le non linearità di materiale e geometriche, e modelli non lineari, che le considerano; in

ambo i casi si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidità flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati, ad esempio in funzione dell'influenza dello sforzo normale permanente.

Nel caso di comportamento non dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite di esercizio, si adottano unicamente i modelli lineari;

Nel caso di comportamento dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite ultimi, si possono adottare sia modelli lineari sia modelli non lineari. Il legame costitutivo utilizzato per modellare il comportamento non lineare della struttura dovuto alla non linearità di materiale deve essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

Le azioni conseguenti al moto sismico sono modellate sia direttamente, attraverso forze statiche equivalenti o spettri di risposta, sia indirettamente, attraverso accelerogrammi. Nella definizione dell'azione sismica sulla struttura, è possibile tenere conto della modifica del moto sismico indotta dall'interazione fondazione-terreno.

7.3 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

7.3.1 ANALISI LINEARE O NON LINEARE

L'analisi delle strutture soggette ad azione sismica può essere lineare o non lineare.

Analisi lineare

L'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare gli effetti delle azioni sismiche sia nel caso di sistemi dissipativi sia nel caso di sistemi non dissipativi.

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi non dissipativi, come avviene per gli stati limite di esercizio, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q unitario (§ 3.2.3.4). La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nei capitoli precedenti, non essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità fissati nei paragrafi successivi.

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità (§ 3.2.3.5). La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nei capitoli precedenti, essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità fissati nei paragrafi successivi.

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \times K_R \quad 7.3.1$$

dove: q_0 è il valore massimo del coefficiente di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si

verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la sua resistenza flessionale;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Per le strutture regolari in pianta, qualora non si proceda ad una analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto α_u/α_1 , per esso possono essere adottati i valori indicati nei paragrafi successivi per le diverse tipologie costruttive.

Per le strutture non regolari in pianta, si possono adottare valori di α_u/α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

La scelta del fattore di struttura deve essere adeguatamente giustificata. Il valore adottato deve dar luogo ad azioni di progetto agli stati limite ultimi coerenti con le azioni di progetto assunte per gli stati limite di esercizio.

Per la componente verticale dell'azione sismica il valore di q utilizzato, a meno di adeguate analisi giustificative, è $q = 1,5$ per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è $q = 1$.

Le non linearità geometriche sono prese in conto, quando necessario, attraverso il fattore θ appresso definito. In particolare, esse possono essere trascurate nel caso in cui la condizione seguente sia verificata ad ogni orizzontamento:

$$\theta = \frac{P \times d_r}{V \times h} \leq 0,1 \quad 7.3.2$$

dove: P è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame

d_r è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante;

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;

h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Quando θ è compreso tra 0.1 e 0.2 gli effetti delle non linearità geometriche possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$; θ non può comunque superare il valore 0.3.

Analisi non lineare

L'analisi non lineare si utilizza esclusivamente per sistemi dissipativi e tiene conto delle non linearità di materiale e geometriche; queste ultime possono essere trascurate nei casi precedentemente precisati. I legami costitutivi utilizzati devono includere la perdita di resistenza e la resistenza residua, se presenti.

7.3.2 ANALISI STATICA O DINAMICA

Oltre che in relazione al fatto che l'analisi sia lineare o non lineare, i metodi d'analisi sono articolati anche in relazione al fatto che l'equilibrio sia trattato staticamente o dinamicamente.

Il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica". In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e si modella l'azione sismica direttamente attraverso lo spettro di progetto definito al § 3.2.3.4 (struttura non dissipativa) o al §

3.2.3.5 (struttura dissipativa). In alternativa all'analisi modale si può adottare una integrazione al passo, modellando l'azione sismica indirettamente attraverso accelerogrammi, ma in tal caso la struttura deve essere non dissipativa.

Per le sole costruzioni la cui risposta sismica, in ogni direzione principale, non sia condizionata significativamente dai modi di vibrare superiori, è possibile utilizzare, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, il metodo delle forze laterali o "analisi lineare statica". In essa l'equilibrio è trattato staticamente, l'analisi della struttura è lineare, si modella l'azione sismica direttamente attraverso lo spettro di progetto definito al § 3.2.3.4 (struttura non dissipativa) o al § 3.2.3.5 (struttura dissipativa).

Infine, per determinare gli effetti dell'azione sismica su sistemi dissipativi, si possono effettuare analisi non lineari. In esse l'equilibrio è trattato staticamente ("analisi non lineare statica") modellando l'azione sismica direttamente mediante forze statiche, o dinamicamente ("analisi non lineare dinamica") modellando l'azione sismica indirettamente mediante accelerogrammi.

7.3.3 ANALISI LINEARE DINAMICA O STATICA

7.3.3.1 Analisi lineare dinamica

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- nella combinazione di questi effetti.

Dovranno essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. Si suggerisce a tal riguardo di considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Se il periodo di vibrazione di ciascun modo differisce di almeno il 10% da quello di tutti gli altri, la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi può essere effettuata calcolando la radice quadrata della somma dei quadrati degli effetti relativi a ciascun modo, secondo l'espressione:

$$E = (\sum_i E_i^2)^{1/2} \quad 7.3.3$$

con: E valore combinato dell'effetto ed E_i valore dell'effetto relativo al modo i.

Altrimenti deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa, quale quella indicata nell'espressione (7.3.4):

$$E = (\sum_i \sum_j \rho_{ij} \times E_i \times E_j)^{1/2} \quad 7.3.4$$

con: E_j valore dell'effetto relativo al modo j

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j calcolato secondo la seguente espressione:

$$\rho_{ij} = (8\xi_i \times \xi_j \times (1 + \beta_{ij}) \times \beta_{ij}^{3/2}) / ((1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \times \beta_{ij} \times (1 + \beta_{ij})^2)$$

ξ_i, ξ_j smorzamento viscoso convenzionale rispettivamente del modo i e del modo j

β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j di modi ($\beta_{ij} = T_j/T_i$).

Gli effetti della torsione accidentale sugli edifici possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, determinata come in § 7.3.3.2, per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione nominale. In assenza di più accurate determinazioni, l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione della forza.

7.3.3.2 Analisi lineare statica

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici riportati nei paragrafi successivi, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_C$.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, T_1 può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 \times H^{3/4} \quad 7.3.5$$

dove: H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e C_1 vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo e 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura.

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \times z_i \times W_i / \sum_j \cdot z_j W_j \quad 7.3.6$$

dove: $F_h = S_d(T_1) \times \frac{W \times \lambda}{g}$

F_i è la forza da applicare alla massa i -esima

W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1), delle masse i e j

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5

W è il peso complessivo della costruzione, calcolato secondo quanto indicato per ogni tipo strutturale

λ è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_C$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi.

g è l'accelerazione di gravità.

Gli effetti torsionali accidentali debbono essere considerati amplificando le sollecitazioni su ogni elemento resistente, calcolate con la distribuzione fornita dalla formula 7.3.6, attraverso il fattore (δ) risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + 0,6 x / L_e \quad 7.3.7$$

dove: x è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico dell'edificio, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata

L_e è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

7.3.3.3 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo *SLU* si ottengono moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d d_{Ee} \quad 7.3.8$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq 1,5T_C \\ \mu_d &= 1 + (q-1)1,5T_C / T_1 & \text{se } T_1 < 1,5T_C \end{aligned} \quad 7.3.9$$

7.3.4 ANALISI NON LINEARE STATICA O DINAMICA

7.3.4.1 Analisi non lineare statica

Questo tipo di analisi può essere applicato per gli scopi e nei casi seguenti:

- valutare i rapporti di sovrarresistenza α_u/α_1 di cui ai §§ 7.4.3.2, 7.4.5.1, 7.5.2.2, 7.6.2.2, 7.7.3, 7.8.1.3 e 7.9.2.1;
- verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di struttura q ;
- come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione sostitutivo dei metodi di analisi lineari;
- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

Gli obiettivi principali di questo tipo di analisi sono la valutazione della sequenza di formazione delle cerniere plastiche fino alla trasformazione della struttura in un meccanismo, l'esame della redistribuzione delle sollecitazioni susseguenti alla formazione delle cerniere plastiche e la valutazione dell'entità delle rotazioni delle cerniere plastiche al raggiungimento dello spostamento prefissato.

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa, lo spostamento orizzontale di un punto di controllo posto sulla struttura, fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale.

Il punto di controllo deve essere collocato nel centro di massa dell'ultimo livello della costruzione.

La curva relazione tra il taglio alla base e lo spostamento laterale del punto di controllo deve essere determinata per spostamenti del punto di controllo fino a 1,5 volte lo spostamento di riferimento.

Le forze devono essere distribuite proporzionalmente alle forze d'inerzia orizzontali ad ogni livello della costruzione. Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti una nelle distribuzioni principali (**Gruppo 1**) ed una nelle distribuzioni secondarie (**Gruppo 2**) appresso illustrate.

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2 a);
- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore ad 1 secondo;

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- a) distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.

La curva caratteristica del sistema equivalente è approssimata da una legge bilineare nella quale la rigidità del primo ramo è la rigidità secante calcolata per una forza pari al 60% della forza di plasticizzazione e la pendenza del secondo ramo deve essere scelta in modo da consentire l'uguaglianza delle aree sottese dalle due curve. La forza di plasticizzazione non deve eccedere la resistenza della struttura.

Nel caso in cui il periodo elastico della costruzione T^* risulti $T^* \geq T_C$ la risposta in spostamento del sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo (v. § 3.2.3.2.3):

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*) \quad 7.3.11$$

Nel caso in cui $T^* < T_C$ la risposta in spostamento del sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,\max}^* \quad 7.3.12$$

$$q^* = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*}$$

dove rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

Se risulta $q^* \leq 1$ allora si ha $d_{\max}^* = d_{e,\max}^*$.

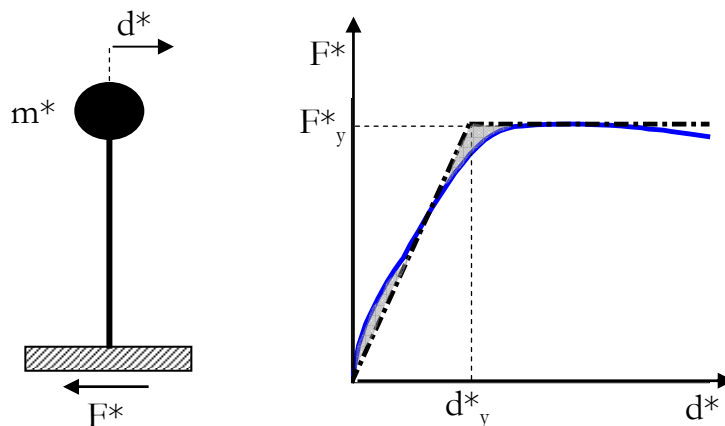


Figura 7.3.1 – Sistema e diagramma bilineare equivalenti

7.3.4.2 Analisi non lineare dinamica

L'analisi dinamica non lineare consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e gli accelerogrammi definiti al § 3.2.3.6. Essa ha lo scopo di verificare l'adeguatezza del fattore di struttura q , consentendo il confronto tra duttilità richieste e duttilità disponibili, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili.

Nel caso in cui si utilizzino almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi gli effetti sulla struttura potranno essere rappresentati dai valori medi degli effetti più sfavorevoli ottenuti dalle analisi; nel caso di un numero inferiore di gruppi di accelerogrammi, si farà riferimento ai valori più sfavorevoli degli effetti.

In nessun caso si potranno adottare meno di tre gruppi di accelerogrammi.

L'analisi dinamica non lineare deve essere sempre svolta in parallelo con una analisi modale con spettro di risposta elastico, al fine di controllare le differenze di sollecitazioni globali alla base delle strutture.

Nel caso delle costruzioni con isolamento alla base l'analisi dinamica non lineare può essere svolta in ogni caso. Essa è obbligatoria quando il sistema d'isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente, come stabilito in 7.10.5.2.

Nel caso in cui, con la sola eccezione del comportamento del sistema d'isolamento, sussistano le condizioni per l'esecuzione di analisi statiche lineari si potrà utilizzare un modello semplificato del sistema strutturale considerando la struttura come una massa rigida, collegata a terra tramite elementi che riproducano correttamente il comportamento del sistema d'isolamento risultante dal contributo di tutti i suoi dispositivi. Lo spostamento ottenuto dall'analisi verrà assunto come spostamento di progetto del sistema d'isolamento, mentre l'accelerazione massima sulla massa rigida sarà utilizzata, nell'ipotesi di distribuzione linearmente crescente lungo l'altezza dell'accelerazione, per la valutazione delle forze d'inerzia da applicare ai singoli piani nella formula (4.2) del par. 4.5.2, in sostituzione di $S_d(T_1)$.

Gli effetti torsionali sul sistema d'isolamento verranno valutati come precisato in 7.10.5.3.1, adottando valori delle rigidità equivalenti coerenti con gli spostamenti risultanti dall'analisi.

7.3.5 ANALISI NON LINEARE STATICA O DINAMICA

7.3.5.1 Analisi non lineare statica

Questo tipo di analisi può essere applicato per gli scopi e nei casi seguenti:

- valutare i rapporti di sovraresistenza α_u/α_1 di cui ai punti 7.4.3.2, 7.4.5.1, 7.5.2.2, 7.6.2.2, 7.7.3, 7.8.1.3 e 7.9.2.1;
- verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di struttura q ;
- come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione sostitutivo dei metodi di analisi lineari;
- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo posto sulla struttura, fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale.

Gli obiettivi principali di questo tipo di analisi sono la valutazione della sequenza di formazione delle cerniere plastiche fino alla trasformazione della struttura in un meccanismo, l'esame della redistribuzione delle sollecitazioni susseguenti alla formazione delle cerniere plastiche e la valutazione dell'entità delle rotazioni delle cerniere plastiche al raggiungimento dello spostamento prefissato.

Il metodo si articola nei passi seguenti:

- determinazione di un legame forza-spostamento generalizzato tra la risultante delle forze applicate ("taglio alla base" F_b) e lo spostamento d_c del "punto di controllo";
- determinazione delle caratteristiche di un sistema bi-lineare ad un grado di libertà avente comportamento equivalente;
- determinazione della risposta massima in spostamento di tale sistema con utilizzo dello spettro di risposta elastico;
- conversione dello spostamento del sistema equivalente, determinato come sopra, nella configurazione deformata effettiva della struttura e verifica della compatibilità degli spostamenti (elementi/meccanismi duttili) e delle resistenze (elementi/meccanismi fragili).

Le proprietà degli elementi possono essere basate, salvo diversa indicazione, sui valori medi delle proprietà dei materiali.

Legame forza-spostamento generalizzato

Devono essere applicate alla struttura almeno due distinte distribuzioni di forze orizzontali:

- una distribuzione di forze proporzionali alle masse;
- una distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al modo di vibrare principale nella direzione considerata.

Tutti i passi successivi devono essere ripetuti per entrambe le distribuzioni di forze, eseguendo le verifiche di duttilità e di resistenza di ciascun elemento/meccanismo per la distribuzione più sfavorevole.

L'analisi deve essere spinta fino al superamento dello stato limite oggetto della verifica. Il diagramma risultante ha in ascissa lo spostamento del punto di controllo e in ordinata il taglio alla base.

Sistema bi-lineare equivalente

Si indichi con Φ il vettore rappresentativo del modo di vibrare principale della struttura per la direzione considerata dell'azione sismica, normalizzato al valore della componente relativa al punto di controllo.

Il "coefficiente di partecipazione" Γ è definito dalla relazione

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad 7.3.8$$

La forza F^* e lo spostamento d^* del sistema equivalente a un grado di libertà sono legati, in campo elastico, alle corrispondenti grandezze della struttura dalle relazioni:

$$\begin{aligned} F^* &= F_b / \Gamma \\ d^* &= d_c / \Gamma \end{aligned} \quad 7.3.9$$

La curva caratteristica forza F^* - spostamento d^* del sistema equivalente è approssimata da una bilineare definita in base al criterio di uguaglianza delle aree.

In mancanza di valutazioni più accurate, le coordinate del punto di snervamento del sistema bi-lineare equivalente possono essere definite nel seguente modo:

- $F_y^* = F_{bu} / \Gamma$ dove F_{bu} è la resistenza massima della struttura (fig 7.3.1);
- $d_y^* = F_y^* / k^*$ dove k^* è la rigidezza secante del sistema equivalente ottenuta dall'eguaglianza delle aree come indicato nella figura 7.1.

Il periodo elastico del sistema bi-lineare è dato dall'espressione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad 7.3.10$$

dove $m^* = \sum m_i \Phi_i^2$.

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente

Nel caso che $T^* \geq T_C$ la risposta in spostamento del sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo (v. § 3.2.3.2.3):

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*) \quad 7.3.11$$

Nel caso che $T^* < T_C$ la risposta in spostamento del sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,\max}^* \quad 7.3.12$$

$$q^* = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*}$$

dove rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

Se risulta $q^* \leq 1$ allora si ha $d_{\max}^* = d_{e,\max}^*$.

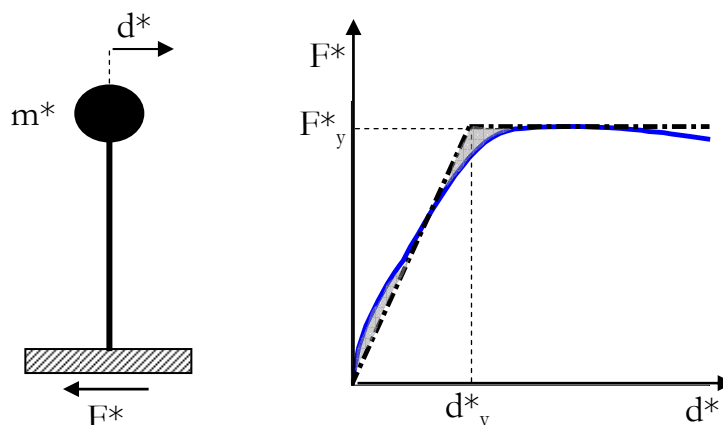


Figura 7.3.1 – Sistema e diagramma bilineare equivalenti

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva della struttura

Lo spostamento effettivo di risposta del punto di controllo della struttura risulta pari a Γd_{\max}^* .

Una volta trovato lo spostamento effettivo di risposta per lo stato limite in studio, si procede alla verifica della compatibilità degli spostamenti per gli elementi/meccanismi duttili e delle resistenze per gli elementi/meccanismi fragili.

7.3.5.2 Analisi non lineare dinamica

L'analisi dinamica non lineare consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e gli accelerogrammi definiti al § 3.2.3.6. Essa ha lo scopo di verificare l'adeguatezza del fattore di struttura q , consentendo il confronto tra duttilità richieste e duttilità disponibili, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili.

Nel caso in cui si utilizzino almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi gli effetti sulla struttura potranno essere rappresentati dai valori medi degli effetti più sfavorevoli ottenuti dalle analisi; nel caso di un numero inferiore di gruppi di accelerogrammi, si farà riferimento ai valori più sfavorevoli degli effetti.

In nessun caso si potranno adottare meno di tre gruppi di accelerogrammi.

L'analisi dinamica non lineare deve essere sempre svolta in parallelo con una analisi modale con spettro di risposta elastico, al fine di controllare le differenze di sollecitazioni globali alla base delle strutture.

Nel caso delle costruzioni con isolamento alla base l'analisi dinamica non lineare può essere svolta in ogni caso. Essa è obbligatoria quando il sistema d'isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente, come stabilito in 7.10.5.2.

Nel caso in cui, con la sola eccezione del comportamento del sistema d'isolamento, sussistano le condizioni per l'esecuzione di analisi statiche lineari si potrà utilizzare un modello semplificato del sistema strutturale considerando la struttura come una massa rigida, collegata a terra tramite elementi che riproducano correttamente il comportamento del sistema d'isolamento risultante dal contributo di tutti i suoi dispositivi. Lo spostamento ottenuto dall'analisi verrà assunto come spostamento di progetto del sistema d'isolamento, mentre l'accelerazione massima sulla massa rigida sarà utilizzata, nell'ipotesi di distribuzione linearmente crescente lungo l'altezza dell'accelerazione, per la valutazione delle forze d'inerzia da applicare ai singoli piani nella formula (4.2) del par. 4.5.2, in sostituzione di $S_d(T_1)$.

Gli effetti torsionali sul sistema d'isolamento verranno valutati come precisato in 7.10.5.3.1, adottando valori delle rigidezze equivalenti coerenti con gli spostamenti risultanti dall'analisi.

7.3.6 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA E ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica modale e in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti; la risposta a ciascuna componente, ove necessario (v. § 3.2.5.1), andrà combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) saranno combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1,00 \times E_x + 0,30 \times E_y + 0,30 \times E_z \quad [7.3.13]$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica e in campo non lineare, ciascuna delle due componenti orizzontali (insieme a quella verticale, ove appropriato e agli spostamenti relativi

prodotti dalla variabilità spaziale del moto, ove necessario) è applicata separatamente. Come effetti massimi si assumono i valori più sfavorevoli così ottenuti.

Se la risposta viene valutata mediante analisi dinamica con integrazione al passo, in campo lineare o non lineare, le due componenti accelerometriche di eccitazione orizzontale (e quella verticale, ove appropriato) sono applicate simultaneamente a formare un gruppo di accelerogrammi e gli effetti massimi valutati assumendo i valori più sfavorevoli così ottenuti. Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto (v. § 3.2.5.1), l'analisi deve essere eseguita imponendo alla base della costruzione storie temporali del moto sismico differenziate ma coerenti tra loro e generate in accordo con lo spettro di risposta appropriato per ciascun supporto.

Nel caso in cui si utilizzino almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi, gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) potranno essere rappresentati dai valori medi degli effetti massimi ottenuti dalle analisi; nel caso di un numero inferiore di gruppi di accelerogrammi si farà riferimento ai valori più sfavorevoli ottenuti.

In nessun caso si potranno utilizzare meno di tre gruppi di accelerogrammi.

7.3.7 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano in termini di resistenza e di duttilità.

7.3.7.1 Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza

Per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d), calcolato in generale comprendendo gli effetti delle non linearità geometriche e le regole di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tecniche costruttive, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d), calcolato secondo le regole specifiche indicate per ciascun tipo strutturale.

In particolare gli orizzontamenti devono essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall'analisi, aumentate del 30 %.

7.3.7.2 Verifiche degli elementi strutturali in termini di duttilità e capacità di deformazione

Deve essere verificato che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una duttilità coerente con il fattore di struttura q adottato. Questa condizione si potrà ritenere soddisfatta applicando le regole di progetto specifiche e di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tipologie costruttive.

Alternativamente, e coerentemente con modello e metodo di analisi utilizzato, si dovrà verificare che la struttura possieda una capacità di spostamento superiore alla domanda.

7.3.7.3 Verifiche degli elementi non strutturali e degli impianti

Per gli elementi costruttivi senza funzione strutturale debbono essere adottati magisteri atti ad evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione della F_a (v. § 7.2.3) corrispondente allo SLU . Per le tamponature, tale prestazione si può ritenere conseguita con l'inserimento di leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro ed alle strutture circostanti a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, ovvero con l'inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm.

Per ciascuno degli impianti principali, gli elementi strutturali che sostengono e collegano i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto tra loro ed alla struttura principale devono avere resistenza sufficiente a sostenere l'azione della F_a (v. § 7.2.4) corrispondente allo *SLU*.

7.3.8 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano rispettivamente in termini di resistenza, di contenimento del danno e di mantenimento della funzionalità.

7.3.8.1 Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza

Per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, dovrà essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo *SLD* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2), sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d), calcolato secondo le regole specifiche indicate per ciascun tipo strutturale.

7.3.8.2 Verifiche degli elementi non strutturali in termini di contenimento del danno

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non producano danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente inagibile la costruzione.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si potrà ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo *SLD* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai limiti indicati nel seguito:

a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa $d_r < 0,005 h$ (7.3.14)

b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_r \leq d_{rp} \leq 0,01 h \quad (7.3.15)$$

c) per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria

$$d_r < 0,003 h \quad (7.3.16)$$

d) per costruzioni con struttura portante in muratura armata

$$d_r < 0,004 h \quad (7.3.17)$$

dove: d_r è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo i §§ 7.3.3 o 7.3.4.

h è l'altezza del piano

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamenti o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, dovrà essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a $0,005 h$ (caso b) le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutti i tamponamenti, alle tramezzature interne ed agli impianti.

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si potrà ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo *SLO* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati:

7.3.8.3 Verifiche degli impianti in termini di mantenimento della funzionalità

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV, si dovrà verificare che gli spostamenti strutturali prodotti dalle azioni relative allo *SLO* non siano tali da produrre interruzioni d'uso degli impianti.

7.4 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

7.4.1 GENERALITÀ

L'impostazione delle presenti norme, con le regole di progetto che da essa discendono, prevede che le costruzioni in cemento armato posseggano in ogni caso una adeguata capacità di dissipare energia in campo inelastico per azioni cicliche ripetute, senza che ciò comporti riduzioni significative della resistenza nei confronti delle azioni sia verticali che orizzontali.

Ai fini di un buon comportamento dissipativo d'insieme, le deformazioni inelastiche devono essere distribuite nel maggior numero possibile di elementi duttili, in particolare in quelli soggetti a sforzi normali limitati, evitando al contempo che esse si manifestino negli elementi meno duttili (ad es. i pilastri soggetti a sforzi normali rilevanti) e nei meccanismi resistenti fragili (ad es. resistenza a taglio, resistenza dei nodi trave-pilastro).

Gli edifici con struttura prefabbricata in cemento armato sono trattati al § 7.4.5.

7.4.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

7.4.2.1 Conglomerato

Non è ammesso l'uso di conglomerati di classe inferiore a C20/25.

7.4.2.2 Acciaio

Per le strutture da realizzare nelle zone ad alta, media e bassa sismicità quale definita nell'**Allegato A1**, si deve utilizzare acciaio B450C di cui al punto 11.2.2.1.

Acciai di tipo B450A con diametri compresi tra 5 e 10 mm si possono utilizzare unicamente per l'armatura trasversale, per l'armatura di elementi in cui è impedita la plasticizzazione mediante il rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze, per elementi secondari per i quali si verifichi la compatibilità delle deformazioni e per strutture poco dissipative, caratterizzate da valori del fattore di struttura $q \leq 1.5$.

7.4.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA

7.4.3.1 Tipologie strutturali

Le strutture sismo-resistenti in cemento armato previste dalle presenti norme possono essere classificate nelle seguenti tipologie:

- *strutture a telaio*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;

- *strutture a pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;⁴;
- *strutture miste telaio-pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, mentre la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; le strutture miste telaio-pareti sono a loro volta suddivise in:
 - *strutture miste equivalenti a telai*, nelle quali la resistenza a taglio alla base è affidata ai telai per più del 50% della resistenza a taglio totale;
 - *strutture miste equivalenti a pareti*, nelle quali la resistenza a taglio alla base è affidata alle pareti per più del 50% della resistenza a taglio totale;
- *strutture deformabili torsionalmente o a nucleo*, composte da telai e/o pareti, la cui rigidità torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r/l_s > 0,8$, nella quale:

$r^2 =$ rapporto tra rigidità torsionale e flessionale di piano

$l_s^2 = (L^2 + B^2)/12$ (L e B dimensioni in pianta della costruzione)
- *strutture a pendolo inverso*, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale⁵.

Le strutture delle costruzioni in calcestruzzo possono essere classificate come appartenenti ad una tipologia in una direzione orizzontale ed ad un'altra tipologia nella direzione orizzontale ortogonale alla precedente.

Una struttura a pareti è da considerarsi come *struttura a pareti debolmente armate* se, nella direzione orizzontale d'interesse, essa ha un periodo fondamentale, calcolato nell'ipotesi di assenza di rotazioni alla base, non superiore a $0,5s$; e comprende almeno due pareti con una dimensione orizzontale non inferiore al minimo tra 4,0m ed i $2/3$ dell'altezza della parete che portano insieme almeno il 20% del carico gravitazionale nella situazione sismica.

Se una struttura non è classificata come *struttura a pareti debolmente armate*, tutte le sue pareti devono essere progettate come duttili.

7.4.3.2 Fattori di struttura

Il fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica orizzontale è calcolato come riportato nel § 7.3.1:

I massimi valori di q_0 relativi alle diverse tipologie ed alle due classi di duttilità considerate (CD"A" e CD"B") sono contenuti nella tabella seguente.

⁴ Una parete è un elemento strutturale di supporto per altri elementi che ha una sezione trasversale caratterizzata da un rapporto tra dimensione massima e minima in pianta superiore a 4. Si definisce parete di forma composta l'insieme di pareti semplici collegate in modo da formare sezioni a L, T, U, I ecc. Una parete accoppiata consiste di due o più pareti singole collegate tra loro da travi duttili ("travi di collegamento") distribuite in modo regolare lungo l'altezza. Ai fini della determinazione del coefficiente di struttura q una parete si definisce accoppiata quando è verificata la condizione che il momento totale alla base prodotto dalle azioni orizzontali è equilibrato, per almeno il 20%, dalla coppia prodotta dagli sforzi verticali indotti nelle pareti dalla azione sismica

⁵ Non appartengono a questa categoria i telai ad un piano con i pilastri collegati in sommità lungo entrambe le direzioni principali dell'edificio e per i quali la forza assiale non eccede il 30% della resistenza a compressione della sola sezione di calcestruzzo.

Tabella 7.4.I – Valori di q_0

Tipologia	q_0	
	CD”B”	CD”A”
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0\alpha_u/\alpha_1$	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture a nucleo (torsionalmente flessibili)	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Le strutture a pareti debolmente armate devono essere progettate in CD “B”. Strutture aventi i telai resistenti all’azione sismica composti, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD”B”.

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di α_u/α_1 :

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
- strutture a telaio con più piani e più campate $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti

- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$
- altre strutture a pareti non accoppiate $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$

Per prevenire il collasso delle strutture a seguito della rottura delle pareti, i valori di q_0 devono essere ridotti mediante il fattore k_w

$$k_w = \begin{cases} 1,00 & \text{per strutture a telaio e miste equivalenti a telai} \\ 0,5 \leq (1+\alpha_0)/3 \leq 1 & \text{per strutture a pareti, miste equivalenti a pareti, a nucleo} \end{cases}$$

dove α_0 è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezze e larghezze delle pareti. Nel caso in cui gli α_0 delle pareti non differiscano significativamente tra di loro, il valore di α_0 per l’insieme delle pareti può essere calcolato assumendo come altezza la somma delle altezze delle singole pareti e come larghezza la somma delle larghezze.

Per tipologie strutturali diverse da quelle sopra definite, ove si intenda adottare un valore $q > 1,5$ il valore adottato dovrà essere adeguatamente giustificato dal progettista.

7.4.4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Per le strutture di fondazione vale quanto indicato nel § 7.2.5.

Per gli elementi strutturali secondari delle strutture in elevazione vale quanto indicato nel § 7.2.3.

Le indicazioni successive si applicano solo agli elementi strutturali principali delle strutture in elevazione. Per essi si effettuano verifiche di resistenza, per le quali si rimanda ai paragrafi

successivi, e verifiche di duttilità. Qualora non si proceda ad un'analisi non lineare, le verifiche di duttilità si possono effettuare controllando che la duttilità di curvatura μ_ϕ nelle zone critiche risulti

$$\mu_\phi \geq \begin{cases} 2q_0 - 1 & \text{per } T_1 \geq T_C \\ 1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1 & \text{per } T_1 < T_C \end{cases} \quad (7.4.1)$$

dove T_1 è il periodo proprio fondamentale della struttura.

La duttilità di curvatura μ_ϕ può essere calcolata come rapporto tra la curvatura cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione ovvero il raggiungimento delle deformazioni ultime del calcestruzzo ε_{cu} o dell'acciaio ε_{uk} e la curvatura di plasticizzazione.

7.4.4.1 Travi

7.4.4.1.1 Sollecitazioni di calcolo

I momenti flettenti di calcolo, da utilizzare per il dimensionamento o verifica delle travi, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico di cui al § 3.2.4.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, gli sforzi di taglio di calcolo si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, allo sforzo di taglio corrispondente alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotto dai momenti resistenti delle sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità), amplificato del fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} assunto pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CD''A'', ad 1,00 per strutture in CD''B''.

I momenti resistenti di tali sezioni sono da calcolare sulla base delle armature flessionali effettivamente presenti, con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza γ_m applicabili per le situazioni non sismiche (come indicato in 4.1.2.1.2), e devono includere il contributo delle armature presenti all'interno della larghezza collaborante di eventuali solette ed ancorate al di fuori della campata in esame. La larghezza collaborante è da assumersi uguale alla larghezza del pilastro su cui la trave confluisce più:

- due volte l'altezza della soletta nelle direzioni in cui è presente una trave trasversale di larghezza simile, per travi confluenti in pilastri esterni,
- due volte l'altezza della soletta in entrambe le direzioni, per travi confluenti in pilastri interni.

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si considereranno due valori dello sforzo di taglio, massimo e minimo, ipotizzando rispettivamente la presenza e l'assenza dei carichi variabili e momenti di estremità con i due possibili segni, da assumere in ogni caso concordi.

Nei casi in cui le cerniere plastiche non si formino nella trave ma negli elementi che la sostengono, lo sforzo di taglio è calcolato sulla base della resistenza di questi ultimi.

7.4.4.1.2 Verifiche di resistenza

a) Flessione

In ogni sezione il momento resistente, calcolato come indicato nel § 4.1.2.1.2, deve risultare superiore o uguale al momento flettente di calcolo, determinato come indicato nel § 7.4.4.1.1.

b) Taglio

Per le strutture in CD''B'', la resistenza a taglio nei confronti delle sollecitazioni determinate come indicato nel § 7.4.4.1.1 è calcolata come indicato nel § 4.1.2.1.3.2.

Per le strutture in CD "A", vale quanto segue:

- il contributo del calcestruzzo alla resistenza a taglio viene assunto nullo e si considera esclusivamente il contributo dell'acciaio; per le bielle di calcestruzzo l'inclinazione da assumere nelle zone critiche è 45°;
- nel caso in cui nelle zone critiche il rapporto tra il taglio massimo e quello minimo risulti negativo ed in valore assoluto inferiore a 2, se il maggiore tra i valori assoluti supera il valore:

$$V_{R1} = \left(2 - \left| \frac{V_{\min}}{V_{\max}} \right| \right) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (7.4.2)$$

dove b_w è la larghezza dell'anima della trave e d è l'altezza utile della sua sezione, allora nel piano verticale di inflessione della trave devono essere disposti due ordini di armature diagonali, l'uno inclinato di +45° e l'altro di -45° rispetto all'asse della trave. La resistenza deve essere affidata per metà alle staffe e per metà ai due ordini di armature inclinate, per le quali deve risultare

$$0,5V_{\max} \leq 2A_s \cdot f_{yd} \cdot \cos \phi$$

dove A_s è l'area di ciascuno dei due ordini di armature inclinate e ϕ è l'angolo tra l'ordine considerato e l'asse della trave.

7.4.4.2 Pilastri

7.4.4.2.1 Sollecitazioni di calcolo

I momenti flettenti di calcolo devono essere tali da proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura; essi si ottengono moltiplicando i momenti derivanti dall'analisi per il fattore di amplificazione α dato dall'espressione:

$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{\left| \sum M_{Rt} \right|}{\left| \sum M_p \right|} \quad (7.4.3)$$

nella quale:

- $\gamma_{Rd} = 1,30$ per le strutture in CD "A" e $\gamma_{Rd} = 1,10$ per le strutture in CD "B",
- $\sum M_{Rt}$ è la somma dei momenti resistenti delle travi convergenti in un nodo, aventi verso concorde,
- $\sum M_p$ è la somma dei momenti nel pilastro al di sopra ed al di sotto del medesimo nodo, ottenuti dall'analisi.

Nel caso in cui i momenti nel pilastro siano di verso discorde, al denominatore della formula 7.4.3 va posto il solo valore maggiore, mentre il minore va sommato ai momenti resistenti delle travi.

Il fattore di amplificazione α deve essere calcolato per ciascuna direzione di applicazione dell'azione sismica e per entrambi i suoi versi ed applicato ai momenti agenti sul pilastro per l'azione sismica orientata nella direzione e nel verso considerati.

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si applica il maggiore tra il momento risultante dall'analisi ed il momento utilizzato per la sezione di sommità del pilastro.

Non si applicano fattori di amplificazione alle sezioni di sommità dei pilastri dell'ultimo piano.

Al valore del momento di calcolo ottenuto applicando la procedura suddetta deve essere associato il più sfavorevole valore dello sforzo normale ottenuto dall'analisi, per ciascun verso dell'azione sismica.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, gli sforzi di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore (M_{Rp}^s) ed inferiore (M_{Rp}^i) secondo l'espressione:

$$V = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rp}^s + M_{Rp}^i}{l_p} \quad (7.4.4)$$

nella quale l_p è la lunghezza del pilastro. Nel caso in cui i tamponamenti non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, gli sforzi di taglio da considerare per la parte del pilastro priva di tamponamento dovranno essere calcolati utilizzando la relazione 7.4.4, dove l'altezza l_p sarà assunta pari alla estensione della parte di pilastro priva di tamponamento.

7.4.4.2.2 Verifiche di resistenza

a) Presso-flessione

Per le strutture in CD "B" ed in CD "A" lo sforzo di compressione non deve eccedere, rispettivamente, il 65% ed il 55% della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

La verifica a presso-flessione deviata può essere condotta in maniera semplificata effettuando, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, una verifica a presso-flessione retta nella quale le sollecitazioni vengono determinate come indicato nel § 7.4.4.2.1 mentre la resistenza, calcolata come indicato nel § 4.1.2.1.2, viene ridotta del 30%.

a) Taglio

La resistenza delle sezioni dei pilastri a taglio, da confrontare con le rispettive sollecitazioni determinate come indicato nel § 7.4.4.2.1.4, è calcolata come indicato nel § 4.1.2.1.3.2.

7.4.4.3 Nodi trave-pilastro

Si definisce nodo la zona del pilastro che si incrocia con le travi ad esso concorrenti.

La resistenza del nodo deve essere tale da assicurare che non pervenga alla rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacenti. Sono da evitare, per quanto possibile, eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo.

Si distinguono due tipi di nodi:

- *nodi interamente confinati*, così definiti quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave. Il confinamento si considera realizzato quando, su ogni faccia del nodo, la sezione della trave si sovrappone per almeno i 3/4 della larghezza del pilastro e, su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i 3/4 dell'altezza;
- *nodi non interamente confinati*: tutti i nodi non appartenenti alla categoria precedente.

Il taglio agente in direzione orizzontale in un nodo deve essere calcolato tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che, per effetto dell'azione sismica, si possono verificare negli elementi che vi confluiscono. In assenza di più accurate valutazioni, la forza di taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata, per ciascuna direzione dell'azione sismica, come:

$$a) V_{jbd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C \text{ per nodi interni} \quad (7.4.5)$$

$$b) V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C \text{ per nodi esterni} \quad (7.4.6)$$

in cui $\gamma_{Rd} = 1,20$, A_{s1} ed A_{s2} sono rispettivamente l'area dell'armatura superiore ed inferiore della trave e V_C è la forza di taglio nel pilastro, derivante dall'analisi in condizioni sismiche.

7.4.4.3.1 Verifiche di resistenza

La verifica di resistenza del nodo deve essere effettuata per le sole strutture in CD''A''.

La compressione diagonale indotta dal meccanismo a traliccio non deve eccedere la resistenza a compressione del calcestruzzo. In assenza di modelli più accurati, il requisito può ritenersi soddisfatto se:

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \quad (7.4.7)$$

in cui

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \text{ con } f_{ck} \text{ espresso in MPa} \quad (7.4.8)$$

ed α_j è un coefficiente che vale 0,6 per nodi interni e 0,48 per nodi esterni, v_d è la forza assiale nel pilastro al di sopra del nodo normalizzata rispetto alla resistenza a compressione della sezione di solo calcestruzzo, h_{jc} è la distanza tra le giaciture più esterne di armature del pilastro, b_j è la larghezza effettiva del nodo. Quest'ultima è assunta pari alla minore tra:

- la maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave;
- la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, ambedue aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.

Per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la f_{ctd} deve essere previsto un adeguato confinamento. In assenza di modelli più accurati, si possono disporre nel nodo staffe orizzontali di diametro non inferiore a 6 mm, in modo che:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left(\frac{V_{jbd}}{b_j \cdot h_{jc}} \right)^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \quad (7.4.9)$$

in cui: i simboli già utilizzati hanno il significato in precedenza illustrato, A_{sh} è l'area totale della sezione delle staffe e h_{jw} è la distanza tra le giaciture di armature superiori e inferiori della trave.

In alternativa, l'integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale può essere garantita integralmente dalle staffe orizzontali se

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \text{ per nodi interni} \quad (7.4.10)$$

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \text{ per nodi esterni} \quad (7.4.11)$$

dove A_{s1} ed A_{s2} hanno il significato visto in precedenza, γ_{rd} vale 1,20, v_d è la forza assiale normalizzata agente al di sopra del nodo, per i nodi interni, al di sotto del nodo, per i nodi esterni.

7.4.4.4 Diaframmi orizzontali

7.4.4.4.1 Verifiche di resistenza

Vale quanto enunciato nel § 7.3.7.1.

7.4.4.5 Pareti

7.4.4.5.1 Sollecitazioni di calcolo

In mancanza di analisi più accurate, le sollecitazioni di calcolo nelle pareti possono essere determinate mediante la seguente procedura semplificata.

Il diagramma dei momenti flettenti lungo l'altezza della parete è ottenuto per traslazione verso l'alto dell'involuppo del diagramma dei momenti derivante dall'analisi. L'involuppo può essere assunto lineare, se la struttura non presenta significative discontinuità in termini di massa, rigidità e resistenza lungo l'altezza. La traslazione deve essere in accordo con l'inclinazione degli elementi compressi nel meccanismo resistente a taglio e può essere assunta pari ad h_{cr} (altezza della zona inelastica di base).

L'altezza h_{cr} è data dal più grande dei seguenti valori: l'altezza della sezione di base della parete (l), un sesto dell'altezza della parete (h_w); l'altezza critica da assumere non deve essere maggiore dell'altezza del piano terra, nel caso di edifici con numero di piani non superiore a 6, maggiore di due volte l'altezza del piano terra, per edifici con oltre 6 piani, e comunque non maggiore di due volte l'altezza della sezione di base.

Per strutture sia in CD "B" che in CD "A" si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete.

Per le strutture in CD "B" questo requisito si ritiene soddisfatto se si incrementa del 50% il taglio derivante dall'analisi. Per pareti debolmente armate il taglio ad ogni piano può essere ottenuto amplificando il taglio derivante dall'analisi del fattore $(q+1)/2$. Nelle strutture miste, il taglio nelle pareti non debolmente armate deve tener conto delle sollecitazioni dovute ai modi di vibrare superiori. A tal fine, il taglio derivante dall'analisi può essere sostituito dal diagramma d'involuppo riportato in figura 7.4.1, nella quale h_w è l'altezza della parete, A è il taglio alla base incrementato, B non deve essere inferiore a $0,5A$.

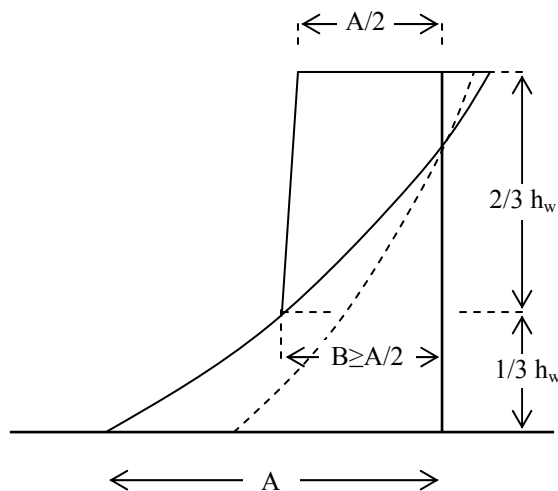


Figura 7.4.1 – Diagramma di involuppo delle forze di taglio nelle pareti di strutture miste.

Per le strutture in CD "A" il taglio deve essere incrementato del fattore

$$1,5 \leq q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{rd} \cdot M_{Rd}}{q \cdot M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)} \leq q \quad \text{per pareti snelle} \quad (7.4. 12)$$

$$\gamma_{rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q \quad \text{per pareti tozze} \quad (7.4. 13)$$

intendendo per snelle le pareti con un rapporto tra altezza e larghezza superiore a 2, ponendo $\gamma_{rd}=1,2$ ed indicando con: M_{Ed} ed M_{Rd} i momenti flettenti rispettivamente di calcolo e resistente alla base della parete, con T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione dell'edificio nella direzione dell'azione sismica, con $S_e(T)$ l'ordinata dello spettro di risposta elastico.

Se il fattore di struttura q è superiore a 2, si deve tener conto delle forza assiale dinamica aggiuntiva che si genera nelle pareti per effetto dell'apertura e chiusura di fessure orizzontali e del sollevamento dal suolo. In assenza di più accurate analisi essa può essere assunta pari al $\pm 50\%$ della forza assiale dovuta ai carichi verticali in condizioni sismiche.

7.4.4.5.2 Verifiche di resistenza

Nel caso di pareti semplici, la verifica di resistenza si effettua con riferimento al rettangolo di base. Nel caso di pareti di forma composta, la verifica va fatta considerando la parte di sezione costituita dalle anime parallele o approssimativamente parallele alla direzione principale sismica ed attribuendo alle ali dimensioni date dal minimo fra: effettiva larghezza dell'ala, metà della distanza fra anime adiacenti, 25% dell'altezza complessiva della parete h_w .

a) Presso-flessione

Per tutte le pareti, sia in CD"B" che in CD"A", la forza normale di compressione non deve eccedere rispettivamente il 40% ed il 35% della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

Le verifiche devono essere condotte nel modo indicato per i pilastri nel § 7.4.4.2.2 tenendo conto, nella determinazione della resistenza, di tutte le armature longitudinali presenti nella parete.

Per le pareti debolmente armate occorre limitare le tensioni di compressione nel calcestruzzo per prevenire l'instabilità fuori dal piano, secondo quanto indicato in 4.1.2.1.6.2 per i pilastri singoli.

Quando si considerano le forze assiali dinamiche aggiuntive, per il calcestruzzo non confinato si può assumere una $\varepsilon_{cu}=0,005$ mentre per quello confinato un valore maggiore, in accordo con il legame costitutivo adottato, purché si consideri l'eventuale rottura del copriferro.

b) Taglio

Per le strutture in CD"B" le verifiche devono essere condotte nel modo indicato per i pilastri nel § 7.4.4.2.2 e devono considerare la possibile rottura per scorrimento.

Per le strutture in CD"A" nelle verifiche si deve considerare la possibile rottura delle diagonali compresse nell'anima, la possibile rottura a taglio dell'anima, la possibile rottura per scorrimento.

Verifica a schiacciamento delle diagonali compresse nell'anima

La determinazione della resistenza a schiacciamento è condotta in accordo con il § 4.1.2.1.3, assumendo un braccio delle forze interne z pari all'80% dell'altezza della sezione ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a 45° . Nelle zone critiche tale resistenza va moltiplicata per un fattore riduttivo 0,4.

Verifica a taglio dell'anima

Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio $\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} \cdot l_w)$ in cui l_w è l'altezza della sezione. Per la verifica va considerato, ad ogni piano, il massimo valore di α_s .

Se $\alpha_s \geq 2$, la determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.1.3, assumendo un braccio delle forze interne z pari all'80% dell'altezza della sezione ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a 45° . Altrimenti si utilizzano le seguenti espressioni:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \cdot \rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{wo} \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad (7.4.14)$$

$$\rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{wo} \cdot z \leq \rho_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_{wo} \cdot z + \min N_{Ed} \quad (7.4.15)$$

in cui ρ_h è il rapporto tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale, rispettivamente, e l'area della relativa sezione di calcestruzzo, $f_{yd,h}$ e $f_{yd,v}$ sono i valori di progetto della resistenza a snervamento dell'armatura orizzontale e verticale, b_{wo} è lo spessore dell'anima, N_{Ed} è la forza assiale di progetto (positiva se di compressione), $V_{Rd,c}$ è la resistenza a taglio degli elementi non armati, determinata in accordo con il § 4.1.2.1.3.1, e da assumersi nulla nelle zone critiche quando N_{Ed} è di trazione.

Verifica a scorrimento

Sui possibili piani di scorrimento (per esempio i giunti costruttivi) posti all'interno delle regioni critiche deve risultare

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S}$$

dove $V_{Rd,S}$ è il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento

$$V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad (7.4.16)$$

nella quale V_{dd} , V_{id} e V_{fd} rappresentano, rispettivamente, il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali, il contributo delle armature inclinate presenti alla base, il contributo della resistenza per attrito, e sono dati dalle espressioni:

$$V_{dd} = \min \begin{cases} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{cases} \quad (7.4.17)$$

$$V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \cdot \cos \phi_j \quad (7.4.18)$$

$$V_{fd} = \min \begin{cases} \mu_f \cdot \left[\left(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed} / z \right] \\ 0,5\eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{cases} \quad (7.4.19)$$

dove η è dato dall'espressione 7.4.7 (in cui $\alpha_j=0,60$), μ_f è il coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo sotto azioni cicliche (può essere assunto pari a 0,60), $\sum A_{sj}$ la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento, ξ l'altezza della parte compressa della sezione normalizzata all'altezza della sezione, A_{sj} l'area di ciascuna armatura inclinata che attraversa il piano detto formando con esso un angolo ϕ_j .

Per le pareti tozze deve risultare $V_{id} > V_{Ed}/2$.

La presenza di armature inclinare comporta un incremento della resistenza a flessione alla base della parete che deve essere considerato quando si determina il taglio di calcolo V_{Ed} .

7.4.4.6 Travi di collegamento

Travi aventi altezza pari allo spessore del solaio non sono da considerare efficaci ai fini del collegamento.

La verifica delle travi di collegamento è da eseguire con i procedimenti contenuti nel § 7.4.4.1 se è soddisfatta almeno una delle due condizioni seguenti:

- il rapporto tra luce netta e altezza è uguale o superiore a 3;
- lo sforzo di taglio di calcolo risulta:

$$V_d \leq f_{ctd} \cdot b \cdot d \quad (7.4.20)$$

Se le condizioni precedenti non sono soddisfatte lo sforzo di taglio deve venire assorbito da due ordini di armature diagonali disposte ad X sulla trave e che si ancorano nelle pareti adiacenti, con sezione pari, per ciascuna diagonale, ad A_s tale da soddisfare la relazione:

$$V_d \leq 2 A_s f_{yd} \cdot \sin \phi \quad (7.4.21)$$

essendo ϕ l'angolo minimo tra ciascuna delle due diagonali e l'asse orizzontale.

7.4.5 COSTRUZIONI CON STRUTTURA PREFABBRICATA

Ai fini delle disposizioni che seguono, si definiscono strutture prefabbricate quelle composte con elementi in cemento armato o precompresso, eseguiti a piè d'opera o in appositi stabilimenti con procedimenti industrializzati, ed assemblate in opera mediante unioni strutturali di vario tipo, a secco ovvero a umido.

La prefabbricazione di parti di una struttura progettata per rispondere alle prescrizioni relative agli edifici in cemento armato richiede la dimostrazione che il collegamento in opera delle parti è tale da conferire il previsto livello di monoliticità in termini di resistenza, rigidezza e duttilità.

Le prescrizioni di cui al presente § 7.4.5 sono aggiuntive rispetto a quelle contenute nei capitoli precedenti, per quanto applicabili e non esplicitamente modificate.

7.4.5.1 Tipologie strutturali e fattori di struttura

Le presenti norme prendono in considerazione le seguenti tipologie di sistemi strutturali, già definite nel § 7.4.3.1:

- *strutture a telaio;*
- *strutture a pareti;*
- *strutture miste telaio-pareti.*

In aggiunta si considerano anche le seguenti categorie:

- *strutture a pannelli;*
- *strutture monolitiche a cella;*
- strutture monopiano, con elementi di copertura sostenuti da pilastri isostatici.

I valori massimi di q_0 per queste ultime categorie sono contenuti nella tabella seguente:

Tabella 7.4.II – Valori di q_0 per strutture prefabbricate

Tipologia	q_0	
	CD”B”	CD”A”
Struttura a pannelli	3,0	4,0 α_u/α_1
Strutture monolitiche a cella	2,0	3,0
Strutture a pilastri isostatici	2,5	3.5

Altre tipologie possono essere utilizzate giustificando i fattori di struttura adottati e impiegando regole di dettaglio tali da garantire i requisiti generali di sicurezza di cui alle presenti norme.

Nelle strutture prefabbricate il meccanismo di dissipazione energetica è associato prevalentemente alle rotazioni plastiche nelle zone critiche. In aggiunta, la dissipazione può avvenire attraverso meccanismi plastici a taglio nelle connessioni, purché le forze di richiamo non diminuiscano significativamente al susseguirsi dei cicli dell’azione sismica e si evitino fenomeni d’instabilità. Nella scelta del fattore di struttura complessivo q le capacità di dissipazione per meccanismi a taglio possono essere considerate, specialmente nei sistemi a pareti prefabbricate, tenendo conto dei valori di duttilità locali a scorrimento μ_s .

Il fattore q deve essere ridotto del 50% nel caso in cui i collegamenti non rispettino le indicazioni riportate nel § 7.4.5.2 e non può assumere un valore maggiore di 1,5 per strutture che non rispettino le indicazioni riportate nel § 7.4.5.3.

7.4.5.2 Collegamenti

Negli elementi prefabbricati e nei loro collegamenti si deve tener conto del possibile degrado a seguito delle deformazioni cicliche in campo plastico. Quando necessario, la resistenza di progetto dei collegamenti prefabbricati valutata per carichi non ciclici deve essere opportunamente ridotta per le verifiche sotto azioni sismiche.

I collegamenti tra gli elementi prefabbricati condizionano in modo sostanziale il comportamento statico dell’organismo strutturale e la sua risposta sotto azioni sismiche.

Per gli edifici prefabbricati a pannelli portanti l’idoneità dei collegamenti tra i pannelli con giunti gettati o saldati devono essere adeguatamente dimostrata mediante le prove sperimentali di idoneità.

I collegamenti tra elementi monodimensionali (trave-pilastro) devono essere rigidi, in modo da garantire la congruenza degli spostamenti verticali e orizzontali; ed il trasferimento delle sollecitazioni deve essere assicurato da dispositivi meccanici. Al vincolo rigido può accoppiarsi, all’altro estremo della trave, un vincolo scorrevole. L’ampiezza del piano di scorrimento deve risultare, con ampio margine, maggiore dello spostamento dovuto alla azione sismica.

In caso di collegamenti tra elementi prefabbricati di natura non monolitica, che influenzano in modo sostanziale il comportamento statico dell’organismo strutturale, e quindi anche la sua risposta sotto azioni sismiche, sono possibili le tre situazioni seguenti, a ciascuna delle quali dovrà corrispondere un opportuno criterio di dimensionamento:

- a) collegamenti situati al di fuori delle previste zone critiche, che quindi non modificano le capacità dissipative della struttura rispetto al caso monolitico;
- b) collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati, ma sovradimensionati in modo tale da spostare la plasticizzazione in zone attigue situate all’interno degli elementi;

c) collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati, dotati delle necessarie caratteristiche in termini di duttilità e di quantità di energia dissipabile.

Per strutture a pilastri isostatici, il collegamento tra pilastro ed elemento orizzontale può essere di tipo fisso (rigido o elastico), oppure scorrevole. Le travi prefabbricate in semplice appoggio devono essere strutturalmente connesse ai pilastri o alle pareti (di supporto). Le connessioni devono assicurare la trasmissione delle forze orizzontali nella situazione sismica di progetto senza fare affidamento sull'attrito. Ciò vale anche per le connessioni tra gli elementi secondari dell'impalcato e le travi portanti.

In tutti i casi, i collegamenti devono essere in grado di assorbire gli spostamenti relativi e di trasferire le forze risultanti dall'analisi, con adeguati margini di sicurezza.

7.4.5.2.1 Indicazioni progettuali

Strutture intelaiate

Collegamenti tipo a)

Il collegamento deve essere posizionato ad una distanza dalla estremità dell'elemento, trave o pilastro, pari alla lunghezza del tratto ove è prevista armatura trasversale di contenimento, ai sensi del § 7.4.4.1.2 e del § 7.4.4.2.2, aumentata di una volta l'altezza utile della sezione.

La resistenza del collegamento deve essere non inferiore alla sollecitazione locale di calcolo. Per il momento si assume il valore maggiore tra il valore derivante dall'analisi ed il 50% del momento resistente M_{Rd} della sezione corrispondente alla faccia terminale della zona critica più vicina, moltiplicato per il fattore di sovraresistenza γ_{Rd} . Il taglio di calcolo è determinato con le regole della gerarchia delle resistenze di cui al § 7.4.4. Si utilizza un fattore di sovraresistenza $\gamma_{Rd} = 1,10$ per strutture in CD''B'', un fattore di sovraresistenza $\gamma_{Rd} = 1,15$ per strutture in CD''A''.

Collegamenti tipo b)

Le parti degli elementi adiacenti alle unioni devono essere dimensionate con gli stessi procedimenti previsti nel § 7.4.4 per le strutture monolitiche, in funzione della classe di duttilità adottata, e dotate dei relativi dettagli di armatura che ne assicurino la prevista duttilità. Si utilizza un fattore di sovraresistenza $\gamma_{Rd} = 1,20$ per strutture in CD''B'', un fattore di sovraresistenza $\gamma_{Rd} = 1,35$ per strutture in CD''A''.

Le armature longitudinali delle connessioni devono essere completamente ancorate prima delle sezioni terminali delle zone critiche. Le armature delle zone critiche devono essere completamente ancorate fuori delle connessioni.

Per strutture in CD''A'' non è ammessa la giunzione dei pilastri all'interno dei nodi o nelle sezioni adiacenti.

Collegamenti tipo c)

Fanno parte di questa tipologia le unioni che prevedono l'inserimento di barre di armatura e successivi getti di completamento in opera, effettuati dopo il posizionamento definitivo degli elementi prefabbricati.

Previa dimostrazione analitica che il funzionamento del collegamento è equivalente a quello di uno interamente realizzato in opera e che soddisfi le prescrizioni di cui al § 7.4.4, la struttura è assimilabile ad una di tipo monolitico.

Fanno altresì parte di questa tipologia giunzioni realizzate da elementi metallici, o comunque con dispositivi diversi dalla sezione corrente degli elementi. L'idoneità di tali giunzioni a realizzare il meccanismo inelastico previsto per le strutture a telaio ed a soddisfare le richieste globali e locali di

duttilità ciclica nella misura corrispondente alle CD “A” e “B” deve essere comprovata da prove sperimentali in vera scala che includano almeno tre cicli completi di deformazione di ampiezza corrispondente al fattore di struttura q , effettuate su sotto-insiemi strutturali significativi.

Strutture a pilastri isostatici

I collegamenti di tipo fisso devono possedere una resistenza a taglio pari alla minore delle due quantità seguenti:

- a) la forza orizzontale necessaria per indurre nella sezione di base del pilastro un momento flettente pari al momento resistente ultimo, moltiplicata per un fattore $\gamma_{Rd} = 1,35$ per strutture in CD”A”, e $\gamma_{Rd} = 1,20$ per strutture in CD”B”;
- b) la forza di taglio derivante dall’analisi con una azione sismica non ridotta del fattore di struttura ($q = 1$).

I collegamenti di tipo scorrevole devono essere dimensionati per consentire uno scorrimento pari a:

$$\Delta = (d_e^2 + d_r^2)^{1/2} \quad (7.4.22)$$

nella quale:

d_e è lo spostamento relativo dovuto all’azione sismica tra le due parti della struttura collegate dall’apparecchio scorrevole, calcolato come indicato al punto 7.3.3 ed assumendo che le due parti collegate oscillino in opposizione di fase

d_r è lo spostamento relativo in condizioni sismiche tra le fondazioni delle due parti collegate (i e j, v. § 3.2.5.2).

7.4.5.2 Valutazione della resistenza

La resistenza delle connessioni tra elementi prefabbricati deve essere valutata con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza applicabili alle situazioni non sismiche, come indicato nei §§ 4.1.2.1.1, 4.2.3.1.1, 4.2.3.1.4 o 4.2.7.2.2 secondo quanto di competenza.

Nella valutazione della resistenza allo scorrimento si deve trascurare l’attrito dovuto agli sforzi esterni di compressione.

È ammessa la saldatura delle barre d’armatura di acciaio saldabile solo se si assicura una perdita di duttilità locale inferiore al 10% rispetto alla connessione senza saldatura.

Gli elementi di acciaio connessi agli elementi di calcestruzzo possono essere considerati nel contributo alla resistenza sismica se capaci di resistere a deformazioni cicliche per il livello atteso di duttilità.

7.4.5.3 Elementi strutturali

Per gli elementi strutturali si applicano le regole progettuali degli elementi non prefabbricati.

Pilastri

Sono permesse connessioni colonna-colonna all’interno delle regioni critiche solo per strutture in CD”B”.

Per strutture a pilastri isostatici le colonne devono essere fissate alla base con supporti in fondazioni a bicchiere.

Pareti di pannelli prefabbricati

Deve essere evitato il degrado della resistenza delle connessioni. Tale requisito si ritiene soddisfatto se tutte le connessioni verticali sono ruvide o provviste di connettori a taglio e verificate a taglio.

Nella verifica delle connessioni orizzontali la forza assiale di trazione deve essere portata da un'armatura longitudinale verticale disposta nella zona tesa del pannello e ancorata completamente nel corpo dei pannelli sopra- e sottostanti. Le connessioni che sono solo parzialmente tese sotto le azioni sismiche, la verifica di resistenza a taglio deve essere fatta considerando esclusivamente la zona compressa; in questo caso come valore della forza assiale si deve considerare il valore della risultante di compressione su questa zona.

Diaframmi

Il comportamento a diaframma è reso più efficace se le connessioni sono solo su appositi supporti. Un'appropriata cappa di cemento armato gettato in opera può migliorare significativamente la rigidità dei diaframmi.

Le forze di trazione devono essere portate da apposite armature disposte lungo il perimetro del diaframma e nelle connessioni interne con gli altri elementi prefabbricati. Se si prevede una cappa di cemento armato gettato in opera, queste connessioni debbono essere collocate nella sigillatura.

Le forze di taglio lungo le connessioni piastra-piastra o piastra-trave devono essere moltiplicate un fattore maggiorativo pari a 1,30.

Gli elementi di sostegno, sia al di sotto che al di sopra del diaframma, devono essere adeguatamente connessi ad esso; a tal fine non si considerano le forze di attrito dovute alle forze di compressione esterne.

7.4.6 DETTAGLI COSTRUTTIVI

Le indicazioni fornite nel seguito in merito ai dettagli costruttivi si applicano sia alle strutture in c.a. gettate in opera che alle strutture in c.a. prefabbricate. I dettagli costruttivi sono articolati in termini di:

- limitazioni geometriche
- limitazioni di armatura

7.4.6.1 Limitazioni geometriche

7.4.6.1.1 Travi

La larghezza b della trave deve essere ≥ 20 cm e, per le travi basse comunemente denominate "a spessore", deve essere non maggiore della larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale della trave stessa, risultando comunque non maggiore di due volte b_c , essendo b_c la larghezza del pilastro ortogonale all'asse della trave.

Il rapporto b/h tra larghezza e altezza della trave deve essere $\geq 0,25$.

Non deve esserci eccentricità tra l'asse delle travi che sostengono pilastri in falso e l'asse dei pilastri che le sostengono. Esse devono avere almeno due supporti, costituiti da pilastri o pareti. Le pareti non possono appoggiarsi in falso su travi o solette.

Le zone critiche si estendono, per CD"B" e CD"A", per una lunghezza pari rispettivamente a 1 e 1,5 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i versi a partire dalla sezione di prima plasticizzazione. Per travi che sostengono un

pilastro in falso, si assume una lunghezza pari a 2 volte l'altezza della sezione misurata da entrambe le facce del pilastro.

7.4.6.1.2 Pilastri

La dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a 250 mm.

Se θ , quale definito nel § 7.3.1, risulta $>0,1$, l'altezza della sezione non deve essere inferiore ad un decimo della maggiore tra le distanze tra il punto in cui si annulla la flessione e le estremità del pilastro.

In assenza di analisi più accurate si può assumere che la lunghezza della regione critica sia la maggiore tra: l'altezza della sezione, 1/6 dell'altezza libera del pilastro, 45 cm, l'altezza libera del pilastro se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione.

7.4.6.1.3 Nodi trave-pilastro

Sono da evitare per quanto possibile eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo. Nel caso che tale eccentricità superi 1/4 della larghezza del pilastro la trasmissione degli sforzi deve essere assicurata da armature adeguatamente dimensionate allo scopo.

7.4.6.1.4 Pareti

Lo spessore delle pareti deve essere non inferiore al valore massimo tra 150 mm, (200 mm nel caso in cui nelle travi di collegamento siano da prevedersi, ai sensi del § 7.4.4.6, armature inclinate), e 1/20 dell'altezza libera di interpiano.

Devono essere evitate aperture distribuite irregolarmente, a meno che la loro presenza non venga specificamente considerata nell'analisi, nel dimensionamento e nella disposizione delle armature.

In assenza di analisi più accurate si può assumere che l'altezza delle zone critiche sia la maggiore tra: la larghezza della parete e 1/6 della sua altezza. Essa non può comunque essere superiore a 2 volte la larghezza della parete e ad 1 o 2 volte l'altezza libera di interpiano, rispettivamente per edifici aventi fino a 6 piani o oltre 6 piani.

7.4.6.2 Limitazioni di armatura

7.4.6.2.1 Travi

Armature longitudinali

Almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave.

In ogni sezione della trave, salvo giustificazioni che dimostrino che le modalità di collasso della sezione sono coerenti con la classe di duttilità adottata, il rapporto geometrico ρ relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione A_s o quella al lembo inferiore della sezione A_i , deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

dove: ρ è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa pari ad $A_s/(b \cdot h)$ oppure ad $A_i/(b \cdot h)$;

ρ_{comp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in MPa).

In ogni sezione della trave, inoltre, deve essere $\rho_{comp} \geq 1/2 \rho$.

L'armatura superiore, disposta per il momento negativo alle estremità delle travi, deve essere contenuta, per almeno il 75%, entro la larghezza dell'anima e comunque, per le sezioni a T o ad L, entro una fascia di soletta pari rispettivamente alla larghezza del pilastro, od alla larghezza del pilastro aumentata di 2 volte lo spessore della soletta da ciascun lato del pilastro, a seconda che nel nodo manchi o sia presente una trave ortogonale. Almeno $1/4$ della suddetta armatura deve essere mantenuta per tutta la lunghezza della trave.

Le armature longitudinali delle travi, sia superiori che inferiori, devono attraversare, di regola, i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi. Quando ciò non risulti possibile, sono da rispettare le seguenti prescrizioni:

- le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione con il nodo, oppure rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia, a contenimento del nodo;
- la lunghezza di ancoraggio delle armature tese va calcolata in modo da sviluppare una tensione nelle barre pari a $1,25 f_{yk}$, e misurata a partire da una distanza pari a 6 diametri dalla faccia del pilastro verso l'interno.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora oltre il nodo non può terminare all'interno di una zona critica, ma deve ancorarsi oltre di essa.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora nel nodo, deve essere collocata all'interno delle staffe del pilastro. Per prevenire lo sfilamento di queste armature il diametro delle barre non inclinate deve essere $\leq \alpha_{bL}$ volte l'altezza della sezione del pilastro, essendo

$$\alpha_{bL} = \begin{cases} \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8v_d}{1 + 0,75k_D \cdot \rho' / \rho} & \text{per nodi interni} \\ \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8v_d) & \text{per nodi esterni} \end{cases}$$

dove: k_D vale 1 o $2/3$, rispettivamente per CD"A" e per CD"B"

γ_{Rd} vale 1,2 o 1, rispettivamente per CD"A" e per CD"B"

Se per nodi esterni non è possibile soddisfare tale limitazione, si può prolungare la trave oltre il pilastro, si possono usare piastre saldate alla fine delle barre, si possono piegare le barre per una lunghezza minima pari a 10 volte il loro diametro disponendo un'apposita armatura trasversale dietro la piegatura.

Armature trasversali

Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 175 mm e 225 mm, rispettivamente per CD"A" e CD "B";
- 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche, rispettivamente per CD"A" e CD "B"
- 24 volte il diametro minimo delle armature longitudinali.

Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6 mm, con ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità. I ganci devono essere assicurati alle barre longitudinali.

7.4.6.2.2 *Pilastri*

Nel caso in cui i tamponamenti non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, l'armatura risultante dovrà essere estesa per una distanza pari alla profondità del pilastro oltre la zona priva di tamponamento. Nel caso in cui l'altezza della zona priva di tamponamento fosse inferiore a 1,5 volte la profondità del pilastro, dovranno essere utilizzate armature bi-diagonali.

Nel caso precedente e nel caso in cui il tamponamento sia presente su un solo lato di un pilastro, l'armatura trasversale da disporre alle estremità del pilastro ai sensi del punto 7.4.5.3.3 dovrà essere estesa all'intera altezza del pilastro.

Armature longitudinali

Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm; su ciascuna faccia del pilastro, al fine di garantire l'integrità del nodo trave-colonna, deve essere disposta almeno una barra di armatura; intermedia tra le barre d'angolo.

Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica ρ di armatura longitudinale, con ρ rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\%$$

Se sotto l'azione del sisma la forza assiale su un pilastro è di trazione, la lunghezza di ancoraggio delle barre longitudinali deve essere incrementata del 50%.

Armature trasversali

Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature; le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm e 20 cm da una barra fissata, rispettivamente per CD"A" e CD"B".

Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

- 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CD"A" e CD"B";
- 125 mm e 175 mm, rispettivamente per CD"A" e CD"B";
- 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD"A" e CD"B".

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a

$$A_{st} \geq \begin{cases} 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st} \cdot s}{f_{yd}} \\ 0,12 \frac{f_{cd} \cdot b_{st} \cdot s}{f_{yd}} \end{cases}$$

in cui b_{st} è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed s è il passo delle staffe.

7.4.6.2.3 Nodi trave-pilastro

Indipendentemente da quanto richiesto dalla verifica in 7.4.4.3.1, lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi non confinati devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone del pilastro inferiore e superiore adiacenti al nodo. Questa regola può non essere osservata nel caso di nodi interamente confinati.

Per i nodi non confinati, appartenenti a strutture sia in CD”A” che in CD”B”, le staffe orizzontali presenti lungo l’altezza del nodo devono verificare la seguente condizione:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot \bar{b}} \geq 0,05 \frac{R_{ck}}{f_{yd}} \quad 7.4.4$$

nella quale n_{st} ed A_{st} sono rispettivamente il numero di braccia e l’area della sezione trasversale di tondino della singola staffa orizzontale, i è l’interasse delle staffe, e \bar{b} è la larghezza utile del nodo determinata come segue:

- se la trave ha una larghezza b_w superiore a quella del pilastro b_c , allora \bar{b} è il valore minimo fra b_w e $b_c + h_c/2$, essendo h_c la dimensione della sezione della colonna parallela alla trave;
- se la trave ha una larghezza b_w inferiore a quella del pilastro b_c , allora \bar{b} è il valore minimo fra b_c e $b_w + h_c/2$.

7.4.6.2.4 Pareti

Le armature, sia orizzontali che verticali, devono avere diametro non superiore ad 1/10 dello spessore della parete, devono essere disposte su entrambe le facce della parete, ad un passo non superiore a 30 cm, devono essere collegate con legature, in ragione di almeno nove ogni metro quadrato.

Nell’altezza della zona critica si individua una zona “confinata”, costituita dallo spessore della parete maggiorata di una lunghezza “confinata” l_c pari al 20% della lunghezza in pianta l della parete stessa e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete. In tale zona il rapporto geometrico ρ dell’armatura totale verticale, riferito all’area confinata, deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\%$$

Nelle zone confinate l’armatura trasversale deve essere costituita da tondini di diametro non inferiore a 8 mm, disposti in modo da fermare una barra verticale ogni due con un passo non superiore a 8 volte il diametro della barra o a 10 cm. Le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata.

Le armature inclinate che attraversano potenziali superfici di scorrimento devono essere efficacemente ancorate al di sopra e al di sotto della superficie di scorrimento ed attraversare tutte le sezioni della parete poste al di sopra di essa e distanti da essa meno della minore tra $\frac{1}{2}$ altezza ed $\frac{1}{2}$ larghezza della parete.

Nella rimanente parte della parete, in pianta ed in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche, con un’armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione da taglio.

7.4.6.2.5 Travi di collegamento

Nel caso di armatura ad X, ciascuno dei due fasci di armatura deve essere racchiuso da armatura a spirale o da staffe di contenimento con passo non superiore a 100 mm.

In questo caso, in aggiunta all'armatura diagonale sarà disposta su ciascuna faccia della trave una rete di diametro 10 mm a maglia quadrata di lato 10 cm ed armatura corrente di 2 barre da 16 mm ai bordi superiore ed inferiore.

Gli ancoraggi delle armature nelle pareti saranno del 50% più lunghi di quanto previsto per il dimensionamento in condizioni non sismiche.

7.5 COSTRUZIONI D'ACCIAIO

La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nella vigente normativa, integrate dalle regole di progettazione e di dettaglio fornite dal § 7.5.4 al § 7.5.7; ai fini dei criteri di dimensionamento

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo la resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.2. delle presenti norme, non essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo le strutture devono essere progettate in maniera tale che le zone dissipative si sviluppino ove la plasticizzazione o l'instabilità locale o altri fenomeni di degrado dovuti al comportamento isteretico non influenzano la stabilità globale della struttura.

Nelle zone dissipative, al fine di assicurare che le stesse si formino in accordo con quanto previsto in progetto, la possibilità che il reale limite di snervamento dell'acciaio sia maggiore del nominale deve essere tenuta in conto attraverso un opportuno coefficiente di sovrarresistenza del materiale γ_{Rd} , definito al § 7.5.1.

Le parti non dissipative delle strutture dissipative ed i collegamenti tra le parti dissipative ed il resto della struttura devono possedere una sovrarresistenza sufficiente a consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative.

7.5.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

L'acciaio costituente le membrature, le saldature ed i bulloni deve essere conforme ai requisiti prescritti nelle norme sulle costruzioni in acciaio, ove non diversamente specificato.

Per le zone dissipative si applicano le seguenti regole aggiuntive:

- per gli acciai da carpenteria il rapporto fra i valori caratteristici della tensione di rottura f_{tk} (nominale) e la tensione di snervamento f_{yk} (nominale) deve essere maggiore di 1,20 e l'allungamento a rottura, misurato su provino standard, deve essere non inferiore al 20%;
- la tensione di snervamento massima $f_{y,max}$ deve risultare $f_{y,max} \leq 1,1 \gamma_{Rd} f_{yk}$;
- i collegamenti bullonati devono essere realizzati con bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 o 10.9 ed adeguatamente serrati.

Il coefficiente di sovrarresistenza del materiale, γ_{Rd} , è definito come il rapporto fra il valore medio $f_{y,m}$ della tensione di snervamento e il valore caratteristico f_{yk} nominale. In assenza di valutazioni specifiche si possono assumere i valori indicati nella tab. 7.5.I;

Tabella 7.5.-I Fattori di sovrarresistenza γ_{Rd}

Acciaio	$\gamma_{Rd} = \frac{f_{y,m}}{f_{yk}}$
S 235	1,20
S 275	1,15
S 355	1,10
S 420 S 450 S 460	1,10

Se la tensione di snervamento f_{yk} dell'acciaio delle zone non dissipative e delle connessioni è superiore alla $f_{y,max}$ dell'acciaio delle zone dissipative, è possibile assumere $\gamma_{Rd}=1,00$.

Infine se si determina mediante prove la f_y dell'acciaio di ogni zona dissipativa, per ciascuna di esse si può adottare un $\gamma_{Rd}=f_y/f_{yk}$.

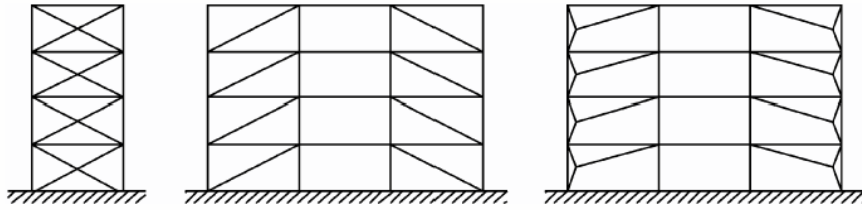
Qualora l'acciaio impiegato sia di qualità diversa da quella prevista in progetto si dovrà procedere ad una ricalcolazione della struttura per dimostrarne l'adeguatezza.

7.5.2 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA

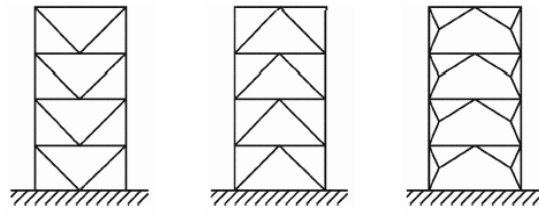
7.5.2.1 Tipologie strutturali

Le strutture sismo-resistenti in acciaio possono essere distinte, in accordo con il loro comportamento, nelle seguenti tipologie strutturali:

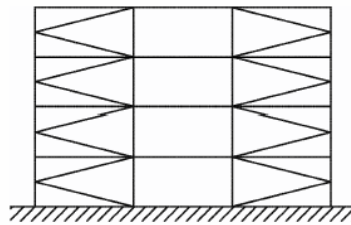
- a) **strutture intelaiate**: composte da telai che resistono alle forze orizzontali con un comportamento prevalentemente flessionale. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate alle estremità delle travi in prossimità dei collegamenti trave-colonna, dove si possono formare le cerniere plastiche e l'energia viene dissipata per mezzo della flessione ciclica plastica.
- b) **Strutture con controventi concentrici**: nei quali le forze orizzontali sono assorbite principalmente da membrane soggette a forze assiali. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate nelle diagonali tese. Pertanto possono essere considerati in questa tipologia solo quei controventi per cui lo snervamento delle diagonali tese precede il raggiungimento della resistenza delle aste strettamente necessarie ad equilibrare i carichi esterni. I controventi reticolari concentrici possono essere distinti nelle seguenti tre categorie (Figura 7.5.1):
 - b1) **controventi con diagonale tesa attiva**, in cui la resistenza alle forze orizzontali e le capacità dissipative sono affidate alle aste diagonali soggette a trazione.
 - b2) **controventi a V**, in cui le forze orizzontali devono essere assorbite considerando sia le diagonali tese che quelle compresse. Il punto d'intersezione di queste diagonali giace su di una membratura orizzontale che deve essere continua.
 - b3) **controventi a K**, in cui il punto d'intersezione delle diagonali giace su una colonna. Questa categoria non deve essere considerata dissipativa in quanto il meccanismo di collasso coinvolge la colonna.
- c) **Strutture con controventi eccentrici**: nei quali le forze orizzontali sono principalmente assorbite da membrane caricate assialmente, ma la presenza di eccentricità di schema permette la dissipazione di energia nei traversi per mezzo del comportamento ciclico a flessione e/o taglio. I controventi eccentrici possono essere classificati come dissipativi quando la plasticizzazione dei traversi dovuta alla flessione e/o al taglio precede il raggiungimento della resistenza ultima delle altre parti strutturali.
- d) **strutture a mensola o a pendolo inverso**: costituite da membrane pressoinflesse in cui le zone dissipative sono collocate alla base.
- e) **Strutture intelaiate con controventi concentrici**: nelle quali le azioni orizzontali sono assorbite sia da telai che da controventi agenti nel medesimo piano.
- f) **Strutture intelaiate con tamponature**: costituite da tamponature in muratura o calcestruzzo non collegate ma in contatto con le strutture intelaiate.



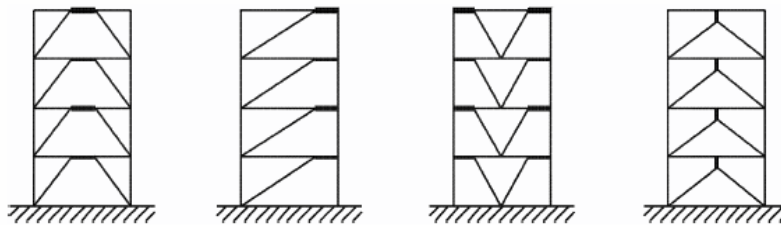
b1) Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva



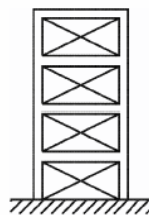
b2) Strutture con controventi concentrici a V



b3) Strutture con controventi concentrici a K



c) Strutture con controventi eccentrici



e) Strutture intelaiate con controventi concentrici

Figura 7.5.1. Tipologie strutturali

Per le strutture in acciaio in cui le forze orizzontali sono assorbite da nuclei o pareti di controvento in cemento armato si rimanda al § 7.4.

Tipologie strutturali diverse da quelle sopraelencate possono essere utilizzate sulla base di criteri di progettazione non difforni da quelli considerati nella presente norma, a condizione che forniscano un grado di sicurezza non inferiore.

7.5.2.2 Fattori di struttura

Per ciascuna tipologia strutturale il valore massimo di riferimento per q_0 è indicato in tabella 7.5.II.

Tabella 7.5.II - Valori di q_0 per le diverse tipologie strutturali e le diverse classi di duttilità.

TIPOLOGIA STRUTTURALE	q_0	
	CD "B"	CD "A"
a) Strutture intelaiate e c) Strutture con controventi eccentrici	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
b1) Controventi concentrici a diagonale tesa attiva b2) Controventi concentrici a V	4 2	4 2,5
d) Strutture a mensola o a pendolo inverso	2	$2\alpha_u/\alpha_1$
e) Strutture intelaiate con controventi concentrici	4	$4\alpha_u/\alpha_1$
f) Strutture intelaiate con tamponature in muratura	2	2

Tali valori di q_0 sono da intendersi validi a patto che vengano rispettate le regole di progettazione e di dettaglio fornite dal § 7.5.4 al § 7.5.7.

In particolare, essi richiedono collegamenti a completo ripristino di resistenza, progettati con un margine di sovrarresistenza tale da consentire il completo sviluppo delle risorse di duttilità locale delle membrature collegate. Tale requisito richiede che siano soddisfatte le regole di progettazione di cui al § 7.5.4.3.

Per le strutture regolari in pianta possono essere adottati i seguenti valori di α_u/α_1 :

- edifici a un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- edifici a telaio a più piani, con una sola campata $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
- edifici a telaio con più piani e più campate $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
- edifici con controventi eccentrici a più piani $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
- edifici con strutture a mensola o a pendolo inverso $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$

7.5.3 REGOLE DI PROGETTO GENERALI PER ELEMENTI STRUTTURALI DISSIPATIVI

Le regole di progetto seguenti si applicano alle parti delle strutture sismo-resistenti progettate per avere un comportamento strutturale dissipativo. Le zone dissipative devono avere un'adeguata duttilità ed una sufficiente resistenza, determinata come precisato nel § 4.2.2.2.

7.5.3.1 Parti compresse e/o inflesse delle zone dissipative

Si deve garantire una duttilità locale sufficiente degli elementi che dissipano energia in compressione e/o flessione limitando il rapporto larghezza-spessore b/t secondo le classi di sezioni trasversali specificate nel § 4.2.2.1. delle presenti norme.

In funzione della classe di duttilità e del fattore di struttura q_0 usato in fase di progetto, le prescrizioni relative alle classi di sezioni trasversali di elementi in acciaio che dissipano energia, sono quelle indicate in Tabella 7.5.-III.

Tabella 7.5.III - Classe della sezione trasversale di elementi dissipativi

Valore di riferimento del fattore di struttura q_0	Classe di sezione trasversale richiesta
$2 < q_0 \leq 4$	Classe 1 o 2
$q_0 > 4$	Classe 1

7.5.3.2 Parti tese delle zone dissipative

Nel caso di membrature tese con collegamenti bullonati, la resistenza plastica di progetto deve risultare inferiore alla resistenza ultima di progetto della sezione netta in corrispondenza dei fori per i dispositivi di collegamento. Pertanto si deve verificare che:

$$\frac{A_{res}}{A} \geq 1.1 \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{tk}} \quad (7.5.1)$$

essendo A l'area lorda e A_{res} l'area resistente costituita dall'area netta in corrispondenza dei fori integrata da un'eventuale area di rinforzo e i fattori parziali γ_{M0} e γ_{M2} sono definiti nella tabella 4.2.HV del § 4.2.3.1.1. delle presenti norme.

7.5.3.3 Collegamenti in zone dissipative

I collegamenti in zone dissipative devono avere sufficiente sovreresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti collegate. Si ritiene che tale requisito di sovreresistenza sia soddisfatto nel caso di saldature a completa penetrazione.

Nel caso di collegamenti con saldature a cordoni d'angolo e nel caso di collegamenti bullonati il seguente requisito deve essere soddisfatto:

$$R_{j,d} \geq \gamma_{Rd} \cdot 1.1 \cdot R_{pl,Rd} = R_{U,Rd} \quad (7.5.2)$$

dove: $R_{j,d}$ è la resistenza di progetto del collegamento;

$R_{pl,Rd}$ è la resistenza plastica di progetto della membratura collegata (da valutarsi secondo le indicazioni del §. 4.2);

$R_{U,Rd}$ è il limite superiore della resistenza plastica della membratura collegata.

Per unioni a taglio bullonate, la resistenza di progetto a taglio dei bulloni deve essere maggiore di 1,2 volte la resistenza di progetto a flessione.

7.5.4 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE

Al fine di conseguire un comportamento duttile, i telai devono essere progettati in modo che le cerniere plastiche si formino nelle travi piuttosto che nelle colonne.

Questo requisito non è richiesto per le sezioni dei pilastri alla base ed alla sommità dei telai multipiano e per tutte le sezioni degli edifici monopiano.

7.5.4.1 Travi

Nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche devono essere verificate le seguenti relazioni:

$$M_{Ed}/M_{pl,Rd} \leq 1 \quad (7.5.3)$$

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15 \quad (7.5.4)$$

$$V_{Ed}/V_{pl,Rd} = (V_{Ed,G} + V_{Ed,M})/V_{pl,Rd} \leq 0,50 \quad (7.5.5)$$

dove:

M_{Ed} , N_{Ed} e V_{Ed} sono i valori di progetto del momento flettente, dello sforzo assiale e del taglio;

$M_{pl,Rd}$, $N_{pl,Rd}$ e $V_{pl,Rd}$ sono i valori delle resistenze plastiche di progetto, flessionale, assiale e tagliante determinate secondo criteri di cui al § 4.2.3.1.5;

$V_{Ed,G}$ è la sollecitazione di taglio di progetto dovuta alle azioni non-sismiche;

$V_{Ed,M}$ è la forza di taglio dovuta all'applicazione di momenti plastici equiversi $M_{pl,Rd}$ nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche.

In assenza di ritegni trasversali, le travi devono avere resistenza sufficiente nei confronti dell'instabilità flessionale e flesso-torsionale, determinata come in § 4.2.3.1.6. ed assumendo la formazione della cerniera plastica nella sezione più sollecitata in condizioni sismiche.

7.5.4.2 Pilastri

I pilastri devono essere verificati in compressione considerando la più sfavorevole combinazione di sollecitazioni assiali e flessionale.

Le sollecitazioni di progetto sono determinate come:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad (7.5.6)$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad (7.5.7)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad (7.5.8)$$

in cui

$N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$ sono le sollecitazioni di compressione, flessione e taglio dovute alle azioni non sismiche;

$N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$ sono le sollecitazioni dovute alle azioni non sismiche;

γ_{Rd} è il fattore di sovrarresistenza;

Ω è il minimo valore tra gli $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$ di tutte le travi in cui si attende la formazione di cerniere plastiche, essendo $M_{Ed,i}$ il momento flettente di progetto della i -esima trave in condizioni sismiche e $M_{pl,Rd,i}$ il corrispondente momento plastico.

Nei pilastri in cui si attende la formazione di cerniere plastiche, le sollecitazioni devono essere calcolate nell'ipotesi che nelle cerniere plastiche il momento flettente sia pari a $M_{pl,Rd}$.

Il taglio di progetto deve rispettare la seguente limitazione:

$$V_{Ed}/V_{pl,Rd} \leq 0,50 \quad (7.5.9)$$

I pannelli nodali dei collegamenti trave-colonna devono essere progettati in modo tale da escludere la loro plasticizzazione e instabilizzazione a taglio. Tale requisito si può ritenere soddisfatto quando:

$$V_{wp,Ed} / \min(V_{wp,Rd}, V_{wb,Rd}) < 1 \quad (7.5.10)$$

essendo $V_{wp,Ed}$, $V_{wp,Rd}$ e $V_{wb,Rd}$ rispettivamente la forza di progetto e la resistenza a taglio per plasticizzazione e la resistenza a taglio per instabilità del pannello, queste ultime valutate come in § 4.2.3.1.5.

7.5.4.3 Collegamenti trave-colonna

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati in modo da possedere una adeguata sovrarresistenza per consentire la formazione delle cerniere plastiche alle estremità delle travi secondo le indicazioni di cui al § 7.5.3.3.

7.5.5 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

Le strutture con controventi concentrici devono essere progettate in modo che la plasticizzazione delle diagonali tese avvenga prima della rottura delle connessioni e l'instabilizzazione di travi e colonne.

Le diagonali hanno essenzialmente funzione portante nei confronti delle azioni sismiche e, a tal fine, tranne che per i controventi a V, devono essere considerate le sole diagonali tese.

La risposta carico-spostamento laterale deve risultare sostanzialmente indipendente dal verso dell'azione sismica. Tale requisito si ritiene soddisfatto se ad ogni piano vale la seguente disuguaglianza:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05 \quad (7.5.11)$$

essendo A^+ e A^- le proiezioni verticali delle sezioni trasversali delle diagonali tese, valutate per i due versi possibili delle azioni sismiche.

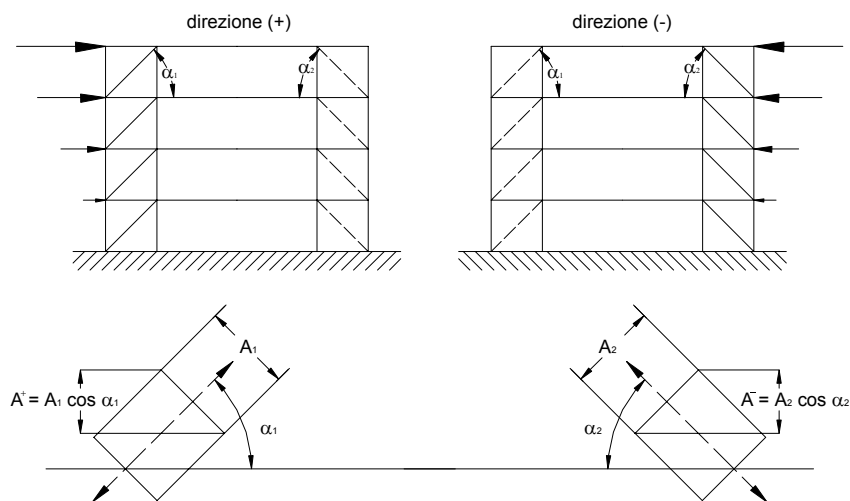


Figura 7.5.2. Esempio di applicazione dell'espressione 7.5.11

Per edifici con più di due piani, la snellezza adimensionale delle diagonali $\bar{\lambda}$ deve rispettare le seguenti condizioni:

- $1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2$ in telai con controventi ad X;
- $\bar{\lambda} \leq 2$ in tutti gli altri casi.

La resistenza della sezione delle diagonali deve rispettare la condizione:

$$N_{pl,Rd} / N_{Ed} = \Omega \leq 1 \quad (7.5.12)$$

essendo N_{Ed} e $N_{pl,Rd}$ rispettivamente la forza di progetto e la resistenza assiale, quest'ultima valutata come in § 4.2.3.1.5.

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali, il valore massimo della sovrarresistenza Ω valutata per tutte le diagonali non deve differire dal valore minimo di più del 25%.

I collegamenti delle diagonali alle altre parti strutturali devono garantire il rispetto del requisito di sovrarresistenza di cui al § 7.5.4.3.

Le piastre di nodo non devono essere soggette a fenomeni di instabilità locale prima dello sbandamento a compressione o della plasticizzazione a trazione dei controventi.

Travi e pilastri con forze assiali devono rispettare la condizione

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} (M_{Ed}) \leq 1 \quad (7.5.13)$$

in cui N_{Ed} è valutata con l'espressione 7.5.6 e $N_{pl,Rd}$ è la resistenza nei confronti dell'instabilità, calcolata come in § 4.2.3.1.6 tenendo conto dell'interazione con il momento flettente M_{Ed} valutato con l'espressione 7.5.7.

Nei telai con controventi a V le travi devono resistere agli effetti delle azioni di natura non sismica senza considerare il supporto dato dalle diagonali e alle forze verticali squilibrate che si sviluppano per effetto delle azioni sismiche a seguito della plasticizzazione delle diagonali tese e dell'instabilizzazione delle diagonali compresse. Per determinare questo effetto si può considerare una forza pari a $N_{pl,Rd}$ nelle diagonali tese e a $\gamma_{pb} \cdot N_{pl,Rd}$ nelle diagonali compresse, essendo $\gamma_{pb} = 0,3$ il fattore che permette di stimare la resistenza residua dopo l'instabilizzazione.

7.5.6 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

I controventi eccentrici dividono le travi dei telai in due o più parti. Ad una di queste parti, chiamata «elemento di connessione», è affidato il compito di dissipare l'energia sismica attraverso deformazioni plastiche cicliche taglianti e/o flessionali.

Gli elementi di connessione vengono denominati «corti» quando la plasticizzazione avviene per taglio, «lunghi» quando la plasticizzazione avviene per flessione e «intermedi» quando la plasticizzazione è un effetto combinato di taglio e flessione. In relazione alla lunghezza “e” dell'elemento di connessione, si adotta la classificazione seguente:

$$\text{«corti»}: e \leq 0,8(1 + \alpha) \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} \quad (7.5.14)$$

$$\text{«intermedi»}: 0,8(1 + \alpha) \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} < e < 1,5(1 + \alpha) \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} \quad (7.5.15)$$

$$\text{«lunghi»}: e \geq 1,5(1 + \alpha) \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} \quad (7.5.16)$$

dove $M_{l,Rd}$ e $V_{l,Rd}$ sono, rispettivamente, la resistenza flessionale e la resistenza a taglio di progetto dell'elemento di connessione, α è il rapporto tra il minore ed il maggiore dei momenti flettenti attesi alle due estremità dell'elemento di connessione⁶.

L'angolo di rotazione rigida θ_p tra l'elemento di connessione e l'elemento contiguo non deve eccedere i seguenti valori:

$$\text{«corti»}: \theta_p \leq 0,08rad \quad (7.5.17)$$

$$\text{«lunghi»}: \theta_p \leq 0,02rad \quad (7.5.18)$$

Per gli elementi di connessione «intermedi» si interpola linearmente tra questi valori.

La resistenza ultima degli elementi di connessione (M_u , V_u), a causa di diversi effetti, quali l'incrudimento, la partecipazione della soletta dell'impalcato e l'aleatorietà della tensione di snervamento, è maggiore di $M_{l,Rd}$ e $V_{l,Rd}$. Sulla base dei risultati sperimentali disponibili, la sovrarresistenza può essere calcolata mediante le seguenti relazioni:

- per $e \leq 1,6 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$

$$M_u = 0,75 \cdot e \cdot V_{l,Rd} \quad (7.5.19)$$

$$V_u = 1,5 \cdot V_{l,Rd} \quad (7.5.20)$$

- per $e \geq 3 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$

$$M_u = 1,5 \cdot M_{l,Rd} \quad (7.5.21)$$

$$V_u = 2 \frac{M_{l,Rd}}{e} \quad (7.5.22)$$

Tali relazioni riguardano gli elementi di connessione «corti» e «lunghi», rispettivamente; nel caso degli elementi di connessione «intermedi» la resistenza ultima può essere determinata per interpolazione.

Le membrature che non contengono gli elementi di connessione devono essere verificati come indicato in § 7.5.5, in cui Ω è il minimo valore tra gli $\Omega_i = 1,5M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$ di tutti gli elementi di connessione «lunghi» ed il minimo valore tra gli $\Omega_i = 1,5V_{pl,Rd,i}/V_{Ed,i}$ di tutti gli elementi di connessione «corti».

Se la struttura è progettata per dissipare energia negli elementi di connessione, per i collegamenti degli elementi di connessione o delle membrature che li contengono le sollecitazioni di progetto si valutano come in § 7.5.5.

⁶ Quando $\alpha=1$ i momenti flettenti alle due estremità sono uguali e nell'elemento di connessione si formano due cerniere plastiche.

7.5.7.1 Pannelli nodali

In Figura 7.5.3 sono rappresentati i dettagli costruttivi dei pannelli nodali, cui è necessario fare riferimento per il calcolo della resistenza a taglio. I piatti di continuità in prosecuzione delle ali della trave devono essere sempre previsti nel caso di collegamenti trave-colonna saldati.

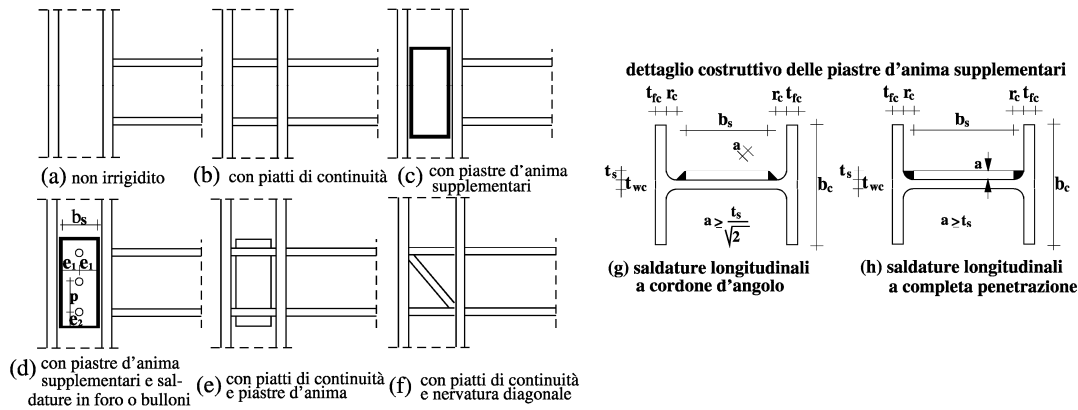


Figura 7.5.3. Dettagli costruttivi di pannelli nodali irrigiditi.

7.5.7.2 Resistenza dei collegamenti

Le membrature di controvento devono appartenere alla prima o alla seconda classe di cui al § 4.2.2.1. Qualora esse siano costituite da sezioni circolari cave, il rapporto tra il diametro esterno d e lo spessore t deve soddisfare la limitazione $d/t \leq 36$. Nel caso in cui le aste di controvento siano costituite da profili tubolari a sezione rettangolare, i rapporti larghezza-spessore delle parti che costituiscono la sezione non devono eccedere 18, a meno che le pareti del tubo non siano irrigidite.

7.5.7.3 Controventi eccentrici in CD “A”

La modalità di collasso tipica degli «elementi di connessione corti» è rappresentata dalla instabilità inelastica a taglio dell’anima. Pertanto, allo scopo di migliorare la duttilità locale devono essere impiegati degli irrigidimenti d’anima il cui interesse “a” deve soddisfare le seguenti limitazioni:

$$a \leq 29t_w - h_b / 5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0,09rad \quad (7.5.23)$$

$$a \leq 38t_w - h_b / 5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0,06rad \quad (7.5.24)$$

$$a \leq 56t_w - h_b / 5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0,03rad \quad (7.5.25)$$

essendo t_w lo spessore dell’anima, h_b l’altezza della trave e γ_p la massima deformazione plastica a taglio dell’elemento di connessione.

In assenza di una precisa valutazione della deformazione plastica richiesta all’elemento di connessione si applica la (7.5.23).

Il comportamento degli elementi di connessione lunghi è dominato dalla plasticizzazione per flessione. Le modalità di collasso tipiche di tali elementi di connessione sono rappresentate dalla instabilità locale della flangia compressa e dalla instabilità flessione-torsionale. In tal caso gli irrigidimenti devono distare $1.5b_f$ dalla estremità degli elementi di connessione.

In tutti i casi, gli irrigidimenti d’anima devono essere disposti da ambo i lati in corrispondenza delle estremità delle diagonali. Con riferimento al dettaglio costruttivo degli irrigidimenti, nel caso di

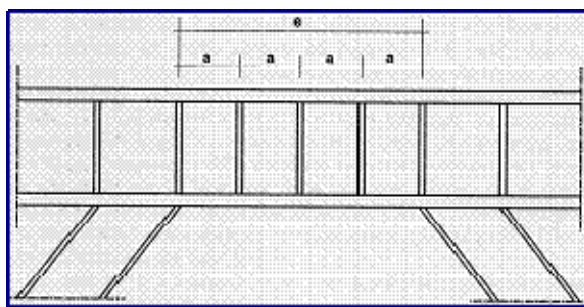
«elementi di connessione corti» e travi di modesta altezza ($h_b \leq 600 \text{ mm}$), è sufficiente che gli irrigidimenti siano disposti da un solo lato dell'anima, impegnando almeno i 3/4 della altezza dell'anima. Tali irrigidimenti devono avere spessore non inferiore a t_w , e comunque non inferiore a 10 mm, e larghezza pari a $(b_f/2) - t_w$.

Nel caso degli elementi di connessione lunghi e degli elementi di connessione intermedi, gli irrigidimenti hanno lo scopo di ritardare l'instabilità locale e, pertanto, devono impegnare l'intera altezza dell'anima.

Le saldature che collegano gli elementi di irrigidimento all'anima devono essere progettate per sopportare una sollecitazione pari a $A_{st}f_y$, essendo A_{st} l'area dell'elemento di irrigidimento, mentre quelle che lo collegano alle flange per sopportare una sollecitazione pari a $A_{st}f_y/4$.

Il collegamento degli elementi di connessione-colonna deve essere interamente saldato.

In Figura 7.5.4 sono rappresentati i dettagli costruttivi dei «elementi di connessione».

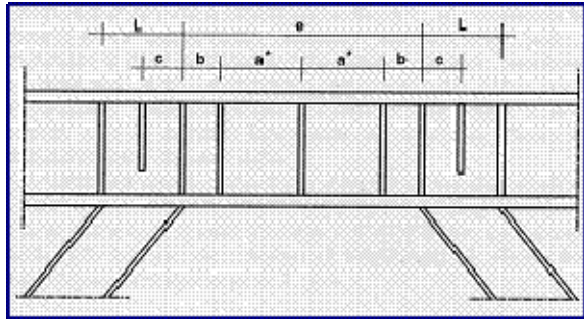


$$a \leq 29t_w - h_b/5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0,09 \text{ rad}$$

$$a \leq 38t_w - h_b/5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0,06 \text{ rad}$$

$$a \leq 56t_w - h_b/5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0,03 \text{ rad}$$

a) «Elementi di connessione corti»



$$b = \min\{h_b, 1,5b_f\}$$

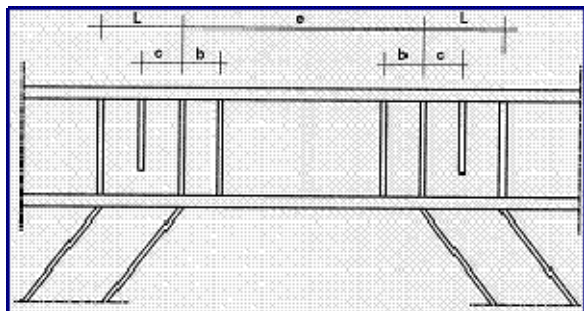
$$c = \min\{1,5b_f, 1,5L\}$$

$$a^* = a \quad \text{per} \quad e = 1,6 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$$

$$a^* = \frac{3}{2} \left(\frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} - b_f \right) \quad \text{per} \quad e = 3 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$$

per valori intermedi di e si esegue un'interpolazione lineare

b) «Elementi di connessione intermedi»



$$b = 1,5b_f$$

$$c = \min\{1,5b_f, 1,5L\}$$

c) «Elementi di connessione lunghi»

Figura 7.5.4. Dettagli costruttivi degli elementi di connessione.

7.6 COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Gli edifici con struttura sismo-resistente composta acciaio-calcestruzzo devono essere progettati assumendo uno dei seguenti comportamenti strutturali:

- a) comportamento strutturale dissipativo con meccanismi di dissipazione in componenti e membrature composte acciaio-calcestruzzo;
- b) comportamento strutturale dissipativo con meccanismi di dissipazione in componenti e membrature in solo acciaio strutturale;
- c) comportamento strutturale non-dissipativo.

L'assunzione del comportamento strutturale tipo b) è subordinata all'adozione di misure specifiche atte a prevenire l'attivazione dei componenti in calcestruzzo sulla resistenza delle zone dissipative. In questi casi, il progetto della struttura va condotto con riferimento ai metodi di cui § 4.6 delle presenti norme, per le combinazioni di carico non sismiche, e con riferimento ai paragrafi successivi del presente capitolo per le combinazioni di carico comprendenti gli effetti sismici.

Ai fini dei criteri di dimensionamento si applicano le indicazioni del § 7.2.1.

7.6.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

7.6.1.1 Calcestruzzo

Non è ammesso l'impiego di calcestruzzo di classe inferiore a C20/25.

Non rientra nel campo di applicazione delle presenti norme l'impiego di calcestruzzi di classe superiore alla C40/50.

7.6.1.2 Acciaio per c.a.

L'acciaio per c.a. deve essere del tipo B450C, di cui al § 11.2.2. delle presenti norme.

7.6.1.3 Acciaio strutturale

L'acciaio strutturale deve corrispondere alle qualità di cui al § 11.2.4. delle presenti norme.

7.6.2 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA

7.6.2.1 Tipologie strutturali

Le costruzioni composte acciaio-calcestruzzo possono essere realizzate con riferimento alle tipologie strutturali seguenti, il cui funzionamento è descritto nel § 7.5.2:

- a) **strutture intelaiate**;
- b) **strutture con controventi concentrici** realizzati in acciaio strutturale;
- c) **strutture con controventi eccentrici** nelle quali gli elementi di connessione, attraverso la plasticizzazione dei quali avviene la dissipazione, devono essere realizzati in solo acciaio strutturale;

d) **strutture a mensola o a pendolo inverso;**

e) **strutture intelaiate controventate;**

Per strutture con pareti o nuclei in c.a., nelle quali la resistenza all'azione sismica è affidata integralmente alle parti in cemento armato, si rimanda al § 7.4. Le pareti possono essere accoppiate mediante travi in acciaio o composte.

7.6.2.2 Fattori di struttura

Si applicano le prescrizioni di cui al § 7.5.6. per quanto riguarda il valore di riferimento q_0 del fattore di struttura, a condizione che siano rispettate le seguenti condizioni:

- Per le zone dissipative in solo acciaio (non rivestite in calcestruzzo) valgono le indicazioni di cui al precedente § 7.5.6.
- Per le zone dissipative rivestite in calcestruzzo i limiti di snellezza (rapporti larghezza-spessore) per le facce dei profilati metallici impiegati devono rispettare le limitazioni di cui alla seguente tabella 7.6.I

Tabella 7.6.-I Valori limite della snellezza per i profilati metallici..

Valore di riferimento del fattore di struttura q_0	$1,5 \div 2 \leq q_0 \leq 4$	$q_0 > 4$
Sezione ad H o I parzialmente o totalmente rivestita di calcestruzzo: limiti per le sporgenze delle ali c/t_f :	14 ε	9 ε
Sezione rettangolare cava riempita di calcestruzzo: h/t limite	38 ε	24 ε
Sezione circolare cava riempita di calcestruzzo: d/t limite	85 ε^2	80 ε^2

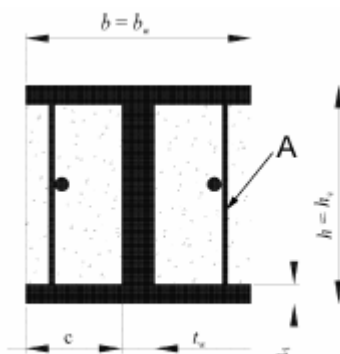
dove

$$\varepsilon = (235 / f_{yk})^{0,5}$$

c/t_f è definita nella Figura 7.6.1

d/t ed h/t sono il rapporto tra massima dimensione esterna considerata e spessore della faccia.

Figura 7.6.1. Rapporti dimensionali



7.6.3 LARGHEZZA EFFICACE DELLE TRAVI COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO CON SOLETTA COLLABORANTE

La determinazione delle caratteristiche geometriche della sezione composta va effettuata considerando un'appropriata larghezza collaborante della soletta e delle relative armature longitudinali.

La larghezza collaborante b_{eff} si ottiene come somma delle due aliquote b_{e1} e b_{e2} ai due lati dell'asse della trave (Figura 7.6.2.) e della larghezza b_c impegnata direttamente dai connettori:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} + b_c \quad (7.6.1)$$

Ciascuna aliquota b_{e1} , b_{e2} va calcolata sulla base delle indicazioni contenute nelle tabelle 7.6.II e 7.6.III e non deve superare la metà dell'interasse tra le travi o l'intera distanza del bordo libero della soletta dall'asse della trave adiacente.

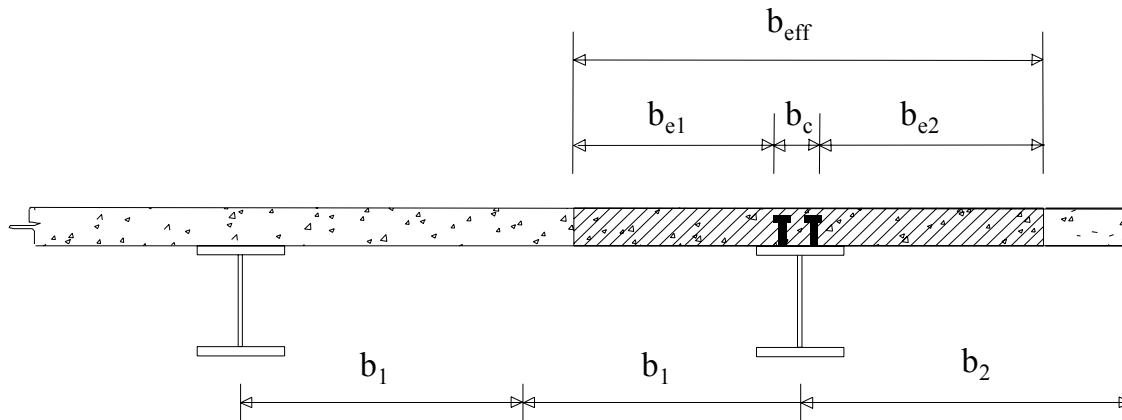
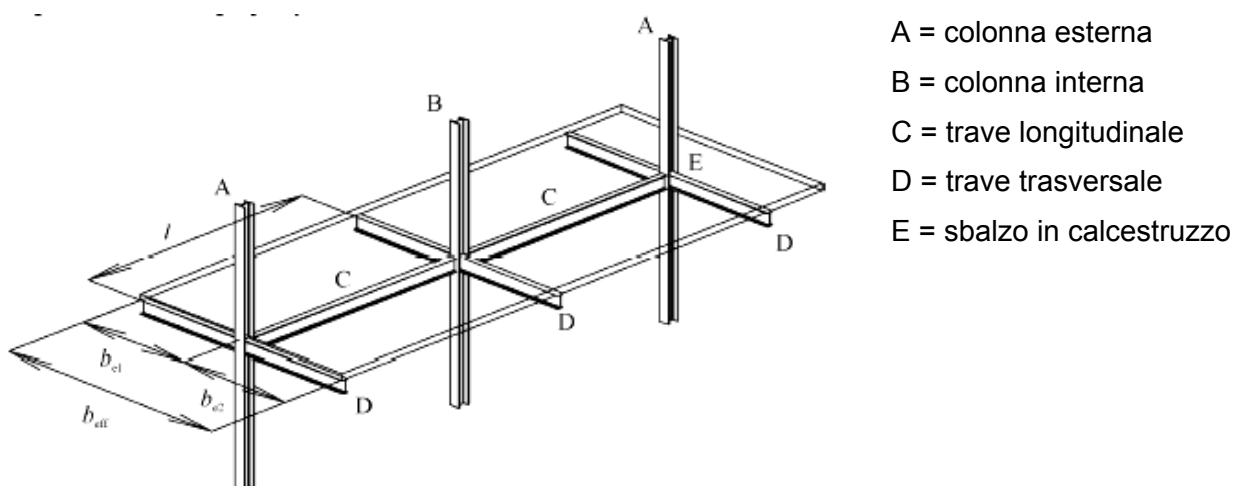


Figura 7.6.2. - Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei} .

Nelle tabelle che seguono, con riferimento alla diversa collocazione delle membrature nell'ambito del telaio sono riportati i valori della larghezza efficace parziale b_{ei} da utilizzare nelle analisi elastiche della struttura (momento d'inerzia/rigidezza flessionale) – Tabella 7.6.II – e il calcolo dei momenti plastici – Tabella 7.6.-III.

I simboli utilizzati sono definiti nelle Figure 7.6.2. e 7.6.3., mentre con b_{magg} viene individuata la larghezza di eventuali piastre addizionali saldate alle flange delle colonne con lo scopo di aumentare la capacità portante del calcestruzzo in prossimità dell'area nodale; qualora queste non siano installate, tale parametro coincide con la larghezza b_c della colonna.



- A = colonna esterna
- B = colonna interna
- C = trave longitudinale
- D = trave trasversale
- E = sbalzo in calcestruzzo

Figura 7.6.3 - Definizione degli elementi in una struttura intelaiata

Tabella 7.6.-II Definizione della larghezza efficace parziale per il calcolo della rigidità flessionale.

	Membratura trasversale	Larghezza efficace parziale b_{ei}
Nodo/Colonna interni	Presente o non presente	Per M^- : 0,05 L
Nodo/Colonna esterni	Presente	Per M^+ : 0,0375 L
Nodo/Colonna esterni	Non presente/Armatura non ancorata	Per M^- : 0 Per M^+ : 0,025 L

Tabella 7.6.-III Definizione della larghezza efficace parziale per il calcolo del momento plastico.

Segno del momento flettente	Posizione	Membratura trasversale	Larghezza efficace parziale b_{ei}
Negativo, M^-	Colonna interna	Armatura sismica incrociata	0,10 L
Negativo, M^-	Colonna esterna	Armature ancorate alle travi di facciata o al cordolo di estremità	0,10 L
Negativo, M^-	Colonna esterna	Armature non ancorate alle travi di facciata o al cordolo di estremità	0
Positivo, M^+	Colonna interna	Armatura sismica incrociata	0,075 L
Positivo, M^+	Colonna esterna	Trave in acciaio trasversale dotata di connettori; Soletta disposta in modo da raggiungere o superare il filo esterno della colonna disposta in asse forte	0,075 L
Positivo, M^+	Colonna esterna	Trave trasversale assente o priva di connettori; Soletta disposta in modo da raggiungere o superare il filo esterno della colonna disposta in asse forte	$b_{magg}/2 + 0,7 h_c/2$
Positivo, M^+	Colonna esterna	Disposizioni differenti	$b_{magg}/2 \leq 0,05 L$

La rigidità elastica della sezione nella quale il calcestruzzo è sollecitato da sforzi di compressione va valutata utilizzando un coefficiente di omogeneizzazione $n = E_a/E_{cm} = 7$, essendo E_{cm} il modulo di elasticità secante del calcestruzzo.

Il calcolo del momento di inerzia non fessurato, I_1 , delle sezioni composte in cui il calcestruzzo è soggetto a compressione, va valutato omogeneizzando il calcestruzzo della soletta compreso nella larghezza efficace.

Nei casi in cui il calcestruzzo è soggetto a sforzi di trazione, la rigidità della sezione composta dipende dal momento di inerzia della sezione fessurata I_2 , calcolato assumendo fessurato il calcestruzzo ed attive le sole componenti metalliche della sezione, profilo strutturale ed armatura collocata nella larghezza efficace.

L'analisi va effettuata differenziando la rigidità flessionale per tenere conto dell'eventuale parzializzazione della sezione in alcune zone.

7.6.4 CRITERI DI PROGETTO PER STRUTTURE DISSIPATIVE

Il progetto delle strutture composte acciaio-calcestruzzo di tipo dissipativo deve garantire una risposta globale stabile anche in presenza di fenomeni locali di plasticizzazione, instabilità o altri

connessi al comportamento isteretico della struttura. A tale scopo occorre dotare le zone dissipative di adeguata resistenza e duttilità.

La resistenza va valutata per le parti in carpenteria metallica – comportamento tipo b) – secondo quanto indicato nelle norme vigenti e nel § 7.5. In tutti i casi in cui la regione dissipativa è di tipo composto, la resistenza va calcolata facendo riferimento alle regole specifiche riportate nel presente documento ed a metodologie di comprovata affidabilità.

La duttilità va invece conseguita facendo ricorso ad appositi ed efficaci dettagli costruttivi.

La capacità di dissipazione può essere attribuita solamente alle membrature; pertanto i collegamenti e tutte le componenti della struttura non dissipative devono essere dotati di adeguata sovrarresistenza affinché i meccanismi dissipativi non siano modificati.

Quando è necessario sfruttare interamente la resistenza plastica di una colonna composta per soddisfare la gerarchia delle resistenze, si deve garantire la completa interazione tra la componente in acciaio e quella in calcestruzzo. In tutti i casi in cui è insufficiente il trasferimento degli sforzi tangenziali per aderenza ed attrito, è richiesto l'uso di connettori per il trasferimento mediante interazione meccanica ed il ripristino della sezione composta.

Analogamente, nelle colonne composte soggette essenzialmente a compressione con modesti effetti flessionali si deve garantire una ripartizione efficace degli sforzi tra acciaio e calcestruzzo, rivolgendo particolare attenzione ai meccanismi di trasferimento delle azioni in corrispondenza dei collegamenti tra trave e colonna, oppure tra colonna e dispositivi di controvento.

7.6.4.1 Resistenza plastica delle zone dissipative

La progettazione sismica delle strutture composte acciaio-calcestruzzo è basata sulla valutazione del limite inferiore ($E_{pl,Rd}$) e del limite superiore ($E_{U,Rd}$) della resistenza plastica.

Il limite inferiore della resistenza delle zone dissipative ($E_{pl,Rd}$) va impiegato nell'ambito delle verifiche di progetto degli elementi dissipativi, per cui deve risultare $E_{Sd} < E_{pl,Rd}$, essendo E_{Sd} il valore della caratteristica della sollecitazione relativa alla combinazione di carico sismica.

Il limite superiore della resistenza delle zone dissipative ($E_{U,Rd}$) va impiegato per le verifiche di gerarchia delle resistenze necessarie per lo sviluppo dei meccanismi di collasso prescelti. Tale valore tiene conto degli effetti della sovrarresistenza analogamente a quanto previsto nelle strutture in acciaio: $E_{U,Rd} = 1,1 \gamma_{Rd} E_{pl,Rd}$, con γ_{Rd} definito nel § 7.5.1.

7.6.4.2 Collegamenti composti nelle zone dissipative

Si devono limitare la localizzazione delle deformazioni plastiche, le tensioni residue e prevenire difetti di esecuzione. I fenomeni di plasticizzazione durante l'evento sismico devono aver luogo esclusivamente nei componenti in acciaio strutturale per cui si deve garantire l'integrità dei componenti in calcestruzzo soggetto a compressione.

Lo snervamento delle barre di armatura della soletta può essere ammesso solamente quando le travi composte soddisfano le prescrizioni di cui al § 7.6.5 circa la profondità dell'asse neutro adimensionalizzato a rottura (Tab. 7.6.IV).

Per il progetto dei collegamenti deve risultare:

$$R_{j,d} \geq R_{U,Rd} \quad (7.6.2)$$

dove: $R_{j,d}$ è la resistenza di progetto del collegamento;

$R_{U,Rd}$ è il limite superiore della resistenza plastica della membratura collegata, valutato come indicato al precedente § 7.6.4.1.

Nelle zone di intersezione tra trave e colonna vanno disposte apposite armature metalliche nella soletta in calcestruzzo per governare effetti locali di diffusione delle tensioni. La progettazione delle armature longitudinali nel calcestruzzo delle regioni nodali deve essere effettuata con modelli che soddisfano l'equilibrio.

Nelle connessioni di profilati rivestiti di calcestruzzo, la resistenza a taglio del pannello può essere calcolata come la somma dei contributi del calcestruzzo e del pannello se l'altezza della sezione della trave non differisce da quella del pilastro di più del 40%, rispettando le condizioni:

$$V_{wp,Ed} < 0,8V_{wp,Rd} \quad (7.6.3)$$

in cui $V_{wp,Ed}$ è la forza di progetto del pannello dovuta alle azioni sismiche, tenendo conto della resistenza plastica delle zone dissipative adiacenti e $V_{wp,Rd}$ è la resistenza a taglio del pannello composto calcolata come in § 4.6.

In presenza di pannelli d'anima irrigiditi in nodi trave-colonna parzialmente rivestiti in calcestruzzo, la valutazione della resistenza può essere condotta in maniera analoga a quanto sopra riportato se una delle seguenti condizioni viene verificata:

- l'armatura è presente e la connessione a taglio rispetta quanto riportato al § 7.6.9;
- non è presente armatura dal momento che il rapporto tra l'altezza e la base della sezione sia della trave che della colonna è inferiore a 1,20.

7.6.5 REGOLE DI PROGETTO PER TRAVI CON SOLETTA COLLABORANTE

Nelle travi con soletta collaborante il grado di connessione N/N_f , definito al § 4.6.4.3.1., deve risultare non inferiore a 0,8 e la resistenza complessiva dei connettori a taglio nella zona in cui il calcestruzzo della soletta è teso non deve essere inferiore alla resistenza plastica delle armature longitudinali.

La resistenza di calcolo dei connettori a piolo si ottiene, a partire da quella indicata al § 4.6.4.3.2., applicando un fattore di riduzione 0,75.

Lo spessore delle solette piene e delle solette con lamiera grecata deve essere conforme alle indicazioni dei §§ 4.6.4.8. e 4.6.6.6.2. rispettivamente.

Quando si utilizzano solette composte acciaio-calcestruzzo nella realizzazione degli orizzontamenti, la resistenza di progetto dei connettori in soletta piena va ridotta attraverso il coefficiente k_t definito in § 4.6 a sua volta ridotto del coefficiente k_r che dipende dalla forma delle nervature (v. Fig. 7.6.4).

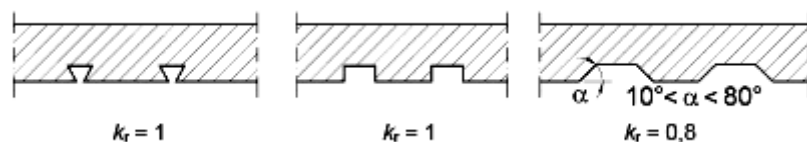


Figura 7.6.4 – Valori del coefficiente k_r

Nelle zone dissipative soggette a momento positivo va controllato il rapporto x/d dato da:

$$x/d < \epsilon_{cu}/(\epsilon_{cu} + \epsilon_a) \quad (7.6.4)$$

nella quale :

- x è la profondità dell'asse neutro a rottura,

- d è l'altezza totale della sezione composta;
- ε_{cu} è la deformazione a rottura del calcestruzzo valutata tenendo conto degli effetti di degrado ciclico del materiale;
- ε_a è la deformazione totale al lembo teso del profilo metallico.

Il suddetto requisito di duttilità può ritenersi soddisfatto quando il rapporto x/d soddisfa i limiti riportati in Tabella 7.6.IV.

Tabella 7.6.IV - Valori limite del rapporto x/d per le travi composte, al variare del fattore q_0 .

f_y (N/mm ²)	$1,5 < q_0 \leq 4$	$q_0 > 4$
	$(x/d)_{limite}$	$(x/d)_{limite}$
355	0,27	0,20
275	0,32	0,24
235	0,36	0,27

7.6.6 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE

Le travi devono essere verificate per instabilità flessionale e flessio-torsionale in accordo con il § 4.6.4.5 assumendo la formazione di un momento plastico negativo ad una estremità dell'elemento.

I tralicci composti non possono essere usati come elementi dissipativi.

Nei pilastri in cui si formano le cerniere plastiche, nelle verifiche si deve assumere un momento flettente pari a $M_{pl,Rd}$ in corrispondenza delle cerniere e le sollecitazioni di progetto devono rispettare la condizione:

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} < 0,30 \quad (7.6.5)$$

$$M_{Ed} / M_{pl,Rd} < 1,00 \quad (7.6.6)$$

$$V_{Ed} / V_{pl,Rd} < 0,50 \quad (7.6.7)$$

7.6.7 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

Per le strutture con controventi concentrici si rimanda alle indicazioni del § 7.5.5.

7.6.8 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

Nelle strutture con controventi eccentrici la dissipazione deve avvenire essenzialmente per plasticizzazione a taglio degli "elementi di connessione" di cui al § 7.5.6. Gli elementi contigui agli elementi di connessione devono rimanere elastici sotto le massime forze generate dalla loro plasticizzazione ciclica.

Le regole di progettazione e dettaglio degli elementi di connessione e degli altri elementi sono riportate in § 7.5.7.

Gli elementi di connessione devono essere realizzati in acciaio strutturale, possibilmente collaboranti con solette e possono essere «corti» o «intermedi» dovendo la loro lunghezza rispettare la condizione:

$$e \leq (1 + \alpha) \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} \quad (7.6.8)$$

7.6.9.1 Diaframmi orizzontali

Nel caso di soluzione composta acciaio-calcestruzzo, lo spessore minimo della soletta al di sopra della greca deve essere pari ad almeno 4 cm; è altresì necessario predisporre dispositivi di connessione a taglio dimensionati per sopportare gli sforzi indotti dalla trasmissione delle forze tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale.

Per le parti in cemento armato dei diaframmi orizzontali devono essere rispettate le regole del § 7.3.7.1.

7.6.9.2 Collegamenti composti nelle zone dissipative

Nel collegamento tra una trave dissipativa (composta o in acciaio) e una colonna in calcestruzzo armato o composta completamente rivestita di calcestruzzo, è richiesta la predisposizione di irrigidimenti sulle travi a filo con la superficie laterale della colonna, con larghezza totale non inferiore a $(b_b - 2t)$ e di spessore non inferiore a $0,75t$ o 8 mm, essendo b_b la larghezza della flangia della trave e t lo spessore del pannello d'anima. Il quantitativo minimo dell'armatura longitudinale nel pilastro di calcestruzzo armato deve essere tale da assicurare una resistenza non inferiore alla resistenza a taglio della trave di collegamento in prossimità degli irrigidimenti. Apposita armatura trasversale deve essere predisposta per innescare il confinamento della regione di calcestruzzo compresa tra le barre d'armatura verticale della colonna; per tale armatura va applicato quanto riportato al § 7.6.9.4.

7.6.9.3 Travi composte acciaio-calcestruzzo con soletta collaborante

Nelle zone dissipative delle travi soggette a momento negativo, occorre predisporre armatura metallica ad elevata duttilità, così come schematicamente riportato in Figura 7.6.5.

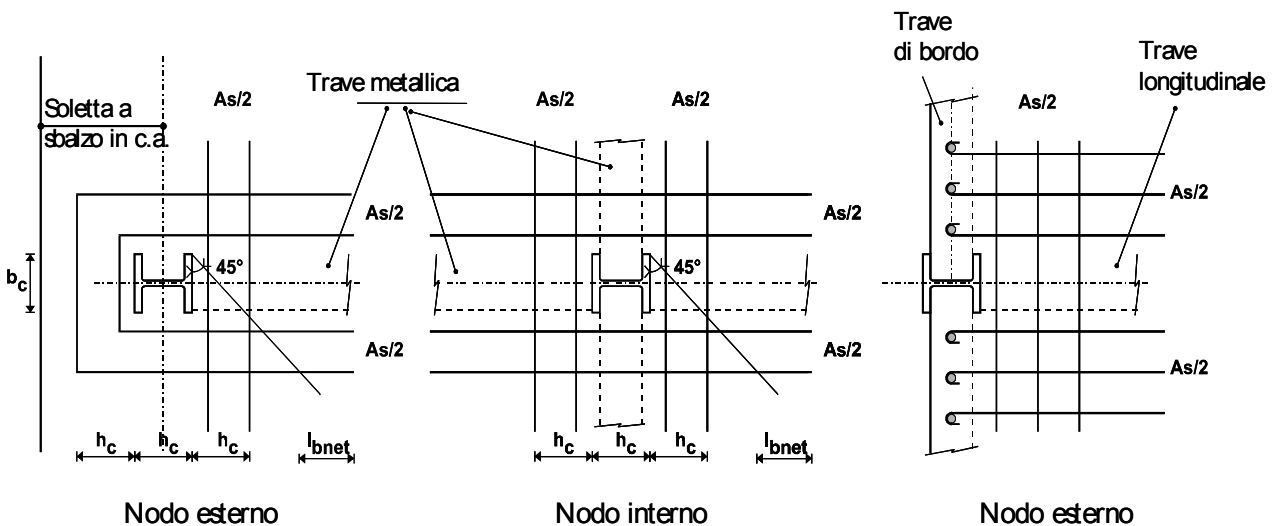


Figura 7.6.5 I dettagli di armatura in corrispondenza dei nodi trave-colonna

7.6.9.4 Colonne composte completamente rivestite di calcestruzzo

Le regioni critiche dei pilastri delle strutture dissipative sono presenti ad entrambe le estremità dei tratti di lunghezza libera dei pilastri delle strutture intelaiate e nelle porzioni di pilastro adiacenti agli

elementi di connessione nei sistemi di controventi eccentrici. Per la loro lunghezza si rimanda al § 7.4.6.1.2.

La dimensione minima, base o altezza per le sezioni rettangolari o diametro per le sezioni circolari, delle colonne completamente rivestite di calcestruzzo deve essere non inferiore a 250 mm.

Nelle regioni critiche va disposta un'armatura trasversale con interasse non inferiore alla metà della dimensione minima del nucleo di calcestruzzo contenuto nelle staffe misurata da asse staffa, e comunque a 260 mm e a 9 volte il minimo diametro delle armature longitudinali per CD" B" e a 175 mm e a 8 volte il minimo diametro delle armature longitudinali per CD" A". Questi ultimi limiti si riducono a 150 mm e a 6 volte il minimo diametro delle armature longitudinali per le zone alla sommità inferiore dei pilastri del livello più basso di costruzioni in CD" A". Il diametro minimo delle armature trasversali non deve essere inferiore a 6 mm e, per strutture in CD "A" a 0,35 volte il diametro minimo delle armature longitudinali moltiplicato per f_{ydf} / f_{ydw} essendo f_{ydf} e f_{ydw} le tensioni di progetto della flangia e dell'armatura.

Nelle strutture in CD "B" la distanza tra due barre longitudinali vincolate non deve superare i 250 mm, tale limite scende a 200 mm nel caso di strutture in CD "A".

La presenza di armatura trasversale nelle regioni dissipative interviene sui fenomeni di instabilità locale del profilo metallico; di conseguenza si possono modificare i valori limite della snellezza delle flange dei profilati metallici. I valori di snellezza limite riportati in Tabella 7.6.I possono essere incrementati se sono installate armature trasversali con passo adeguato, s , ed inferiore alla larghezza, c , della flangia ($s/c < 1$). In particolare, se il rapporto s/c è inferiore a 0,5 ($s/c < 0,5$) i limiti di snellezza di Tabella 7.6.I possono essere incrementati fino al 50%; se il rapporto s/c è compreso tra 0,5 ed 1,0, l'incremento si può valutare per interpolazione lineare.

Il diametro delle barre deve essere non inferiore a 6 mm e maggiore di $[(b t_f/8)(f_{ydf}/f_{ydw})]^{0.5}$ in cui b e t_f sono la larghezza e lo spessore della flangia, f_{ydf} e f_{ydw} sono le tensioni di progetto della flangia e dell'armatura.

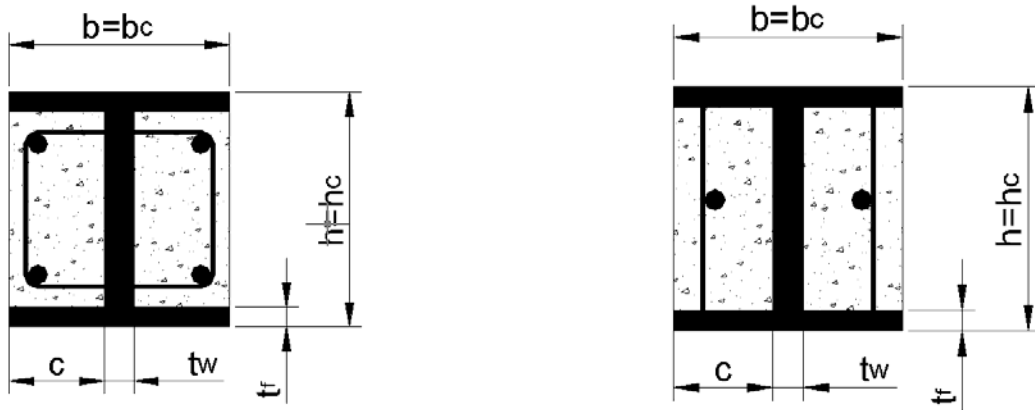
7.6.9.5 Membrature composte parzialmente rivestite di calcestruzzo

L'adozione di specifici dettagli d'armatura trasversale, come quelli riportati in Figura 7.6.6.b, può ritardare l'innesco dei fenomeni di instabilità locale nelle zone dissipative. I limiti riportati in Tabella 7.6.I per le flange possono essere incrementati se tali barre sono caratterizzate da un interasse longitudinale, s_l , minore della lunghezza netta, c , della flangia, $s_l/c < 1,0$. In particolare:

- per $s_l/c < 0,5$, i limiti di Tabella 7.6.I possono essere moltiplicati per un coefficiente 1,50;
- per $0,5 < s_l/c < 1,0$ si può interpolare linearmente tra i coefficienti 1,50 e 1,00.

Le barre dritte indicate in Figura 7.6.6.b devono inoltre soddisfare le seguenti condizioni:

- il diametro delle barre deve essere non inferiore a 6 mm e maggiore di $[(b t_f/8)(f_{ydf}/f_{ydw})]^{0.5}$ in cui b e t_f sono la larghezza e lo spessore della flangia, f_{ydf} and f_{ydw} sono le tensioni di progetto della flangia e dell'armatura;
- devono essere saldate alle flange ad entrambe le estremità e la saldatura deve essere dimensionata per sopportare uno sforzo di trazione nella barra pari a quello di snervamento.



a) Staffe saldate all'anima

b) Barre dritte saldate alle flange

Figura 7.6.6 - Dettagli d'armatura trasversale nelle membrature composte parzialmente rivestite.

Deve essere inoltre garantito un copriferro netto di almeno 20 mm e non superiore a 40 mm.

7.6.9.6 Collegamenti nei telai composti

Nel caso in cui i collegamenti vanno collegati con colonne rivestite di calcestruzzo è necessario provvedere all'installazione di piastre metalliche nella sezione terminale del collegamenti e a filo della colonna in corrispondenza delle due estremità del collegamenti stesso.

7.6.9.7 Membrature che non contengono collegamenti

Nel caso in cui il collegamento sia adiacente a una colonna composta completamente rivestita di calcestruzzo, è necessario predisporre un'armatura trasversale conforme al § 7.6.9.4 sia al di sopra che al di sotto del collegamento.

7.7 COSTRUZIONI DI LEGNO

Le prescrizioni contenute nel presente paragrafo sono da intendere quali integrazioni per le strutture di legno in zona sismica.

Ai fini di quanto previsto nel seguito, si definiscono i seguenti termini:

- **duttilità statica:** si intende il rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento al limite del comportamento elastico, valutati con prove quasi-statiche in accordo alle pertinenti normative sui metodi di prova per le strutture di legno;
- **nodi semi-rigidi:** giunzioni con deformabilità significativa, tale da dovere essere presa in considerazione nelle analisi strutturali, e da valutarsi secondo le pertinenti normative di calcolo;
- **nodi rigidi:** giunzioni con deformabilità trascurabile, ai fini del comportamento strutturale, da valutarsi secondo le pertinenti normative di calcolo;
- **unioni con mezzi di unione a gambo cilindrico:** unioni con mezzi meccanici di unione a gambo cilindrico (chiodi, viti, spinotti, bulloni ecc.), sollecitati perpendicolarmente al loro asse;
- **nodi di carpenteria:** collegamenti nei quali le azioni sono trasferite per mezzo di zone di contatto, e senza l'utilizzo di mezzi di unione meccanici; esempio di giunzioni di questo tipo sono: l'incastro a dente semplice, il giunto tenone-mortasa, il giunto a mezzo legno, ed altri tipi frequentemente utilizzati nelle costruzioni tradizionali.

7.7.1 ASPETTI CONCETTUALI DELLA PROGETTAZIONE

Gli edifici sismoresistenti in legno devono essere progettati con una concezione strutturale in accordo ad uno dei seguenti comportamenti:

- a) comportamento strutturale dissipativo;
- b) comportamento strutturale scarsamente dissipativo.

Le strutture progettate secondo il comportamento a) devono appartenere alla CD "A" o "B", nel rispetto dei requisiti di cui al § 7.7.3 in relazione a: tipologia strutturale, tipologia di connessione e capacità di duttilità della connessione.

Le zone dissipative dovranno, in generale, essere localizzate nei collegamenti mentre le membrature lignee dovranno essere considerate a comportamento elastico, a meno che non vengano adottati per gli elementi strutturali provvedimenti tali da soddisfare i requisiti di duttilità di cui al § 7.7.3.

Le proprietà dissipative devono essere valutate sulla base di comprovata documentazione tecnico - scientifica, basata su sperimentazione dei singoli collegamenti o dell'intera struttura o su parte di essa, in accordo con normative di comprovata validità.

Per le strutture progettate secondo il comportamento b), gli effetti devono essere calcolati mediante un'analisi elastica globale, assumendo un fattore di struttura q non superiore ad 1,5.

7.7.2 MATERIALI E PROPRIETÀ DELLE ZONE DISSIPATIVE

Si applica, per quanto riguarda il legno, quanto previsto al § 4.3, mentre, con riferimento alle altre parti strutturali, si applica quanto contenuto al paragrafo 4 per gli altri materiali.

Qualora si faccia affidamento a comportamenti strutturali dissipativi (CD "A" o "B"), in mancanza di più precise valutazioni teoriche e sperimentali, si devono applicare le regole seguenti:

- a) nelle zone considerate dissipative possono essere utilizzati solamente materiali e mezzi di unione che consentono un adeguato comportamento di tipo oligociclico;
- b) le unioni incollate devono essere considerate in generale come non dissipative;
- c) i nodi di carpenteria possono essere utilizzati solamente quando questi possono garantire una sufficiente dissipazione energetica, senza presentare rischi di rottura fragile per taglio o per trazione ortogonale alla fibratura, e con la presenza di dispositivi atti ad evitarne la sconnessione.

Quanto richiesto nel precedente capoverso 7.7.2 (a) può considerarsi soddisfatto se viene rispettato quanto riportato nel successivo punto 7.7.3.

Per l'utilizzo nelle pareti di taglio e nei diaframmi orizzontali, i pannelli strutturali di rivestimento devono rispettare le seguenti condizioni:

- a) i pannelli di particelle hanno una massa volumica non inferiore a 650 kg/m^3 e spessore non inferiore a 13 mm;
- b) i pannelli di compensato presentano spessore non inferiore a 9 mm.

L'acciaio utilizzato per i mezzi di unione meccanici deve soddisfare i seguenti requisiti:

- a) l'acciaio utilizzato deve essere compatibile con le prescrizioni riportate nella normativa di riferimento (europea o nazionale) per le strutture in acciaio;
- b) le caratteristiche di duttilità delle connessioni tra gli elementi di rivestimento strutturale e gli elementi intelaiati di legno per le tipologie strutturali A o B (si veda il successivo § 7.7.3) devono essere verificate mediante prove sperimentali per controllare il soddisfacimento di quanto richiesto nel successivo § 7.7.3.

7.7.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA

In funzione del loro comportamento duttile e della capacità di dissipazione di energia sotto carichi ciclici, gli edifici a struttura di legno devono essere assegnati alla CD "A" o "B". Tutte le strutture che non rispettano le condizioni richieste per le CD "A" o "B" si dovranno considerare come strutture aventi una scarsa capacità di dissipazione energetica, alle quali si assegna un fattore di struttura $q \leq 1,5$.

Nella tabella 7.7.I sono riportati, per ciascuna classe, alcuni esempi di strutture e i valori massimi q_0 del coefficiente di struttura da adottarsi in mancanza di altre specifiche valutazioni. Nel caso in cui il controventamento della struttura sia affidato a materiali diversi (calcestruzzo armato, acciaio), si dovrà fare riferimento ai pertinenti paragrafi del presente documento.

Tabella 7.7.I - Tipologie strutturali e fattori di struttura massimi q_0 per le classi di duttilità

Classe		q_0	Esempi di strutture
A	Strutture aventi una alta capacità di dissipazione energetica	3,0	Pannelli di parete chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni; strutture reticolari con giunti chiodati
		4,0	Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del § 7.7.3)
		5,0	Pannelli di parete chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi e bulloni
B	Strutture aventi una bassa capacità di dissipazione energetica	2,0	Pannelli di parete incollati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni; strutture reticolari con collegamenti a mezzo di bulloni o spinotti; strutture cosiddette miste, ovvero con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti
			Portali isostatici con giunti con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del § 7.7.3)
		2,5	Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del § 7.7.3)

Strutture isostatiche in genere, archi a due cerniere, reticolari con connettori, in mancanza di specifiche valutazioni, sono da considerare come strutture aventi una scarsa capacità di dissipazione energetica alle quali si dovrà dunque assegnare un fattore di struttura q_0 non superiore a 1,5.

Si assumerà sempre $q = q_0 \times K_R \geq 1,5$, attribuendo a K_R i valori indicati nel § 7.3.1.

Al fine di garantire valori del fattore di struttura q superiori ad 1,5, le zone considerate dissipative devono essere in grado di deformarsi plasticamente per almeno tre cicli a inversione completa, con un rapporto di duttilità statica pari a 4 per le strutture di CD “B” e pari a 6 per le strutture di CD “A”, senza che si verifichi una riduzione della loro resistenza maggiore del 20%.

Le disposizioni di cui al precedente capoverso nonché ai precedenti 7.7.2 a) e 7.7.2 b) possono considerarsi soddisfatte nelle zone dissipative di ogni tipologia strutturale se si verifica quanto segue:

- a) i collegamenti legno-legno o legno-acciaio sono realizzati con perni o con chiodi presentanti diametro d non maggiore di 12 mm ed uno spessore delle membrature lignee collegate non minore di 10d;
- b) nelle pareti e nei diaframmi con telaio in legno, il materiale di rivestimento strutturale è di legno o di materiale da esso derivato, con uno spessore minimo pari a 4d e con diametro d dei chiodi non superiore a 3,1 mm.

Qualora tutte le precedenti prescrizioni non siano soddisfatte, ma sia almeno assicurato lo spessore minimo degli elementi collegati pari, rispettivamente, a 8d per il caso a) e a 3d per il caso b), si devono utilizzare valori ridotti del coefficiente q_0 con i valori massimi presentati in tabella 7.7.II.

Tabella 7.7.II - Tipologie strutturali e valori ridotti del coefficiente di struttura massimo q_0

Tipologie strutturali	q_0
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico (perni, bulloni)	2,5
Pannelli di parete chiodati con diaframmi chiodati	4,0

Per strutture con proprietà differenti ed indipendenti rispetto alle due direzioni orizzontali ortogonali di verifica sismica, si possono utilizzare valori differenti del coefficiente di struttura q_0 per la valutazione degli effetti dell'azione sismica per ognuna delle due direzioni.

7.7.4 ANALISI STRUTTURALE

Nell'analisi della struttura si deve tener conto, di regola, della deformabilità dei collegamenti.

Si devono utilizzare i valori di modulo elastico per "azioni istantanee", ricavati a partire dai valori medi di modulo elastico riportati nei profili resistenti.

Gli impalcati devono essere in generale assunti con la loro deformabilità, mentre possono essere assunti come rigidi nel modello strutturale, senza necessità di ulteriori verifiche se:

- a) sono state rispettate le disposizioni costruttive date nel successivo § 7.7.5.3 per gli impalcati o, in alternativa se pertinente, 7.8.1.5.2;
- b) eventuali aperture presenti non influenzano significativamente la rigidità globale di lastra nel proprio piano.

7.7.5 DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE

7.7.5.1 Generalità

Le disposizioni costruttive date nei successivi § 7.7.5.2 e 7.7.5.3 si applicano alle parti di struttura resistenti alla sollecitazione sismica, progettate in accordo con il principio di comportamento dissipativo (CD "A" e "B").

Le strutture con zone dissipative devono essere progettate in modo che tali zone siano localizzate principalmente in quei punti della struttura dove eventuali plasticizzazioni, instabilità locali o altri fenomeni dovuti al comportamento isteretico non compromettano la stabilità globale della struttura.

7.7.5.2 Disposizioni costruttive per i collegamenti

Le membrature compresse ed i loro collegamenti (come per esempio i giunti di carpenteria), per cui possa essere prevedibile il collasso a causa dell'inversione di segno della sollecitazione, devono essere progettati in modo tale che non si verifichino separazioni, dislocazioni, disassamenti.

Perni e bulloni devono essere serrati e correttamente inseriti nei loro alloggiamenti (nel rispetto delle tolleranze previste).

7.7.5.3 Disposizioni costruttive per gli impalcati

Per quanto riguarda gli impalcati, si applica in generale quanto previsto al § 4.3, con le variazioni seguenti:

- a) eventuali fattori di incremento della capacità portante dei mezzi di unione ai bordi dei rivestimenti strutturali e dell'incremento dell'interasse dei chiodi lungo i bordi discontinui dei pannelli non devono essere utilizzati;
- b) la distribuzione delle forze di taglio negli impalcati deve essere valutata tenendo conto della disposizione effettiva in pianta degli elementi di controvento verticali;
- c) i vincoli nel piano orizzontale tra impalcato e pareti portanti verticali devono essere di tipo bilatero.

Tutti i bordi dei rivestimenti strutturali devono essere collegati agli elementi del telaio: i rivestimenti strutturali che non terminano su elementi del telaio devono essere sostenuti e collegati da appositi elementi di bloccaggio taglio-resistenti. Dispositivi con funzione analoga devono essere inoltre disposti nei diaframmi orizzontali posti al di sopra di elementi verticali di controvento (ad esempio le pareti).

La continuità delle travi deve essere assicurata, specialmente in corrispondenza delle zone di impalcato che risultano perturbate dalla presenza di aperture.

Quando gli impalcati sono considerati, ai fini dell'analisi strutturale, come rigidi nel loro piano, in corrispondenza delle zone nelle quali si attua il trasferimento delle forze orizzontali agli elementi verticali (per esempio le pareti di controvento) si dovrà assicurare il mantenimento della direzione di tessitura delle travi di impalcato.

7.7.6 VERIFICHE DI SICUREZZA

I valori di resistenza degli elementi di legno faranno riferimento a carichi di tipo "istantaneo", nelle condizioni di servizio assunte per la struttura.

Per la verifica allo stato limite ultimo si applicano alle caratteristiche dei materiali impiegati i valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_m relativi alle combinazioni di carico eccezionali.

Al fine di garantire lo sviluppo del comportamento ciclico dissipativo in corrispondenza delle zone assunte come dissipative, tutti gli altri elementi strutturali e/o connessioni devono essere progettati con adeguati valori di sovrarresistenza. Tale requisito di sovrarresistenza si applica, in particolare, a:

- a) collegamenti di elementi tesi o qualsiasi collegamento alle strutture di fondazione;
- b) collegamenti tra diaframmi orizzontali ed elementi verticali di controvento.

I giunti di carpenteria non presentano rischi di rottura fragile se la verifica per tensioni tangenziali, condotta in accordo con il § 4.3, è soddisfatta utilizzando un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza pari a 1,3.

7.7.7 REGOLE DI DETTAGLIO

7.7.7.1 Disposizioni costruttive per i collegamenti

Perni e bulloni di diametro d superiore a 16 mm non devono di norma essere utilizzati nei collegamenti legno-legno e legno-acciaio, eccezion fatta quando essi siano utilizzati come elementi di chiusura dei connettori e tali, quindi, da non influenzare la resistenza a taglio.

Il collegamento realizzato mediante spinotti o chiodi a gambo liscio non deve essere utilizzato senza accorgimenti aggiuntivi volti ad evitare l'apertura del giunto.

Nel caso di tensioni perpendicolari alla fibratura, si devono osservare disposizioni aggiuntive (come quelle riportate in § 4.3) al fine di evitare l'insorgere di fratture parallele alla fibratura (splitting).

7.7.7.2 Disposizioni costruttive per gli impalcati

In assenza di elementi di controvento trasversali intermedi lungo la trave, il rapporto altezza/spessore per una trave a sezione rettangolare deve rispettare la condizione $h/b \leq 4$.

In zone sismiche caratterizzate da un valore $a_g \cdot S \geq 0,2 \cdot g$, la spaziatura degli elementi di fissaggio in zone di discontinuità deve essere ridotta del 25% rispetto a quanto previsto nelle normative di

calcolo di cui al § 4.3, comunque tale spaziatura non potrà risultare inferiore al valore minimo precisato nelle medesime normative.

7.8 COSTRUZIONI DI MURATURA

7.8.1 REGOLE GENERALI

7.8.1.1 Premessa

Le costruzioni in muratura devono essere realizzate nel rispetto di quanto contenuto nelle presenti Norme Tecniche ai §§ 4.4 e 11.9.

In particolare ai predetti paragrafi deve farsi riferimento per ciò che concerne le caratteristiche fisiche, meccaniche e geometriche degli elementi resistenti naturali ed artificiali, nonché per i relativi controlli di produzione e di accettazione in cantiere.

Il presente paragrafo divide le strutture in muratura in tre tipi fondamentali: muratura ordinaria, muratura confinata e muratura armata, il secondo di tali tipi non è preso in considerazione nel § 4.4. Al riguardo si precisa che, per quanto attiene all'acciaio d'armatura, vale tutto quanto specificato dalle presenti Norme Tecniche relativamente alle costruzioni in calcestruzzo armato.

Ai fini delle verifiche di sicurezza, è in ogni caso obbligatorio l'utilizzo del "metodo semiprobabilistico agli stati limite".

Il coefficiente parziale di sicurezza da utilizzare per il progetto sismico di strutture in muratura è pari a $\gamma_m = 2$.

7.8.1.2 Materiali

Gli elementi da utilizzare per costruzioni in muratura portante debbono essere tali da evitare rotture eccessivamente fragili. A tal fine gli elementi debbono possedere i requisiti indicati nel § 4.4.2 con le seguenti ulteriori indicazioni:

- percentuale volumetrica degli eventuali vuoti non superiore al 45% del volume totale del blocco;
- eventuali setti disposti parallelamente al piano del muro continui e rettilinei; le uniche interruzioni ammesse sono quelle in corrispondenza dei fori di presa o per l'alloggiamento delle armature;
- resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante (f_{bk}), calcolata sull'area al lordo delle forature, non inferiore a 5 MPa;
- resistenza caratteristica a rottura nella direzione perpendicolare a quella portante ossia nel piano di sviluppo della parete (\bar{f}_{bk}), calcolata nello stesso modo, non inferiore a 1,5 MPa.

La malta di allettamento per la muratura ordinaria e quella confinata deve avere resistenza media non inferiore a 5 MPa e i giunti verticali debbono essere riempiti con malta. L'utilizzo di materiali o tipologie murarie aventi caratteristiche diverse rispetto a quanto sopra specificato deve essere autorizzato preventivamente dal Servizio Tecnico Centrale, su Parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.. Sono ammesse murature realizzate con elementi artificiali o elementi in pietra squadrata.

È esclusa la possibilità di utilizzare la muratura listata se non nelle zone a sismicità molto bassa.

7.8.1.3 Modalità costruttive e fattori di struttura

In funzione del tipo di tecnica costruttiva utilizzata, la costruzione potrà essere considerata in muratura ordinaria, in muratura confinata o in muratura armata. I valori massimi q_0 del fattore di struttura con cui individuare lo spettro di progetto (v. § 3.2.3.5) da utilizzare nelle analisi lineari, sono indicati in Tabella 7.8.I.

Tabella 7.8.I - Valori di q_0 per le diverse tipologie strutturali.

TIPOLOGIA STRUTTURALE	q_0
Costruzioni in muratura ordinaria	$2,0 \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni in muratura confinata o armata	$2,5 \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata progettati secondo GR	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$

Nel caso della muratura confinata o armata, valori compresi tra $2,0\alpha_u/\alpha_1$ e $2,5\alpha_u/\alpha_1$ possono essere applicati in funzione del sistema costruttivo prescelto, senza verificare quale sia il meccanismo di collasso della costruzione. Il valore $3,0 \alpha_u/\alpha_1$ può essere utilizzato solo per la muratura armata, applicando i principi di gerarchia delle resistenze (GR) descritti ai punti 7.8.1.7 e 7.8.3.2.

Si assumerà sempre $q = q_0 \times K_R$, attribuendo a K_R i valori indicati nel § 7.3.1.

I coefficienti α_1 e α_u sono definiti come segue:

α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione).

α_u è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente.

Il valore di α_u/α_1 può essere calcolato per mezzo di un'analisi statica non lineare (§ 7.3.4.1) e non può in ogni caso essere assunto superiore a 2,5.

Qualora non si proceda ad una analisi non lineare, possono essere adottati per la valutazione di α_u/α_1 i seguenti valori:

- costruzioni in muratura ordinaria ad un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,4$
- costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani $\alpha_u/\alpha_1 = 1,8$
- costruzioni in muratura armata ad un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
- costruzioni in muratura armata a due o più piani $\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$
- costruzioni in muratura armata progettate con la gerarchia delle resistenze $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

7.8.1.4 Criteri di progetto e requisiti geometrici

Le piante delle costruzioni debbono essere quanto più possibile compatte e simmetriche rispetto ai due assi ortogonali. Le pareti strutturali, al lordo delle aperture, debbono avere continuità in elevazione fino alla fondazione, evitando pareti in falso. Le strutture costituenti orizzontamenti e coperture non devono essere spingenti. Eventuali spinte orizzontali, valutate tenendo in conto l'azione sismica, devono essere assorbite per mezzo di idonei elementi strutturali.

I solai devono assolvere funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra le pareti strutturali, pertanto devono essere ben collegati ai muri e garantire un adeguato funzionamento a diaframma. La distanza massima tra due solai successivi non deve essere superiore a 5 m.

La geometria delle pareti resistenti al sisma, al netto dell'intonaco, deve rispettare i requisiti indicati nella tabella 7.8.II, in cui t indica lo spessore della parete, h_0 l'altezza di libera inflessione della parete come definito al punto 4.4.6.2, h l'altezza massima delle aperture adiacenti alla parete, l la lunghezza della parete.

Tabella 7.8.II – Requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma

Tipologie costruttive	t_{\min}	$(h_0/t)_{\max}$	$(l/h)_{\min}$
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata	300 mm	10	0,5
Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiali	240 mm	12	0,4
Muratura confinata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	15	0,3
Muratura armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	15	Qualsiasi
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in zona 3 e 4	240 mm	12	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in zona 4	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in zona 4	150 mm	20	0,3

7.8.1.5 Metodi di analisi

7.8.1.5.1 Generalità

I metodi di analisi di cui al § 7.3 debbono essere applicati con le seguenti precisazioni e restrizioni.

7.8.1.5.2 Analisi lineare statica

È applicabile nei casi previsti al § 7.3.3.2., anche nel caso di costruzioni irregolari in altezza, purché si ponga $\lambda = 1,0$.

Le rigidezze degli elementi murari saranno calcolate considerando sia il contributo flessionale sia quello tagliante. L'utilizzo di rigidezze fessurato è da preferirsi; in assenza di valutazioni più accurate le rigidezze fessurato potranno essere assunte pari alla metà di quelle fessurate.

Nell'ipotesi di infinita rigidezza nel piano dei solai, il modello può essere costituito dai soli elementi murari continui dalle fondazioni alla sommità, collegati ai soli fini traslazionali alle quote dei solai.

In alternativa, gli elementi di accoppiamento fra pareti diverse, quali travi o cordoli in cemento armato e travi in muratura (qualora efficacemente ammorsate alle pareti), potranno essere considerati nel modello, a condizione che le verifiche di sicurezza vengano effettuate anche su tali elementi. Per gli elementi di accoppiamento in muratura si seguiranno i criteri di verifica di cui ai punti 7.8.1.6, 7.8.2.2 e 7.8.3.2. Possono essere considerate nel modello travi di accoppiamento in muratura ordinaria solo se sorrette da un cordolo di piano o da un architrave resistente a flessione efficacemente ammorsato alle estremità. Per elementi di accoppiamento in cemento armato si seguiranno i criteri di cui al punto 7.4.4.6, considerando efficaci per l'accoppiamento elementi aventi altezza almeno pari allo spessore del solaio. In presenza di elementi di accoppiamento l'analisi potrà essere effettuata utilizzando modelli a telaio, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali potranno essere considerate infinitamente rigide.

In caso di solai rigidi, la distribuzione del taglio nei diversi pannelli di uno stesso piano risultante dall'analisi lineare può essere modificata, a condizione che l'equilibrio globale di piano sia rispettato (il modulo e la posizione della forza risultante di piano restino invariati) e a condizione che il valore assoluto della variazione del taglio in ciascun pannello $\Delta V \leq \max\{0,25|V|, 0,1|V_{\text{piano}}|\}$

dove V è il taglio nel pannello e V_{piano} è il taglio totale al piano nella direzione parallela al pannello.

Nel caso di solai deformabili la ridistribuzione può essere effettuata solamente tra pannelli complanari collegati da cordoli o incatenamenti ovvero appartenenti alla stessa parete. In tal caso, nel calcolo dei limiti per la ridistribuzione V_{piano} è da intendersi come la somma dei tagli nei pannelli complanari ovvero appartenenti alla stessa parete.

Le verifiche fuori piano potranno essere effettuate separatamente, e potranno essere adottate le forze equivalenti indicate al § 7.2.3 per gli elementi non strutturali, assumendo $q_a = 3$. Più precisamente l'azione sismica ortogonale alla parete potrà essere rappresentata da una forza orizzontale distribuita, pari a $S_a \gamma_1 / q_a$ volte il peso della parete e da forze orizzontali concentrate pari a $S_a \gamma_1 / q_a$ volte il peso trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano su di essa, se queste non sono efficacemente trasmesse a muri trasversali disposti parallelamente alla direzione del sisma. Per le pareti resistenti al sisma, che rispettano i limiti di tabella 7.8.II, si può assumere che il periodo T_a indicato al § 7.2.3 sia pari a 0. Per pareti con caratteristiche diverse la verifica fuori piano va comunque condotta valutando, anche in forma approssimata, T_a .

7.8.1.5.3 Analisi dinamica modale

È applicabile in tutti i casi, con le limitazioni di cui al § 7.3.3.1. Quanto indicato per modellazione e possibilità di ridistribuzione nel caso di analisi statica lineare vale anche in questo caso.

Le verifiche fuori piano potranno essere effettuate separatamente, adottando le forze equivalenti indicate al punto precedente per l'analisi statica lineare.

7.8.1.5.4 Analisi statica non lineare

Il modello geometrico della struttura potrà essere conforme a quanto indicato nel caso di analisi statica lineare ovvero utilizzando modelli più sofisticati purché idonei e adeguatamente documentati. L'analisi dovrà essere effettuata utilizzando almeno due distinte distribuzioni di forze orizzontali, applicate ai baricentri delle masse a ciascun piano: una di forze proporzionali alle masse ed una di forze proporzionali alla distribuzione delle forze modali corrispondenti al primo modo di vibrazione nella direzione considerata; quest'ultima potrà essere approssimata dalla distribuzione da utilizzarsi per l'analisi statica lineare (§ 7.3.3.2).

I pannelli murari potranno essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio di cui ai punti 7.8.2.2, 7.8.3.2 e 7.8.4.2. Gli elementi lineari in c.a. (cordoli, travi di accoppiamento) potranno essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio.

Per costruzioni fino a due piani in muratura è ammesso analizzare separatamente ciascun interpiano.

Per costruzioni con numero di piani superiore a due, il modello dovrà tenere conto degli effetti connessi alla variazione delle forze verticali dovuta all'azione sismica e dovrà garantire gli equilibri locali e globali.

Il risultato consisterà in un diagramma, denominato curva di capacità, riportante in ascissa lo spostamento orizzontale di un punto di controllo della costruzione, usualmente scelto al livello della copertura, in ordinata la forza orizzontale totale applicata (taglio alla base).

La capacità di spostamento relativa agli stati limite di danno e ultimo (§ 3.2.1) verrà valutata sulla curva forza-spostamento così definita, in corrispondenza dei punti seguenti:

- stato limite di danno: dello spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due punti sulla stessa verticale appartenenti a piani consecutivi eccede i valori riportati al § 7.3.7.2;
- stato limite ultimo: dello spostamento corrispondente ad una riduzione delle forza non superiore al 20% del massimo.

Le verifiche fuori piano potranno essere effettuate separatamente, secondo le procedure indicate per l'analisi statica lineare.

Per le costruzioni in muratura il metodo prevede solo una verifica globale in spostamento, e non le verifiche nei singoli elementi.

7.8.1.5 Analisi dinamica non lineare

Si applica integralmente il § 7.3.4.2 facendo uso di modelli meccanici non lineari di comprovata e documentata efficacia nel riprodurre il comportamento dinamico e ciclico della muratura.

7.8.1.6 Verifiche di sicurezza

In caso di analisi lineare, al fine della verifica di sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, la resistenza di ogni elemento strutturale resistente al sisma dovrà risultare maggiore dell'azione agente per ciascuna delle seguenti modalità di collasso: pressoflessione, taglio nel piano della parete, pressoflessione fuori piano. Dovranno essere comunque soggette a verifica a pressoflessione fuori del piano tutte le pareti aventi funzione strutturale, in particolare quelle portanti carichi verticali, anche quando non considerate resistenti al sisma in base ai requisiti di tabella 7.8.II.

In caso di applicazione di principi di gerarchia delle resistenze (muratura armata) l'azione da applicare per la verifica a taglio sarà derivata dalla resistenza a pressoflessione, secondo quanto indicato al § 7.8.1.7.

Le modalità di verifica sono descritte ai § 7.8.2.2, 7.8.3.2 e 7.8.4.2.

Le verifiche di sicurezza si intendono automaticamente verificate, senza l'effettuazione di alcun calcolo esplicito, per le costruzioni che rientrino nella definizione di costruzione semplice (§ 7.8.1.9).

Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consisterà nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento illustrato al § 7.3.4.1. In ogni caso, per le costruzioni in muratura ordinaria o confinata, e per le costruzioni in muratura armata in cui non si sia applicato il criterio di gerarchia delle resistenze, qualora il valore di q^* calcolato secondo quanto indicato al punto § 7.3.4.1 ecceda il valore 3,0, la verifica di sicurezza dovrà ritenersi non soddisfatta. La rigidità elastica del sistema bilineare equivalente verrà individuata tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0,7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare verrà individuato tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema.

Nel caso di analisi dinamica non lineare, la verifica di sicurezza consisterà nel confronto tra la capacità di spostamento e la richiesta di spostamento.

7.8.1.7 Principi di gerarchia delle resistenze

I principi di gerarchia delle resistenze si applicano esclusivamente al caso di muratura armata.

Il principio fondamentale di gerarchia delle resistenze consiste nell'evitare il collasso per taglio per ogni pannello murario, assicurandosi che sia preceduto da modalità di collasso per flessione. Tale principio si intende applicato quando ciascun pannello murario è verificato a flessione rispetto alle azioni agenti ed è verificato a taglio rispetto alle azioni risultanti dalla resistenza a collasso per flessione, amplificate del fattore $\gamma_{Rd} = 1,5$.

7.8.1.8 Fondazioni

Le strutture di fondazione devono essere realizzate in cemento armato, secondo quanto indicato al § 7.2.5, continue, senza interruzioni in corrispondenza di aperture nelle pareti soprastanti.

Qualora sia presente un piano cantinato o seminterrato in pareti di cemento armato esso può essere considerato quale struttura di fondazione dei sovrastanti piani in muratura portante, nel rispetto dei requisiti di continuità delle fondazioni, e non è computato nel numero dei piani complessivi in muratura.

7.8.1.9 Costruzioni semplici

Si definiscono “costruzioni semplici” quelle che rispettano le caratteristiche descritte nel seguito, oltre a quelle di regolarità in pianta ed in elevazione definite al § 7.2.2 e quelle definite ai successivi § 7.8.3.1, 7.8.4.1, 7.8.5.1, rispettivamente per le costruzioni in muratura ordinaria, in muratura confinata e in muratura armata. Per le costruzioni semplici non è obbligatorio effettuare alcuna analisi e verifica di sicurezza.

- Le pareti strutturali della costruzione siano continue dalle fondazioni alla sommità.
- In ciascuna delle due direzioni siano previsti almeno due sistemi di pareti di lunghezza complessiva, al netto delle aperture, ciascuno non inferiore al 50% della dimensione della costruzione nella medesima direzione. Nel conteggio della lunghezza complessiva potranno essere inclusi solamente setti murari che rispettano i requisiti geometrici della Tabella 7.8.II. La distanza tra questi due sistemi di pareti in direzione ortogonale al loro sviluppo longitudinale in pianta sia non inferiore al 75 % della dimensione della costruzione nella medesima direzione (ortogonale alle pareti). Almeno il 75 % dei carichi verticali sia portato da pareti che facciano parte del sistema resistente alle azioni orizzontali.
- In ciascuna delle due direzioni siano presenti pareti resistenti alle azioni orizzontali con interasse non superiore a 7 m, elevabili a 9 m per costruzioni in muratura armata.
- Nessuna altezza interpiano sia superiore a 3,5 m.
- Per ciascun piano il rapporto tra area della sezione resistente delle pareti e superficie del piano non sia inferiore ai valori indicati nella tabella seguente, in funzione del numero di piani della costruzione e della zona sismica, per ciascuna delle due direzioni ortogonali:

Tabella 7.8.III – Area pareti resistenti in ciascuna direzione ortogonale per costruzioni semplici

Accelerazione di picco del terreno $a_g * S * S_T$ ⁽¹⁾											
Tipo di struttura	Numero piani	≤0,07 g	≤0,1 g	≤0,15 g	≤0,20 g	≤0,25 g	≤0,30 g	≤0,35 g	≤0,40 g	≤0,45 g	≤0,4725 g
Muratura ordinaria o confinata	1	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %	6,0 %	6,5 %
	2	4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,5 %	6,5 %	6,5 %	7,0 %
	3	4,5 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,5 %	7,0 %			
Muratura armata	1	2,5 %	3,0 %	3,0 %	3,0 %	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,0 %	4,5 %	4,5 %
	2	3,0 %	3,5 %	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,0 %	5,0 %
	3	3,5 %	4,0 %	4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %
	4	4,0 %	4,5 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %	6,5 %	6,5 %

⁽¹⁾ S_T si applica solo nel caso di strutture di Classe d'uso III e IV (v. § 2.4.2)

È implicitamente inteso che per le costruzioni semplici il numero di piani non può essere superiore a 3 per costruzioni in muratura ordinaria o confinata ed a 4 per costruzioni in muratura armata. Deve inoltre risultare, per ogni piano:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq 0,25 \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (7.8.1)$$

in cui:

N è il carico verticale totale alla base del piano considerato

A è l'area totale dei muri portanti (ai fini dei carichi verticali) allo stesso piano

f_k è la resistenza caratteristica a compressione in direzione verticale della muratura.

Il dimensionamento delle fondazioni può essere effettuato in modo semplificato tenendo conto delle tensioni normali medie e delle sollecitazioni sismiche globali determinate con l'analisi statica lineare.

7.8.2 COSTRUZIONI IN MURATURA ORDINARIA

7.8.2.1 Criteri di progetto

Oltre ai criteri definiti al § 7.8.1.4, le costruzioni in muratura ordinaria dovranno di regola avere le aperture praticate nei muri verticalmente allineate. Se così non fosse, dovrà essere prestata particolare attenzione alla definizione di un adeguato modello strutturale e nelle verifiche, in quanto il disallineamento delle aperture comporta discontinuità ed irregolarità nella trasmissione delle azioni interne. In assenza di valutazioni più accurate, si prenderanno in considerazione nel modello strutturale e nelle verifiche esclusivamente le porzioni di muro che presentino continuità verticale dal piano oggetto di verifica fino alle fondazioni.

7.8.2.2 Verifiche di sicurezza

7.8.2.2.1 Pressoflessione nel piano

La verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettuerà confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0,85 f_d) \quad (7.8.2)$$

dove: M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione

l è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa)

t è lo spessore della zona compressa della parete

σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ($= P/l$, con P forza assiale agente positiva se di compressione). Se P è di trazione, $M_u = 0$

$f_d = f_k / \gamma_m$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a pressoflessione potrà essere calcolata ponendo f_d pari al valore medio della resistenza a compressione della muratura, mentre lo spostamento ultimo potrà essere assunto pari allo 0.8% dell'altezza del pannello.

7.8.2.2.2 Taglio

La resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale verrà valutata per mezzo della relazione seguente:

$$V_t = l' t f_{vd} \quad (7.8.3)$$

dove: l' è la lunghezza della parte compressa della parete

t è lo spessore della parete

$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_m$ è definito al § 4.4.6.1, calcolando la tensione normale media (indicata con σ_n nel paragrafo citato) sulla parte compressa della sezione ($\sigma_n = P/l't$).

Il valore di f_{vk} non potrà comunque essere maggiore di $1,4 \bar{f}_{bk}$, dove \bar{f}_{bk} indica la resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione di applicazione della forza, né maggiore di 1,5 MPa.

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a taglio potrà essere calcolata ponendo $f_{vd} = f_{vm0} + 0,4\sigma_n$ con f_{vm0} resistenza media a taglio della muratura (in assenza di determinazione diretta si potrà porre $f_{vm0} = f_{vk0}/0,7$), mentre lo spostamento ultimo potrà essere assunto pari allo 0,4% dell'altezza del pannello. Il valore di f_{vd} non potrà comunque essere maggiore di $2,0\bar{f}_{bk}$ né maggiore di 2,2 Mpa.

7.8.2.2.3 Pressoflessione fuori piano

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete sarà calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a $0,85 f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

7.8.2.2.4 Travi in muratura

La verifica di travi di accoppiamento in muratura ordinaria, in presenza di azione assiale orizzontale nota, viene effettuata in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali. Qualora l'azione assiale non sia nota dal modello di calcolo (ad es. quando l'analisi è svolta su modelli a telaio con l'ipotesi di solai infinitamente rigidi nel piano), ma siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli), i valori delle resistenze potranno essere assunti non superiori ai valori di seguito riportati ed associati ai meccanismi di rottura per taglio o per pressoflessione.

La resistenza a taglio V_t di travi di accoppiamento in muratura ordinaria in presenza di un cordolo di piano o di un architrave resistente a flessione efficacemente ammorsato alle estremità, può essere calcolata in modo semplificato come

$$V_t = h t f_{vd0}$$

dove: h è l'altezza della sezione della trave

$f_{vd0} = f_{vk0} / \gamma_m$ è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione; nel caso di analisi statica non lineare potrà essere posta pari al valore medio ($f_{vd0} = f_{vm0}$).

Il massimo momento resistente, associato al meccanismo di pressoflessione, sempre in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura, può essere valutato come

$$M_u = H_p h / 2 [1 - H_p / (0.85 f_{hd} h t)]$$

dove H_p è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0,4 f_{hd} h t$

$f_{hd} = f_{hk} / \gamma_m$ è la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete). Nel caso di analisi statica non lineare essa potrà essere posta uguale al valore medio ($f_{hd} = f_{hm}$).

La resistenza a taglio, associata a tale meccanismo, può essere calcolata come

$$V_p = 2M_u / l$$

dove l è la luce libera della trave in muratura.

Il valore della resistenza a taglio per l'elemento trave in muratura ordinaria sarà assunto pari al minimo tra V_t e V_p .

7.8.3 COSTRUZIONI IN MURATURA CONFINATA

7.8.3.1 Criteri di progetto

La muratura confinata è costituita da elementi resistenti artificiali semipieni e dotata di elementi di confinamento in calcestruzzo armato o in muratura armata nella direzione verticale ed orizzontale, in modo tale da comportarsi come un singolo elemento strutturale. Gli elementi di confinamento orizzontali e verticali devono essere collegati tra loro e ancorati agli elementi del sistema strutturale principale. Al fine di ottenere un'efficace aderenza tra la muratura e gli elementi di confinamento, questi devono essere realizzati dopo che il muro è stato costruito.

La muratura confinata deve soddisfare i criteri definiti ai § 7.8.1.4 e 7.8.2.1.

La muratura confinata deve di regola essere progettata tenendo conto solo della muratura.

L'area della sezione trasversale degli elementi di confinamento, sia orizzontali che verticali, deve essere non inferiore a 30.000 mm^2 , con una dimensione orizzontale minima di 150 mm. Nei muri a due teste, lo spessore degli elementi di confinamento deve assicurare il collegamento delle due teste e il loro efficace confinamento.

Gli elementi di confinamento verticali devono essere posizionati:

- ai bordi liberi di ciascun elemento murario strutturale;
- a entrambi i lati delle aperture con area maggiore di $1,5 \text{ m}^2$;
- all'interno della parete se necessario al fine di non eccedere la distanza di 4 m tra gli elementi di confinamento;
- all'intersezione di pareti strutturali, laddove gli elementi di confinamento imposti dalle regole precedenti siano a una distanza maggiore di 1,5 m.

Gli elementi di confinamento orizzontali devono essere posizionati nel piano della parete al livello di ogni piano, e in ogni caso a una distanza in verticale non maggiore di 4 m.

La sezione dell'armatura longitudinale degli elementi di confinamento non deve avere area minore di 300 mm^2 , né dell'1% dell'area della sezione dell'elemento di confinamento.

Devono essere disposte staffe di diametro non inferiore a 5 mm e disposte a interasse non maggiore di 150 mm.

Le sovrapposizioni devono avere lunghezza non inferiore a 60 diametri.

7.8.3.2 Verifiche di sicurezza

7.8.3.2.1 Pressoflessione nel piano, taglio, travi in muratura

Le verifiche di sicurezza a pressoflessione nel piano, a taglio, e per le travi in muratura devono essere eseguite in accordo con quanto specificato al § 7.8.2.2. La resistenza del calcestruzzo armato o degli elementi di muratura armata non deve essere presa in considerazione.

7.8.3.2.2 Pressoflessione fuori piano

La verifica a pressoflessione fuori piano può essere omessa.

7.8.4 COSTRUZIONI IN MURATURA ARMATA

7.8.4.1 Criteri di progetto

Ciascuna parete muraria realizzata in muratura armata costituisce nel suo complesso una struttura forata in corrispondenza delle aperture.

Tutte le pareti murarie devono essere efficacemente connesse da solai tali da costituire diaframmi rigidi, secondo quanto specificato al § 7.3.7.1.

L'insieme strutturale risultante deve essere in grado di reagire alle azioni esterne orizzontali con un comportamento di tipo globale, al quale contribuisce soltanto la resistenza delle pareti nel loro piano.

7.8.4.2 Verifiche di sicurezza

7.8.4.2.1 Pressoflessione nel piano

Per la verifica di sezioni pressoinflesse potrà essere assunto un diagramma delle compressioni rettangolare, con profondità $0,8 x$, dove x rappresenta la profondità dell'asse neutro, e sollecitazione pari a $0,85 f_d$. Le deformazioni massime da considerare sono pari a $\epsilon_m = 0,0035$ per la muratura compressa e $\epsilon_s = 0,01$ per l'acciaio teso.

In caso di analisi statica non lineare si adotteranno come valori di calcolo le resistenze medie dei materiali, e lo spostamento ultimo potrà essere assunto pari allo 1,2% dell'altezza del pannello.

7.8.4.2.2 Taglio

La resistenza a taglio (V_t) sarà calcolata come somma dei contributi della muratura ($V_{t,M}$) e dell'armatura ($V_{t,S}$), secondo le relazioni seguenti:

$$V_t = V_{t,M} + V_{t,S} \quad (7.8.4)$$

$$V_{t,M} = d t f_{vdk} \quad (7.8.5)$$

dove: d è la distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa

t è lo spessore della parete

$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$ è definito al § 4.4.6.1 calcolando la tensione normale media (indicata con σ_n nel paragrafo citato) sulla sezione lorda di larghezza d ($\sigma_n = P/dt$).

$$V_{t,S} = (0.6 d A_{sw} f_{yd}) / s \quad (7.8.6)$$

dove: d è la distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa,

A_{sw} è l'area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio, con passo s misurato ortogonalmente alla direzione della forza di taglio,

f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio,

s è la distanza tra i livelli di armatura.

Dovrà essere altresì verificato che il taglio agente non superi il seguente valore:

$$V_{t,c} = 0.3 f_d t d \quad (7.8.7)$$

dove: t è lo spessore della parete

f_d è la resistenza a compressione di progetto della muratura.

In caso di analisi statica non lineare si adotteranno come valori di calcolo le resistenze medie dei materiali e lo spostamento ultimo potrà essere assunto pari allo 0,6% dell'altezza del pannello.

7.8.4.2.3 Pressoflessione fuori piano

Nel caso di azioni agenti perpendicolarmente al piano della parete, la verifica sarà effettuata adottando diagramma delle compressioni e valori di deformazione limite per muratura e acciaio in modo analogo al caso di verifica nel piano.

7.8.5 STRUTTURE MISTE CON PARETI IN MURATURA ORDINARIA, CONFINATA O ARMATA

Nell'ambito delle costruzioni in muratura è consentito utilizzare strutture di diversa tecnologia per sopportare i carichi verticali, purché la resistenza all'azione sismica sia integralmente affidata agli

elementi di identica tecnologia. Nel caso in cui si affidi integralmente la resistenza alle pareti in muratura, per esse dovranno risultare rispettate le prescrizioni di cui ai punti precedenti. Nel caso si affidi integralmente la resistenza alle strutture di altra tecnologia (ad esempio pareti in c.a.), dovranno essere seguite le regole di progettazione riportate nei relativi capitoli della presente norma. In casi in cui si ritenesse necessario considerare la collaborazione delle pareti in muratura e dei sistemi di diversa tecnologia nella resistenza al sisma, quest'ultima dovrà esser verificata utilizzando i metodi di analisi non lineare (statica o dinamica).

I collegamenti fra elementi di tecnologia diversa dovranno essere espressamente verificati. Particolare attenzione dovrà essere prestata alla verifica della efficace trasmissione dei carichi verticali. Inoltre sarà necessario verificare la compatibilità delle deformazioni per tutte le parti strutturali.

E' consentito altresì realizzare costruzioni costituite da struttura muraria nella parte inferiore e sormontate da un piano con struttura in cemento armato o acciaio o legno o altra tecnologia, alle seguenti condizioni:

- i limiti all'altezza delle costruzioni previsti per le strutture in muratura si intendono comprensivi delle parti in muratura e di quelle in altra tecnologia;
- la parte superiore di diversa tecnologia sia efficacemente ancorata al cordolo di coronamento della parte muraria;
- nel caso di metodo di analisi lineare, l'uso dell'analisi statica (nei limiti di applicabilità riportati al § 7.8.1.5.2) è consentito a patto di utilizzare una distribuzione di forze compatibile con la prima forma modale elastica in ciascuna direzione, calcolata con metodi sufficientemente accurati che tengano conto della distribuzione irregolare di rigidità in elevazione. A tal fine, in assenza di metodi più accurati, la prima forma modale può essere stimata dagli spostamenti ottenuti applicando staticamente alla costruzione la distribuzione di forze definita nel § 7.3.3.2;
- nel caso di analisi statica non lineare, si utilizzino le distribuzioni di forze orizzontali previste al § 7.3.4.1, dove la prima forma modale elastica è stata calcolata con metodi sufficientemente accurati.
- nel caso di analisi lineare, per la verifica della parte in muratura si utilizzi il fattore di struttura q prescritto al § 7.8.1.3; per la verifica della parte superiore di altra tecnologia si utilizzi il fattore di struttura adatto alla tipologia costruttiva e alla configurazione (regolarità) della parte superiore, comunque non superiore a 2,5;
- tutti i collegamenti fra la parte di diversa tecnologia e la parte in muratura siano localmente verificati in base alle forze trasmesse calcolate nell'analisi, maggiorate del 30%.

7.8.5.1 Regole di dettaglio

7.8.5.1.1 Costruzioni in muratura ordinaria

Ad ogni piano deve essere realizzato un cordolo continuo all'intersezione tra solai e pareti.

I cordoli avranno larghezza almeno pari a quella del muro. È consentito un arretramento massimo di 6 cm dal filo esterno. L'altezza minima dei cordoli sarà pari all'altezza del solaio. L'armatura corrente non sarà inferiore a 8 cm^2 , le staffe avranno diametro non inferiore a 6 mm ed interasse non superiore a 25 cm. Travi metalliche o prefabbricate costituenti i solai dovranno essere prolungate nel cordolo per almeno la metà della sua larghezza e comunque per non meno di 12 cm ed adeguatamente ancorate ad esso.

In corrispondenza di incroci d'angolo tra due pareti perimetrali sono prescritte, su entrambe le pareti, zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m, compreso lo spessore del muro trasversale.

Al di sopra di ogni apertura deve essere realizzato un architrave resistente a flessione efficacemente ammorsato alla muratura.

7.8.5.1.2 Costruzioni in muratura armata

Quanto indicato al § 7.8.2 per la muratura ordinaria si applica anche alla muratura armata, con le seguenti eccezioni e le pertinenti prescrizioni di cui al § 4.4.7.

Gli architravi soprastanti le aperture potranno essere realizzati in muratura armata.

Le barre di armatura dovranno essere esclusivamente del tipo ad aderenza migliorata e dovranno essere ancorate in modo adeguato alle estremità mediante piegature attorno alle barre verticali. In alternativa potranno essere utilizzate, per le armature orizzontali, armature a traliccio o conformate in modo da garantire adeguata aderenza ed ancoraggio.

L'armatura orizzontale, collocata nei letti di malta o in apposite scanalature nei blocchi, non potrà avere interasse superiore a 600 mm. Non potranno essere usate barre di diametro inferiore a 5 mm. La percentuale di armatura, calcolata rispetto all'area lorda della muratura, non potrà essere inferiore allo 0,04 %, né superiore allo 0,5%.

Parapetti ed elementi di collegamento tra pareti diverse dovranno essere ben collegati alle pareti adiacenti, garantendo la continuità dell'armatura orizzontale e, ove possibile, di quella verticale.

Agli incroci delle pareti perimetrali è possibile derogare dal requisito di avere su entrambe le pareti zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m.

7.9 PONTI

7.9.1 CAMPO DI APPLICAZIONE

Il presente capitolo tratta il progetto di ponti a pile e travate, queste ultime del tipo continuo su più pile o semplicemente appoggiate ad ogni campata.

Le pile si intendono a fusto unico, con sezione trasversale di forma generica, piena o cava, mono o multicellulare. Anche pile in forma di portali sono trattabili con i criteri e le regole contenute in questo capitolo. Pile a geometria più complessa, ad es. a telaio spaziale, richiedono in generale criteri di progetto e metodi di analisi e verifica specifici.

Per ponti di tipologia diversa da quella indicata le ipotesi ed i metodi di calcolo devono essere adeguatamente documentati, con particolare riferimento al fattore di struttura adottato.

7.9.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

La struttura del ponte deve essere concepita e dimensionata in modo tale che sotto l'azione sismica di progetto per lo *SLU* essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile, nel quale la dissipazione sia limitata alle pile o ad appositi apparecchi dissipativi.

Il proporzionamento della struttura deve essere tale da favorire l'impegno plastico del maggior numero possibile di pile. Il comportamento inelastico dissipativo deve essere di tipo flessionale, con esclusione di possibili meccanismi di rottura per taglio.

Gli elementi ai quali non viene richiesta capacità dissipativa e devono, quindi, mantenere un comportamento sostanzialmente elastico sono: l'impalcato, gli apparecchi di appoggio, le strutture di fondazione ed il terreno da esse interessato, le spalle. Per garantirne il comportamento elastico, questi elementi devono essere progettati per resistere alle massime azioni che gli elementi dissipativi possono loro trasmettere, adottando il criterio della "gerarchia delle resistenze" descritto nel seguito per ogni caso specifico.

La cinematica della struttura deve essere tale da limitare l'entità degli spostamenti relativi tra le sue diverse parti, spostamenti la cui valutazione è caratterizzata da intrinseca incertezza, ciò che rende il loro assorbimento economicamente e tecnicamente impegnativo. In ogni caso, deve essere verificato che gli spostamenti relativi ed assoluti tra le parti siano tali da escludere martellamenti e/o perdite di appoggio.

7.9.2.1 Valori del coefficiente di struttura

I valori massimi q_0 utilizzabili per il fattore di struttura nel caso di ponti a pile in cemento armato e impalcato a travata continua sono riportati (quando superiori all'unità) nella tabella successiva nella quale, posto $\alpha = L/H$ dove L è la distanza dalla sezione di cerniera plastica alla sezione di momento nullo ed H è la dimensione della sezione nel piano di inflessione della cerniera plastica, se $\alpha \geq 3$, allora $\lambda(\alpha) = 1$, se invece $3 > \alpha \geq 1$, allora $\lambda(\alpha) = (\alpha/3)^{0,5}$.

I valori di q_0 riportati valgono se lo sforzo di compressione normalizzato ν_d ottenuto dividendo lo sforzo di calcolo N_{Ed} per la resistenza a compressione semplice della sezione (per pile in c.a. $\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{ck}$) non eccede il valore 0,3. Lo sforzo di compressione normalizzato non può superare il valore $\nu_d = 0,6$. Per valori di ν_d intermedi tra 0,3 e 0,6, il valore di q_0 è dato da

$$q_0(v_d) = q_0 - \left[\frac{v_d}{0,3} - 1 \right] (q_0 - 1) \quad (7.9.1)$$

essendo q_0 il valore applicabile per $v_d \leq 0,3$.

Tabella 7.9.I– Valori di q_0

Tipi di elementi duttili	q_0	
	CD”B”	CD”A”
Pile in cemento armato		
Pile verticali inflesse	1,5	3,5 λ
Elementi di sostegno inclinati inflessi	1,2	2,1 λ
Pile in acciaio:		
Pile verticali inflesse	1,5	3,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	1,2	2,0
Pile con controventi concentrici	1,5	2,5
Pile con controventi eccentrici	-	3,5
Spalle rigidamente connesse con l’impalcato		
In generale	1,5	1,5
Strutture che si muovono col terreno ⁷	1,0	1,0
Archi	1,2	2,0

I valori massimi q_0 del coefficiente di struttura sono da applicare alle singole pile per ciascuna delle due direzioni principali, nei casi di ponti isostatici, e all’intera opera, ma ancora separatamente per le due direzioni, nei casi di ponti a travata continua. In quest’ultimo caso si assumerà, per ciascuna delle due direzioni, il valore di q_0 più basso tra quelli delle pile che fanno parte del sistema resistente alle azioni sismiche.

Il requisito di regolarità e quindi l’applicabilità di un valore $K_R = 1$ può essere verificato a posteriori mediante il seguente procedimento:

- per ciascuna pila si calcoli il rapporto: $r_i = M_{Ed,i} / M_{Rd,i}$ dove $M_{Ed,i}$ è il momento alla base della pila i prodotto dalla combinazione sismica di progetto e $M_{Rd,i}$ il corrispondente momento resistente;
- la geometria del ponte si considererà “regolare” se il rapporto tra il massimo ed il minimo dei rapporti r_i , calcolati per le pile facenti parte del sistema resistente al sisma nella direzione considerata, risulta inferiore a 2 ($\tilde{r} = r_{i,max} / r_{i,min} < 2$).

Nel caso risulti $\tilde{r} \geq 2$, l’analisi andrà ripetuta utilizzando il seguente valore ridotto di K_R

⁷ Le strutture che si muovono con il terreno non subiscono amplificazione dell’accelerazione del suolo. Esse sono caratterizzate da periodi naturali di vibrazione in direzione orizzontale molto bassi ($T \leq 0,03$ s). Appartengono a questa categoria le spalle connesse, mediante collegamenti flessibili, all’impalcato.

$$K_R = 2 / \tilde{r} \quad (7.9.2)$$

e comunque assumendo sempre $q = q_0 \times K_R \geq 1$.

Per ponti a geometria irregolare (ad esempio con angolo di obliquità maggiore di 45°, con raggio di curvatura molto ridotto, ecc.) si adotterà un fattore globale di struttura q pari a 1,5. Valori maggiori di 1,5, e comunque non superiori a 3,5, potranno essere adottati solo qualora le richieste di duttilità vengano verificate mediante analisi non lineare.

7.9.3 MODELLO STRUTTURALE

Il modello strutturale deve poter descrivere tutti i gradi di libertà significativi caratterizzanti la risposta dinamica e riprodurre fedelmente le caratteristiche di inerzia e di rigidità della struttura, e di vincolo degli impalcati. Nei modelli a comportamento non lineare, dovranno essere messi in conto anche gli effetti dell'attrito degli apparecchi di appoggio e il comportamento di eventuali dispositivi di fine corsa.

Quando l'impalcato abbia una significativa obliquità (angolo tra sezione retta ed asse dell'impalcato $< 70^\circ$) o sia particolarmente largo rispetto alla lunghezza (rapporto tra larghezza B e lunghezza L, $B/L > 2,0$) particolare attenzione dovrà essere dedicata ai moti torsionali del ponte intorno all'asse verticale, in particolare evitando che la rigidità torsionale del ponte sia affidata ad un'unica pila nel caso di impalcati continui o progettando gli apparecchi d'appoggio per resistere agli effetti torsionali nel caso di impalcati semplicemente appoggiati.

Quando si usa un modello lineare si possono utilizzare i valori di rapporto di smorzamento riportati in tabella 7.9.II, da scegliere in funzione del materiale degli elementi demandati alla dissipazione di energia.

Tabella 7.9.II- Valori di ξ

Materiale	ξ
Acciaio saldato	0,02
Acciaio bullonato	0,04
Calcestruzzo armato	0,05
Calcestruzzo precompresso	0,02

La rigidità degli elementi in cemento armato deve essere valutata tenendo conto del loro effettivo stato di fessurazione, che è in generale diverso per l'impalcato (spesso interamente reagente) e per le pile. Per le pile che raggiungono lo stato limite ultimo alla base la rigidità secante efficace può essere ricavata dall'espressione:

$$E_c \cdot I_{eff} = \eta \cdot \frac{M_{Rd}}{\phi_y} \quad (7.9.3)$$

nella quale $\eta \cong 1,20$ è un fattore di correzione che tiene conto della maggiore rigidità della parte di pila non fessurata, M_{Rd} è il momento resistente di progetto nella sezione di base, e ϕ_y la curvatura di snervamento.

7.9.4.1 Analisi statica lineare

I requisiti necessari per applicare l'analisi statica lineare possono ritenersi soddisfatti nei casi seguenti:

- a) per entrambe le direzioni longitudinale e trasversale, in ponti a travate semplicemente appoggiate e purché la massa efficace di ciascuna pila non sia superiore ad 1/5 della massa di impalcato da essa portata;
- b) nella direzione longitudinale, per ponti rettilinei a travata continua e purché la massa efficace complessiva delle pile facenti parte del sistema resistente al sisma non sia superiore ad 1/5 della massa dell'impalcato;
- c) nella direzione trasversale, per ponti che soddisfino la condizione b) e siano simmetrici rispetto alla mezzzeria longitudinale, o abbiano un'eccentricità non superiore al 5% della lunghezza del ponte. L'eccentricità è la distanza tra baricentro delle masse e centro delle rigidezze delle pile facenti parte del sistema resistente al sisma nella direzione trasversale.

Per pile a sezione costante la massa efficace può essere assunta pari alla massa della metà superiore della pila.

Nei casi (a) e (b) la massa M , da considerare concentrata in corrispondenza dell'impalcato ed in base alla quale valutare la forza F equivalente all'azione sismica, vale rispettivamente:

- la massa di impalcato afferente alla pila, più la massa della metà superiore della pila, nel caso a);
- l'intera massa dell'impalcato, più la massa della metà superiore di tutte le pile, nel caso b).

Il periodo fondamentale T_1 in corrispondenza del quale valutare la risposta spettrale in accelerazione $S_d(T_1)$ è dato in entrambi i casi dall'espressione:

$$T_1 = 2 \pi \sqrt{M / K} \quad (7.9.4)$$

nella quale K è la rigidezza laterale del modello considerato, ossia della singola pila nel caso a), complessiva delle pile nel caso b).

Nel caso c) il sistema di forze orizzontali equivalenti all'azione sismica da applicare ai nodi del modello è dato dalla espressione:

$$F_i = \frac{4\pi^2}{T_1^2} \frac{S_d(T_1)}{g^2} d_i G_i \quad (7.9.5)$$

nella quale: T_1 è il periodo proprio fondamentale del ponte nella direzione trasversale, g è l'accelerazione di gravità, d_i è lo spostamento del grado di libertà i quando la struttura è soggetta ad un sistema di forze statiche trasversali $f_i = G_i$, G_i è il peso della massa concentrata nel grado di libertà i .

Il periodo T_1 del ponte in direzione trasversale può essere valutato con l'espressione approssimata:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum G_i d_i^2}{g \sum G_i d_i}} \quad (7.9.6)$$

Per impalcati di significativa obliquità o di particolare larghezza, quali individuati nel paragrafo precedente, si dovrà applicare oltre alle azioni orizzontali, un momento torcente intorno all'asse verticale $M_t = \pm F e$

dove F è la risultante delle azioni orizzontali ed $e = 0,08(B+L)$

Se invece di un modello spaziale si adottano due modelli piani il momento torcente M_t andrà diviso in due componenti, l'una da applicare al modello trasversale ($e=0,08B$) l'altra da applicare al modello longitudinale ($e=0,08L$).

7.9.4.2 Analisi dinamica lineare

7.9.5 DIMENSIONAMENTO E DETTAGLI COSTRUTTIVI DEGLI ELEMENTI

7.9.5.1 Criterio di gerarchia delle resistenze

Il fattore γ_{Rd} (fattore di "sovraresistenza") viene calcolato mediante l'espressione:

$$\gamma_{Rd} = 0,7 + 0,2q \geq 1 \quad (7.9.7)$$

nella quale q è il valore del coefficiente di struttura utilizzato nel calcolo. Nel caso di sezioni in cemento armato con armatura di confinamento, quando il rapporto v_d tra la forza assiale e la resistenza a compressione della sezione di calcestruzzo eccede 0,1, il fattore di sovraresistenza va moltiplicato per $1 + 2(v_d - 0,1)^2$.

Per le sollecitazioni che derivano da appoggi scorrevoli o elastomerici si utilizza un fattore di sovraresistenza pari a $\gamma_{Rd} = 1,30$.

Le sollecitazioni calcolate a partire dai momenti resistenti amplificati incrementati dell'effetto dei carichi permanenti distribuiti sugli elementi si definiscono ottenute con il criterio della gerarchia delle resistenze (GR) e si indicano con l'indice gr , ad es. F_{gr} .

7.9.5.2 Verifiche di resistenza per gli elementi in c.a.

Le verifiche delle sezioni in cemento armato in presenza di azione sismica si eseguono con gli stessi coefficienti γ_m applicabili per le situazioni non sismiche.

7.9.5.2.1 Verifiche a presso-flessione

Nelle sezioni comprese nelle zone critiche deve risultare:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (7.9.8)$$

nella quale:

M_{Ed} è il momento flettente (accompagnato dallo sforzo normale e dal momento flettente in direzione ortogonale) derivante dall'analisi;

M_{Rd} è il momento resistente della sezione, calcolato tenendo conto dello sforzo normale e del momento ortogonale agenti.

Nelle sezioni poste al di fuori delle zone critiche deve risultare:

$$M_{gr} \leq M_{Rd} \quad (7.9.9)$$

nella quale

M_{gr} è il momento flettente agente (accompagnato dallo sforzo normale e dal momento flettente in direzione ortogonale) calcolato in base al criterio della gerarchia delle resistenze (GR)

descritto al punto 7.9.5.1.

Qualora, al di fuori delle zone critiche delle pile, il momento flettente M_{gr} superi il valore M_{Rd} della cerniera stessa, si adatterà quest'ultimo al posto di M_{gr} .

7.9.5.2.2 Verifiche a taglio

Le sollecitazioni di progetto devono essere calcolate sulla base della gerarchia delle resistenze. I valori di resistenza devono essere divisi per un fattore di sicurezza aggiuntivo nei confronti della rottura fragile calcolato sulla base del taglio di calcolo V_{Ed} e del taglio di progetto per la gerarchia della resistenza $V_{gr,o}$

$$1 \leq \gamma_{Bd} = 1,25 + 1 - q \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{gr,o}} \leq 1,25 \quad (7.9.10)$$

In assenza di calcoli più accurati, per sezioni circolari di calcestruzzo di raggio r in cui l'armatura sia distribuita su una circonferenza di raggio r_s , l'altezza utile della sezione ai fini del calcolo della resistenza a taglio può essere calcolata come

$$d = r + \frac{2r}{\pi} \quad (7.9.11)$$

Il braccio delle forze interne può essere assunto pari a $z=0,9d$.

Nelle zone critiche, l'angolo di inclinazione delle bielle di calcestruzzo compresso deve essere assunto pari a 45° . Le dimensioni della sezione sono da riferirsi al solo nucleo confinato di calcestruzzo. Per elementi tozzi, con $H/L < 2,0$, deve essere effettuata anche la verifica a scorrimento.

7.9.5.3 Impalcato

Il criterio di dimensionamento per l'impalcato è che esso non subisca danni per le azioni corrispondenti allo *SLU* ossia per effetto delle massime sollecitazioni indotte dalla azione sismica di progetto.

La verifica di resistenza risulta in generale superflua nella direzione longitudinale per ponti ad asse rettilineo o con curvatura poco pronunciata, salvo effetti locali nelle zone di collegamento con gli apparecchi d'appoggio.

In direzione trasversale, le azioni di calcolo si ottengono con il criterio della GR.

In particolare, in sommità della generica pila i si avrà uno sforzo di taglio dato da:

$$V_{gr,i} = V_{E,i} \cdot \frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i}}{M_{E,i}} \leq V_{E,i} \cdot q \quad (7.9.12)$$

nella quale $V_{E,i}$ è il valore dello sforzo di taglio ottenuto dall'analisi, $M_{E,i}$ il corrispondente momento flettente alla base della pila, ed $M_{Rd,i}$ l'effettivo momento resistente alla base della pila.

Se la pila trasmette anche momenti all'impalcato, i valori da assumere per la verifica di quest'ultimo sono dati dai valori dei momenti resistenti delle membrature che li trasmettono, moltiplicati per il fattore di sovraresistenza γ_{Rd} .

Per azione sismica diretta trasversalmente al ponte, quando si verifica l'impalcato con il criterio della gerarchia delle resistenze, deve essere considerata la riduzione della sua rigidità torsionale.

In direzione verticale, la verifica dell'impalcato deve essere eseguita nei casi indicati al § 7.2.1,

assumendo per l'azione sismica il valore $q = 1$.

7.9.5.4 Apparecchi di appoggio

7.9.5.4.1 Apparecchi di appoggio fissi

Gli apparecchi d'appoggio fissi devono essere dimensionati con il criterio della GR. Essi devono quindi essere in grado di trasmettere, mantenendo la piena funzionalità, forze orizzontali tali da produrre, nella o nelle sezioni critiche alla base della pila, un momento flettente pari a: $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$, dove M_{Rd} è il momento resistente della o delle sezioni critiche. Questa verifica può essere eseguita in modo indipendente per le due direzioni dell'azione sismica.

Le forze determinate come sopra possono risultare superiori a quelle che si ottengono dall'analisi ponendo $q = 1$; in tal caso per il progetto degli apparecchi è consentito adottare queste ultime.

Per il progetto degli apparecchi fissi posti sulle spalle vale quanto indicato al § 7.9.5.6.

7.9.5.4.2 Appoggi d'appoggio mobili

Gli apparecchi di appoggio mobili devono consentire, mantenendo la piena funzionalità, gli spostamenti massimi in presenza dell'azione sismica di progetto calcolati come indicato nel § 7.3.

7.9.5.4.3 Collegamenti

Con il termine di collegamenti si designano diversi dispositivi aventi lo scopo di impedire o limitare il movimento relativo tra impalcato e sommità pila. Questi dispositivi possono consistere in "chiavi a taglio", in elementi ammortizzanti in gomma o altro, collegamenti a fune, elementi a cerniera in acciaio bullonati agli elementi collegati, ecc.

Gli elementi sopra descritti ed altri di funzione analoga non possono essere utilizzati per trasmettere le sollecitazioni di origine sismica tra impalcato e pila.

Il ricorso a tali elementi è consentito quando le condizioni di progetto non permettono di realizzare sedi di appoggi, tra travata e testa pila o nei giunti in travata (seggioline 'Gerber'), di dimensioni pari a quelle richieste al § 7.9.5.4.4.

In tali casi, in mancanza di verifica analitica in campo dinamico dell'interazione impalcato-pila e delle sollecitazioni indotte nei collegamenti, questi ultimi possono venire dimensionati per resistere ad una forza pari ad $\alpha \cdot Q$, in cui $\alpha = 1,5 \cdot S \cdot a_g / g$ è l'accelerazione normalizzata di progetto, S , a_g e g sono definiti al § 3.2.3.2.1 e Q è il peso della parte di impalcato collegato ad una pila od alle spalle, oppure, nel caso di due parti di impalcato collegate tra loro, il minore dei pesi di ciascuna delle due parti.

Quando si usano collegamenti rigidi occorre prendere misure per ridurre le forze di natura impulsiva che essi possono generare.

7.9.5.4.4 Lunghezze di sovrapposizione

Nelle zone di appoggio dove è previsto un movimento relativo tra elementi diversi della struttura (impalcato-pila, impalcato-spalle, seggioline 'Gerber', ecc.) deve essere comunque disponibile una lunghezza di sovrapposizione tra le parti che si sovrappongono.

Il valore minimo di tale lunghezza è dato dall'espressione:

$$l_s = l_m + d_{eg} + d_{Ed} \quad (7.9.13)$$

nella quale

l_m è il valore necessario per disporre l'apparecchio di appoggio, purché non inferiore a 400 mm

d_{eg} è lo spostamento relativo tra le parti dovuto agli spostamenti relativi del terreno, da valutare secondo il punto 3.2.5.2.

d_{Ed} è lo spostamento relativo totale tra le parti, pari allo spostamento d_E prodotto dall'azione sismica di progetto, calcolato come indicato in § 7.3.

7.9.5.5 Pile

Nelle sezioni in cui è prevista la formazione di cerniere plastiche, generalmente rappresentate dalla sola sezione alla base della pila, il momento di calcolo è quello proveniente direttamente dall'analisi.

Dopo aver progettato le sezioni critiche (ad es. la sezione di base e la sezione di sommità) il diagramma dei momenti di calcolo per le altre sezioni si ottiene ponendo nelle sezioni critiche i valori $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i}$.

Gli sforzi di taglio di calcolo si ottengono con il criterio della GR.

Per una pila incernierata in sommità il criterio conduce al valore dello sforzo di taglio di calcolo:

$$V_{gr,i} = V_{E,i} \cdot \frac{\gamma_{Rd} M_{Rd,i}}{M_{E,i}} \quad (7.9.14)$$

in cui i simboli hanno il significato già visto in 7.9.5.3.

L'espressione precedente si estende direttamente al caso della pila doppiamente incastrata alle estremità.

7.9.5.6 Spalle

Le spalle dei ponti devono essere progettate in modo che tutte le parti componenti non subiscano danni che ne compromettano la completa funzionalità sotto l'azione sismica relativa allo SLU.

La verifica sismica delle spalle può venire eseguita, a titolo di accettabile semplificazione, separatamente per la direzione trasversale e per quella longitudinale.

Il modello da adottare per l'analisi delle spalle dipende dal grado di accoppiamento con l'impalcato che esse sostengono (vedi punti 7.9.5.6.1 e 7.9.5.6.2).

7.9.5.6.1 Collegamento mediante apparecchi d'appoggio scorrevoli

Questo tipo di collegamento viene in generale realizzato solo per i movimenti in senso longitudinale.

In questo caso il comportamento della spalla sotto azione sismica è praticamente disaccoppiato da quello del resto del ponte.

Nella determinazione delle sollecitazioni sismiche di progetto si devono considerare i seguenti contributi:

- le spinte dei terreni comprensive di effetti sismici, come specificato in § 7.11.8.
- le forze d'inerzia agenti sulla massa della spalla e del terreno presente sulla sua fondazione, cui va

applicata un'accelerazione pari ad $a_g S$.

Lo spostamento associato alle spinte del terreno si deve poter sviluppare senza che la spalla collassi. Questo requisito si ritiene soddisfatto se la spalla è in grado di sopportare le sollecitazioni sismiche di cui sopra incrementate del 30%.

Alle azioni sismiche cui la spalla deve resistere come struttura a sé stante è da aggiungere la forza di attrito di progetto degli apparecchi di appoggio, che deve venire maggiorata di un fattore pari a 1,30 tranne che nel caso in cui si assuma $q=1$.

7.9.5.6.2 Collegamento mediante apparecchi d'appoggio fissi

Questo tipo di collegamento viene adottato in maniera generalizzata per la direzione trasversale, ed in genere su una delle due spalle per la direzione longitudinale.

In entrambi i casi, le spalle ed il ponte formano un sistema accoppiato, ed è quindi necessario utilizzare un modello strutturale che consenta di analizzare gli effetti di interazione tra il terreno, la spalla e la parte di ponte accoppiata.

L'interazione terreno-spalla può in molti casi essere trascurata (a favore di stabilità) quando l'azione sismica agisce in direzione trasversale al ponte, ossia nel piano della spalla. In questi casi l'azione sismica può essere assunta pari all'accelerazione di progetto a_g .

Nel senso longitudinale il modello dovrà comprendere, in generale, la deformabilità del terreno retrostante e quella del terreno di fondazione.

L'analisi dovrà essere eseguita adottando un coefficiente di struttura $q = 1,5$.

Nel caso in cui la spalla sostenga un terreno rigido naturale per più dell'80% dell'altezza, si può considerare che essa si muova con il suolo. In questo caso si deve assumere $q=1$ e le forze d'inerzia di progetto possono essere determinate considerando un'accelerazione pari ad $a_g S$.

7.9.6 REGOLE DI DETTAGLIO

7.9.6.1 Impalcato

In conseguenza dei criteri di progetto adottati, non sono da prevedere per l'impalcato armature specifiche volte a conferire duttilità.

7.9.6.2 Pile

Armature di confinamento per pile a sezione piena

La percentuale meccanica minima di armatura di confinamento è data dalle seguenti espressioni, in cui i numeri risultanti sono espressi in frazioni:

- sezioni rettangolari:

$$\omega_{wd,r} = 0,33 \frac{A_c}{A_{cc}} \eta_k - 0,07 \geq 0,12 \quad (7.9.15)$$

in cui A_c e A_{cc} indicano rispettivamente l'area lorda della sezione e l'area del nucleo confinato.

- sezioni circolari:

$$\omega_{wd,c} = 1,40 \cdot \omega_{wd,r} \quad (7.9.16)$$

La percentuale meccanica è definita dalle espressioni:

- sezioni rettangolari

$$\omega_{wd,r} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{s \cdot b \cdot f_{cd}} \quad (7.9.17)$$

in cui:

A_{sw} = area complessiva dei bracci delle staffe chiuse e dei tiranti in una direzione

s = interasse delle staffe.

b = dimensione della sezione in direzione ortogonale a quella dei bracci delle staffe, misurata al di fuori delle staffe.

- sezioni circolari

$$\omega_{wd,c} = \frac{4A_{sp} \cdot f_{yd}}{D_{sp} \cdot s \cdot f_{cd}} \quad (7.9.18)$$

in cui

A_{sp}, D_{sp} = area della sezione delle barre circolari o a spirale, e diametro della circonferenza o spirale

s = interasse delle armature di confinamento.

L'interasse delle armature trasversali s non deve essere superiore a 6 volte il diametro delle barre longitudinali, né a 1/5 del diametro del nucleo della sezione interna alle stesse.

Nelle sezioni rettangolari i bracci delle staffe o dei tiranti aggiuntivi non devono distare tra loro più di 1/3 della dimensione minima del nucleo confinato, né più di 350 mm, con un limite inferiore richiesto di 200 mm.

L'armatura di confinamento deve essere estesa per una lunghezza pari alla maggiore delle due:

- la profondità della sezione in direzione ortogonale all'asse di rotazione delle cerniere;
- la distanza tra la sezione di momento massimo e la sezione in cui il momento si riduce del 20%.

Per una ulteriore estensione di lunghezza pari alla precedente si disporrà un'armatura di confinamento gradualmente decrescente, in misura non inferiore in totale a metà di quella necessaria nel primo tratto.

Nella zona in cui è richiesta l'armatura massima di confinamento tutte le barre longitudinali devono essere trattenute da un braccio di staffa, o da un tirante, al fine di evitare lo svergolamento delle barre verso l'esterno.

L'area dei bracci o dei tiranti necessaria allo scopo è data dalla relazione:

$$\frac{A_t}{s} = \sum A_s f_{ys} \frac{1}{1,6f_{yt}} \quad (7.9.20)$$

nella quale:

A_t ed s sono rispettivamente l'area di un braccio o tirante (mm^2) e l'interasse lungo l'asse della pila (m)

$\sum A_s$ è la somma delle aree delle barre longitudinali trattenute da un braccio

f_{ys}, f_{yt} tensioni di snervamento dell'acciaio longitudinale e trasversale.

Tutte le armature di confinamento, staffe, tiranti o spirali, devono terminare con piegature a 135° che si ancorano verso l'interno per una lunghezza minima di 10 diametri.

Nella zona di massimo confinamento non sono consentite giunzioni di qualsiasi tipo delle barre longitudinali.

7.9.6.3 Spalle

Le armature di confinamento atte a conferire duttilità alle zone di cerniera plastica descritte nel seguito non sono necessarie nei casi seguenti:

- se lo sforzo assiale ridotto risulta $\eta_k \leq 0,08$;
- nel caso di sezioni in parete sottile, cave mono- o multi-cellulari, o a doppio T, purché risulti $\eta_k \leq 0,2$, se è possibile raggiungere una duttilità in curvatura non inferiore a $\mu_c = 12$ senza che la deformazione di compressione massima nel conglomerato superi il valore 0,0035. In questo caso è sufficiente il rispetto delle regole applicabili per le armature di confinamento;
- se il fattore di struttura q non supera il valore 1,5.

7.10 COSTRUZIONI E PONTI CON ISOLAMENTO E/O DISSIPAZIONE

7.10.1 SCOPO

Il presente capitolo fornisce criteri e regole per il progetto di ponti e costruzioni nuove e dell'adeguamento di quelli esistenti, nei quali un sistema d'isolamento sismico è posto al disotto della costruzione medesima, o sotto una sua porzione rilevante, allo scopo di migliorarne la risposta nei confronti delle azioni sismiche orizzontali.

La riduzione della risposta sismica orizzontale, qualunque siano la tipologia e i materiali strutturali della costruzione, può essere ottenuta mediante una delle seguenti strategie d'isolamento, o mediante una loro appropriata combinazione:

- a) incrementando il periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni di risposta;
- b) limitando la massima forza orizzontale trasmessa.

In entrambe le strategie le prestazioni dell'isolamento possono essere migliorate attraverso la dissipazione di una consistente aliquota dell'energia meccanica trasmessa dal terreno alla costruzione.

Le prescrizioni del presente capitolo non si applicano ai sistemi di protezione sismica basati sull'impiego di elementi dissipativi distribuiti a vari livelli, all'interno della costruzione.

7.10.2 REQUISITI GENERALI E CRITERI PER IL LORO SODDISFACIMENTO

Il sistema d'isolamento è composto dai dispositivi d'isolamento, ciascuno dei quali espleta una o più delle seguenti funzioni:

- sostegno dei carichi verticali con elevata rigidità in direzione verticale e bassa rigidità o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali;
- dissipazione di energia, con meccanismi isteretici e/o viscosi;
- ricentraggio del sistema;
- vincolo laterale, con adeguata rigidità, sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici).

Fanno parte integrante del sistema d'isolamento gli elementi di connessione, nonché eventuali vincoli supplementari disposti per limitare gli spostamenti orizzontali dovuti ad azioni non sismiche (ad es. vento).

Detta "interfaccia d'isolamento" la superficie di separazione sulla quale è attivo il sistema d'isolamento, si definiscono:

- "sottostruttura", la parte della struttura posta al di sotto dell'interfaccia del sistema d'isolamento e che include le fondazioni, avente in genere deformabilità orizzontale trascurabile e soggetta direttamente agli spostamenti imposti dal movimento sismico del terreno;
- "sovrastuttura", la parte della struttura posta al di sopra dell'interfaccia d'isolamento e, perciò, isolata.

La sovrastuttura e la sottostruttura si devono mantenere sostanzialmente in campo elastico. Per questo la struttura potrà essere progettata con riferimento ai particolari costruttivi delle zone a sismicità molto bassa, con deroga, per le strutture in c.a., a quanto previsto al § 7.4.6.

Un'affidabilità superiore è richiesta al sistema d'isolamento, formato dall'insieme dei dispositivi d'isolamento, per il ruolo critico che esso svolge. Tale affidabilità si ritiene conseguita se il sistema d'isolamento è progettato e verificato sperimentalmente secondo quanto stabilito nel § 11.8 e nell'Allegato C.

7.10.3 CARATTERISTICHE E CRITERI DI ACCETTAZIONE DEI DISPOSITIVI

I dispositivi si possono utilizzare solo qualora posseggano le caratteristiche e soddisfino integralmente le prescrizioni riportate nel § 11.8 delle presenti norme.

7.10.4 INDICAZIONI PROGETTUALI

7.10.4.1 Indicazioni riguardanti i dispositivi

L'alloggiamento dei dispositivi d'isolamento ed il loro collegamento alla struttura devono essere concepiti in modo da assicurarne l'accesso e rendere i dispositivi stessi ispezionabili e sostituibili. È necessario anche prevedere adeguati sistemi di contrasto, idonei a consentire l'eventuale ricentraggio dei dispositivi qualora, a seguito di un sisma, si possano avere spostamenti residui incompatibili con la funzionalità della costruzione e/o con il corretto comportamento del sistema d'isolamento.

Ove necessario, gli isolatori dovranno essere protetti da possibili effetti derivanti da attacchi del fuoco, chimici o biologici. In alternativa, occorre prevedere dispositivi che, in caso di distruzione degli isolatori, siano idonei a trasferire il carico verticale alla sottostruttura.

7.10.4.2 Controllo di movimenti indesiderati

Per minimizzare gli effetti torsionali, la proiezione del centro di massa della sovrastruttura sul piano degli isolatori ed il centro di rigidità dei dispositivi di isolamento o, nel caso di sottostruttura flessibile, il centro di rigidità del sistema sottostruttura-isolamento debbono essere, per quanto possibile, coincidenti. Inoltre, nei casi in cui il sistema di isolamento affidi a pochi dispositivi le sue capacità dissipative e ricentranti rispetto alle azioni orizzontali, occorre che tali dispositivi siano, per quanto possibile, disposti in maniera da minimizzare gli effetti torsionali (ad esempio perimetralmente) e siano in numero staticamente ridondante.

Per minimizzare le differenze di comportamento degli isolatori, le tensioni di compressione a cui lavorano devono essere per quanto possibile uniformi. Nel caso di sistemi d'isolamento che utilizzino isolatori di diverso tipo, particolare attenzione andrà posta sui possibili effetti della differente deformabilità verticale sotto le azioni sia statiche che sismiche.

Per evitare o limitare azioni di trazione negli isolatori, gli interassi della maglia strutturale dovranno essere scelti in modo tale che il carico verticale "V" di progetto agente sul singolo isolatore sotto le azioni sismiche e quelle concomitanti, risulti essere di compressione o, al più, nullo ($V \geq 0$). Nel caso in cui dall'analisi risultasse $V < 0$, occorrerà che la tensione di trazione sia in modulo inferiore al minore tra $2G$ (G modulo di taglio del materiale elastomerico) e 1 MPa , negli isolatori elastomerici, oppure, per gli isolatori di altro tipo, dimostrare, attraverso adeguate prove sperimentali, che l'isolatore è in grado di sostenere tale condizione, oppure predisporre opportuni dispositivi in grado di assorbire integralmente la trazione.

7.10.4.3 Controllo degli spostamenti sismici differenziali del terreno

Sia le strutture del piano di posa degli isolatori sia le strutture del piano da cui spicca la sovrastruttura devono essere dimensionate in modo da assicurare un comportamento rigido nel piano suddetto, così da limitare gli effetti di spostamenti sismici differenziali. Altrimenti La variabilità spaziale del moto del terreno dovrà essere messa in conto secondo quanto specificato nel § 3.2.5.

La condizione precedente si considera soddisfatta se un diaframma rigido costituito da un solaio in c.a. oppure da una griglia di travi progettata tenendo conto di possibili fenomeni di instabilità è presente sia al di sopra che al di sotto del sistema di isolamento e se i dispositivi del sistema di isolamento sono fissati ad entrambi i diaframmi o direttamente o attraverso elementi verticali il cui spostamento orizzontale in condizioni sismiche sia minore di 1/20 dello spostamento relativo del sistema di isolamento. Tali elementi dovranno essere progettati per rispondere in campo rigorosamente elastico, tenendo anche conto della maggiore affidabilità richiesta ai dispositivi di isolamento.

7.10.4.4 Controllo degli spostamenti relativi al terreno ed alle costruzioni circostanti

Adeguate spazio dovrà essere previsto tra la sovrastruttura isolata e il terreno o le costruzioni circostanti, per consentire liberamente gli spostamenti sismici in tutte le direzioni. Per i ponti, i giunti di separazione tra le diverse porzioni di impalcato e tra l'impalcato e la sottostruttura dovranno essere dimensionati in modo da permettere il corretto funzionamento del sistema d'isolamento, senza impedimenti al libero spostamento delle parti isolate.

Occorre anche attuare adeguati accorgimenti affinché l'eventuale malfunzionamento delle connessioni a cavallo dei giunti non possa compromettere l'efficienza dell'isolamento.

7.10.5 MODELLAZIONE E ANALISI STRUTTURALE

7.10.5.1 Proprietà del sistema di isolamento

Le proprietà meccaniche del sistema di isolamento da adottare nelle analisi di progetto, derivanti dalla combinazione delle proprietà meccaniche dei singoli dispositivi che lo costituiscono, saranno le più sfavorevoli che si possono verificare durante la sua vita utile. Esse dovranno tener conto, ove pertinente, dell'influenza di:

- entità delle deformazioni subite in relazione allo stato limite per la verifica del quale si svolge l'analisi,
- variabilità delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi, nell'ambito della fornitura,
- velocità massima di deformazione (frequenza), in un intervallo di variabilità di $\pm 30\%$ del valore di progetto,
- entità dei carichi verticali agenti simultaneamente al sisma,
- entità dei carichi e delle deformazioni in direzione trasversale a quella considerata,
- temperatura, per i valori massimo e minimo di progetto,
- cambiamento delle caratteristiche nel tempo (invecchiamento).

Si dovranno, pertanto, eseguire più analisi per ciascuno stato limite da verificare, attribuendo ai parametri del modello i valori estremi più sfavorevoli ai fini della valutazione delle grandezze da verificare e coerenti con l'entità delle deformazioni subite dai dispositivi.

Nella progettazione delle costruzioni di classe d'uso II e III, si possono adottare i valori medi delle proprietà meccaniche del sistema di isolamento, a condizione che i valori estremi (massimo oppure minimo) differiscano di non più del 15% dal valor medio.

7.10.5.2 Modellazione

La sovrastruttura e la sottostruttura verranno modellate sempre come sistemi a comportamento elastico lineare. Il sistema di isolamento può essere modellato, in relazione alle sue caratteristiche meccaniche, come avente comportamento visco-elastico lineare oppure con legame costitutivo non lineare. La deformabilità verticale degli isolatori dovrà essere messa in conto quando il rapporto tra la rigidezza verticale del sistema di isolamento K_v e la rigidezza equivalente orizzontale K_{esi} è inferiore a 800.

Se viene utilizzato un modello lineare, si dovrà adottare una rigidezza equivalente riferita allo spostamento totale di progetto per lo stato limite in esame, di ciascun dispositivo facente parte del sistema di isolamento. La rigidezza totale equivalente del sistema di isolamento, K_{esi} , sarà pari alla somma delle rigidezze equivalenti dei singoli dispositivi. L'energia dissipata dal sistema d'isolamento dovrà essere espressa in termini di coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del sistema d'isolamento ξ_{esi} , valutato con riferimento all'energia dissipata dal sistema di isolamento in cicli con frequenza nell'intervallo delle frequenze naturali dei modi considerati. Per i modi superiori della struttura, al di fuori di tale intervallo, il rapporto di smorzamento del modello completo dovrà essere quello della sovrastruttura nella condizione di base fissa.

Quando la rigidezza e/o lo smorzamento equivalenti del sistema di isolamento dipendono significativamente dallo spostamento di progetto, dovrà applicarsi una procedura iterativa fino a che la differenza tra il valore assunto e quello calcolato non sia inferiore al 5%.

Il comportamento del sistema di isolamento può essere modellato come lineare equivalente se sono soddisfatte tutte le seguenti condizioni:

- a) la rigidezza equivalente del sistema d'isolamento è almeno pari al 50% della rigidezza secante per cicli con spostamento pari al 20% dello spostamento di riferimento;
- b) lo smorzamento lineare equivalente del sistema di isolamento, come definito in precedenza, è inferiore al 30%;
- c) le caratteristiche forza-spostamento del sistema d'isolamento non variano di più del 10% per effetto di variazioni della velocità di deformazione, in un campo del $\pm 30\%$ intorno al valore di progetto, e dell'azione verticale sui dispositivi, nel campo di variabilità di progetto;
- d) l'incremento della forza nel sistema d'isolamento per spostamenti tra $0,5d_{dc}$ e d_{dc} , essendo d_{dc} lo spostamento del centro di rigidezza dovuto all'azione sismica, è almeno pari al 2,5% del peso totale della sovrastruttura.

Nel caso in cui si adotti un modello non lineare, il legame costitutivo dei singoli dispositivi del sistema d'isolamento deve riprodurre adeguatamente il loro comportamento nel campo di deformazioni e velocità che si verificano durante l'azione sismica, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

7.10.5.3 Analisi

Per le costruzioni isolate alla base si applicano le prescrizioni di cui ai §§ 7.3.3 e 7.3.4 integrate o, se del caso, sostituite da quelle contenute nei successivi punti. Per esse non può essere usata l'analisi statica non lineare.

7.10.5.3.1 *Analisi lineare statica*

Per le strutture dotate di isolamento alla base, il metodo dell'analisi statica lineare può essere applicato se la struttura isolata soddisfa i requisiti seguenti:

- a) il sistema d'isolamento può essere modellato come lineare, in accordo con il precedente § 7.10.5.2;
- b) il periodo equivalente T_{is} della costruzione isolata ha un valore compreso fra $3 \cdot T_{bf}$ e 3.0 s, in cui T_{bf} è il periodo della sovrastruttura assunta a base fissa, stimato con un'espressione approssimata;
- c) la rigidezza verticale del sistema di isolamento K_v è almeno 800 volte più grande della rigidezza equivalente orizzontale del sistema di isolamento K_{esi} ;
- d) il periodo in direzione verticale T_v , calcolato come $T_v = 2\pi\sqrt{M/K_v}$, è inferiore a 0,1 s;
- e) nessuno isolatore risulta in trazione per l'effetto combinato dell'azione sismica e dei carichi verticali;
- f) il sistema resistente all'azione sismica possiede una configurazione strutturale regolare in pianta, come è definita al § 7.2.2.

Ai requisiti da a) ad f) si aggiungono, per le costruzioni civili e industriali, i seguenti:

- la sovrastruttura ha altezza non maggiore di 20 metri e non più di 5 piani.
- la sottostruttura può essere considerata infinitamente rigida ovvero il suo periodo proprio è non maggiore di 0,05s.
- la dimensione maggiore in pianta della sovrastruttura è inferiore a 50 m;
- in ciascuna delle direzioni principali orizzontali l'eccentricità totale (esclusa quella accidentale) tra il centro di rigidezza del sistema di isolamento e la proiezione verticale del centro di massa non è superiore al 3% della dimensione della sovrastruttura trasversale alla direzione orizzontale considerata.

Ai requisiti da a) ad f) si aggiungono, per i ponti, i seguenti:

- lo schema statico è a impalcati semplicemente appoggiati, oppure lo schema statico è a impalcati continui con geometria regolare, caratterizzata da: sostanziale rettilinearità dell'impalcato, luci uguali, rapporto massimo tra le rigidezze delle pile inferiore a 2, lunghezza totale dell'impalcato continuo inferiore a 150m;
- la massa della metà superiore delle pile è inferiore a 1/5 della massa dell'impalcato;
- le pile hanno altezza inferiore a 20 m;
- in direzione trasversale la distanza tra il centro di rigidezza del sistema di isolamento e il centro di massa dell'impalcato non è superiore al 5% della dimensione trasversale della sovrastruttura.

Se le condizioni dette sono rispettate il calcolo potrà essere svolto su due modelli separati, per ciascuno dei quali si assumerà il valore corrispondente dello smorzamento, uno per la sovrastruttura più sistema d'isolamento ed uno per la sottostruttura. Su quest'ultimo agiranno le forze ricavate dal primo modello e le forze d'inerzia prodotte direttamente dal moto del terreno.

La forza orizzontale complessiva applicata al sistema d'isolamento, che verrà ripartita tra gli elementi strutturali costituenti la sottostruttura in proporzione alle rigidezze dei corrispondenti dispositivi d'isolamento, è pari a:

$$F = M \cdot S_e(T_{is}, \xi_{esi}) \quad (7.10.1)$$

dove $S_e(T_{is}, \xi_{esi})$ è l'accelerazione spettrale definita nel § 3.2.3 per la categoria di suolo di

fondazione appropriata e $K_{esi,min}$ è la rigidezza equivalente minima in relazione alla variabilità delle proprietà meccaniche del sistema di isolamento, per effetto dei fattori definiti nel § 7.10.5.1.

Lo spostamento del centro di rigidezza dovuto all'azione sismica d_{dc} verrà calcolato, in ciascuna direzione orizzontale, mediante la seguente espressione:

$$d_{dc} = \frac{M \cdot S_e(T_{is}, \xi_{esi})}{K_{esi,min}} \quad (7.10.2)$$

Le forze orizzontali da applicare a ciascun livello della sovrastruttura debbono essere calcolate, in ciascuna direzione orizzontale, mediante la seguente espressione:

$$f_j = m_j \cdot S_e(T_{is}, \xi_{esi}) \quad (7.10.3)$$

in cui m_j è la massa del livello j-esimo.

Gli effetti della torsione d'insieme della sovrastruttura sui singoli dispositivi di isolamento possono essere messi in conto amplificando in ciascuna direzione gli spostamenti e le forze precedentemente definiti mediante i fattori δ_{xi} e δ_{yi} , da applicare, rispettivamente, alle azioni in direzione x e y:

$$\delta_{xi} = 1 + \frac{e_{tot,y}}{r_y^2} y \quad \delta_{yi} = 1 + \frac{e_{tot,x}}{r_x^2} x_i \quad (7.10.4)$$

in cui:

(x_i, y_i) sono le coordinate del dispositivo rispetto al centro di rigidezza;

$e_{tot,x,y}$ è l'eccentricità totale nella direzione x, y, inclusa quella accidentale;

$r_{x,y}$ sono le componenti, in direzione x e y del raggio torsionale del sistema di isolamento, date dalle seguenti espressioni:

$$r_x^2 = \sum (x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi}) / \sum K_{yi} \quad r_y^2 = \sum (x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi}) / \sum K_{xi} \quad (7.10.5)$$

K_{xi}, K_{yi} sono le rigidezze equivalenti del dispositivo i-esimo rispettivamente nelle direzioni x e y.

Ai fini della verifica degli elementi strutturali, gli effetti torsionali sulla sovrastruttura saranno valutati come specificato in § 7.3.3.

7.10.5.3.2 Analisi lineare dinamica

Per le costruzioni con isolamento alla base l'analisi dinamica lineare è ammessa quando risulta possibile modellare elasticamente il comportamento del sistema di isolamento, nel rispetto delle condizioni di cui al § 7.10.5.2. Per il sistema complessivo, formato dalla sottostruttura, dal sistema d'isolamento e dalla sovrastruttura, si assume un comportamento elastico lineare. Il modello comprenderà sia la sovrastruttura che la sottostruttura, qualora il sistema di isolamento non sia immediatamente al di sopra delle fondazioni. L'analisi potrà essere svolta mediante analisi modale con spettro di risposta o mediante integrazione al passo delle equazioni del moto, eventualmente previo disaccoppiamento modale, considerando un numero di modi tale da portare in conto anche un'aliquota significativa della massa della sottostruttura, se inclusa nel modello.

Nel caso si adotti l'analisi modale con spettro di risposta questa dovrà essere svolta secondo quanto specificato in § 7.3.3.1, salvo diverse indicazioni fornite nel presente paragrafo. Le due componenti orizzontali dell'azione sismica si considereranno in generale agenti simultaneamente, adottando, ai fini della combinazione degli effetti, le regole riportate in § 7.3.3.1. La componente verticale dovrà essere messa in conto nei casi previsti in § 7.2.1 e, in ogni caso, quando il rapporto tra la rigidezza verticale del sistema di isolamento K_v e la rigidezza equivalente orizzontale K_{esi} risulti inferiore a

800. In tali casi si avrà cura che la massa eccitata dai modi in direzione verticale considerati nell'analisi sia significativa.

Lo spettro elastico definito in § 3.2.3.2 va ridotto per tutto il campo di periodi $T \geq 0,8 T_{IS}$, assumendo per il coefficiente riduttivo η il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_{esi} del sistema di isolamento.

La messa in conto del corretto valore del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ si ottiene, quando si opera sulle singole equazioni modali disaccoppiate, assegnando a ciascuna equazione il corrispondente valore modale di ξ_0 , quando si opera sul sistema completo, definendo in maniera appropriata la matrice di smorzamento del sistema.

7.10.6 VERIFICHE

7.10.6.1 Verifiche agli stati limite di esercizio

Il livello di protezione richiesto per la sottostruttura e le fondazioni nei confronti dello *SLD* è da ritenere conseguito se sono soddisfatte le relative verifiche nei confronti dello *SLU*, di cui al § 7.10.6.2.

La verifica allo *SLD* della sovrastruttura verrà svolta controllando che gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi siano inferiori ai 2/3 dei limiti indicati per lo *SLD* nel § 7.3.7.2.

I dispositivi del sistema d'isolamento non debbono subire danni che possano comprometterne il funzionamento nelle condizioni di servizio. Tale requisito si ritiene normalmente soddisfatto se sono soddisfatte le verifiche allo *SLU* dei dispositivi. In caso di sistemi a comportamento non lineare, eventuali spostamenti residui al termine dell'azione sismica allo *SLD* debbono essere compatibili con la funzionalità della costruzione.

Le eventuali connessioni, strutturali e non, particolarmente quelle degli impianti, fra la struttura isolata e il terreno o le parti di strutture non isolate, devono assorbire gli spostamenti relativi corrispondenti allo *SLD* senza subire alcun danno o limitazione d'uso.

7.10.6.2 Verifiche agli stati limite ultimi

7.10.6.2.1 Verifiche allo *SLU*

Lo *SLU* della sottostruttura e della sovrastruttura dovranno essere verificati con i valori di γ_M utilizzati per le costruzioni non isolate.

Gli elementi della sottostruttura dovranno essere verificati rispetto alle sollecitazioni ottenute direttamente dall'analisi, quando il modello include anche la sottostruttura. In caso contrario, essi dovranno essere verificati rispetto alle sollecitazioni prodotte dalle forze trasmesse dal sistema d'isolamento combinate con le sollecitazioni prodotte dalle accelerazioni del terreno direttamente applicate alla sottostruttura. Nel caso in cui la sottostruttura possa essere assunta infinitamente rigida (periodo proprio inferiore a 0,05s) le forze d'inerzia direttamente applicate ad essa possono essere assunte pari al prodotto delle masse della sottostruttura per l'accelerazione del terreno a_g . La combinazione delle sollecitazioni potrà essere effettuata mediante la regola della radice quadrata della somma dei quadrati.

Le condizioni di resistenza degli elementi strutturali della sovrastruttura possono essere soddisfatte considerando gli effetti dell'azione sismica divisi del fattore $q=1,50$ combinati con le altre azioni secondo le regole del § 3.2.4.

Nelle condizioni di massima sollecitazione le parti dei dispositivi non impegnate nella funzione dissipativa devono rimanere in campo elastico, nel rispetto delle norme relative ai materiali di cui sono costituite, e comunque con un coefficiente di sicurezza almeno pari a 1,5.

Nelle costruzioni di classe d'uso IV, le eventuali connessioni, strutturali e non, particolarmente quelle degli impianti, fra la struttura isolata e il terreno o le parti di strutture non isolate devono assorbire gli spostamenti relativi previsti dal calcolo, senza danni.

Nelle costruzioni di classe d'uso II e III, le connessioni del gas e di altri impianti pericolosi che attraversano i giunti di separazione debbono essere progettate per consentire gli spostamenti relativi della sovrastruttura isolata, con lo stesso livello di sicurezza adottato per il progetto del sistema d'isolamento.

7.10.6.2.2 Verifiche allo SLC

I dispositivi del sistema d'isolamento debbono essere in grado di sostenere, senza rotture, gli spostamenti d_2 , valutati per un terremoto avente probabilità di superamento pari a quella prevista per lo SLC. Nel caso di sistemi a comportamento non lineare, allo spostamento ottenuto con l'azione sismica detta, occorre aggiungere il maggiore tra lo spostamento residuo allo SLD e il 50% dello spostamento corrispondente all'annullamento della forza, seguendo il ramo di scarico a partire dal punto di massimo spostamento raggiunto allo SLD.

7.10.7 ASPETTI COSTRUTTIVI, MANUTENZIONE, SOSTITUIBILITÀ

Nell'ambito del progetto si deve redigere un piano di qualità riguardante sia la progettazione dei dispositivi, che la costruzione, la messa in opera, la manutenzione e le relative verifiche analitiche e sperimentali. I documenti di progetto devono indicare i dettagli, le dimensioni e le prescrizioni sulla qualità, come pure eventuali dispositivi di tipo speciale e le tolleranze concernenti la messa in opera. Elementi di elevata importanza, che richiedano particolari controlli durante le fasi di costruzione e messa in opera, devono essere indicati negli elaborati grafici di progetto, insieme alle procedure di controllo da adottare.

Il piano di qualità deve prevedere, inoltre, la descrizione delle modalità di installazione dei dispositivi durante la fase di costruzione dell'opera da isolare, nonché il programma dei controlli periodici e degli interventi di manutenzione durante la vita di progetto della struttura, la cui durata deve essere specificata nei documenti di progetto e che, comunque, non deve risultare minore di 60 anni.

Ai fini della durabilità sono rilevanti le differenti proprietà di invecchiamento degli elastomeri (gomme) e dei polimeri termoplastici (teflon), l'azione degradante esercitata dall'ossigeno atmosferico sulle superfici degli elementi di acciaio, le caratteristiche fisiche e chimiche degli adesivi, utilizzati per incollare le lamiere di acciaio alla gomma, e quelle dei polimeri organici del silicio a catena lineare (oli e grassi siliconici), utilizzati nei dispositivi viscosi.

Ai fini della qualità della posa in opera, gli isolatori devono essere installati da personale specializzato, sulla base di un disegno planimetrico recante le coordinate e la quota di ciascun dispositivo, l'entità e la prerogazione degli eventuali dispositivi mobili a rotolamento, le dimensioni delle eventuali nicchie predisposte nei getti di calcestruzzo per accogliere staffe o perni di ancoraggio, le caratteristiche delle malte di spianamento e di sigillatura.

Ai fini della sostituzione degli isolatori, il progetto delle strutture deve prevedere la possibilità di trasferire temporaneamente i carichi verticali dalla sovrastruttura alla sottostruttura per il tramite di martinetti oleodinamici, adiacenti all'isolatore da sostituire. A tale scopo il progetto delle strutture può prevedere nicchie per l'inserimento dei martinetti tra la sottostruttura e la sovrastruttura ovvero

altre disposizioni costruttive equivalenti (per es. mensole corte che aggettano dalla base della sovrastruttura e che appoggiano su due martinetti ai lati dell'isolatore).

Anche i percorsi, che consentono al personale addetto di raggiungere e di ispezionare gli isolatori, devono essere previsti e riportati sul progetto esecutivo delle strutture portanti e su quello delle eventuali murature di tamponamento, in modo da garantire l'accessibilità al dispositivo da tutti i lati.

Le risultanze delle visite periodiche di controllo devono essere annotate su un apposito documento, che deve essere conservato con il progetto della struttura isolata durante l'intera vita di utilizzazione della costruzione.

7.10.8 ACCORGIMENTI SPECIFICI IN FASE DI COLLAUDO

Il collaudo statico deve essere effettuato in corso d'opera; al riguardo si segnala che di fondamentale importanza è il controllo della posa in opera dei dispositivi, nel rispetto delle tolleranze e delle modalità di posa prescritte dal progetto.

Oltre a quanto indicato nel successivo capitolo 9, devono osservarsi le prescrizioni di minima di seguito riportate:

- devono essere acquisiti dal collaudatore i documenti di origine, forniti dal produttore, unitamente ai certificati relativi alle prove sui materiali ed alla qualificazione dei dispositivi, nonché i certificati relativi alle prove di accettazione in cantiere disposte dalla Direzione dei Lavori;
- la documentazione ed i certificati sopraindicati devono essere esposti nella relazione a struttura ultimata del Direttore dei Lavori cui spetta, ai sensi delle vigenti norme, il preminente compito di accertare la qualità dei materiali impiegati nella realizzazione dell'opera.

Il collaudatore, nell'ambito dei suoi poteri discrezionali, potrà estendere i propri accertamenti, ove ne ravvisi la necessità. In tale senso il collaudatore potrà disporre l'esecuzione di speciali prove per la caratterizzazione dinamica del sistema di isolamento atte a verificare, nei riguardi di azioni di tipo sismico, che le caratteristiche della costruzione corrispondano a quelle attese.

7.11 OPERE E SISTEMI GEOTECNICI

7.11.1 OGGETTO DELLE NORME

Le presenti norme disciplinano la progettazione e la verifica di opere e sistemi geotecnici soggetti ad azioni sismiche, nonché i requisiti cui devono soddisfare i siti di costruzione e i terreni interagenti con le opere in presenza di tali azioni.

Lo scopo delle norme è di assicurare che in caso di terremoto:

- sia protetta la vita umana;
- sia mantenuta una prestazione accettabile per l'opera in oggetto;
- sia garantita la sicurezza e il funzionamento delle strutture essenziali agli interventi di protezione civile.

In aggiunta alle prescrizioni contenute nelle presenti norme, le opere e i sistemi geotecnici devono soddisfare le prescrizioni contenute nel Cap. 6, relative alle combinazioni di carico non sismico.

7.11.2 REQUISITI DI SICUREZZA

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, definita al capitolo 3, le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, con i requisiti di sicurezza e nei termini definiti al § 7.1.1.

7.11.3 MOTO SISMICO DEL TERRENO

Il moto sismico della superficie del terreno o del piano di fondazione è descritto nel modo indicato nei §§ 3.2.3.1, 3.2.3.2.

7.11.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI

Le indagini geotecniche devono essere predisposte dal progettista in presenza di un quadro geologico adeguatamente definito, con particolare riguardo agli elementi stratigrafici e morfologici che condizionano la propagazione delle onde sismiche, quali la profondità e l'andamento del tetto della formazione assimilabile ad un substrato rigido, gli spessori e le giaciture delle principali formazioni litologiche, l'eventuale preesistenza di fenomeni di instabilità quiescenti o attivi, i principali caratteri idrogeologici.

La caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e la scelta dei più appropriati mezzi e procedure d'indagine devono essere effettuate tenendo conto della tipologia del sistema geotecnico e del metodo di analisi adottato nelle verifiche.

Nel caso di opere per le quali si preveda l'impiego di metodi d'analisi avanzata, è opportuna anche l'esecuzione di prove cicliche e dinamiche di laboratorio, quando sia tecnicamente possibile il prelievo di campioni indisturbati. In ogni caso, la caratterizzazione geotecnica dei terreni deve consentire almeno la classificazione del sottosuolo secondo i criteri esposti nel Capitolo 3.

Nella caratterizzazione geotecnica è necessario valutare la dipendenza della rigidezza e dello smorzamento dal livello deformativo.

Nelle analisi di stabilità in condizioni post-sismiche si deve tener conto della riduzione di resistenza al taglio indotta dal decadimento delle caratteristiche di resistenza per degradazione dei terreni e dall'eventuale accumulo di pressioni interstiziali che può verificarsi in terreni saturi a comportamento contraente.

Nei terreni saturi si assumono di norma condizioni di drenaggio impedito. In tal caso, nelle analisi condotte in termini di tensioni efficaci, la resistenza al taglio è esprimibile mediante la relazione

$$\tau_f = c' + (\sigma'_n - \Delta u) \tan \varphi'$$

dove σ'_n è la tensione efficace iniziale normale alla giacitura di rottura, Δu è l'eventuale sovrappressione interstiziale generata dal sisma e i parametri c' e φ' tengono conto della degradazione dei terreni per effetto della storia ciclica di sollecitazione.

Nei terreni a grana fina, le analisi possono essere condotte in termini di tensioni totali esprimendo la resistenza al taglio mediante la resistenza non drenata, valutata in condizioni di sollecitazione ciclica

$$\tau_f = c_{u,c}$$

dove $c_{u,c}$ include gli effetti di degradazione dei terreni.

7.11.5 RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO

7.11.5.1 Risposta sismica locale

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico, la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2). È opportuno controllare la coerenza tra lo studio di risposta sismica locale ed eventuali studi svolti su scala più ampia, come quelli di microzonazione.

7.11.5.2 Amplificazione stratigrafica

L'influenza del profilo stratigrafico sulla risposta sismica locale può essere valutata in prima approssimazione con riferimento alle categorie di sottosuolo di cui al § 3.2.2. Il moto sismico alla superficie di un sito, associato a ciascuna categoria di sottosuolo, è definito mediante l'accelerazione massima (a_{\max}) attesa in superficie ed una forma spettrale ancorata ad essa. Il valore di a_{\max} può essere ricavato dalla relazione $a_{\max} = S_s \cdot a_g$ dove a_g è l'accelerazione massima su affioramento rigido ed S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica.

Per categorie speciali di sottosuolo (Tabella 3.2.III), per determinati sistemi geotecnici o se si intende aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle

proprietà geotecniche dei terreni e in particolare delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

Nelle analisi di risposta sismica locale, l'azione sismica di ingresso è descritta in termini di storia temporale dell'accelerazione su di un sito di riferimento rigido ed affiorante con superficie topografica orizzontale (sottosuolo tipo A). Per quanto riguarda la scelta degli accelerogrammi di ingresso, si rimanda al § 3.2.3.6.

7.11.5.3 Amplificazione topografica

Per la progettazione o la verifica di opere e sistemi geotecnici realizzati su versanti e per l'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii, la valutazione dell'amplificazione topografica può essere effettuata mediante analisi di risposta sismica locale o utilizzando il coefficiente di amplificazione topografica S_T . Preferibilmente, il parametro S_T dovrebbe essere applicato nel caso di configurazioni geometriche bidimensionali, creste o dorsali allungate, di altezza superiore a 30 m.

Gli effetti topografici possono essere trascurati per pendii con inclinazione media inferiore a 15°. Per pendii con inclinazione media maggiore di 15°, si applicano i criteri indicati nel § 3.2.2.

7.11.5.4 Stabilità nei confronti della liquefazione

7.11.5.4.1 Generalità

Il sito presso il quale è posizionato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione.

In condizioni sismiche, con il termine liquefazione si intende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Tali fenomeni sono legati allo sviluppo di sovrappressioni interstiziali che, se positive, causano una riduzione della tensione media efficace e, quindi, una riduzione della resistenza a taglio del terreno. La riduzione della resistenza può rappresentare solo una condizione temporanea, seguita da un successivo recupero, o può indurre nel terreno una condizione di collasso generalizzata.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque un'attenta valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

7.11.5.4.2 Esclusione della verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g;

3. profondità media stagionale della falda superiore ai 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

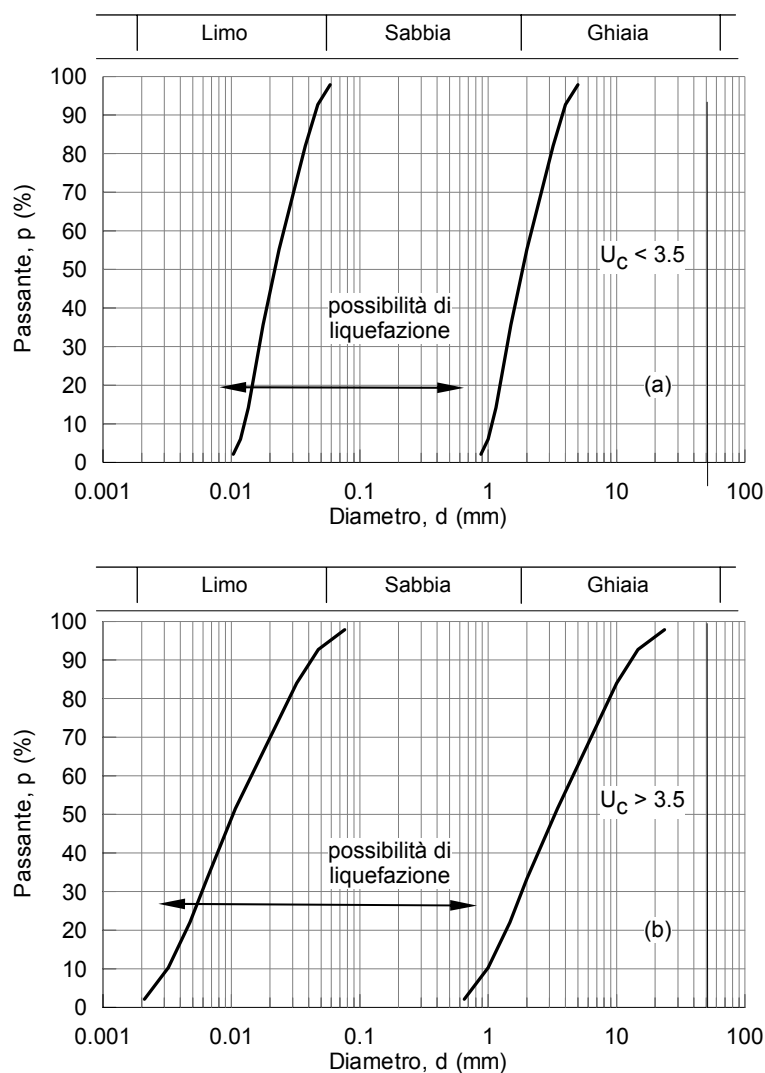


Fig. 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni liquefacibili.

7.11.5.4.3 Indagini geotecniche

Quando le condizioni 1 e 2 del § 7.11.5.4.2 non risultino soddisfatte, le indagini geotecniche devono essere finalizzate alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 3, 4 e 5 dello stesso paragrafo. Le indagini devono comprendere almeno la determinazione della profondità della falda e del profilo stratigrafico, un adeguato numero di prove penetrometriche e la distribuzione granulometrica dei terreni potenzialmente liquefacibili.

7.11.5.4.4 Metodologie di analisi

Quando nessuna delle condizioni del § 7.11.5.4.2 risulti soddisfatta e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili.

Salvo utilizzare procedure di analisi avanzate, la verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio. La sollecitazione indotta dall'azione sismica è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa in superficie.

Quando si usino i metodi di verifica di tipo storico-empirico, il rapporto di resistenza ciclica

$$CRR = \frac{\tau_f}{\sigma'_{v0}}$$

deve essere maggiore di almeno 1.25 volte il rapporto di tensione ciclica

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} .$$

7.11.5.5 Stabilità dei pendii

La realizzazione di strutture o infrastrutture su versanti o in prossimità del piede o della sommità di pendii naturali richiede la preventiva verifica delle condizioni di stabilità, affinché prima, durante e dopo il sisma la resistenza del sistema sia superiore alle azioni ovvero gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano di entità tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza o di funzionalità delle strutture o infrastrutture medesime.

7.11.5.5.1 Azione sismica

L'azione sismica di progetto da assumere nelle analisi di stabilità deve essere determinata in accordo ai criteri esposti nel § 3.2.3.

Nel caso di pendii con inclinazione maggiore di 15° e altezza maggiore di 30 m, l'azione sismica di progetto deve essere opportunamente incrementata o attraverso un coefficiente di amplificazione topografica (vedi §§ 3.2.2 e 3.2.3) o in base ai risultati di una specifica analisi bidimensionale della risposta sismica locale, che porta in conto anche gli effetti di amplificazione stratigrafica.

In generale l'amplificazione tende a decrescere sotto la superficie del pendio. Pertanto, gli effetti topografici tendono a essere massimi lungo le creste di dorsali e rilievi, ma si riducono

sensibilmente in frane con superfici di scorrimento profonde. In tali situazioni, nelle analisi pseudostatiche gli effetti di amplificazione topografica possono essere trascurati ($S_T = 1$).

7.11.5.5.2 Metodi di analisi

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

Nelle analisi, attraverso un'accurata modellazione del comportamento meccanico dei terreni o mediante un'opportuna scelta delle caratteristiche meccaniche, si deve tenere conto dei comportamenti di tipo fragile, che si manifestano nei terreni a grana fina sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni. Inoltre, si deve tener conto dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni a comportamento contraente; specificamente, nei terreni a grana fina normalmente consolidati e nei terreni a grana grossa sciolti.

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. In mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di studi specifici della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa al sito su affioramento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella Tabella 7.11.I.

La condizione di stato limite deve essere riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della stabilità del pendio deve essere valutata e motivata dal progettista.

In terreni saturi e in zone con accelerazione orizzontale massima attesa al sito $a_{\max} > 0.15 \cdot g$, nell'analisi statica delle condizioni successive al sisma si deve tenere conto della possibile riduzione

della resistenza al taglio per incremento delle pressioni interstiziali o per decadimento delle caratteristiche di resistenza indotti dalle azioni sismiche.

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo		
	A	B	C, D, E
	β_s	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28	0.27
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20	0.20

Nell'analisi di stabilità di frane quiescenti, che possono essere riattivate dall'azione del sisma, si deve fare riferimento ai valori dei parametri di resistenza attinti a grandi deformazioni. L'eventuale incremento di pressione interstiziale indotto dal sisma, da considerare in dipendenza della natura dei terreni, deve considerarsi uniformemente distribuito lungo la superficie di scorrimento critica.

In alternativa ai metodi pseudostatici, le analisi del comportamento dei pendii in condizioni sismiche possono essere svolte mediante il metodo degli spostamenti, in cui la massa di terreno potenzialmente in frana viene assimilata ad un corpo rigido che può muoversi rispetto al terreno stabile lungo una superficie di scorrimento. Il metodo permette il calcolo dello spostamento permanente indotto dal sisma nella massa di terreno potenzialmente instabile. L'applicazione del metodo, nella sua forma originale, richiede che l'azione sismica di progetto sia rappresentata mediante storie temporali delle accelerazioni.

Gli accelerogrammi impiegati nelle analisi devono essere rappresentativi della sismicità del sito e la loro scelta deve essere adeguatamente giustificata (vedi § 3.2.3.6). È fortemente raccomandato l'impiego di accelerogrammi naturali, in numero non inferiore a 10.

Nel metodo degli spostamenti, la valutazione delle condizioni di stabilità del pendio è effettuata mediante il confronto tra lo spostamento calcolato per il cinematismo di collasso critico e valori limite o di soglia dello spostamento. La scelta dei valori limite di spostamento nei riguardi di condizioni di stato limite ultimo o di servizio deve essere effettuata e opportunamente motivata dal progettista.

Lo studio del comportamento in condizioni sismiche dei pendii può essere effettuato anche impiegando metodi avanzati di analisi dinamica, purché si tenga conto della natura polifase dei terreni e si descriva realisticamente il comportamento meccanico in condizioni cicliche, che risulta non lineare ed isteretico a partire da bassi livelli di deformazione. Per questi motivi, il ricorso alle analisi avanzate deve essere limitato a casi documentati da indagini adeguatamente approfondite.

7.11.6 FRONTI DI SCAVO E RILEVATI

Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali.

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni con i margini di sicurezza prescritti dalla presente normativa. Si deve inoltre tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

7.11.7.1 Regole generali di progettazione

La progettazione delle fondazioni è condotta unitamente alla progettazione dell'opera alla quale appartengono e richiede preliminarmente:

1. la valutazione della sicurezza del sito nei confronti della liquefazione e della stabilità dei pendii, secondo quanto indicato rispettivamente ai §§ 7.11.5.4. e 7.11.5.5;
2. la valutazione della risposta sismica locale del sito, secondo quanto indicato al § 7.11.5.1;

Le analisi di cui al punto (1) devono indicare esplicitamente gli interventi eventualmente necessari a garantire la stabilità del sito; le analisi di cui al punto (2) devono consentire di motivare la scelta dell'azione sismica adottata nella progettazione dell'intera opera.

7.11.7.2 Azioni trasmesse in fondazione

La valutazione delle azioni trasmesse dalla struttura in elevazione alla fondazione deriva dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche. Nella definizione dell'azione sismica sulla struttura in elevazione è possibile tenere conto della modifica del moto sismico indotta dall'interazione cinematica fondazione-terreno. Inoltre, a meno di analisi numeriche avanzate, la fondazione può essere schematizzata con vincoli visco-elastici, caratterizzati da opportuna impedenza dinamica. Questa schematizzazione può rendersi necessaria per strutture alte e snelle, nelle quali gli effetti del secondo ordine non sono trascurabili, e per strutture fondate su terreni molto deformabili ($V_s < 100$ m/s). Conseguentemente con i criteri di cui al § 7.11.4, nel calcolo dell'impedenza dinamica è necessario tener conto della dipendenza delle caratteristiche di rigidezza e smorzamento dal livello deformativo.

Nelle analisi, occorre distinguere fra strutture progettate per alta duttilità ovvero per bassa duttilità.

Per le strutture progettate per alta duttilità, il dimensionamento delle strutture di fondazione e le verifiche di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni trasmesse in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti le fondazioni stesse. Più precisamente, la forza assiale nei pilastri derivante dalla combinazione delle azioni specificate dalla presente normativa deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio. Non si richiede tuttavia che tali azioni risultino maggiori di quelle derivanti da un'analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura $q = 1$.

Per le strutture progettate per bassa duttilità il dimensionamento delle strutture di fondazione e le verifiche di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni trasmesse in fondazione le sollecitazioni ottenute dall'analisi elastica della struttura.

7.11.7.3 Indagini e modello geotecnico

La definizione del modello geotecnico del sottosuolo da utilizzare nelle verifiche deve essere ottenuta mediante l'interpretazione dei risultati di una campagna di indagini geotecniche programmata dal progettista ed eseguita con specifico riferimento alle scelte tipologiche del sistema

di fondazione adottato per l'opera in progetto, tenendo conto di quanto riportato al Capitolo 3 della presente norma.

Nelle verifiche condotte in termini di tensioni efficaci in terreni saturi a comportamento contraente si deve tener conto degli eventuali incrementi delle pressioni interstiziali indotti dal moto sismico.

Le verifiche descritte nei successivi § 7.11.7.3.1 e 7.11.7.3.2 devono essere anche soddisfatte per le combinazioni di carico statico.

7.11.7.3.1 Fondazioni dirette

In conformità ai criteri di progetto agli stati limite ultimi, la sicurezza del complesso fondazione-terreno deve essere verificata nei confronti del collasso per carico limite e per scorrimento. In tali verifiche, la sicurezza nei confronti del collasso richiede che la resistenza sia maggiore dell'azione, con i margini di sicurezza previsti dalla normativa vigente.

Per tutte le verifiche, la procedura adottata per il calcolo della resistenza deve essere congruente con quella adottata per il calcolo delle azioni. Più precisamente, la resistenza può essere valutata con approcci di tipo pseudostatico se la determinazione delle azioni discende da un'analisi pseudostatica o dinamica modale.

Collasso per carico limite

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione, come specificato al § 7.11.7.2. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica.

Collasso per scorrimento sul piano di posa

Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, mentre per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano e, in casi particolari, la risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione. Specificamente, si tiene conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno, in scavi di fondazione a sezione obbligata, o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio, in scavi sostenuti da paratie o palancole.

7.11.7.3.2 Fondazioni su pali

Le fondazioni su pali devono essere verificate agli stati limite ultimi sotto l'azione del moto sismico di riferimento, con i margini di sicurezza previsti dalla presente normativa.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si devono prendere in considerazione tutti gli stati limite rilevanti e almeno i seguenti:

- raggiungimento del carico limite verticale del complesso pali-terreno;
- raggiungimento del carico limite orizzontale del complesso pali-terreno;
- liquefazione del terreno di fondazione;
- spostamenti o rotazioni eccessive che possano indurre il raggiungimento di uno stato limite ultimo nella struttura in elevazione;
- rottura di uno degli elementi strutturali della palificata (pali e/o struttura di collegamento).

Le verifiche a carico limite (verticale e orizzontale) consistono nel confronto tra le azioni (forze assiale e trasversale sul palo) e la corrispondente resistenza (carico limite).

Le azioni trasmesse in fondazione sono determinate, in accordo con quanto riportato al § 7.11.7.2, dalla corrispondente analisi della struttura in elevazione sotto la combinazione di carico sismico per stato limite ultimo.

Le valutazioni dei carichi limite di progetto verticale e trasversale devono essere effettuate nel rispetto della presente normativa. In particolare:

- nella caratterizzazione geotecnica del sottosuolo interessato dalla fondazione si deve tenere conto di quanto riportato nel precedente § 7.11.4;
- si deve tenere conto di eventuali significative riduzioni di resistenza dei terreni per effetto dell'azione sismica;
- nelle verifiche condotte in termini di tensioni efficaci in terreni saturi a comportamento contraente si deve tenere conto degli eventuali incrementi di pressione interstiziale indotti dal moto sismico e, in particolare, si deve trascurare il contributo alla resistenza di eventuali strati di terreno liquefacibili;
- nelle verifiche a carico limite trasversale si deve porre particolare attenzione alla caratterizzazione geotecnica degli strati di terreno più superficiali.

In presenza di moto sismico, nei pali si sviluppano sollecitazioni dovute sia alle forze inerziali trasmesse dalla sovrastruttura (interazione inerziale) sia all'interazione tra palo e terreno (interazione cinematica).

È opportuno che i momenti flettenti dovuti all'interazione cinematica siano valutati per sottosuoli di tipo D o peggiori, in zone di media o elevata sismicità ($a_g > 0,25g$) e in presenza di elevati contrasti di rigidezza al contatto fra strati contigui di terreno.

Le analisi per la valutazione delle sollecitazioni e degli spostamenti dei pali (dovute alle azioni inerziali e all'interazione cinematica) devono tener conto della rigidezza flessionale del palo e della dipendenza della rigidezza del terreno dallo stato tensionale e deformativo.

I pali in calcestruzzo devono essere armati per tutta la lunghezza.

Nei casi in cui gli effetti dell'interazione cinematica sono considerati rilevanti, l'armatura deve essere dimensionata sulla base della condizione di sollecitazione più sfavorevole ed estesa a tutta la lunghezza del palo.

L'impiego di pali inclinati è da evitare. Nei casi in cui sia necessario farne uso, i pali devono essere dimensionati per sopportare con adeguato margine sicurezza le sollecitazioni che possono derivare dal funzionamento del complesso fondazione-terreno in condizioni sismiche.

In aggiunta all'analisi della sicurezza delle fondazioni su pali rispetto agli stati limite ultimi, devono essere condotte verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio. In particolare, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma non devono alterare significativamente la resistenza della fondazione e devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera.

7.11.8 OPERE DI SOSTEGNO

7.11.8.1 Requisiti generali

La sicurezza delle opere di sostegno deve essere garantita prima, durante e dopo il terremoto di progetto.

Sono ammissibili spostamenti permanenti indotti dal sisma che non alterino significativamente la resistenza dell'opera e che siano compatibili con la sua funzione e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

Le indagini geotecniche devono avere estensione tale da consentire la caratterizzazione dei terreni che interagiscono direttamente con l'opera e di quelli che determinano la risposta sismica locale.

L'analisi sismica delle opere di sostegno deve considerare i fattori che, a parere del progettista, ne influenzino significativamente il comportamento.

È comunque necessario portare in conto i seguenti aspetti:

- effetti inerziali nel terreno, nelle strutture di sostegno e negli eventuali carichi aggiuntivi presenti;
- comportamento anelastico e non lineare del terreno;
- effetto della distribuzione delle pressioni interstiziali, se presenti, sulle azioni scambiate fra il terreno e l'opera di sostegno;
- condizioni di drenaggio;
- influenza degli spostamenti dell'opera sulla mobilitazione delle condizioni di equilibrio limite.

È ammesso l'uso dei metodi pseudostatici, come specificato nei successivi §§ 7.11.8.2.1 e 7.11.8.3.1.

7.11.8.2 Muri di sostegno

Il terreno di riempimento a tergo del muro deve essere posto in opera con opportuna tecnica di costipamento ed avere granulometria tale da consentire un drenaggio efficace nel tempo. Si può ricorrere all'uso di geotessili, con funzione di separazione e filtrazione, da interporre fra il terreno in sede e quello di riempimento.

I sistemi di drenaggio a tergo della struttura devono essere in grado di tollerare gli spostamenti transitori e permanenti indotti dal sisma, senza che sia pregiudicata la loro funzionalità.

Il drenaggio deve essere progettato in modo da risultare efficace in tutto il volume significativo a tergo del muro.

Si deve verificare preliminarmente l'esistenza di un adeguato margine di sicurezza a liquefazione dei terreni interagenti con il muro.

7.11.8.2.1 Metodi di analisi

L'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudostatici e i metodi degli spostamenti.

L'analisi pseudostatica si effettua mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il cuneo di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo (se la struttura può spostarsi), e gli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto.

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
 g = accelerazione di gravità.

In assenza di studi specifici della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa al sito su affioramento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente β_m assume i valori riportati nella Tabella 7.11-II.

Per muri che, per effetto del sisma, non subiscono spostamenti, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo		
	A	B	C, D, E
	β_m	β_m	β_m
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.31	0.31	0.31
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.29	0.24	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.18	0.18

Per opere particolari con terrapieno in falda, quali le opere marittime, si devono distinguere due differenti condizioni:

- permeabilità del terreno bassa ($k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s), in cui l'acqua interstiziale si muove insieme allo scheletro solido;

- permeabilità del terreno elevata ($k > 5 \cdot 10^{-4}$ m/s), in cui l'acqua interstiziale si muove rispetto allo scheletro solido.

Nel primo caso, per la valutazione dell'azione inerziale il terreno può essere trattato come un mezzo monofase.

Nel secondo caso, gli effetti indotti dall'azione sismica sullo scheletro solido e sull'acqua devono essere valutati separatamente (analisi disaccoppiata).

In presenza di acqua libera contro la parete esterna del muro, si deve tenere conto dell'effetto idrodinamico indotto dal sisma, valutando le escursioni (positiva e negativa) della pressione dell'acqua rispetto a quella idrostatica.

In alternativa al metodo pseudostatico, la verifica nei confronti del collasso per scorrimento può essere eseguita con il metodo degli spostamenti (§ 7.11.5.5.2). In tal caso, la valutazione delle condizioni di sicurezza viene effettuata mediante il confronto tra lo spostamento calcolato e il valore limite o di soglia dello spostamento. La scelta dei valori limite di spostamento deve essere effettuata e opportunamente motivata dal progettista.

Verifiche di sicurezza

I muri di sostegno devono soddisfare le condizioni di stabilità globale di cui al § 7.11.5.5 e le verifiche di sicurezza delle fondazioni di cui al § 7.11.7. In tali verifiche, si richiede che la resistenza sia maggiore dell'azione, con i margini di sicurezza previsti dalla presente normativa.

Le azioni da considerare nelle analisi di sicurezza delle fondazioni sono fornite dalla spinta esercitata dal terrapieno, dalle azioni gravitazionali permanenti e dalle azioni inerziali agenti nel muro, nel terreno e negli eventuali sovraccarichi agenti.

In aggiunta all'analisi della sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, devono essere condotte verifiche nei confronti dello stato limite di servizio. In particolare, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

7.11.8.3 Paratie

7.11.8.3.1 Metodi pseudostatici

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo.

Le componenti orizzontale e verticale a_h e a_v dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

dove g è l'accelerazione di gravità, k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale, $\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e $\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre $a_v = 0$.

L'accelerazione di picco a_{\max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove S_S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al §3.2.3.2, ed a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito su affioramento rigido.

Il valore del coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di Figura 7.11.2.

Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma di Figura 7.11.3, in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Per $u_s = 0$ è $\beta = 1$. Deve comunque risultare:

$$u_s \leq 0.005 \cdot H.$$

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0.2$ deve assumersi $k_h = 0.2 \cdot a_{\max}/g$.

Possono inoltre essere trascurati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia.

È necessario verificare che il sito, per effetto del terremoto di progetto, non sia suscettibile di liquefazione. In caso contrario occorre predisporre le misure necessarie perché non si verifichi tale fenomeno.

Per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete $\delta > \varphi'/2$, ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

Verifiche di sicurezza

Per le paratie devono essere soddisfatte le condizioni di sicurezza rispetto ai possibili cinematismi di collasso verificando che la resistenza sia maggiore dell'azione con i margini di sicurezza previsti dalla presente normativa.

Per azioni si intendono le risultanti delle spinte a tergo della paratia e per resistenze si intendono le risultanti delle spinte a valle della paratia e le reazioni dei sistemi di vincolo.

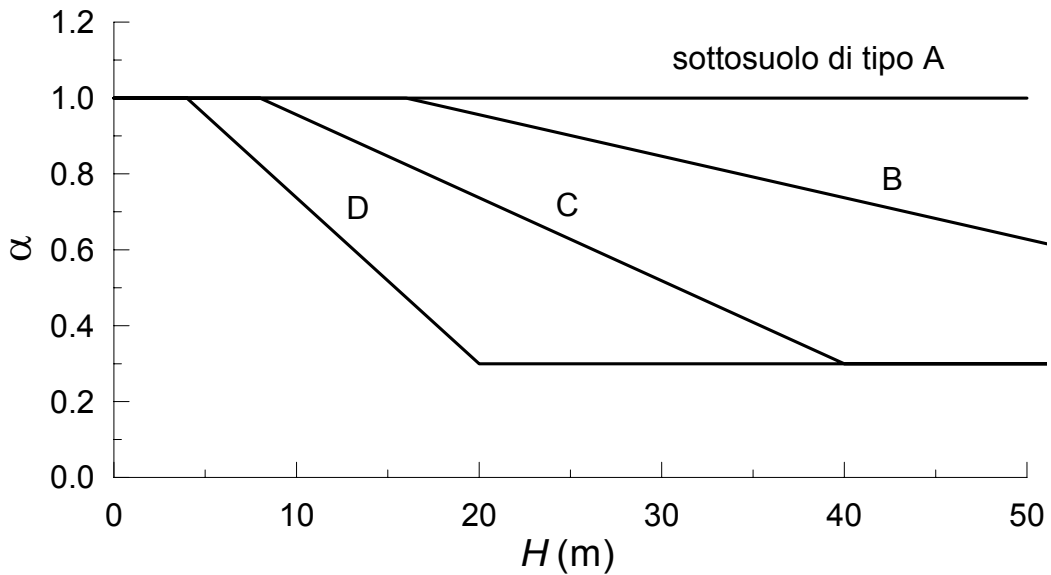


Figura 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

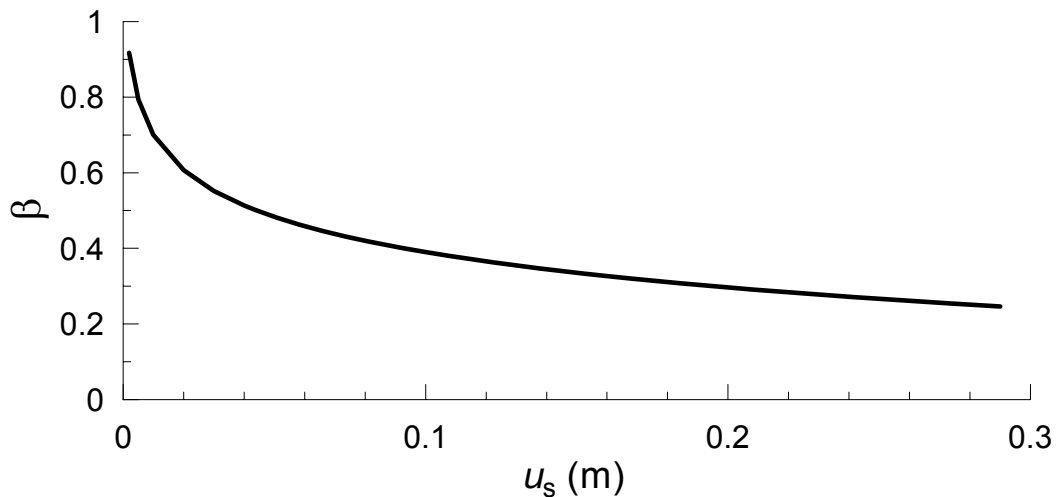


Figura 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

7.11.8.4 Sistemi di vincolo

Gli elementi di contrasto sollecitati a compressione (puntoni) devono essere dimensionati in maniera che l'instabilità geometrica si produca per forze assiali maggiori di quelle che provocano il raggiungimento della resistenza a compressione del materiale di cui sono composti.

Nel caso di strutture ancorate, ai fini del posizionamento della fondazione dell'ancoraggio si deve tenere presente che, per effetto del sisma, la potenziale superficie di scorrimento dei cunei di spinta presenta un'inclinazione sull'orizzontale minore di quella relativa al caso statico. Detta L_s la lunghezza libera dell'ancoraggio in condizioni statiche, la corrispondente lunghezza libera in condizioni sismiche L_e può essere ottenuta mediante la relazione:

$$L_e = L_s \left(1 + 1.5 \cdot \frac{a_{\max}}{g} \right)$$

dove a_{\max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

Gli elementi di ancoraggio devono avere resistenza e lunghezza tali da assicurare l'equilibrio dell'opera prima, durante e dopo l'evento sismico.

Si deve inoltre accertare che il terreno sia in grado di fornire la resistenza necessaria per il funzionamento dell'ancoraggio durante il terremoto di riferimento e che sia mantenuto un margine di sicurezza adeguato nei confronti della liquefazione.

Verifiche di sicurezza

Per i sistemi di vincolo devono essere verificate le condizioni di sicurezza. In particolare, per gli ancoraggi, in aggiunta alle verifiche strutturali, deve essere soddisfatta la verifica di sicurezza allo sfilamento della fondazione. In tale verifica, si richiede che la resistenza sia maggiore dell'azione, con i margini di sicurezza previsti dalla presente normativa.

Per azione si intende il valore della forza agente nell'ancoraggio, mentre per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sulla superficie laterale della fondazione dell'ancoraggio.

8 COSTRUZIONI ESISTENTI

8.1 OGGETTO

Il presente capitolo definisce i criteri generali per la valutazione della sicurezza e fornisce indicazioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo degli interventi sulle costruzioni esistenti.

È definita costruzione esistente quella che, alla data della redazione della valutazione della sicurezza e/o del progetto di un intervento, risulta edificata.

8.2 CRITERI GENERALI

Per quanto non diversamente specificato nel presente capitolo, le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli della presente norma costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti.

Nel caso di interventi non dichiaratamente strutturali (es. impiantistici, di redistribuzione degli spazi, ecc.) dovrà essere valutata la loro possibile interazione con gli SLU e gli SLE della struttura o parti di essa.

Per esigenze di tutela di beni culturali e di recupero di centri storici e di ambiti urbani, potrebbe non risultare possibile raggiungere i livelli di sicurezza previsti per le nuove costruzioni. In questi casi, nei limiti precisati nel presente capitolo, il Progettista degli interventi dovrà valutare ed esplicitare, in una apposita "relazione" i livelli di sicurezza raggiunti e le conseguenti eventuali limitazioni da imporre nell'uso della costruzione; il Committente dovrà garantire un uso della costruzione consono a quanto riportato nella suddetta relazione.

La valutazione della sicurezza e delle prestazioni, nonché la progettazione degli interventi su costruzioni esistenti devono tenere conto della diversa affidabilità, rispetto alle nuove costruzioni, dei parametri e delle questioni coinvolte.

In particolare, dovranno essere considerati i seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative.

Nella definizione dei modelli strutturali, si dovrà, inoltre, tenere conto che:

- la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

Il modello di calcolo dovrà quindi prevedere l'impiego di adeguati "attori di confidenza" nelle verifiche di sicurezza come pure metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile.

Con riferimento ai possibili interventi si distinguono:

- interventi di adeguamento atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle presenti norme o interventi che mantengano comunque i livelli di sicurezza normativi;
- interventi di miglioramento atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente pur senza raggiungere i livelli richiesti dalla presente norma;
- riparazioni o interventi locali che interessino elementi isolati e che ripristinino localmente la sicurezza preesistente.

8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Le costruzioni esistenti devono essere sottoposte a valutazione della sicurezza quando ricorra anche una sola delle seguenti situazioni:

1. riduzione evidente della capacità resistente di elementi strutturali;
2. azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura) che abbiano compromesso la capacità resistente della struttura;
3. degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali (durabilità);
4. azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) e di situazioni di funzionamento ed uso anomalo;
5. distorsioni significative imposte da deformazioni del terreno di fondazione;
6. provati errori di progetto o di costruzione;
7. cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa con variazione significativa dei carichi variabili;
8. interventi non dichiaratamente strutturali (es. impiantistici, di ridistribuzione degli spazi, ecc..) qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale.

Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere limitata agli elementi interessati ed a quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale.

La valutazione della sicurezza deve permettere di stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- debba essere necessario procedere ad aumentare o ripristinare la capacità portante.

8.4 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Si individuano le seguenti categorie di intervento:

- intervento di adeguamento;
- intervento di miglioramento;
- riparazione o intervento locale.

8.4.1 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

È fatto obbligo di procedere all'adeguamento della costruzione, per azioni di riferimento corrispondenti a quelle previste per le nuove costruzioni, a chiunque intenda:

- sopraelevare o ampliare la costruzione;
- apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi originari (permanenti e variabili) superiori al 20%;

- effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.

In ogni caso, il progetto deve essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento, secondo le indicazioni del presente capitolo.

8.4.2 INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

Intervento finalizzato unicamente all'incremento della sicurezza strutturale di una costruzione, essendo confermate le originarie modalità di uso, conformazione dell'organismo edilizio e livello funzionale, potranno essere realizzate, assumendo con motivata relazione del Progettista azioni di riferimento e coefficienti parziali inferiori a quelli previsti per le nuove costruzioni.

Il progetto e la valutazione della sicurezza dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessata da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

Fermi restando gli obblighi di adeguamento di cui al par. 8.4.1, comma 2°, per i beni culturali, secondo quanto disposto al comma 4 dell'art. 29 del decreto legislativo n. 42/2004 "Codice dei Beni Culturali e del Paesaggio", è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento.

8.4.3 RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE

In generale, gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura e interesseranno porzioni limitate della costruzione. Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati e documentare che, rispetto alla configurazione precedente al danno o al degrado, o alla variante non sono prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle parti stesse.

8.5 PROCEDURE PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E LA REDAZIONE DEI PROGETTI

Fermo restando l'accertamento delle condizioni di cui al secondo capoverso del par. 8.2, la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU; il livello di prestazione nei confronti degli SLE può essere stabilito dal Progettista di concerto con il Committente.

Nelle costruzioni esistenti le situazioni concretamente ricostruibili sono le più diverse ed è quindi impossibile prevedere regole specifiche e dettagliate per tutti i casi. Di conseguenza, il modello per la valutazione della sicurezza dovrà essere definito e giustificato dal Progettista, caso per caso, in relazione al comportamento strutturale attendibile della costruzione, tenendo conto delle indicazioni generali di seguito esposte.

8.5.1 ANALISI STORICO-CRITICA

Ai fini di una corretta individuazione del sistema esistente e del suo stato di sollecitazione è importante la ricostruzione dell'intera storia costruttiva della costruzione, ossia del processo di costruzione e delle successive modificazioni nel tempo del manufatto.

8.5.2 RILIEVO

Si dovrà condurre una adeguata analisi storica, con ricostruzione degli eventi che hanno interessato l'opera.

Il rilievo geometrico-strutturale dovrà essere riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttive, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza.

Il rilievo deve inoltre individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

Dovranno altresì essere rilevati i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi.

8.5.3 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Per giungere ad una adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, debbono essere eseguite sia il rilievo visivo sia le indagini sperimentali.

8.5.4 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base delle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello, e definiti i correlati fattori di confidenza.

8.5.5 AZIONI

I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la "valutazione della sicurezza" sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite dalla presente norme per le nuove costruzioni, salvo quanto di seguito precisato.

Per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali, potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando valori di γ_G adeguatamente motivati. Nei casi per i quali è previsto l'adeguamento, i valori di calcolo delle altre azioni saranno quelle di riferimento, come definite al par. 8.4.1.

8.6 MATERIALI

Gli interventi sulle strutture esistenti devono essere effettuati con i materiali previsti dalle presenti norme; possono altresì essere utilizzati materiali non tradizionali purché nel rispetto di normative di comprovata validità.

9 COLLAUDO STATICO

9.1 PRESCRIZIONI GENERALI

Il collaudo statico è una parte del collaudo generale tecnico amministrativo dell'opera e riguarda il giudizio sul comportamento e le prestazioni delle parti dell'opera che svolgono funzione portante.

Il collaudo statico di tutte le opere di ingegneria civile regolamentate dalle presenti norme tecniche, deve comprendere i seguenti adempimenti:

- a) controllo di quanto prescritto per le opere eseguite con materiali diversi da quelli regolamentati dal DPR 6.6.2001 n. 380, leggi n. 1086/71 e n. 64/74;
- b) ispezione dell'opera nelle varie fasi costruttive degli elementi strutturali ove il collaudatore sia nominato in corso d'opera, e dell'opera nel suo complesso, con particolare riguardo alle parti strutturali più importanti.

L'ispezione dell'opera verrà eseguita alla presenza del Direttore dei lavori e del Costruttore, confrontando in contraddittorio il progetto depositato in cantiere con il costruito.

Il Collaudatore controllerà altresì che siano state messe in atto le prescrizioni progettuali e siano stati eseguiti i controlli sperimentali. Quando la costruzione è eseguita in procedura di garanzia di qualità, il Collaudatore deve verificare i documenti di controllo qualità ed il registro delle non-conformità nei limiti previsti dall'art. 207 del DPR 554/1999.

- c) esame dei certificati delle prove sui materiali, articolato:
 - nell'accertamento del numero dei prelievi effettuati e della sua conformità alle prescrizioni contenute al capitolo 11 delle presenti norme tecniche;
 - nel controllo che i risultati ottenuti delle prove siano compatibili con i criteri di accettazione fissati nel citato capitolo 11 ;
- d) esame dei certificati di cui ai controlli in stabilimento e nel ciclo produttivo, previsti al capitolo 11;
- e) controllo dei verbali e dei risultati delle eventuali prove di carico fatte eseguire dal Direttore dei lavori.

Il Collaudatore, nell'ambito delle sue responsabilità, dovrà inoltre:

- f) esaminare il progetto dell'opera, l'impostazione generale, della progettazione nei suoi aspetti strutturale e geotecnico, gli schemi di calcolo e le azioni considerate
- g) esaminare le indagini eseguite nelle fasi di progettazione e costruzione come prescritte nelle presenti norme;
- h) esaminare la relazione a strutture ultimate del Direttore dei lavori
- i) Infine, nell'ambito della propria discrezionalità, il Collaudatore potrà richiedere:
- j) di effettuare tutti quegli accertamenti, studi, indagini, sperimentazioni e ricerche utili per formarsi il convincimento della sicurezza, della durabilità e della collaudabilità dell'opera, quali in particolare:
 - prove di carico;
 - prove sui materiali messi in opera, anche mediante metodi non distruttivi;

- monitoraggio programmato di grandezze significative del comportamento dell'opera da proseguire, eventualmente, anche dopo il collaudo della stessa.

9.2 PROVE DI CARICO

Le prove di carico, ove ritenute necessarie dal Collaudatore, dovranno identificare la corrispondenza del comportamento teorico e quello sperimentale. I materiali degli elementi sottoposti a collaudo devono aver raggiunto le resistenze previste per il loro funzionamento finale in esercizio.

Il programma delle prove, stabilito dal Collaudatore, con l'indicazione delle procedure di carico e delle prestazioni attese deve essere sottoposto al Direttore dei lavori ed al Progettista e reso noto al Costruttore.

Le prove di carico si devono svolgere con le modalità indicate dal Collaudatore che se ne assume la piena responsabilità, mentre, per quanto riguarda la loro materiale attuazione, è responsabile il Direttore dei lavori.

Nel collaudo statico si terrà conto quanto indicato nel capitolo 5 per i vari materiali, inoltre per i ponti di quanto prescritto al paragrafo 6.2.8.2. per i ponti stradali e 6.3.4. per quelli ferroviari.

Le prove di carico sono prove di comportamento delle opere sotto le azioni di esercizio. Queste devono essere, in generale, tali da indurre le sollecitazioni massime di esercizio per combinazioni caratteristiche (rare). In relazione al tipo della struttura ed alla natura dei carichi le prove possono essere convenientemente protratte nel tempo, ovvero ripetute su più cicli.

Il giudizio sull'esito della prova è responsabilità del Collaudatore.

L'esito della prova va valutato sulla base dei seguenti elementi:

- le deformazioni si accrescano all'incirca proporzionalmente ai carichi;
- nel corso della prova non si siano prodotte fratture, fessurazioni, deformazioni o dissesti che compromettono la sicurezza o la conservazione dell'opera;
- la deformazione residua dopo la prima applicazione del carico massimo non superi una quota parte di quella totale commisurata ai prevedibili assestamenti iniziali di tipo anelastico della struttura oggetto della prova. Nel caso invece che tale limite venga superato, prove di carico successive devono indicare che la struttura tenda ad un comportamento elastico.
- la deformazione elastica risulti non maggiore di quella calcolata.

Le prove statiche, a giudizio del Collaudatore e in relazione all'importanza dell'opera, possono essere integrate da prove dinamiche e prove a rottura su elementi strutturali.

9.2.1 STRUTTURE PREFABBRICATE

In presenza di strutture prefabbricate poste in opera, fermo restando quanto sopra specificato, si devono eseguire controlli atti a verificare la rispondenza dell'opera ai requisiti di progetto; è inoltre fondamentale il preventivo controllo della posa degli elementi prefabbricati e del rispetto del progetto nelle tolleranze e nelle disposizioni delle armature e dei giunti, nonché nella verifica dei dispositivi di vincolo. Data la tipologia e le modalità di esecuzione delle opere, è significativa e rilevante la funzione del collaudatore in corso d'opera.

9.2.2 PONTI STRADALI

Fermo restando quanto sopra specificato, in particolare si dovrà controllare che le deformazioni sotto i carichi di prova, in termini di abbassamenti, rotazioni ecc, siano comparabili con quelle previste in progetto e che le eventuali deformazioni residue dopo il primo ciclo di carico, determinate come indicato più sopra, non risultino superiori al 10% di quelle massime, ovvero successive prove di carico dimostrino che le deformazioni residue tendano ad esaurirsi.

Per i ponti a campata multipla, la prova di carico deve essere eseguita su almeno un quinto delle campate, secondo le modalità sopra precisate.

Per le opere di significativa rilevanza, le prove statiche andranno completate da prove dinamiche, che misurino la rispondenza del ponte all'eccitazione dinamica, controllando che il periodo fondamentale sperimentale sia confrontabile con quello previsto in progetto.

9.2.3 PONTI FERROVIARI

I ponti ferroviari non possono essere posti in esercizio prima dell'esecuzione del collaudo delle opere strutturali di cui all'art. 7 della legge 5 novembre 1971, n. 1086, tranne che nei casi in cui la costruzione degli stessi avvenga su linee in esercizio, per i quali la prova di carico potrà essere posticipata.

Oltre a quanto specificato al precedente 9.2, le prove di carico dovranno essere effettuate adottando carichi che inducano, di norma, le sollecitazioni di progetto dovute ai carichi mobili verticali nello stato limite di esercizio, in considerazione della disponibilità di mezzi ferroviari ordinari e/o speciali. Le deformazioni residue dopo il primo ciclo di carico, determinate come indicato più sopra, non risultino superiori al 20% di quelle massime calcolate per quella configurazione di carico, ovvero successive prove di carico dimostrino che le deformazioni residue tendano ad esaurirsi.

Per i ponti a campata multipla, la prova di carico deve essere eseguita su almeno un quinto delle campate, secondo le modalità precisate nel capoverso precedente.

Per le opere di significativa rilevanza, le prove statiche andranno integrate da prove dinamiche, che misurino la rispondenza del ponte all'eccitazione dinamica, controllando che il periodo fondamentale sperimentale sia confrontabile con quello previsto in progetto.

10 NORME PER LA REDAZIONE DEI PROGETTI STRUTTURALI ESECUTIVI E DELLE RELAZIONI DI CALCOLO

10.1 CARATTERISTICHE GENERALI

I progetti esecutivi riguardanti le strutture devono essere informati a caratteri di chiarezza espositiva e di completezza nei contenuti e devono inoltre definire compiutamente l'intervento da realizzare. Restano esclusi i piani operativi di cantiere ed i piani di approvvigionamento.

Il progetto deve essere redatto nel rispetto delle Norme di cui al Cap. I Parte II nonché del Cap IV Sezione I del D.Lgs n. 380/2001 (Testo Unico per l'Edilizia) e deve comprendere i seguenti elaborati redatti in conformità delle prescrizioni di cui al titolo III Capo II del D.P.R. n. 554/99 per quanto si riferisce alla progettazione strutturale nonché dei criteri contenuti nelle presenti norme:

- Relazione strutturale generale che tenga conto anche delle fasi di progettazione preliminare e definitiva, e presenti i criteri generali di analisi e verifica;
- Relazione di calcolo strutturale
- Relazione sui materiali;
- Relazioni specialistiche, se necessarie, per identificare il valore delle grandezze fisiche, meccaniche e chimiche di tutti i fattori che devono essere individuati per la valutazione della sicurezza e del comportamento dell'opera in progetto: (geologica, geotecnica, idrologica, idraulica, sismica, vento, neve);
- Elaborati grafici, particolari costruttivi;
- Piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera;
- Relazione sui risultati delle eventuali prove sperimentali preliminari sui materiali;
- Relazione sui risultati sperimentali corrispondenti alle indagini specialistiche ritenute necessarie alla realizzazione dell'opera.

Particolare cura andrà posta nello sviluppare le relazione di calcolo, con riferimento alle analisi svolte con l'ausilio del calcolo automatico, sia ai fini di facilitare l'interpretazione e la verifica dei calcoli, sia ai fini di consentire elaborazioni indipendenti da parte di soggetti diversi dal redattore del documento.

Il progettista resta comunque responsabile dell'intera progettazione strutturale.

Nel caso di analisi e verifica svolte con l'ausilio di codici di calcolo, oltre a quanto sopra specificato, e in particolare oltre alla Relazione generale strutturale, si dovranno seguire le indicazioni fornite in 10.2.

10.2 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti, curando nel contempo che la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità.

- *Affidabilità dei codici utilizzati*

Il progettista dovrà esaminare preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e, soprattutto l'applicabilità al caso specifico. La documentazione, che sarà fornita dal produttore o dal distributore del software, dovrà contenere un'esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi di impiego, nonché casi prova (benchmark) intermente risolti e commentati, per i quali dovranno essere forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

- *Attendibilità e accettabilità dei risultati.*

Spetta al progettista il compito di controllare i risultati ottenuti per verificarne l'attendibilità e l'accettabilità: a tal fine potrà avvalersi di risultati ottenuti su modelli semplificati, di verifiche di equilibrio, di eventuali considerazioni di simmetria o antimetria, ecc.

- *Redazione della relazione di calcolo strutturale e modalità di presentazione dei risultati.*

Nella relazione di calcolo strutturale dovranno essere fornite le seguenti indicazioni:

- codice di calcolo ed eventuale versione utilizzata;
- tipologia degli elementi utilizzati nella modellazione;
- l'insieme dei dati che definiscono il modello della struttura;
- metodologia di analisi strutturale (statica o dinamica, lineare o non lineare, ecc.);
- analisi dei carichi e relative combinazioni;
- tipo di approccio per le verifiche delle fondazioni e delle opere di sostegno;
- dati di input e di output anche ai fini della riproducibilità delle analisi.

11 MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE

GENERALITÀ

I materiali ed i prodotti utilizzati nelle costruzioni devono rispondere ai requisiti indicati nelle presenti norme, rispettando valori per essi previsti.

I materiali e prodotti per uso strutturale devono essere:

- identificati mediante la descrizione, a cura del produttore, del materiale stesso e dei suoi componenti elementari;
- certificati mediante la documentazione di attestazione che preveda prove sperimentali per misurarne le caratteristiche chimiche, fisiche e meccaniche, effettuate da un ente terzo indipendente ovvero, ove previsto nelle presenti Norme Tecniche, autocertificate dal produttore secondo le procedure stabilite dalle specifiche tecniche richiamate. Qualora si applichino specifiche tecniche europee di cui alla Direttiva 89/106/CEE, i materiali dovranno essere muniti della marcatura CE e certificati da un Organismo di certificazione europeo notificato, secondo procedure stabilite dalle specifiche tecniche europee applicabili;
- accettati dal Direttore dei lavori mediante controllo delle certificazioni di cui al punto precedente e mediante le prove sperimentali di accettazione previste nelle presenti norme per misurarne le caratteristiche chimiche, fisiche e meccaniche.

Tutte le prove che servono a definire le caratteristiche fisiche, chimiche e meccaniche dei materiali strutturali devono essere eseguite e certificate dai laboratori di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, ovvero sotto il loro diretto controllo, sia per ciò che riguarda le prove di certificazione o qualificazione, che quelle di accettazione.

I laboratori dovranno fare parte dell'albo dei laboratori Ufficiali presso il Servizio Tecnico Centrale del Ministero delle Infrastrutture.

Qualora si applichino specifiche tecniche europee di cui alla Direttiva 89/106/CEE, ai fini della marcatura CE, le prove dovranno essere eseguite dai soggetti previsti nel relativo sistema di attestazione della conformità.

Possono essere impiegati prodotti conformi ad altre specifiche tecniche qualora dette specifiche nazionali garantiscano un livello di sicurezza equivalente a quello previsto nelle presenti norme e tale da soddisfare i requisiti essenziali della Direttiva 89/106/CEE. Tale equivalenza sarà accertata attraverso le procedure all'uso stabilite dal Ministero delle Infrastrutture, Servizio Tecnico Centrale, sentito il Consiglio Superiore dei lavori pubblici.

Il Servizio Tecnico Centrale attiverà un sistema di vigilanza presso i cantieri e i luoghi di lavorazione per verificare la corretta applicazione delle presenti disposizioni, ai sensi dell'art. 11 del DPR n. 246/93.

Nei casi in cui per materiali e prodotti per uso strutturale è prevista la marcatura CE ai sensi del DPR 21/04/1993 n. 246, così come modificato dal DPR 10 dicembre 1997 n. 499, ovvero la qualificazione secondo le presenti norme, la relativa "dichiarazione di conformità" unitamente al "Certificato di conformità" ove previsto, debbono essere consegnati alla Direzione Lavori.

Negli altri casi, l'idoneità all'uso va accertata attraverso le procedure all'uso stabilite dal Servizio Tecnico Centrale, sentito il Consiglio Superiore dei LL.PP., che devono essere almeno equivalenti a quelle delle corrispondenti norme europee armonizzate ovvero a quelle previste nelle presenti Norme Tecniche.

Il richiamo alle specifiche tecniche europee EN armonizzate contenuto nella presente norma deve intendersi riferito all'ultima versione aggiornata, salvo diversamente specificato. Il richiamo alle specifiche tecniche EN, UNI e ISO contenute nella presente norma tecnica deve intendersi riferito alla versione in vigore alla data di pubblicazione delle presenti norme.

Le proprietà meccaniche o fisiche dei materiali che concorrono alla resistenza strutturale debbono essere misurate mediante prove sperimentali, definite su insiemi statistici significativi.

I produttori di materiali, prodotti o componenti disciplinati nella presente norma devono dotarsi di adeguate procedure di controllo di produzione in fabbrica. Per controllo di produzione nella fabbrica si intende il controllo permanente della produzione, effettuato dal fabbricante. Tutte le procedure e le disposizioni adottate dal fabbricante devono essere documentate sistematicamente ed essere a disposizione di qualsiasi soggetto od ente di controllo che ne abbia titolo.

11.1 CALCESTRUZZO

Le prescrizioni contenute nel presente paragrafo si applicano al calcestruzzo per usi strutturali, armato e non, ordinario e precompresso di cui al Paragrafo 4.1.

11.1.1 SPECIFICHE PER IL CALCESTRUZZO

Il calcestruzzo all'atto del progetto deve essere identificato mediante la classe di resistenza, la classe di consistenza ed il diametro massimo dell'aggregato. La classe di resistenza è contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cilindrica f_{ck} e cubica R_{ck} a compressione uniassiale, misurate su provini normalizzati e cioè rispettivamente su cilindri di diametro 150 mm e di altezza 300 mm e su cubi di spigolo 150 mm.

Al fine delle verifiche sperimentali i provini prismatici di base 150×150 mm e di altezza 300 mm sono equiparati ai cilindri di cui sopra.

Il progetto del calcestruzzo, al fine di ottenere le prestazioni richieste, dovrà dare indicazioni in merito ai processi di maturazione ed alle procedure di posa in opera, facendo riferimento alla norma UNI ENV 13670-1, nonché eventualmente dare indicazioni in merito alla composizione della miscela, compresi gli eventuali additivi, tenuto conto anche delle previste classi di esposizione ambientale (UNI EN 206-1) e del requisito di durabilità delle opere.

La resistenza caratteristica a compressione è definita come la resistenza al di sotto della quale si ha il 5% di probabilità di trovare valori inferiori. Nelle presenti norme la resistenza caratteristica designa quella dedotta da prove su provini come sopra descritti, confezionati e stagionati come specificato al punto 11.1.4, eseguite a 28 giorni di maturazione. Si dovrà tener conto degli effetti prodotti da processi accelerati di maturazione. Il progetto potrà indicare altri tempi di maturazione a cui riferire le misure di resistenza ed il corrispondente valore caratteristico.

Il conglomerato per il getto delle strutture di un'opera o di parte di essa si considera omogeneo se confezionato con la stessa miscela e prodotto con medesime procedure.

11.1.2 CONTROLLI DI QUALITÀ DEL CALCESTRUZZO

Il calcestruzzo va prodotto in controllo di qualità, con lo scopo di garantire che rispetti la resistenza caratteristica definita in sede di progetto.

Il controllo si articola nelle seguenti fasi:

Valutazione preliminare della resistenza

Serve a determinare, prima dell'inizio della costruzione delle opere, la miscela per produrre il calcestruzzo con la resistenza caratteristica di progetto.

Controllo di produzione

Riguarda il controllo da eseguire sul calcestruzzo durante la produzione del calcestruzzo stesso.

Controllo di accettazione

Riguarda il controllo da eseguire sul calcestruzzo prodotto durante l'esecuzione dell'opera, contestualmente al getto dei relativi elementi strutturali.

Prove complementari

Sono prove che vengono eseguite, ove necessario, a complemento delle prove di accettazione.

Le prove di accettazione e le eventuali prove complementari, sono eseguite dai laboratori di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001.

11.1.3 VALUTAZIONE PRELIMINARE DELLA RESISTENZA

Il costruttore, prima dell'inizio della costruzione di un'opera, deve effettuare idonee prove preliminari di studio, per ciascuna miscela omogenea di calcestruzzo da utilizzare, al fine di ottenere le prestazioni richieste dal progetto.

Il costruttore resta comunque responsabile della garanzia sulla qualità del calcestruzzo, che sarà controllata dal Direttore dei Lavori, secondo le procedure di cui al punto 11.1.5.

11.1.4 PRELIEVO DEI CAMPIONI

Un prelievo consiste nel prelevare dagli impasti, al momento della posa in opera nei casseri ed alla presenza del direttore dei lavori o di persona di sua fiducia, il calcestruzzo necessario per la confezione di un gruppo di due provini.

La media delle resistenze a compressione dei due provini di un prelievo rappresenta la "Resistenza di prelievo" che costituisce il valore mediante il quale vengono eseguiti i controlli del calcestruzzo.

È obbligo del Direttore dei Lavori prescrivere ulteriori prelievi rispetto al numero minimo, di cui ai successivi paragrafi, tutte le volte che variazioni di qualità dei costituenti dell'impasto possano far presumere una variazione di qualità del calcestruzzo stesso, tale da non poter più essere considerato omogeneo.

Per la preparazione, la forma, le dimensioni e la stagionatura dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nelle norme UNI EN 12390-1 e UNI EN 12390-2.

Circa il procedimento da seguire per la determinazione della resistenza a compressione dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nella UNI EN 12390-3 e 4.

Circa il procedimento da seguire per la determinazione della densità vale quanto indicato nella UNI EN 12390-7.

11.1.5 CONTROLLO DI ACCETTAZIONE

Il Direttore dei Lavori ha l'obbligo di eseguire controlli sistematici in corso d'opera per verificare la conformità delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera a quello stabilito dal progetto e garantito in sede di valutazione preliminare.

Il controllo di accettazione va eseguito su miscele omogenee e si articola, in funzione del quantitativo di calcestruzzo accettato, nel:

- controllo tipo A di cui al punto 11.1.5.1
- controllo tipo B di cui al punto 11.1.5.2

Il controllo di accettazione è positivo ed il quantitativo di calcestruzzo accettato se risultano verificate le disuguaglianze di cui alla Tabella 11.1.I seguente:

Tabella 11.1.I

Controllo di tipo A	Controllo di tipo B
$R_1 \geq R_{ck}-3,5$	
$R_m \geq R_{ck}+3,5$ (N° prelievi 3)	$R_m \geq R_{ck}+1,4 s$ (N° prelievi ≥ 15)
Ove: R_m = resistenza media dei prelievi (N/mm ²); R_1 = minore valore di resistenza dei prelievi (N/mm ²); s = scarto quadratico medio.	

11.1.5.1 Controllo tipo A

Il controllo tipo A è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m³. Ogni controllo di accettazione di tipo A è rappresentato da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m³ di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m³ massimo di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Nelle costruzioni con meno di 100 m³ di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare dall'obbligo di prelievo giornaliero.

11.1.5.2 Controllo tipo B

Nelle costruzioni con più di 1500 m³ di miscela omogenea è obbligatorio il controllo di accettazione di tipo statistico (tipo B).

Il controllo è riferito ad una definita miscela omogenea e va eseguito con frequenza non minore di un controllo ogni 1500 m³ di calcestruzzo.

Per ogni giorno di getto di miscela omogenea va effettuato almeno un prelievo, e complessivamente almeno 15 prelievi sui 1500 m³.

Se si eseguono controlli statistici accurati, l'interpretazione di risultati sperimentali può essere svolta con i metodi completi dell'analisi statistica assumendo anche distribuzioni diverse dalla normale. Si deve individuare la legge di distribuzione più corretta e il valor medio unitamente al coefficiente di variazione (rapporto tra deviazione standard e valore medio). In questo caso la resistenza minima di prelievo R_1 dovrà essere maggiore del valore corrispondente al frattile inferiore 1%.

Per calcestruzzi con coefficiente di variazione (s / R_m) superiore a 0,15 occorrono controlli più accurati, integrati con prove complementari in opera.

Non sono accettabili calcestruzzi con coefficiente di variazione superiore a 0,3.

11.1.5.3 Prescrizioni comuni per entrambi i criteri di controllo

Il prelievo dei provini per il controllo di accettazione va eseguito alla presenza del direttore dei lavori o di un tecnico di sua fiducia che provvede alla redazione di apposito verbale di prelievo e dispone l'identificazione dei provini mediante sigle, etichettature indelebili, ecc.; la certificazione effettuata dal laboratorio prove materiali deve riportare riferimento a tale verbale.

La domanda di prove al laboratorio deve essere sottoscritta dal Direttore dei lavori e deve contenere precise indicazioni sulla posizione delle strutture interessate da ciascun prelievo.

Le prove non richieste dal Direttore dei lavori non possono fare parte dell'insieme statistico che serve per la determinazione della resistenza caratteristica del materiale.

Le prove a compressione vanno eseguite conformemente alle norme UNI EN 12390.

I certificati emessi dai laboratori devono obbligatoriamente contenere almeno:

- l'identificazione del laboratorio che rilascia il certificato;
- una identificazione univoca del certificato (numero di serie e data di emissione) e di ciascuna sua pagina, oltre al numero totale di pagine;
- l'identificazione del committente dei lavori in esecuzione e del cantiere di riferimento;
- il nominativo del direttore dei lavori che richiede la prova;
- la descrizione, l'identificazione e la data di prelievo dei campioni da provare;
- la data di ricevimento dei campioni e la data di esecuzione delle prove;
- l'identificazione delle specifiche di prova o la descrizione del metodo o procedura adottata, con l'indicazione delle norme di riferimento per l'esecuzione della stessa;
- le dimensioni effettivamente misurate dei campioni provati, dopo eventuale rettifica;
- le modalità di rottura dei campioni;
- la massa volumica del campione;
- i valori di resistenza misurati.

Per gli elementi prefabbricati di serie, realizzati con processo industrializzato, sono valide le specifiche indicazioni di cui al p.to 11.7.3.1

L'opera o la parte di opera non conforme ai controlli di accettazione non può essere accettata finché la non conformità non è stata definitivamente rimossa dal costruttore, il quale deve procedere ad una verifica delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera mediante l'impiego di altri mezzi d'indagine, secondo quanto prescritto dal Direttore dei lavori e conformemente a quanto indicato nel successivo punto 11.1.6. Qualora gli ulteriori controlli confermino i risultati ottenuti, si dovrà procedere ad un controllo teorico e/o sperimentale della sicurezza della struttura interessata dal quantitativo di calcestruzzo non conforme, sulla base della resistenza ridotta del calcestruzzo.

Ove ciò non fosse possibile, ovvero i risultati di tale indagine non risultassero soddisfacenti si può dequalificare l'opera, eseguire lavori di consolidamento ovvero demolire l'opera stessa.

I "controlli di accettazione" sono obbligatori ed il collaudatore è tenuto a controllarne la validità, qualitativa e quantitativa; ove ciò non fosse, il collaudatore è tenuto a far eseguire delle prove che attestino le caratteristiche del calcestruzzo, seguendo la medesima procedura che si applica quando non risultino rispettati i limiti fissati dai "controlli di accettazione".

11.1.6 CONTROLLO DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO IN OPERA

Nel caso in cui le resistenze a compressione dei provini prelevati durante il getto non soddisfino i criteri di accettazione della classe di resistenza caratteristica prevista nel progetto, oppure sorgano dubbi sulla qualità e rispondenza del calcestruzzo ai valori di resistenza determinati nel corso della qualificazione della miscela, oppure si renda necessario valutare a posteriori le proprietà di un calcestruzzo precedentemente messo in opera, si può procedere ad una valutazione delle caratteristiche di resistenza attraverso una serie di prove sia distruttive che non distruttive. Tali prove non devono, in ogni caso, intendersi sostitutive dei controlli di accettazione.

Il valor medio della resistenza del calcestruzzo in opera (definita come resistenza strutturale) è in genere inferiore al valor medio della resistenza dei prelievi maturati in condizioni di laboratorio (definita come resistenza potenziale). È accettabile un valore caratteristico della resistenza in opera, misurata con tecniche opportune (distruttive e non distruttive) e debitamente trasformata in resistenza cilindrica o cubica, non inferiore all'85% del valore caratteristico di progetto. Per la modalità di determinazione della resistenza in situ si potrà fare riferimento alle norme UNI EN 12504-1 e UNI EN 12504 -2.

11.1.7 PROVE COMPLEMENTARI

Sono prove che si eseguono al fine di stimare la resistenza del calcestruzzo ad una età corrispondente a particolari fasi di costruzione (precompressione, messa in opera) o condizioni particolari di utilizzo (temperature eccezionali, ecc.).

Il procedimento di controllo è uguale a quello dei controlli di accettazione.

Tali prove non possono però essere sostitutive dei “controlli di accettazione” che vanno riferiti a provini confezionati e maturati secondo le prescrizioni precedenti.

Potranno servire al direttore dei lavori od al collaudatore per dare un giudizio del calcestruzzo in opera qualora non sia rispettato il “controllo di accettazione”.

11.1.8 PRESCRIZIONI RELATIVE AL CALCESTRUZZO CONFEZIONATO CON PROCESSO INDUSTRIALIZZATO

Per calcestruzzo confezionato con processo industrializzato si intende quello prodotto mediante impianti, strutture e tecniche organizzate sia in cantiere che in uno stabilimento esterno al cantiere stesso.

Gli impianti per la produzione con processo industrializzato del calcestruzzo disciplinato dalle presenti norme devono essere idonei ad una produzione costante, disporre di apparecchiature adeguate per il confezionamento nonché di personale esperto e di attrezzature idonee a provare, valutare e correggere la qualità del prodotto.

Gli impianti devono dotarsi di un sistema di controllo della produzione allo scopo di assicurare che il prodotto abbia i requisiti previsti dalle presenti norme e che tali requisiti siano costantemente mantenuti fino alla posa in opera.

Il sistema di controllo della produzione di calcestruzzo confezionato con processo industrializzato in impianti di un fornitore, predisposto in coerenza con le norme UNI EN ISO 9001, deve fare riferimento alle specifiche indicazioni contenute nelle Linee guida sul calcestruzzo preconfezionato elaborato dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP.

Detto sistema di controllo (controllo interno della centrale) deve essere certificato da organismi terzi indipendenti che operano in coerenza con le norme UNI CEI EN ISO/IEC 17021, autorizzati

dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP. sulla base dei criteri di cui al DM 9/5/2003 n. 156.

I documenti che accompagnano ogni fornitura in cantiere di calcestruzzo confezionato con processo industrializzato devono indicare gli estremi della certificazione di controllo di produzione in fabbrica.

Nel caso in cui l'impianto di produzione industrializzata appartenga al costruttore nell'ambito di uno specifico cantiere, il sistema di gestione della qualità del costruttore, certificato da organismo a ciò accreditato, deve comprendere al suo interno l'esistenza e l'applicazione di un sistema di controllo della produzione dell'impianto, conformemente a quanto sopra specificato.

Il direttore dei lavori è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi; dovrà comunque effettuare le prove di accettazione previste al punto 11.1.5 e ricevere dal produttore, prima dell'inizio della fornitura, copia della certificazione del controllo di processo produttivo.

Per produzioni di calcestruzzo inferiori a 1500 mc di miscela omogenea, effettuate direttamente in cantiere, mediante processi di produzione temporanei e non industrializzati, la stessa deve essere effettuata sotto la diretta responsabilità del costruttore. Il Direttore dei Lavori deve avere, prima dell'inizio delle forniture, evidenza documentata dei criteri e delle prove che hanno portato alla determinazione della resistenza caratteristica di ciascuna miscela omogenea di conglomerato.

11.1.9 COMPONENTI DEL CALCESTRUZZO

11.1.9.1 Leganti

Nelle opere oggetto delle presenti norme devono impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici previsti dalle disposizioni vigenti in materia (legge 26.5.1965 n. 595 e norme armonizzate della serie UNI EN 197), dotati di attestato di conformità ai sensi delle norme UNI EN 197-1 e UNI EN 197-2.

È escluso l'impiego di cementi alluminosi.

L'impiego dei cementi di cui alla lettera C, richiamati nella legge 26.5.1965 n. 595, è limitato ai calcestruzzi per sbarramenti di ritenuta.

Per la realizzazione di opere massive dove è richiesto un basso calore di idratazione possono essere utilizzati i cementi speciali con calore di idratazione molto basso conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 14216, ed in possesso di un certificato di conformità rilasciato da un Organismo di Certificazione europeo Notificato.

Qualora il calcestruzzo risulti esposto a condizioni ambientali chimicamente aggressive si devono utilizzare cementi per i quali siano riconosciute, da norme armonizzate europee oppure nazionali, adeguate proprietà di resistenza ai solfati e/o al dilavamento o ad eventuali altre specifiche azioni aggressive.

11.1.9.2 Aggregati

Sono idonei alla produzione di calcestruzzo gli aggregati ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, artificiali, ovvero provenienti da processi di riciclo conformi alla parte armonizzata della norma europea UNI EN 12620.

Il sistema di attestazione della conformità degli aggregati, ai sensi del DPR n.246/93 è indicato nella seguente Tabella 11.1.II.

Tabella 11.1.II

Specifica Tecnica Europea di riferimento	Uso Previsto	Sistema di Attestazione della Conformità
Aggregati per calcestruzzo UNI EN 12620 e UNI EN 13055-1	Calcestruzzo strutturale	2+

Il Sistema 2+ (certificazione del controllo di produzione in fabbrica) è quello specificato all'art.7, comma 1 lettera B, Procedura 1 del DPR n. 246/93, comprensiva della sorveglianza, giudizio ed approvazione permanenti del controllo di produzione in fabbrica.

È consentito l'uso di aggregati grossi provenienti da riciclo, secondo i limiti di cui alla Tabella 11.1.III, a condizione che la miscela di calcestruzzo confezionata con aggregati riciclati, venga preliminarmente qualificata e documentata attraverso idonee prove di laboratorio. Per tali aggregati, le prove di controllo di produzione in fabbrica di cui ai prospetti H1, H2 ed H3 dell'annesso ZA della norma europea UNI EN 12620, per le parti rilevanti, devono essere effettuate ogni 100 tonnellate di aggregato prodotto e, comunque, negli impianti di riciclo, per ogni giorno di produzione.

Tabella 11.1.III

Origine del materiale da riciclo	Classe del calcestruzzo	percentuale di impiego
demolizioni di edifici (macerie)	=C 8/10	fino al 100 %
demolizioni di solo calcestruzzo e c.a.	≤C30/37	≤ 30 %
	≤C20/25	Fino al 60 %
Riutilizzo di calcestruzzo interno negli stabilimenti di prefabbricazione qualificati - da qualsiasi classe da calcestruzzi >C45/50	≤C45/55	fino al 15%
	Stessa classe del calcestruzzo di origine	fino al 5%

Nelle prescrizioni di progetto si potrà fare utile riferimento alle norme UNI 8520 parti 1 e 2 al fine di individuare i requisiti chimico-fisici, aggiuntivi rispetto a quelli fissati per gli aggregati naturali, che gli aggregati riciclati devono rispettare, in funzione della destinazione finale del calcestruzzo e delle sue proprietà prestazionali (meccaniche, di durabilità e pericolosità ambientale, ecc.), nonché quantità percentuali massime di impiego per gli aggregati di riciclo, o classi di resistenza del calcestruzzo, ridotte rispetto a quanto previsto nella tabella sopra esposta.

Per quanto riguarda gli aggregati leggeri, questi devono essere conformi alla parte armonizzata della norma europea UNI EN 13055-1. Il sistema di attestazione della conformità è quello riportato nella Tabella 11.1.II.

Per quanto riguarda gli eventuali controlli di accettazione da effettuarsi a cura del Direttore dei lavori, questi sono finalizzati alla determinazione delle caratteristiche tecniche riportate nella Tabella 11.1.IV, insieme ai relativi metodi di prova.

Tabella 11.1.IV – *Controlli di accettazione per aggregati per calcestruzzo strutturale*

Caratteristiche tecniche	Metodo di prova
Descrizione petrografica semplificata	UNI EN 932-3
Dimensione dell'aggregato (analisi granulometrica e contenuto dei fini)	UNI EN 933-1
Indice di appiattimento	UNI EN 933-3
Dimensione per il filler	UNI EN 933-10
Forma dell'aggregato grosso (per aggregato proveniente da riciclo)	UNI EN 933-4
Resistenza alla frammentazione/frantumazione (per calcestruzzo $R_{ck} \geq C50/60$)	UNI EN 1097-2

Il progetto, nelle apposite prescrizioni, potrà fare riferimento alle norme UNI 8520 parti 1 e 2 al fine di individuare i limiti di accettabilità delle caratteristiche tecniche degli aggregati.

11.1.9.3 Aggiunte

Nei calcestruzzi è ammesso l'impiego di aggiunte, in particolare di ceneri volanti, loppe granulate d'altoforno e fumi di silice, purché non ne vengano modificate negativamente le caratteristiche prestazionali.

Le ceneri volanti devono soddisfare i requisiti della norma UNI EN 450 e potranno essere impiegate rispettando i criteri stabiliti dalla UNI EN 206-1 ed UNI 11104.

I fumi di silice devono soddisfare i requisiti della norma UNI EN 13263-1.

11.1.9.4 Additivi

Gli additivi devono essere conformi alla norma UNI EN 934-2.

11.1.9.5 Acqua di impasto

L'acqua di impasto, ivi compresa l'acqua di riciclo, dovrà essere conforme alla norma UNI EN 1008.

11.1.9.6 Miscele preconfezionate di componenti per calcestruzzo

In assenza di specifica norma armonizzata europea, il produttore di miscele preconfezionate di componenti per calcestruzzi, cui sia da aggiungere in cantiere l'acqua di impasto, deve documentare per ogni componente utilizzato la conformità alla parte armonizzata della relativa norma europea, con relativo sistema di attestazione di conformità.

11.1.10 CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO

Le caratteristiche del calcestruzzo possono essere desunte, in sede di progettazione, dalle formulazioni indicate nei successivi punti. Per quanto non previsto si potrà fare riferimento alla Sez. 3 di UNI EN 1992-1-1.

11.1.10.1 Resistenza a compressione

In sede di progetto si farà riferimento alla resistenza caratteristica a compressione su cubi R_{ck} così come definita in 11.1.1.

Dalla resistenza cubica si passerà a quella cilindrica da utilizzare nelle verifiche mediante l'espressione:

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck}$$

Sempre in sede di previsioni progettuali, è possibile passare dal valore caratteristico al valor medio della resistenza cilindrica mediante l'espressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad (\text{N/mm}^2)$$

11.1.10.2 Resistenza a trazione

La resistenza a trazione del calcestruzzo può essere determinata a mezzo di diretta sperimentazione, condotta su provini appositamente confezionati, secondo la norma UNI EN 12390-2. Per l'esecuzione della prove si deve fare riferimento alla normativa di seguito indicata:

- prove di trazione diretta;
- prove di trazione indiretta: UNI EN 12390-6;
- prove di trazione per flessione: UNI EN 12390-5.

In sede di progettazione si può assumere come resistenza media a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo il valore (in N/mm^2):

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{per classi} \leq \text{C50/60}$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln[1 + f_{cm}/10] \quad \text{per classi} > \text{C50/60}$$

I valori caratteristici corrispondenti ai frattili 5% e 95% sono assunti, rispettivamente, pari a $0,7 f_{ctm}$, ed $1,3 f_{ctm}$.

Il valore medio della resistenza a trazione per flessione è assunto, in mancanza di sperimentazione diretta, pari a:

$$f_{ctm} = 1,2 f_{ctm}$$

11.1.10.3 Modulo elastico

Per modulo elastico istantaneo del calcestruzzo va assunto quello secante tra la tensione nulla e $0,40 f_{cm}$, determinato sulla base di apposite prove, da eseguirsi secondo la norma UNI 6556.

In sede di progettazione si può assumere il valore:

$$E_{cm} = 22.000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3} \quad \text{N/mm}^2$$

Tale formula non è applicabile ai calcestruzzi maturati a vapore. Essa non è da considerarsi vincolante nell'interpretazione dei controlli sperimentali delle strutture.

11.1.10.4 Coefficiente di Poisson

Per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0,2 (calcestruzzo non fessurato).

11.1.10.5 Coefficiente di dilatazione termica

Il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo può essere determinato a mezzo di apposite prove, da eseguirsi secondo la norma EN 1770.

In sede di progettazione, o in mancanza di una determinazione sperimentale diretta, per il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo può assumersi un valor medio pari a $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, fermo restando che tale quantità dipende significativamente dal tipo di calcestruzzo considerato (rapporto inerti/legante, tipi di inerti, ecc.) e può assumere valori anche sensibilmente diversi da quello suggerito.

11.1.10.6 Ritiro

La deformazione assiale per ritiro del calcestruzzo può essere determinata a mezzo di apposite prove, da eseguirsi secondo le norme UNI 6555:1973 e UNI 7086:1972, rispettivamente per calcestruzzi confezionati con inerti aventi dimensioni massime sino a 30 mm, od oltre 30 mm.

In sede di progettazione, e quando non si ricorra ad additivi speciali, il ritiro del calcestruzzo può essere valutato sulla base delle indicazioni di seguito fornite.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

dove:

ε_{cs} è la deformazione totale per ritiro

ε_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

ε_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento :

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \varepsilon_{c0}$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tabelle 11.1.Va,b in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h_0 :

Tabella 11.1.Va – Valori di ε_{c0}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0.62	-0.58	-0.49	-0.30	-0.17	+0.00
40	-0.48	-0.46	-0.38	-0.24	-0.13	+0.00
60	-0.38	-0.36	-0.30	-0.19	-0.10	+0.00
80	-0.30	-0.28	-0.24	-0.15	-0.07	+0.00

Tabella 11.1.Vb – Valori di k_h

h_0 (mm)	k_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

Per valori intermedi dei parametri indicati è consentita l'interpolazione lineare. Lo sviluppo nel tempo della deformazione ε_{cd} può essere valutato come:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) \cdot \varepsilon_{cd,\infty}$$

dove la funzione di sviluppo temporale assume la forma

$$\beta_{ds}(t-t_s) = (t-t_s) / [(t-t_s)+0,04 h_0^{3/2}]$$

in cui

t è l'età del calcestruzzo nel momento considerato (in giorni)

t_s è l'età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro da essiccamento (normalmente il termine della maturazione, espresso in giorni).

h₀ dimensione fittizia (in mm) pari al rapporto 2A_c/u essendo

A_c l'area della sezione in calcestruzzo

u il perimetro della sezione in calcestruzzo esposto all'aria.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno ε_{ca,∞} può essere valutato mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \text{ con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2$$

11.1.10.7 Viscosità

In sede di progettazione, se lo stato tensionale del calcestruzzo, al tempo t₀ = j di messa in carico, non è superiore a 0,45·f_{ckj}, il coefficiente di viscosità φ(∞, t₀), a tempo infinito, a meno di valutazioni più precise (per es. punto 3.1.4 di UNI EN 1992-1-1), può essere dedotto dalle seguenti Tabelle 11.1.VI e 11.1.VII dove h₀ è la dimensione fittizia definita in 11.1.10.6:

Tabella 11.1.VI – Valori di φ(∞, t₀). Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%

t ₀	h ₀ ≤ 75 mm	h ₀ = 150	h ₀ = 300	h ₀ ≥ 600
3 giorni	3.5	3.2	3.0	2.8
7 giorni	2.9	2.7	2.5	2.3
15 giorni	2.6	2.4	2.2	2.1
30 giorni	2.3	2.1	1.9	1.8
≥ 60giorni	2.0	1.8	1.7	1.6

Tabella 11.1.VII - Valori di φ(∞, t₀). Atmosfera con umidità relativa di circa il 55%

t ₀	h ₀ ≤ 75 mm	h ₀ = 150	h ₀ = 300	h ₀ ≥ 600
3 giorni	4.5	4.0	3.6	3.3
7 giorni	3.7	3.3	3.0	2.8
15 giorni	3.3	3.0	2.7	2.5
30 giorni	2.9	2.6	2.3	2.2
≥ 60giorni	2.5	2.3	2.1	1.9

Per valori intermedi è ammessa una interpolazione lineare.

Nel caso in cui sia richiesta una valutazione in tempi diversi da t = ∞ del coefficiente di viscosità questo potrà essere valutato secondo modelli tratti da documenti di comprovata validità .

11.1.11 DURABILITÀ

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario o precompresso, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico, dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

A tal fine il progetto, valutate opportunamente le condizioni ambientali del sito ove sorgerà la costruzione o quelle di impiego, deve fissare le caratteristiche del calcestruzzo da impiegare (composizione e resistenza meccanica), i valori del copriferro e le regole di maturazione.

Ai fini della valutazione della durabilità si può tener conto del grado di impermeabilità del calcestruzzo. A tal fine può essere determinato il valore della profondità di penetrazione dell'acqua in pressione in mm.

Per la prova di determinazione della profondità della penetrazione dell'acqua in pressione nel calcestruzzo indurito vale quanto indicato nella UNI EN 12390-8.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta, si potrà fare utile riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale ovvero nelle norme UNI EN 206-1 ed UNI 11104.

11.2 ACCIAIO

11.2.1 PRESCRIZIONI COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE DI ACCIAIO

11.2.1.1 Controlli

Le presenti norme prevedono tre forme di controllo obbligatorie:

- controlli in stabilimento di produzione;
- controlli nei centri di trasformazione;
- controlli di accettazione in cantiere.

I controlli eseguiti in stabilimento si riferiscono a lotti di produzione.

I controlli eseguiti nei centri di trasformazione si riferiscono a forniture.

I controlli di accettazione in cantiere si riferiscono a lotti di spedizione.

A tale riguardo si definiscono:

Lotti di produzione: si riferiscono a produzione continua, ordinata cronologicamente mediante apposizione di contrassegni al prodotto finito (rotolo finito, bobina di trefolo, fascio di barre, ecc.). Un lotto di produzione deve avere grandezze nominali omogenee (dimensionali, meccaniche, di formazione) e può essere compreso tra 30 e 120 tonnellate.

Forniture: sono lotti formati da massimo 90 t, costituiti da prodotti aventi grandezze nominali omogenee.

Lotti di spedizione: sono lotti formati da massimo 30 t, spediti in un'unica volta, costituiti da prodotti aventi grandezze nominali omogenee.

11.2.1.2 Controlli di produzione in stabilimento e procedure di qualificazione

Tutti gli acciai oggetto delle presenti norme, siano essi destinati ad utilizzo come armature per cemento armato ordinario o precompresso o ad utilizzo diretto come carpenterie in strutture metalliche devono essere prodotti con un sistema di controllo permanente della produzione in stabilimento che deve assicurare il mantenimento dello stesso livello di affidabilità nella conformità del prodotto finito, indipendentemente dal processo di produzione.

Il sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di fabbricazione deve essere predisposto in coerenza con le norme UNI EN ISO 9001 e certificato da parte di un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione, che opera in coerenza con le norme UNI CEI EN ISO/IEC 17021.

Ai fini della certificazione del sistema di gestione della qualità del processo produttivo il produttore e l'organismo di certificazione di processo potranno fare riferimento alle indicazioni contenute nelle relative norme europee disponibili UNI EN 10080, UNI EN 10138, UNI EN 10025, UNI EN 10210, UNI EN 10219.

Quando non sia applicabile la marcatura CE, ai sensi del DPR n.246/93 di recepimento della direttiva 89/106/CE, la valutazione della conformità del controllo di produzione in stabilimento e del prodotto finito è effettuata attraverso la procedura di qualificazione di seguito indicata.

Nel caso di prodotti coperti da marcatura CE, devono essere comunque rispettati, laddove applicabili, i punti del presente paragrafo 11.2 non in contrasto con le specifiche tecniche europee armonizzate.

Il Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei lavori pubblici è organismo abilitato al rilascio dell'attestato di qualificazione per gli acciai di cui sopra.

L'inizio della procedura di qualificazione deve essere preventivamente comunicato al Servizio Tecnico Centrale allegando una relazione ove siano riportati:

- 1) elenco e caratteristiche dei prodotti che si intende qualificare (tipo, dimensioni, caratteristiche meccaniche e chimiche, ecc.);
- 2) indicazione dello stabilimento e descrizione degli impianti e dei processi di produzione;
- 3) descrizione dell'organizzazione del controllo interno di qualità con indicazione delle responsabilità aziendali;
- 4) copia della certificazione del sistema di gestione della qualità;
- 5) indicazione dei responsabili aziendali incaricati della firma dei certificati;
- 6) descrizione particolareggiata delle apparecchiature e degli strumenti del Laboratorio interno di stabilimento per il controllo continuo di qualità;
- 7) dichiarazione con la quale si attesti che il servizio di controllo interno della qualità sovrintende ai controlli di produzione ed è indipendente dai servizi di produzione;
- 8) modalità di marcatura che si intende adottare per l'identificazione del prodotto finito;
- 9) descrizione delle condizioni generali di produzione del Prodotto nonché dell'approvvigionamento delle materie prime e del prodotto intermedio (billette, rotoli, vergella, lamiera, laminati, ecc.);
- 10) copia controllata del manuale di qualità aziendale, coerente alle norme della serie UNI EN ISO 9000.

Il Servizio Tecnico Centrale verifica la completezza e congruità della documentazione presentata e procede a una verifica documentale preliminare della idoneità dei processi produttivi e del Sistema di Gestione della Qualità nel suo complesso.

Se tale verifica preliminare ha esito positivo, il Servizio Tecnico Centrale potrà effettuare una verifica ispettiva presso lo stabilimento di produzione.

Il risultato della Verifica Documentale Preliminare unitamente al risultato della Verifica Ispettiva saranno oggetto di successiva valutazione da parte del Servizio Tecnico Centrale per la necessaria ratifica e notifica al produttore. In caso di esito positivo il Produttore potrà proseguire nella Procedura di Qualificazione del Prodotto. In caso negativo saranno richieste al Produttore le opportune azioni correttive che dovranno essere implementate.

La Procedura di Qualificazione del Prodotto continua con:

- esecuzione delle Prove di Qualificazione a cura del Laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 incaricato dal Servizio Tecnico Centrale su proposta del produttore secondo le procedure di cui al punto 11.2.1.4;
- invio dei risultati delle prove di qualificazione da sottoporre a giudizio di conformità al Servizio Tecnico Centrale da parte del laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 incaricato;
- in caso di giudizio positivo il Servizio Tecnico Centrale provvede al rilascio dell'Attestato di Qualificazione al produttore e inserisce il Produttore nel Catalogo Ufficiale dei Prodotti Qualificati che sarà reso disponibile sul sito internet;

- in caso di giudizio negativo, il Produttore può individuare le cause delle non conformità, apportare le opportune azioni correttive, dandone comunicazione sia al Servizio Tecnico Centrale che al Laboratorio incaricato e successivamente ripetere le prove di qualificazione.

Il prodotto può essere immesso sul mercato solo dopo il rilascio dell'Attestato di Qualificazione. La qualificazione ha validità 5 (cinque) anni.

11.2.1.3 Mantenimento e rinnovo della qualificazione

Per il mantenimento della qualificazione i Produttori sono tenuti, con cadenza semestrale entro 60 giorni dalla data di scadenza del semestre di riferimento ad inviare al Servizio Tecnico Centrale:

- 1) dichiarazione attestante la permanenza delle condizioni iniziali di idoneità del processo produttivo, dell'organizzazione del controllo interno di produzione in fabbrica;
- 2) i risultati dei controlli interni eseguiti nel semestre sul prodotto nonché la loro elaborazione statistica con l'indicazione del quantitativo di produzione e del numero delle prove;
- 3) i risultati dei controlli eseguiti nel corso delle prove di verifica periodica della qualità, da parte del laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001;
- 4) la documentazione di conformità statistica dei parametri rilevati (di cui ai prospetti relativi agli acciai specifici) nel corso delle prove di cui ai punti 2) e 3). Per la conformità statistica tra i risultati dei controlli interni ed i risultati dei controlli effettuati dal Laboratorio incaricato, devono essere utilizzati test statistici di confronto delle varianze e delle medie delle due serie di dati, secondo i procedimenti del controllo della qualità (UNI 6809-72 e 6806-72).

Il Produttore deve segnalare al Servizio Tecnico Centrale ogni eventuale modifica al processo produttivo o al sistema di controllo anche temporanea.

Il Servizio Tecnico Centrale esamina la documentazione, ne accerta la conformità ai requisiti previsti nel presente decreto e rilascia l'Attestato di Conferma della qualificazione.

Ogni sospensione della produzione deve essere tempestivamente comunicata al Servizio Tecnico Centrale indicandone le motivazioni. Qualora la produzione venga sospesa per oltre un anno, la procedura di qualificazione deve essere ripetuta. La sospensione della produzione non esenta gli organismi incaricati dall'effettuare le visite di ispezione periodica della qualità di cui ai punti 11.2.2.10, 11.2.2.11, 11.2.3.5 e 11.2.4.9.

Il Servizio Tecnico Centrale può effettuare o far effettuare, in qualsiasi momento, al Laboratorio incaricato ulteriori visite ispettive finalizzate all'accertamento della sussistenza dei requisiti previsti per la qualificazione.

Al termine del periodo di validità di 5 (cinque) anni dell'Attestato di Qualificazione il produttore deve chiedere il rinnovo, il Servizio Tecnico Centrale, valutata anche la conformità relativa all'intera documentazione fornita nei 5 (cinque) anni precedenti, rinnoverà la qualificazione.

Il mancato invio della documentazione di cui sopra entro i previsti sessanta giorni ovvero l'accertamento da parte del Servizio Tecnico Centrale di rilevanti non conformità, comporta la sospensione ovvero la decadenza della qualificazione.

11.2.1.4 Identificazione e rintracciabilità dei prodotti qualificati

Ciascun prodotto qualificato deve costantemente essere riconoscibile per quanto concerne le caratteristiche qualitative e riconducibile allo stabilimento di produzione tramite marcatura indelebile depositata presso il Servizio Tecnico Centrale, dalla quale risulti, in modo inequivocabile, il riferimento all'Azienda produttrice, allo Stabilimento, al tipo di acciaio ed alla sua eventuale saldabilità.

Ogni prodotto deve essere marcato con identificativi diversi da quelli di prodotti aventi differenti caratteristiche, ma fabbricati nello stesso stabilimento e con identificativi differenti da quelli di prodotti con uguali caratteristiche ma fabbricati in altri stabilimenti, siano essi o meno dello stesso produttore. La marcatura deve essere inalterabile nel tempo e senza possibilità di manomissione.

Per stabilimento si intende una unità produttiva a se stante, con impianti propri e magazzini per il prodotto finito. Nel caso di unità produttive multiple appartenenti allo stesso produttore, la qualificazione deve essere ripetuta per ognuna di esse e per ogni tipo di prodotto in esse fabbricato.

Considerata la diversa natura, forma e dimensione dei prodotti, le caratteristiche degli impianti per la loro produzione, nonché la possibilità di fornitura sia in pezzi singoli sia in fasci, differenti possono essere i sistemi di marcatura adottati, anche in relazione all'uso, quali ad esempio l'impressione sui cilindri di laminazione, la punzonatura a caldo e a freddo, la stampigliatura a vernice, la targhettatura, la sigillatura dei fasci e altri.

Comunque, per quanto possibile, anche in relazione all'uso del prodotto, il produttore è tenuto a marcare ogni singolo pezzo. Ove ciò non sia possibile, per la specifica tipologia del prodotto, la marcatura deve essere tale che prima dell'apertura dell'eventuale ultima e più piccola confezione (fascio, bobina, rotolo, pacco, ecc.) il prodotto sia riconducibile al produttore, al tipo di acciaio nonché al lotto di produzione e alla data di produzione.

Tenendo presente che l'elemento determinante della marcatura è costituito dalla sua inalterabilità nel tempo, dalla impossibilità di manomissione, il produttore deve rispettare le modalità di marcatura denunciate nella documentazione presentata al Servizio Tecnico Centrale e deve comunicare tempestivamente eventuali modifiche apportate.

La mancata marcatura, la non corrispondenza a quanto depositato o la sua illeggibilità, anche parziale, rendono il prodotto non impiegabile.

Qualora, sia presso gli utilizzatori, sia presso i commercianti, l'unità marcata (pezzo singolo o fascio) venga scorporata, per cui una parte, o il tutto, perde l'originale marcatura del prodotto è responsabilità sia degli utilizzatori sia dei commercianti documentare la provenienza mediante i documenti di accompagnamento del materiale e gli estremi del deposito del marchio presso il Servizio Tecnico Centrale.

In tal caso i campioni destinati al laboratorio incaricato delle prove di cantiere devono essere accompagnati dalla sopraindicata documentazione e da una dichiarazione di provenienza rilasciata dal direttore dei lavori, quale risulta dai documenti di accompagnamento del materiale.

I produttori, i successivi intermediari e il costruttore devono assicurare una corretta archiviazione della documentazione di accompagnamento dei materiali garantendone la disponibilità fino al completamento delle operazioni di collaudo statico e devono mantenere evidenti le marcature o etichette di riconoscimento per la rintracciabilità del prodotto.

Eventuali disposizioni supplementari atte a facilitare l'identificazione e la rintracciabilità del prodotto attraverso il marchio possono essere emesse dal Servizio Tecnico Centrale.

Tutti i certificati relativi alle prove meccaniche degli acciai, sia in stabilimento che in cantiere o nel luogo di lavorazione, devono riportare l'indicazione del marchio identificativo, rilevato a cura del laboratorio incaricato dei controlli, sui campioni da sottoporre a prove. Ove i campioni fossero sprovvisti di tale marchio, oppure il marchio non dovesse rientrare fra quelli depositati presso il Servizio Tecnico Centrale le certificazioni emesse dal laboratorio non possono assumere valenza ai sensi del presente decreto e di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso.

In tal caso il materiale non può essere utilizzato ed il Laboratorio incaricato informa di ciò il Servizio Tecnico Centrale.

11.2.1.5 Forniture e documentazione di accompagnamento

Tutte le forniture di acciaio devono essere accompagnate dalla “dichiarazione di conformità” qualora sussista l’obbligo della Marcatura CE ai sensi del DPR 21/04/1993 n. 246; laddove tale obbligo non sussista, le forniture di acciaio devono essere accompagnate dalla dichiarazione degli estremi dell’attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale.

L’attestato può essere utilizzato senza limitazione di tempo.

Il riferimento a tale attestato deve essere riportato sul documento di trasporto.

Le forniture effettuate da un commerciante intermedio devono essere accompagnate da copia dei documenti rilasciati dal Produttore e completati con il riferimento al documento di trasporto del commerciante stesso.

Il Direttore dei Lavori prima della messa in opera, è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi, ferme restando le responsabilità del costruttore.

11.2.1.6 Prove di qualificazione e verifiche periodiche della qualità

I laboratori incaricati, di cui all’art. 59 del DPR n. 380/2001, devono operare secondo uno specifico piano di qualità approvato dal Servizio Tecnico Centrale.

I certificati di prova emessi dovranno essere uniformati ad un modello standard elaborato dal Servizio Tecnico Centrale.

I relativi certificati devono contenere almeno:

- l’identificazione dell’azienda produttrice e dello stabilimento di produzione;
- l’indicazione del tipo di prodotto e della eventuale dichiarata saldabilità;
- il marchio di identificazione del prodotto depositato presso il Servizio Tecnico Centrale;
- gli estremi dell’attestato di qualificazione nonché l’ultimo attestato di conferma della qualificazione (per le sole verifiche periodiche della qualità);
- la data del prelievo, il luogo di effettuazione delle prove e la data di emissione del certificato;
- le dimensioni nominali ed effettive del prodotto ed i risultati delle prove eseguite;
- l’analisi chimica per i prodotti dichiarati saldabili (o comunque utilizzati per la fabbricazione di prodotti finiti elettrosaldati);
- le elaborazioni statistiche previste nei punti: 11.2.2.10, 11.2.2.11, 11.2.3.5 e 11.2.4.9.

I prelievi in stabilimento sono effettuati, ove possibile, dalla linea di produzione.

Le prove possono essere effettuate dai tecnici del laboratorio incaricato, anche presso lo stabilimento del produttore, qualora le attrezzature utilizzate siano tarate e la loro idoneità sia accertata e documentata.

Di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione nel rapporto di prova nel quale deve essere presente la dichiarazione del rappresentante del laboratorio incaricato relativa all’idoneità delle attrezzature utilizzate.

In caso di risultato negativo delle prove il Produttore deve individuare le cause e apportare le opportune azioni correttive, dandone comunicazione al Laboratorio incaricato e successivamente ripetere le prove di verifica.

Le specifiche per l’effettuazione delle prove di qualificazione e delle verifiche periodiche della qualità, ivi compresa la cadenza temporale dei controlli stessi, sono riportate rispettivamente nei punti seguenti:

punto 11.2.2.10, per acciai per cemento armato in barre o rotoli;

punto 11.2.2.11, per acciai per reti e tralicci elettrosaldati;
punto 11.2.3.5, per acciai per cemento armato precompresso;
punto 11.2.4.9, per acciai per carpenterie metalliche.

11.2.1.7 Centri di trasformazione

Si definisce Centro di trasformazione un impianto esterno al cantiere, fisso o mobile, che riceve dal produttore di acciaio elementi base (barre o rotoli, reti, lamiere o profilati, profilati cavi, ecc.) e confeziona elementi strutturali direttamente impiegabili in cantiere, pronti per la messa in opera o per successive lavorazioni.

Il Centro di trasformazione può ricevere e lavorare solo prodotti qualificati all'origine, accompagnati dalla documentazione prevista al punto 11.2.1.5.

Particolare attenzione deve essere posta nel caso in cui nel centro di trasformazione, vengono utilizzati elementi base, comunque qualificati, ma provenienti da produttori differenti, attraverso specifiche procedure documentate che garantiscano la rintracciabilità dei prodotti.

Il trasformatore deve dotarsi di un sistema di controllo della lavorazione allo scopo di assicurare che le lavorazioni effettuate non comportino alterazioni tali da compromettere le caratteristiche meccaniche e geometriche dei prodotti previste dalle presenti norme.

Il sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di fabbricazione deve essere predisposto in coerenza con le norme UNI EN ISO 9001 e certificato da parte di un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione, che opera in coerenza con le norme UNI CEI EN ISO/IEC 17021.

Tutti i prodotti forniti in cantiere dopo l'intervento di un trasformatore intermedio devono essere accompagnati da idonea documentazione, specificata nel seguito, che identifichi in modo inequivocabile il centro di trasformazione stesso.

I centri di trasformazione sono identificati, ai sensi del presente decreto, come "luogo di lavorazione" e, come tali, sono tenuti ad effettuare una serie di controlli obbligatori atti a garantire la permanenza delle caratteristiche, sia meccaniche che geometriche, del materiale di base. I controlli devono essere effettuati secondo le disposizioni riportate nel seguito per ciascuna tipologia di acciaio.

Nell'ambito del processo produttivo deve essere posta particolare attenzione ai processi di piegatura e di saldatura. In particolare il Direttore Tecnico di stabilimento deve verificare, tramite opportune prove, che le piegature e le saldature, anche nel caso di quelle non resistenti, non alterino le caratteristiche meccaniche del prodotto. Per i processi sia di saldatura che di piegatura, si potrà fare utile riferimento alla normativa europea applicabile.

Per quanto sopra, è fatto obbligo a tali centri di nominare un Direttore Tecnico dello stabilimento che opererà secondo il disposto dell'art. 64 del d.P.R. 380/01.

I centri di trasformazione sono tenuti a dichiarare al Servizio Tecnico Centrale la loro attività, indicando l'organizzazione, i procedimenti di lavorazione, le massime dimensioni degli elementi base utilizzati, nonché fornire copia della certificazione del sistema di gestione della qualità che sovrintende al processo produttivo. Ogni centro di trasformazione dovrà inoltre indicare un proprio logo o marchio che identifichi in modo inequivocabile il centro stesso.

Nella dichiarazione deve essere indicato l'impegno ad utilizzare esclusivamente elementi di base qualificati all'origine.

Alla dichiarazione deve essere allegata la nota di incarico al Direttore Tecnico di stabilimento, controfirmata dallo stesso per accettazione ed assunzione delle responsabilità, ai sensi del presente decreto, sui controlli sui materiali.

Il Servizio Tecnico Centrale attesta l'avvenuta presentazione della dichiarazione di cui sopra.

La dichiarazione sopra citata deve essere confermata annualmente al Servizio Tecnico Centrale, con allegata una dichiarazione attestante che nulla è variato rispetto al precedente deposito, ovvero siano descritte le avvenute variazioni.

Ogni fornitura in cantiere di elementi presaldati, presagomati o preassemblati deve essere accompagnata:

- a) da dichiarazione, su documento di trasporto, degli estremi dell'attestato di avvenuta dichiarazione di attività, rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale, recante il logo o il marchio del centro di trasformazione;
- b) dall'attestazione inerente l'esecuzione delle prove di controllo interno fatte eseguire dal Direttore Tecnico di stabilimento, con l'indicazione dei giorni nei quali la fornitura è stata lavorata. Qualora il Direttore dei lavori lo richieda, all'attestazione di cui sopra potrà seguire copia dei certificati relativi alle prove effettuate nei giorni in cui la lavorazione è stata effettuata.

Il direttore dei lavori è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi, ferme restando le responsabilità del costruttore. Della documentazione di cui sopra dovrà prendere atto il collaudatore, che riporterà, nel Certificato di collaudo, gli estremi del centro di trasformazione che ha fornito l'eventuale materiale lavorato.

11.2.2 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili qualificati secondo le procedure di cui al precedente punto 11.2.1.2 e controllati con le modalità riportate nel punto 11.2.2.10.

11.2.2.1 Acciaio per cemento armato B450C

L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

$f_{y\text{ nom}}$	450 N/mm ²
$f_{t\text{ nom}}$	540 N/mm ²

e deve rispettare i requisiti indicati nella seguente Tabella 11.2.Ia:

Tabella 11.2.Ia

	CARATTERISTICHE
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{v \text{ nom}}$
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t \text{ nom}}$
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,13$
$(f_v/f_{vnom})_k$	$\leq 1,35$
Allungamento $(A_{gt})_k$:	$\geq 7 \%$
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche: $\phi < 12 \text{ mm}$ $12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$ per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$ per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	4ϕ 5ϕ 8ϕ 10ϕ

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche vale quanto indicato al punto 11.2.2.3.

11.2.2.2 Acciaio per cemento armato B450A

L'acciaio, caratterizzato dai medesimi valori nominali delle tensioni di snervamento e rottura dell'acciaio B450C, deve rispettare i requisiti indicati nella seguente Tabella 11.2.Ib.

Tabella 11.2.Ib

	CARATTERISTICHE
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{v \text{ nom}}$
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t \text{ nom}}$
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,05$
$(f_v/f_{vnom})_k$	$\leq 1,25$
Allungamento $(A_{gt})_k$:	$\geq 3 \%$
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche: per $\phi \leq 10 \text{ mm}$	4ϕ

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche vale quanto indicato al punto 11.2.2.3.

Nel caso in cui l'acciaio trafilato a freddo rispetti le prescrizioni di cui alla tabella 11.2.Ia, valgono le prescrizioni relative all'acciaio B450C.

11.2.2.3 Accertamento delle proprietà meccaniche

Per l'accertamento delle proprietà meccaniche di cui alle precedenti tabelle vale quanto indicato nelle UNI EN ISO 15630-1.

Per acciai deformati a freddo, ivi compresi i rotoli, le proprietà meccaniche sono determinate su provette mantenute per 60 minuti a $100 \pm 10^\circ\text{C}$ e successivamente raffreddate in aria calma a temperatura ambiente.

In ogni caso, qualora lo snervamento non sia chiaramente individuabile, si sostituisce f_y con $f_{(0,2)}$.

La prova di piegamento e raddrizzamento si esegue alla temperatura di $20 + 5$ °C piegando la provetta a 90° , mantenendola poi per 60 minuti a 100 ± 10 °C e procedendo, dopo raffreddamento in aria, al parziale raddrizzamento per almeno 20° . Dopo la prova il campione non deve presentare cricche.

11.2.2.4 Caratteristiche dimensionali e di impiego

L'acciaio per cemento armato è generalmente prodotto in stabilimento sotto forma di barre o rotoli, reti o tralicci, per utilizzo diretto o come elementi di base per successive trasformazioni.

Prima della fornitura in cantiere gli elementi di cui sopra possono essere saldati, presagomati (staffe, ferri piegati, ecc.) o preassemblati (gabbie di armatura, ecc.) a formare elementi composti direttamente utilizzabili in opera.

La sagomatura e/o l'assemblaggio possono avvenire:

- in cantiere, sotto la vigilanza della Direzione Lavori;
- in centri di trasformazione, solo se provvisti dei requisiti di cui al punto 11.2.1.7.

Tutti gli acciai per cemento armato devono essere ad aderenza migliorata, aventi cioè una superficie dotata di nervature trasversali, uniformemente distribuite sull'intera lunghezza, atte ad aumentarne l'aderenza al conglomerato cementizio.

Per quanto riguarda la marcatura dei prodotti vale quanto indicato al punto 11.2.1.4.

Per la documentazione di accompagnamento delle forniture vale quanto indicato al punto 11.2.1.5

Le barre sono caratterizzate dal diametro \varnothing della barra tonda liscia equipesante, calcolato nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a $7,85 \text{ kg/dm}^3$.

Gli acciai B450C, di cui al punto 11.2.2.1, possono essere impiegati in barre di diametro \varnothing compreso tra 6 e 40 mm.

Per gli acciai B450A, di cui al punto 11.2.2.2 il diametro \varnothing delle barre deve essere compreso tra 5 e 10 mm. Per l'impiego di acciaio B450A come armatura in elementi strutturali soggetti ad azione sismica, vedasi punto 7.4.2.2.

L'uso di acciai forniti in rotoli è ammesso, senza limitazioni, per diametri fino a $\varnothing \leq 16$ per B450C e fino a $\varnothing \leq 10$ per B450A.

11.2.2.5 Reti e tralicci elettrosaldati

Gli acciai delle reti elettrosaldate devono essere saldabili.

L'interasse delle barre non deve superare 330 mm.

I tralicci sono dei componenti reticolari composti con barre ed assemblati mediante saldature. Gli acciai per i tralicci elettrosaldati devono essere saldabili.

Per le reti ed i tralicci costituiti con acciaio di cui al punto 11.2.2.1 gli elementi base devono avere diametro \varnothing che rispetta la limitazione: $6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 16 \text{ mm}$.

Per le reti ed i tralicci costituiti con acciaio di cui al punto 11.2.2.2 gli elementi base devono avere diametro \varnothing che rispetta la limitazione: $5 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 10 \text{ mm}$.

Il rapporto tra i diametri delle barre componenti reti e tralicci deve essere:

$$\varnothing_{\min} / \varnothing_{\max} \geq 0,6 .$$

I nodi delle reti devono resistere ad una forza di distacco determinata in accordo con la UNI EN ISO 15630-2 pari al 25% della forza di snervamento della barra, da computarsi per quella di diametro maggiore sulla tensione di snervamento pari a 450 N/mm². Tale resistenza al distacco della saldatura del nodo, va controllata e certificata dal produttore di reti e di tralicci secondo le procedure di qualificazione di seguito riportate.

In ogni elemento di rete o traliccio le singole armature componenti devono avere le stesse caratteristiche. Nel caso dei tralicci è ammesso l'uso di staffe aventi superficie liscia purchè realizzate con acciaio B450A oppure B450C saldabili.

La produzione di reti e tralicci elettrosaldati può essere effettuata a partire da materiale di base prodotto nello stesso stabilimento di produzione del prodotto finito o da materiale di base proveniente da altro stabilimento.

Nel caso di reti e tralicci formati con elementi base prodotti in altro stabilimento, questi ultimi possono essere costituiti:

- a) da acciai provvisti di specifica qualificazione;
- b) da elementi semilavorati da qualificare a cura del produttore della rete quando questi, nel proprio processo di lavorazione, conferisca al semilavorato le caratteristiche meccaniche finali richieste dalla norma.

Ogni pannello o traliccio deve essere inoltre dotato di apposita marcatura che identifichi il produttore della rete o del traliccio stesso.

La marcatura di identificazione può essere anche costituita da sigilli o etichettature metalliche indelebili con indicati tutti i dati necessari per la corretta identificazione del prodotto, ovvero da marcatura supplementare indelebile. In ogni caso la marcatura deve essere identificabile in modo permanente anche dopo annegamento nel calcestruzzo.

Laddove non fosse possibile tecnicamente applicare su ogni pannello o traliccio la marcatura secondo le modalità sopra indicate, dovrà essere comunque apposta su ogni pacco di reti o tralicci un'apposita etichettatura con indicati tutti i dati necessari per la corretta identificazione del prodotto e del produttore; in questo caso il Direttore dei lavori, al momento dell'accettazione della fornitura in cantiere deve verificare la presenza della predetta etichettatura.

Nel caso di reti e tralicci formati con elementi base prodotti nello stesso stabilimento, ovvero in stabilimenti del medesimo produttore, la marcatura del prodotto finito può coincidere con la marcatura dell'elemento base, alla quale può essere aggiunto un segno di riconoscimento di ogni singolo stabilimento.

11.2.2.6 Centri di trasformazione

Si definisce Centro di trasformazione, nell'ambito degli acciai per cemento armato, un impianto esterno al cantiere, fisso o mobile, che riceve dal produttore di acciaio elementi base (barre o rotoli, reti, ecc.) e confeziona elementi strutturali direttamente impiegabili in opere in cemento armato quali, ad esempio, elementi saldati e/o presagomati (staffe, ferri piegati, ecc.) o preassemblati (gabbie di armatura), pronti per la messa in opera.

Il Centro di trasformazione deve possedere tutti i requisiti previsti al punto 11.2.1.7.

11.2.2.7 Saldabilità

L'analisi chimica effettuata su colata e l'eventuale analisi chimica di controllo effettuata sul

prodotto finito deve soddisfare le limitazioni riportate nella Tabella 11.2.II dove il calcolo del carbonio equivalente C_{eq} è effettuato con la seguente formula:

$$C_{eq} = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15}$$

in cui i simboli chimici denotano il contenuto degli elementi stessi espresso in percentuale.

Tabella 11.2.II - Massimo contenuto di elementi chimici in %

		Analisi di prodotto	Analisi di colata
Carbonio	C	0,24	0,22
Fosforo	P	0,055	0,050
Zolfo	S	0,055	0,050
Rame	Cu	0,85	0,80
Azoto	N	0,014	0,012
Carbonio equivalente	C_{eq}	0,52	0,50

È possibile eccedere il valore max. di C dello 0,03% in massa, a patto che il valore del C_{eq} venga ridotto dello 0.02% in massa.

Contenuti di azoto più elevati sono consentiti in presenza di una sufficiente quantità di elementi che fissano l'azoto stesso.

11.2.2.8 Tolleranze dimensionali

La deviazione ammissibile per la massa nominale deve essere come riportato nella Tabella 11.2.III seguente.

Tabella 11.2.III

Diametro nominale, (mm)	$5 \leq \Phi \leq 8$	$8 < \Phi \leq 40$
Tolleranza in % sulla sezione ammessa per l'impiego	± 6	$\pm 4,5$

11.2.2.9 Altri tipi di acciai

11.2.2.9.1 Acciai inossidabili

È ammesso l'impiego di acciai inossidabili purché le caratteristiche meccaniche siano conformi alle prescrizioni relative agli acciai di cui al punto 11.2.2.1, con l'avvertenza di sostituire al termine f_t della Tabella 11.2.Ia, il termine $f_{7\%}$, ovvero la tensione corrispondente ad un allungamento $A_{gt}=7\%$. La saldabilità di tali acciai va documentata attraverso prove di saldabilità certificate da un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 ed effettuate secondo gli specifici procedimenti di saldatura, da utilizzare in cantiere o in officina, previsti dal produttore.

Per essi la qualificazione è ammessa anche nel caso di produzione non continua, permanendo tutte le altre regole relative alla qualificazione.

11.2.2.9.2 Acciai zincati

È ammesso l'uso di acciai zincati purché le caratteristiche fisiche, meccaniche e tecnologiche siano conformi alle prescrizioni relative agli acciai normali.

I controlli e, di conseguenza, la relativa verifica delle caratteristiche sopra indicate deve essere effettuata sul prodotto finito, dopo il procedimento di zincatura.

11.2.2.10 Procedure di controllo per acciai da cemento armato ordinario - barre e rotoli

11.2.2.10.1 Controlli sistematici in stabilimento

11.2.2.10.1.1 Generalità

Le prove di qualificazione e di verifica periodica, di cui ai successivi punti, devono essere ripetute per ogni prodotto avente caratteristiche differenti o realizzato con processi produttivi differenti, anche se provenienti dallo stesso stabilimento.

I rotoli devono essere soggetti a qualificazione separata dalla produzione in barre e dotati di marcatura differenziata.

11.2.2.10.1.2 Prove di qualificazione

Il laboratorio incaricato deve effettuare, senza preavviso, presso lo stabilimento di produzione, il prelievo di una serie di 75 saggi, ricavati da tre diverse colate o lotti di produzione, venticinque per ogni colata o lotto di produzione, scelti su tre diversi diametri, minimo, medio e massimo nell'ambito della gamma prodotta. Il prelievo deve essere effettuato su tutti i prodotti che portano il marchio depositato in Italia, indipendentemente dall'etichettatura o dalla destinazione specifica.

Sui campioni vengono determinati, a cura del laboratorio incaricato, i valori delle tensioni di snervamento e rottura f_y e f_t l'allungamento A_{gt} ed effettuate le prove di piegamento.

11.2.2.10.1.3 Procedura di valutazione

Valutazione dei risultati

Le grandezze caratteristiche f_y , f_t , A_{gt} ed il valore inferiore di f_t/f_y devono soddisfare la seguente relazione:

$$\bar{x} - k s \geq C_v$$

La grandezza caratteristica $(f_y/f_{ynom})_k$ ed il valore superiore di f_t/f_y devono soddisfare la seguente relazione:

$$\bar{x} + k s \leq C_v$$

dove:

C_v = valore prescritto per le singole grandezze nelle tabelle di cui ai punti 11.2.2.1 e 11.2.2.2

\bar{x} = valore medio

s = deviazione standard della popolazione

k = è il coefficiente riportato in tabella 11.2.IV per f_t e f_y e in tabella 11.2.V per A_{gt} , f_t/f_y e (f_y/f_{ynom}) stabilito in base al numero dei saggi.

In ogni caso il coefficiente k assume, in funzione di n , i valori riportati nelle Tabelle 11.2.IV e 11.2.V.

Su almeno un saggio per colata o lotto di produzione è calcolato il valore dell'indice di aderenza di cui al punto 11.2.2.10.1.5.

Qualora uno dei campioni sottoposti a prova di qualificazione non soddisfi i requisiti di resistenza o duttilità di cui al punto 11.2.2 delle norme tecniche, il prelievo relativo al diametro di cui trattasi va ripetuto ed il nuovo prelievo sostituisce a tutti gli effetti quello precedente. Un ulteriore risultato negativo comporta la ripetizione della prova di qualificazione.

Tabella 11.2.IV - $f_y - f_t$ - Coefficiente k in funzione del numero n di campioni (per una probabilità di insuccesso attesa del 5 % [$p = 0,95$] con una probabilità del 90 %)

n	k	n	K
5	3,40	30	2,08
6	3,09	40	2,01
7	2,89	50	1,97
8	2,75	60	1,93
9	2,65	70	1,90
10	2,57	80	1,89
11	2,50	90	1,87
12	2,45	100	1,86
13	2,40	150	1,82
14	2,36	200	1,79
15	2,33	250	1,78
16	2,30	300	1,77
17	2,27	400	1,75
18	2,25	500	1,74
19	2,23	1000	1,71
20	2,21	--	1,64

Tab. 11.2.V - A_{gt} , f_t/f_y e $f_y/f_{y\text{nom}}$ - Coefficiente k in funzione del numero n di campioni (per una probabilità di insuccesso attesa del 10 % [$p = 0,90$] con una probabilità del 90 %)

n	k	n	K
5	2,74	30	1,66
6	2,49	40	1,60
7	2,33	50	1,56
8	2,22	60	1,53
9	2,13	70	1,51
10	2,07	80	1,49
11	2,01	90	1,48
12	1,97	100	1,47
13	1,93	150	1,43
14	1,90	200	1,41
15	1,87	250	1,40
16	1,84	300	1,39
17	1,82	400	1,37
18	1,80	500	1,36
19	1,78	1000	1,34
20	1,77	—	1,282

11.2.2.10.1.4 Prove periodiche di verifica della qualità

Ai fini della verifica della qualità il laboratorio incaricato deve effettuare controlli saltuari, ad intervalli non superiori a tre mesi, prelevando tre serie di 5 campioni, costituite ognuna da cinque barre di uno stesso diametro scelto entro ciascuno dei gruppi di diametri di cui al paragrafo “Generalità” e provenienti da una stessa colata.

Il prelievo deve essere effettuato su tutti i prodotti che portano il marchio depositato in Italia, indipendentemente dall’etichettatura o dalla destinazione specifica. Su tali serie il laboratorio effettua le prove di resistenza e di duttilità. I corrispondenti risultati delle prove di snervamento e rottura vengono introdotti nelle precedenti espressioni, le quali vengono sempre riferite a cinque serie di cinque saggi, facenti parte dello stesso gruppo di diametri, da aggiornarsi ad ogni prelievo, aggiungendo la nuova serie ed eliminando la prima in ordine di tempo. I nuovi valori delle medie e degli scarti quadratici così ottenuti vengono quindi utilizzati per la determinazione delle nuove tensioni, caratteristiche, sostitutive delle precedenti (ponendo $n=25$).

Ove i valori caratteristici riscontrati risultino inferiori ai minimi di cui ai punti 11.2.2.1 e 11.2.2.2, il laboratorio incaricato ne dà comunicazione al Servizio tecnico centrale e ripete le prove di

qualificazione solo dopo che il produttore ha ovviato alle cause che hanno dato luogo al risultato insoddisfacente.

Qualora uno dei campioni sottoposti a prova di verifica della qualità non soddisfi i requisiti di duttilità di cui ai citati punti 11.2.2.1 e 11.2.2.2, il prelievo relativo al diametro di cui trattasi va ripetuto. Il nuovo prelievo sostituisce quello precedente a tutti gli effetti. Un ulteriore risultato negativo comporta la ripetizione della qualificazione.

Le tolleranze dimensionali di cui al punto 11.2.2.8 vanno riferite alla media delle misure effettuate su tutti i saggi di ciascuna colata o lotto di produzione.

Su almeno un saggio per colata o lotto di produzione è calcolato il valore dell'indice di aderenza.

11.2.2.10.2 Controlli su singole colate o lotti di produzione

I produttori già qualificati possono richiedere, di loro iniziativa, di sottoporsi a controlli su singole colate o lotti di produzione, eseguiti a cura di un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001. Le colate o lotti di produzione sottoposti a controllo devono essere cronologicamente ordinati nel quadro della produzione globale. I controlli consistono nel prelievo, per ogni colata e lotto di produzione e per ciascun gruppo di diametri da essi ricavato, di un numero n di saggi, non inferiore a dieci, sui quali si effettuano le prove previste al punto 11.2.2.10.1 - Prove di qualificazione. Le tensioni caratteristiche di snervamento e rottura vengono calcolate a mezzo delle espressioni di cui al punto 11.2.2.10.1 nelle quali n è il numero dei saggi prelevati dalla colata.

11.2.2.10.3 Controlli nei centri di trasformazione.

I controlli sono obbligatori e devono essere effettuati:

- a) in caso di utilizzo di barre, su ciascuna fornitura, o comunque ogni 90 t;
- b) in caso di utilizzo di rotoli, ogni dieci rotoli impiegati.

Qualora non si raggiungano le quantità sopra riportate, in ogni caso deve essere effettuato almeno un controllo per ogni giorno di lavorazione.

I controlli devono riferirsi agli stessi gruppi di diametri contemplati nelle prove a carattere statistico di cui al punto 11.2.2.10.1, in ragione di 3 spezzoni, marcati, di uno stesso diametro, scelto entro ciascun gruppo di diametri per ciascuna fornitura, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi agli altri diametri della fornitura.

I controlli devono consistere in prove di trazione e piegamento e devono essere eseguiti dopo il raddrizzamento.

In caso di utilizzo di rotoli deve altresì essere effettuata, con frequenza almeno mensile, la verifica dell'indice di aderenza secondo il metodo geometrico di cui alla seconda parte del punto 11.2.2.10.5.

Tutte le prove suddette devono essere eseguite dopo la lavorazione.

Le prove di cui sopra devono essere eseguite e certificate dai laboratori di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, ovvero sotto il loro diretto controllo.

Il Direttore tecnico di stabilimento curerà la registrazione di tutti i risultati delle prove di controllo interno su apposito registro, di cui dovrà essere consentita la visione a quanti ne abbiano titolo.

11.2.2.10.4 Controlli di accettazione in cantiere.

I controlli sono obbligatori e devono riferirsi, nell'ambito di ciascun lotto di spedizione, agli stessi gruppi di diametri contemplati nelle prove a carattere statistico di cui al punto 11.2.2.10.1, in ragione di 3 spezzoni, marcati, di uno stesso diametro, scelto entro ciascun gruppo di diametri per ciascuna fornitura, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la

provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi agli altri diametri del lotto di spedizione.

I valori minimi per quanto riguarda il controllo della resistenza e dell'allungamento, accertati in accordo con il punto 11.2.2.3, da eseguirsi comunque prima della messa in opera del prodotto riferiti ad uno stesso diametro, sono i seguenti:

Valori di accettazione

Caratteristica	Valore limite	NOTE
f_y minimo	425 N/mm ²	(450 – 25) N/mm ²
f_y massimo	572 N/mm ²	[450 x (1,25+0,02)] N/mm ²
A_{gt} minimo	≥ 6,0%	per acciai B450C
A_{gt} minimo	≥ 2,0%	per acciai B450A
Rottura/snervamento	$1,11 \leq f_t / f_y \leq 1,37$	per acciai B450C
Rottura/snervamento	$f_t / f_y \geq 1,03$	per acciai B450A
Piegamento/raddrizzamento	assenza di cricche	per tutti

Questi limiti tengono conto della dispersione dei dati e delle variazioni che possono intervenire tra diverse apparecchiature e modalità di prova.

Nel caso di campionamento e prova in cantiere, che deve essere effettuata entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale in cantiere, qualora la determinazione del valore di una quantità fissata in termini di valore caratteristico crei una controversia, il valore dovrà essere verificato prelevando e provando tre provini da prodotti diversi nel lotto consegnato.

Se un risultato è minore del valore, sia il provino che il metodo di prova devono essere esaminati attentamente. Se nel provino è presente un difetto o si ha ragione di credere che si sia verificato un errore durante la prova, il risultato della prova stessa deve essere ignorato. In questo caso occorrerà prelevare un ulteriore (singolo) provino.

Se i tre risultati validi della prova sono maggiori o uguali del prescritto valore caratteristico, il lotto consegnato deve essere considerato conforme.

Se i criteri sopra riportati non sono soddisfatti, 10 ulteriori provini devono essere prelevati da prodotti diversi del lotto in presenza del produttore o suo rappresentante che potrà anche assistere all'esecuzione delle prove presso un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001.

Il lotto deve essere considerato conforme se la media dei risultati sui 10 ulteriori provini è maggiore del valore caratteristico e i singoli valori sono compresi tra il valore minimo e il valore massimo secondo quanto sopra riportato.

In caso contrario il lotto deve essere respinto e il risultato segnalato al Servizio Tecnico Centrale.

Il prelievo dei campioni va effettuato a cura del direttore dei lavori o di tecnico di sua fiducia che deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano effettivamente quelli da lui prelevati.

La domanda di prove al Laboratorio autorizzato deve essere sottoscritta dal direttore dei lavori e deve contenere indicazioni sulle strutture interessate da ciascun prelievo.

In caso di mancata sottoscrizione della richiesta di prove da parte del direttore dei lavori, le certificazioni emesse dal laboratorio non possono assumere valenza ai sensi del presente decreto e di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso.

I certificati emessi dai laboratori devono obbligatoriamente contenere almeno:

- l'identificazione del laboratorio che rilascia il certificato;
- una identificazione univoca del certificato (numero di serie e data di emissione) e di ciascuna sua pagina, oltre al numero totale di pagine;

- l'identificazione del committente dei lavori in esecuzione e del cantiere di riferimento;
- il nominativo del direttore dei lavori che richiede la prova;
- la descrizione e l'identificazione dei campioni da provare;
- la data di ricevimento dei campioni e la data di esecuzione delle prove;
- l'identificazione delle specifiche di prova o la descrizione del metodo o procedura adottata, con l'indicazione delle norme di riferimento per l'esecuzione della stessa;
- le dimensioni effettivamente misurate dei campioni;
- i valori di resistenza misurati e l'esito delle prove di piegamento.

I certificati devono riportare, inoltre, l'indicazione del marchio identificativo rilevato a cura del laboratorio incaricato dei controlli, sui campioni da sottoporre a prove. Ove i campioni fossero sprovvisti di tale marchio, oppure il marchio non dovesse rientrare fra quelli depositati presso il Servizio tecnico centrale, le certificazioni emesse dal laboratorio non possono assumere valenza ai sensi del presente decreto e di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso.

11.2.2.10.5 Prove di aderenza

Ai fini della qualificazione, le barre devono superare con esito positivo prove di aderenza secondo il metodo Beam - test da eseguirsi presso uno dei laboratori di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, con le modalità specificate nella CNR-UNI 10020 (gennaio 1971). La tensione di aderenza τ_d valutata secondo la CNR-UNI 10020 (gennaio 1971) verrà riferita ad una resistenza nominale del calcestruzzo di 27 N/mm^2 , mediante l'applicazione della seguente formula di correzione:

$$\tau_c = \tau_d - (R_c - 27) \cdot 0,2(N / mm^2)$$

valida nell'intervallo:

$$22 \leq R_c \leq 32(N / mm^2)$$

essendo:

τ_c la tensione di aderenza corretta;

τ_d la tensione di aderenza rilevata sperimentalmente;

R_c la resistenza del calcestruzzo all'atto della prova.

Le prove devono essere estese ad almeno tre diametri scelti, indipendentemente dalla suddivisione in gruppi, come segue:

- uno nell'intervallo $5 \leq \varnothing \leq 10 \text{ mm}$;
- uno nell'intervallo $12 \leq \varnothing \leq 18 \text{ mm}$;
- uno pari al diametro massimo.

Per le verifiche periodiche della qualità e per le verifiche delle singole partite, non è richiesta la ripetizione delle prove di aderenza quando se ne possa determinare la rispondenza nei riguardi delle caratteristiche e delle misure geometriche, con riferimento alla serie di barre che hanno superato le prove stesse con esito positivo.

Le tensioni tangenziali di aderenza τ_m e τ_r desunte dalla prova, come media dei risultati ottenuti sperimentando almeno quattro travi per ogni diametro, devono soddisfare le condizioni seguenti:

$$\tau_m \geq \tau_m^* = 8 - 0,12\Phi$$

$$\tau_r \geq \tau_r^* = 13 - 0,19\Phi$$

ove τ_m , τ_m^* , τ_r e τ_r^* sono espressi in N/mm^2 e \varnothing è espresso in mm.

Per accertare la rispondenza delle singole partite nei riguardi delle proprietà di aderenza, si calcolerà per un numero significativo di barre il valore dell'indice di aderenza I_R definito dall'espressione:

$$I_R = \frac{2a_m l_R \cos(90^\circ - \beta)}{\pi \varnothing_n c}$$

confrontando quindi il valore medio di I_R con il corrispondente $I_R(L)$ valutato sulle barre provate in laboratorio.

La partita è ritenuta idonea se è verificata almeno una delle due seguenti ineguaglianze (A) e (B):

$$\frac{I_R}{I_R(L)} \geq \frac{\tau_m^*}{\tau_m} \quad (A)$$

$$I_R \geq 0,048 \text{ per } 5 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 6 \text{ mm}$$

$$I_R \geq 0,055 \text{ per } 6 \text{ mm} < \varnothing \leq 8 \text{ mm}$$

$$I_R \geq 0,060 \text{ per } 8 \text{ mm} < \varnothing \leq 12 \text{ mm} \quad (B)$$

$$I_R \geq 0,065 \text{ per } \varnothing > 12 \text{ mm}$$

essendo:

τ_m^* = valore limite di τ_m quale sopra definito per il diametro considerato;

τ_m, τ_r = valori desunti dalle prove di laboratorio;

\varnothing_n = diametro nominale della barra;

c = interasse delle nervature;

a_m = altezza media delle nervature;

β = inclinazione delle nervature sull'asse della barra espressa in gradi;

l_R = lunghezza delle nervature;

I_R = valore di I_R determinato sulle barre della fornitura considerata;

$I_R(L)$ = valore di I_R determinato sulle barre provate in laboratorio.

Qualora il profilo comporti particolarità di forma non contemplate nella definizione di I_R (ad esempio nocciolo non circolare), l'ineguaglianza (A) deve essere verificata per i soli risalti o nervature.

Nel certificato di prova devono essere descritte le caratteristiche geometriche della sezione e delle nervature e deve, inoltre, essere indicata quale delle due disuguaglianze (A) o (B) viene rispettata.

11.2.2.11 Procedure di controllo per acciai da cemento armato ordinario - reti e tralicci elettrosaldati

11.2.2.11.1 Controlli sistematici in stabilimento

11.2.2.11.1.1 Prove di qualificazione

Il laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 effettua, presso lo stabilimento di produzione, in almeno quattro sopralluoghi senza preavviso il prelievo di una serie di 80 saggi, ricavati da 40 diversi pannelli, 2 per ogni elemento.

Ogni saggio deve consentire due prove:

- prova di trazione su uno spezzone di filo comprendente almeno un nodo saldato, per la determinazione della tensione di rottura, della tensione di snervamento e dell'allungamento;
- prova di resistenza al distacco offerta dalla saldatura del nodo, determinata forzando con idoneo dispositivo il filo trasversale nella direzione di quello maggiore posto in trazione.

Il prelievo deve essere effettuato su tutti i prodotti che portano il marchio depositato in Italia, indipendentemente dall'etichettatura o dalla destinazione specifica.

Per la determinazione delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura, determinate in accordo con il punto 11.2.2.3, valgono le medesime formule di cui al punto 11.2.2.10.1 dove n , numero dei saggi considerati, va assunto nel presente caso pari a 80, ed il coefficiente k assume, in funzione di n , i valori riportati nelle tabelle di cui al punto 11.2.2.10.1.

Qualora uno dei campioni sottoposti a prove di qualificazione non soddisfi i requisiti previsti nelle norme tecniche relativamente ai valori di allungamento o resistenza al distacco, il prelievo relativo all'elemento di cui trattasi va ripetuto su un altro elemento della stessa partita. Il nuovo prelievo sostituisce quello precedente a tutti gli effetti. Un ulteriore risultato negativo comporta la ripetizione delle prove di qualificazione.

11.2.2.11.1.2 Prove di verifica della qualità

Il laboratorio incaricato deve effettuare controlli saltuari ad intervalli non superiori a tre mesi, su serie di 20 saggi, ricavati da 10 diversi elementi, 2 per ogni elemento. Il prelievo deve essere effettuato su tutti i prodotti che portano il marchio depositato in Italia, indipendentemente dall'etichettatura o dalla destinazione specifica.

Sulla serie il laboratorio effettua la prova di trazione e di distacco. I corrispondenti risultati vengono aggiunti a quelli dei precedenti prelievi dopo aver eliminato la prima serie in ordine di tempo.

Si determinano così le nuove tensioni caratteristiche sostitutive delle precedenti sempre ponendo $n = 20$.

Ove i valori caratteristici riscontrati risultino inferiori ai minimi di cui ai punti 11.2.2.1 e 11.2.2.2 il laboratorio incaricato sospende le verifiche della qualità dandone comunicazione al Servizio tecnico centrale e ripete la qualificazione solo dopo che il produttore ha ovviato alle cause che hanno dato luogo al risultato insoddisfacente.

Qualora uno dei campioni sottoposti a prove di verifica non soddisfi i valori previsti al punto 11.2.2, il prelievo relativo all'elemento di cui trattasi va ripetuto su un altro elemento della stessa partita. Il nuovo prelievo sostituisce quello precedente a tutti gli effetti. In caso di ulteriore risultato negativo, il laboratorio incaricato sospende le verifiche della qualità dandone comunicazione al Servizio tecnico centrale e ripete la qualificazione dopo che il produttore ha ovviato alle cause che hanno dato luogo al risultato insoddisfacente.

11.2.2.11.2 Controlli su singoli lotti di produzione.

Negli stabilimenti soggetti ai controlli sistematici, i produttori qualificati possono sottoporre a controlli singoli lotti di produzione a cura del laboratorio incaricato.

I controlli consistono nel prelievo per ogni lotto di un numero n di saggi, non inferiore a venti e ricavati da almeno dieci diversi elementi, sui quali si effettuano le prove previste al punto 11.2.2.10.1.

Le tensioni caratteristiche di snervamento e rottura vengono calcolate a mezzo delle formule di cui al punto 11.2.2.10.1 nelle quali n è il numero dei saggi prelevati.

11.2.2.11.3 Controlli di accettazione in cantiere.

I controlli sono obbligatori e devono essere effettuati su tre saggi ricavati da tre diversi pannelli, nell'ambito di ciascun lotto di spedizione.

Qualora uno dei campioni sottoposti a prove di qualificazione non soddisfi i requisiti previsti nelle norme tecniche relativamente ai valori di allungamento o resistenza al distacco, il prelievo relativo all'elemento di cui trattasi va ripetuto su un altro elemento della stessa partita. Il nuovo prelievo sostituisce quello precedente a tutti gli effetti. Un ulteriore risultato negativo comporta il prelievo di nuovi saggi secondo la procedura di cui al punto 11.2.2.10.4.

11.2.3 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO.

È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai qualificati secondo le procedure di cui al precedente punto 11.2.1.2 e controllati con le modalità riportate nel punto 11.2.3.5.

11.2.3.1 Caratteristiche dimensionali e di impiego

L'acciaio per armature da precompressione è generalmente fornito sotto forma di:

Filo: prodotto trafilato di sezione piena che possa fornirsi in rotoli;

Barra: prodotto laminato di sezione piena che possa fornirsi soltanto in forma di elementi rettilinei;

Treccia: 2 o 3 fili avvolti ad elica intorno al loro comune asse longitudinale; passo e senso di avvolgimento dell'elica sono eguali per tutti i fili della treccia;

Trefolo: fili avvolti ad elica intorno ad un filo rettilineo completamente ricoperto dai fili elicoidali. Il passo ed il senso di avvolgimento dell'elica sono uguali per tutti i fili di uno stesso strato.

I fili possono essere tondi o di altre forme; vengono individuati mediante il diametro nominale o il diametro nominale equivalente riferito alla sezione circolare equipesante.

Non è consentito l'impiego di fili lisci nelle strutture precomprese ad armature pre-tese.

Le barre possono essere lisce, a filettatura continua o parziale, con risalti; vengono individuate mediante il diametro nominale.

Per quanto riguarda la marcatura dei prodotti, generalmente costituita da sigillo o etichettatura sulle legature, vale quanto indicato al punto 11.2.1.4.

Per la documentazione di accompagnamento delle forniture vale quanto indicato al punto 11.2.1.5.

Gli acciai possono essere forniti in rotoli (fili, trecce, trefoli), in bobine (trefoli), in fasci (barre).

I fili devono essere forniti in rotoli di diametro tale che, all'atto dello svolgimento, allungati al suolo su un tratto di 10 m non presentino curvatura con freccia superiore a 400 mm; il produttore deve indicare il diametro minimo di avvolgimento.

Ciascun rotolo di filo liscio, ondulato o con impronte deve essere esente da saldature.

Sono ammesse le saldature di fili destinati alla produzione di trecce e di trefoli se effettuate prima della trafilatura; per i trefoli sono ammesse saldature anche durante l'operazione di cordatura purché tali saldature siano opportunamente distanziate e sfalsate.

All'atto della posa in opera gli acciai devono presentarsi privi di ossidazione, corrosione, difetti superficiali visibili, pieghe.

È tollerata un'ossidazione che scompaia totalmente mediante sfregamento con un panno asciutto.

Non è ammessa in cantiere alcuna operazione di raddrizzamento.

11.2.3.2 Caratteristiche meccaniche

Gli acciai per armature da precompressione devono possedere proprietà meccaniche, garantite dal produttore, non inferiori a quelle indicate nella successiva Tabella 11.2.VI:

Tabella 11.2.VI

Tipo di acciaio	Barre	Fili	Trefoli e Treccie	Trefoli e Treccie a fili sagomati
Tensione caratteristica di rottura f_{ptk} N/mm ²	≥1000	≥1570	≥1860	≥1820
Tensione caratteristica allo 0,1 % di deformazione residua $f_{p(0,1)k}$ N/mm ²	-----	≥1420	-----	-----
Tensione caratteristica all'1 % di deformazione totale $f_{p(1)k}$ N/mm ²	-----	-----	≥1670	≥1620
Tensione caratteristiche di snervamento f_{pyk} N/mm ²	≥800	-----	-----	-----
Allungamento sotto carico massimo A_{gt}	≥3,5	≥3,5	≥3,5	≥3,5

Per il modulo di elasticità si farà riferimento al catalogo del fornitore.

Le grandezze qui di seguito elencate: \emptyset , A , f_{ptk} , $f_{p(0,1)k}$, f_{pyk} , $f_{p(1)k}$, A_{gt} , E_p , l , N , α (180°), L e r devono formare oggetto di garanzia da parte del produttore ed i corrispondenti valori garantiti figurare nel catalogo del produttore stesso.

Il controllo delle grandezze di cui sopra è eseguito secondo le modalità e le prescrizioni indicate nei punti successivi.

Pertanto i valori delle grandezze:

\emptyset , A sono confrontati con quelli che derivano dall'applicazione ai valori nominali, delle tolleranze prescritte al punto 11.2.3.5.3.1;

f_{ptk} , f_{pyk} , $f_{p(1)k}$, $f_{p(0,1)k}$, A_{gt} ottenuti applicando ai valori singoli f_{pb} , f_{py} , $f_{p(1)}$, $f_{p(0,1)}$ le formule di cui al punto 11.2.3.5.2.1 sono confrontati con i corrispondenti valori garantiti che figurano nel catalogo del produttore e con quelli della Tabella 11.2.VI;

l , N , α (180°) sono confrontati con quelli prescritti rispettivamente ai punti 11.2.3.5.3.3, 11.2.3.5.3.8, 11.2.3.5.3.9;

E_p , L e r , di cui ai punti 11.2.3.5.3.10 e 11.2.3.5.3.11, sono confrontati con i valori che figurano nel catalogo del produttore.

Si prende inoltre in considerazione la forma del diagramma sforzi deformazioni.

Il produttore deve controllare la composizione chimica e la struttura metallografica al fine di garantire le proprietà meccaniche prescritte.

11.2.3.3 Cadute di tensione per rilassamento

In assenza di dati sperimentali afferenti al lotto considerato, la caduta di tensione $\Delta\sigma_{pr}$ per rilassamento al tempo t ad una temperatura di 20 °C può assumersi pari ai valori calcolati con le seguenti formule

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 5,39 \rho_{1000} e^{6,7\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad \text{per Classe 1}$$

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad \text{per Classe 2}$$

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 1,98 \rho_{1000} e^{8,0\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad \text{per Classe 3}$$

dove:

σ_{pi} è la tensione iniziale nel cavo;

ρ_{1000} è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20 °C e a partire da una tensione iniziale pari a 0,7 della resistenza f_p del campione provato;

$$\mu = \sigma_{pi}/f_{pk};$$

f_{pk} è la resistenza caratteristica dell'acciaio da precompressione;

t è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

In mancanza di specifica sperimentazione, i valori di ρ_{1000} possono essere tratti dalla Tabella 11.2.VII.

Tabella 11.2.VII

Classe di armatura	ρ_{1000}
Classe 1 - Filo o trefolo ordinario	8,0
Classe 2 - Filo o trefolo stabilizzato	2,5
Classe 3 - Barra laminata	4,0

La perdita finale per rilassamento può essere valutata con le formule sopra scritte per un tempo $t = 500000$ ore.

Il rilassamento di armature che subiscono un ciclo termico dopo la messa in tensione è opportuno venga valutato sperimentalmente.

11.2.3.4 Centri di trasformazione

Si definisce Centro di trasformazione, nell'ambito degli acciai per cemento armato precompresso, un impianto esterno al cantiere, fisso o mobile, che riceve dal produttore di acciaio elementi base (fili, trecce, trefoli, barre, ecc.) e confeziona elementi strutturali direttamente impiegabili in cantiere per la messa in opera.

Il Centro di trasformazione deve possedere tutti i requisiti previsti al punto 11.2.1.7.

11.2.3.5 Procedure di controllo per acciai da cemento armato precompresso

11.2.3.5.1 Prescrizioni comuni - Modalità di prelievo

I saggi destinati ai controlli:

- non devono essere avvolti con diametro inferiore a quello della bobina o rotolo di provenienza;
- devono essere prelevati con le lunghezze richieste dal laboratorio incaricato delle prove ed in

- numero sufficiente per eseguire eventuali prove di controllo successive;
- devono essere adeguatamente protetti nel trasporto.

11.2.3.5.2 *Controlli sistematici in stabilimento*

11.2.3.5.2.1 *Prove di qualificazione*

Il laboratorio incaricato deve effettuare, senza preavviso, presso lo stabilimento di produzione, il prelievo di una serie di 50 saggi, 5 per lotto, da 10 lotti di produzione diversi. I 10 lotti di produzione presi in esame per le prove di qualificazione devono essere costituiti da prodotti della stessa forma ed avere la stessa resistenza nominale, ma non necessariamente lo stesso diametro e la stessa caratteristica di formazione. Gli acciai devono essere raggruppati in categorie nel catalogo del produttore ai fini della relativa qualificazione.

I 5 saggi di ogni singolo lotto vengono prelevati da differenti fasci, rotoli o bobine. Ogni saggio deve recare contrassegni atti ad individuare il lotto ed il rotolo, la bobina o il fascio di provenienza.

Sulla serie di 50 saggi vengono determinate le grandezze $\emptyset, f_{pt}, f_{py}, f_{p(0,1)}, f_{p(1)}, l, E_p, A_{gt}, N$ ovvero α (180°) sotto il controllo di un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001. Le relative prove possono venire eseguite dai tecnici del laboratorio incaricato presso il laboratorio dello stabilimento di produzione purché venga rispettato quanto prescritto dalle norme in merito alla verifica della taratura delle attrezzature.

Le grandezze L e r sono determinate su saggi provenienti da 5 e 4 lotti rispettivamente, in numero di 3 saggi per ogni lotto.

11.2.3.5.2.2 *Prove di verifica della qualità*

Ai fini della verifica della qualità il laboratorio incaricato deve effettuare controlli saltuari su un campione costituito da 5 saggi provenienti da un lotto per ogni categoria di armatura. Il controllo verte su un minimo di sei lotti ogni trimestre da sottoporre a prelievo in non meno di tre sopralluoghi. Su tali saggi il laboratorio incaricato determina le grandezze $\emptyset, f_{pt}, l, f_{py}, f_{p(1)}, f_{p(0,1)}, E_p, N, A_{gt}$ ovvero α (180°).

Per la grandezza r i controlli si effettuano una volta al semestre e per la grandezza L i controlli si effettuano una volta al semestre, per entrambe su 3 saggi provenienti dallo stesso lotto per ogni categoria di armatura.

Per la determinazione dei valori caratteristici $f_{ptk}, f_{pyk}, f_{(0,1)k}, f_{p(1)k}$ i corrispondenti risultati vanno introdotti nelle precedenti espressioni le quali vanno sempre riferite a 10 serie di 5 saggi corrispondenti alla stessa categoria di armatura, da aggiornarsi ad ogni prelievo aggiungendo la nuova serie ed eliminando la prima in ordine di tempo.

I valori caratteristici $f_{ptk}, f_{pyk}, f_{(0,1)k}, f_{p(1)k}$ devono rispettare i valori minimi di cui alla Tabella 11.2.VI.

Se gli scarti quadratici medi risultano superiori al 3% del valore medio per f_{pt} , e al 4% per $f_{py}, f_{(0,1)}, f_{p(1)}$, il controllo si intende sospeso e la procedura di qualificazione deve essere ripresa ab initio.

Ove i valori caratteristici $f_{ptk}, f_{pyk}, f_{(0,1)k}, f_{p(1)k}$ riscontrati risultino inferiori ai valori minimi di cui alla Tabella 11.2.VI il laboratorio incaricato sospende le verifiche della qualità dandone comunicazione al Servizio Tecnico Centrale e ripeterà la qualificazione solo dopo che il produttore ha ovviato alle cause che hanno dato luogo al risultato insoddisfacente.

11.2.3.5.2.3 *Determinazione delle proprietà e tolleranze*

Diametro (\emptyset) e Area della sezione (A)

L'area della sezione di fili lisci, con impronte, trecce e trefoli si valuta per pesata assumendo che la

densità dell'acciaio sia pari a $7,81 \text{ kg/dm}^3$ ($7,85 \text{ kg/dm}^3$ per le barre).

La misura delle dimensioni trasversali nei fili con impronta non deve essere effettuata in corrispondenza delle impronte stesse.

Sui valori nominali delle sezioni dei fili, delle barre, delle trecce e dei trefoli è ammessa una tolleranza di $\pm 2\%$ ($-2\% \div 6\%$ per le barre).

Nei calcoli statici si adottano le sezioni nominali.

Tensione di rottura (f_{pt})

La determinazione si effettua per mezzo della prova a trazione su barre secondo UNI EN 10002-1, su fili trecce e trefoli secondo UNI EN ISO 15630-3.

Allungamento sotto carico massimo (A_{gt})

Per barre, fili e trefoli la determinazione viene eseguita secondo la norma UNI EN ISO 15630-3.

Limite elastico allo 0,1% ($f_{p(0,1)}$)

Il valore del limite convenzionale $f_{p(0,1)}$ si ricava dal corrispondente diagramma sforzi - deformazioni, ottenuto con prove a trazione eseguite secondo UNI EN 15630-3.

I singoli valori unitari devono essere riferiti alle corrispondenti sezioni nominali.

Il valore del limite 0,1% deve risultare compreso tra l'85% ed il 95% del corrispondente valore della tensione di rottura f_{pt} .

Tensione di snervamento (f_{py})

Il valore della tensione di snervamento f_{py} si ricava dal corrispondente diagramma sforzi - deformazioni ottenuto con la prova a trazione eseguita secondo UNI EN ISO 15630-3. Esso deve risultare compreso tra lo 85% ed il 95% del corrispondente valore della tensione di rottura f_{pt} .

Modulo di elasticità

Il modulo apparente di elasticità è inteso come rapporto fra la tensione media e l'allungamento corrispondente, valutato per l'intervallo di tensione (0,2-0,7) f_{pt} conformemente alla UNI EN ISO 15630-3.

Sono tollerati scarti del $\pm 5\%$ rispetto al valore garantito.

Tensione all'1% ($f_{p(1)}$)

La tensione corrispondente all'1% di deformazione totale deve risultare compresa tra l'85% ed il 95% del corrispondente valore della tensione di rottura f_{pt} .

Prova di piegamento alternato (N)

La prova di piegamento alternato si esegue su fili aventi $\varnothing \leq 8 \text{ mm}$ secondo la UNI EN ISO 15630-3 con rulli di diametro pari a $4 \varnothing$.

Il numero dei piegamenti alterni a rottura non deve risultare inferiore a 4 per i fili lisci e a 3 per i fili ondulati o con impronte.

Prova di piegamento (α)

La prova di piegamento si esegue su fili aventi $\varnothing \geq 8 \text{ mm}$ e su barre secondo la UNI EN ISO 15630-3.

L'angolo di piegamento deve essere di 180° e il diametro del mandrino deve essere pari a:

- 5 Ø per i fili;
- 6 Ø per le barre con $\text{Ø} \leq 26 \text{ mm}$
- 8 Ø per le barre con $\text{Ø} > 26 \text{ mm}$.

Resistenza a fatica (L)

La prova viene condotta secondo la UNI EN ISO 15630-3 con sollecitazione assiale a ciclo pulsante, facendo oscillare la tensione fra una tensione superiore σ_1 , e una tensione inferiore σ_2 . Il risultato della prova è ritenuto soddisfacente se la provetta sopporta, senza rompersi, almeno due milioni di cicli. La frequenza di prova deve essere non superiore a 120 Hz per i fili e le barre e 20 Hz per i trefoli come previsto dalla UNI EN ISO 15630-3.

Come alternativa a tale procedimento è possibile determinare sperimentalmente l'ampiezza limite di fatica L a $2 \cdot 10^6$ cicli, in funzione della tensione media σ_m .

Rilassamento a temperatura ordinaria (r)

Condizioni di prova

Si determina il diagramma della caduta di tensione a lunghezza costante ed a temperatura $T = 20 \pm 1$ °C a partire dalla tensione iniziale e per la durata stabilita.

Caratteristiche della provetta

La provetta deve essere sollecitata per un tratto non inferiore a 100 cm; in conseguenza la lunghezza del saggio deve essere almeno 125 cm per tener conto degli organi di afferraggio. Nella zona sollecitata la provetta non deve subire alcuna lavorazione né pulitura.

Carico iniziale

La tensione iniziale deve essere applicata con velocità pari a $200 \pm 50 \text{ N/mm}^2$ al minuto e mantenuta per 2 minuti ± 2 secondi prima dell'inizio della misura.

Quando le necessità operative lo richiedano, è ammessa una pre-tensione inferiore al 40% della tensione iniziale ed al 30% di quella di rottura (determinata su una provetta contigua).

Il carico iniziale deve avere precisione $\pm 1\%$ quando inferiore a 100 tonnellate; $\pm 2\%$ quando superiore.

Precisione della misura

La caduta di sforzo (rilassamento) va misurata con precisione $\pm 1\%$; pertanto il principio di funzionamento dell'apparato, la sensibilità dei singoli strumenti rilevatori, la posizione di questi, ecc. devono essere tali da garantire detta precisione.

11.2.3.5.2.4 Controlli su singoli lotti di produzione

Negli stabilimenti soggetti a controlli sistematici di cui al presente punto 11.2.1, i produttori possono richiedere di sottoporsi a controlli, eseguiti a cura di un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, su singoli lotti di produzione (massima massa del lotto = 100 t) di quei prodotti che, per ragioni di produzione, non possono ancora rispettare le condizioni minime quantitative per qualificarsi. Le prove da effettuare sono quelle di cui al successivo punto 11.2.3.5.3.

11.2.3.5.3 Controlli nei centri di trasformazione

I controlli sono obbligatori e devono essere effettuati a cura del Direttore tecnico dello stabilimento.

I controlli vengono eseguiti secondo le modalità di seguito indicate.

Effettuato un prelievo di 3 saggi provenienti da una stessa fornitura, intesa come lotto formato da massimo 90 t, ed appartenenti ad una stessa categoria, si determinano, mediante prove eseguite presso un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, i corrispondenti valori minimi di f_{pt} , f_{py} , $f_{p(1)}$, $f_{p(0,1)}$.

I risultati delle prove sono considerati compatibili con quelli ottenuti in stabilimento se nessuno dei valori minimi sopra indicati è inferiore ai corrispondenti valori caratteristici garantiti dal produttore

Nel caso che anche uno solo dei valori minimi suddetti non rispetti la corrispondente condizione, verranno eseguite prove supplementari soggette a valutazioni statistiche come di seguito indicato.

Il campione da sottoporre a prove supplementari è costituito da almeno 10 saggi prelevati da altrettanti rotoli, bobine o fasci. Se il numero dei rotoli, bobine o fasci costituenti il lotto è inferiore a 10, da alcuni rotoli o bobine verranno prelevati due saggi, uno da ciascuna estremità. Per le barre vengono prelevati due saggi da due barre diverse dello stesso fascio.

Ogni saggio deve recare contrassegni atti ad individuare il lotto ed il rotolo, bobina o fascio di provenienza.

Effettuato il prelievo supplementare si determinano, mediante prove effettuate presso un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, i corrispondenti valori medi g_{mn} di f_{pt} , f_{py} , $f_{p(1)}$, $f_{p(0,1)}$.

I risultati delle prove vengono considerati compatibili con quelli ottenuti in stabilimento se:

- per le tensioni di rottura f_{pt} :

$$g_{mn} \geq 1,03 f_{ptk}$$

$$s_n \leq 0,05 f_{ptk}$$

- per le grandezze f_{py} , $f_{p(1)}$, $f_{p(0,1)}$:

$$g_{mn} \geq 1,04 (f_{pyk}, f_{p(1)k}, f_{p(0,1)k})$$

$$s_n \leq 0,07 (f_{pyk}, f_{p(1)k}, f_{p(0,1)k})$$

- i valori del modulo di elasticità longitudinale E_p sono conformi al valore garantito dal produttore, con una tolleranza del $\pm 5\%$

Se tali disuguaglianze non sono verificate, o se non sono rispettate le prescrizioni di cui al punto 11.2.3.5.2.1. si ripeteranno, previo avviso al produttore, le prove su altri 10 saggi.

L'ulteriore risultato negativo comporta l'inidoneità della partita e la trasmissione dei risultati al produttore, che è tenuto a farli inserire tra i risultati dei controlli statistici della sua produzione.

In tal caso il Direttore tecnico di stabilimento deve comunicare il risultato anomalo sia al laboratorio incaricato del controllo in stabilimento che al Servizio tecnico centrale.

Il prelievo dei campioni va effettuato a cura del Direttore tecnico di stabilimento che deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano effettivamente quelli da lui prelevati.

Per le caratteristiche dei certificati emessi dal laboratorio, si fa riferimento a quanto riportato al punto 11.2.2.10.4, fatta eccezione per il marchio di qualificazione, normalmente non presente sugli acciai da cemento armato precompresso, per il quale si potrà fare riferimento ad eventuali cartellini identificativi ovvero ai dati dichiarati del richiedente.

Il Direttore tecnico di stabilimento curerà la registrazione di tutti i risultati delle prove di controllo interno su apposito registro, di cui dovrà essere consentita la visione a quanti ne abbiano titolo.

Tutte le forniture provenienti da un Centro di trasformazione devono essere accompagnate dalla documentazione di cui al punto 11.2.1.7.

11.2.3.5.4 Controlli di accettazione in cantiere

I controlli in cantiere, demandati al Direttore dei lavori, sono obbligatori e devono essere eseguiti secondo le medesime indicazioni di cui al precedente punto 11.2.3.5.3, con l'avvertenza che il prelievo preliminare dei 3 saggi va effettuato per ogni lotto di spedizione, di massimo 30 t.

Qualora la fornitura di cavi preformati provenga da un Centro di trasformazione, il Direttore dei lavori, esaminata preliminarmente la documentazione attestante il possesso di tutti i requisiti previsti al punto 11.2.1.7, che il suddetto Centro di trasformazione è tenuto a trasmettergli, può recarsi presso il medesimo Centro di trasformazione ed effettuare in stabilimento tutti i controlli di cui sopra. In tal caso il prelievo dei campioni viene effettuato dal Direttore tecnico di stabilimento secondo le disposizioni del Direttore dei lavori; quest'ultimo deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano effettivamente quelli da lui prelevati, nonché sottoscrivere la relativa richiesta di prove.

Per le modalità di prelievo dei campioni, di esecuzione delle prove e di compilazione dei certificati valgono le medesime disposizioni di cui al precedente punto 11.2.3.5.3.

11.2.4 ACCIAI PER STRUTTURE METALLICHE E PER STRUTTURE COMPOSTE

11.2.4.1 Generalità

Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme UNI EN 10025 parti da 1 a 6 (per i laminati), alle UNI EN 10210 parti 1 e 2 (per i tubi senza saldatura) e alla UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati); i prodotti di cui sopra devono essere in possesso del previsto "certificato di controllo di produzione in fabbrica" (marcatura CE secondo la Direttiva 89/106/CEE ed il DPR 246/93) limitatamente alle qualità da S235 a S460 compresi, ovvero, qualora non sia richiesta la marcatura CE, da attestato di qualificazione rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale secondo le procedure di cui al punto 11.2.5.9.

Il produttore deve dichiarare, nelle forme previste, che per il proprio prodotto le caratteristiche tecniche di cui al prospetto ZA.1 dell'appendice ZA della norma europea UNI EN 10025-1 per i laminati, della UNI EN 10210-1 per i tubi senza saldatura e della UNI EN 10219-1 per i tubi saldati, rispettano i limiti previsti nelle medesime specifiche tecniche.

È consentito l'impiego di tipi di acciaio diversi da quelli sopra indicati purché venga garantita alla costruzione, con adeguata documentazione teorica e sperimentale, una sicurezza non minore di quella prevista dalle presenti norme.

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche indicate nel seguito, il prelievo dei saggi, la posizione nel pezzo da cui essi devono essere prelevati, la preparazione delle provette e le modalità di prova devono rispondere alle prescrizioni delle norme UNI EN ISO 377, UNI 552, UNI EN 10002-1, UNI EN 10045-1.

Le tolleranze di fabbricazione devono rispettare i limiti previsti da normative di comprovata validità.

In sede di progettazione si possono assumere convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

modulo elastico	$E = 210.000$	N/mm^2
modulo di elasticità trasversale	$G = E / [2 (1 + \nu)]$	N/mm^2
coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$	
coefficiente di espansione termica lineare (per temperature fino a 100 °C)	$\alpha = 12 \times 10^{-6}$	per °C ⁻¹
densità	$\rho = 7850$	kg/m^3

Per gli acciai di cui alle norme europee EN 10025, EN10210 ed EN10219, in assenza di specifici studi statistici di documentata affidabilità, ed in favore di sicurezza, per i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_y e di rottura f_t da utilizzare nei calcoli si possono assumere i valori $f_y = R_{eH}$ e $f_t = R_m$ riportati nelle relative norme di prodotto. Per le qualità dell'acciaio e per le gamme di spessori considerate tali valori sono riassunti, in via esemplificativa nelle seguenti tabelle 11.2-IX e 11.2-X.

Tabella 11.2 – IX

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_t [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_t [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Tabella 11.2 – X

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 65$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_t [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_t [N/mm ²]
UNI EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
UNI EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		

11.2.4.2 Acciai laminati

Gli acciai laminati di uso generale per la realizzazione di strutture metalliche e per le strutture composte comprendono:

Prodotti lunghi

- laminati mercantili (angolari, L, T, piatti e altri prodotti di forma);
- travi ad ali parallele del tipo HE e IPE, travi IPN;
- laminati ad U

Prodotti piani

- lamiere e piatti
- nastri

Profilati cavi

- tubi prodotti a caldo

Prodotti derivati

- travi saldate (ricavate da lamiere o da nastri a caldo);
- profilati a freddo (ricavati da nastri a caldo);
- tubi saldati (cilindrici o di forma ricavati da nastri a caldo);
- lamiere grecate (ricavate da nastri a caldo)

11.2.4.2.1 Controlli sui prodotti laminati

I controlli sui laminati verranno eseguiti secondo le prescrizioni di cui al punto 11.2.4.8.

11.2.4.2.2 Fornitura dei prodotti laminati

Per la documentazione di accompagnamento delle forniture vale quanto indicato al punto 11.2.1.5.

11.2.4.3 Acciaio per getti

Per l'esecuzione di parti in getti si devono impiegare acciai conformi alla UNI EN 10293.

Quando tali acciai debbano essere saldati, valgono le stesse limitazioni di composizione chimica previste per gli acciai laminati di resistenza simile.

11.2.4.4 Acciaio per strutture saldate

11.2.4.4.1 Composizione chimica degli acciai

Gli acciai per strutture saldate, oltre a soddisfare le condizioni indicate al punto 11.2.4.1, devono avere composizione chimica contenuta entro i limiti previsti dalle normative di comprovata validità.

11.2.4.4.2 Fragilità alle basse temperature

La temperatura minima alla quale l'acciaio di una struttura saldata può essere utilizzato senza pericolo di rottura fragile, in assenza di dati più precisi, deve essere stimata sulla base della temperatura T alla quale per detto acciaio può essere garantita la resilienza KV , richiesta secondo le norme europee applicabili.

Per quanto riguarda le caratteristiche di tenacità, nel caso di strutture non protette, si assumerà come temperatura di riferimento T_{ED} quella minima del luogo di installazione della struttura con un periodo di ritorno di cinquant'anni T_{md}

$$T_{ED} = T_{md}$$

Nel caso di strutture protette verrà adottata la temperatura T_{md} aumentata di 15°C

$$T_{ED} = T_{md} + 15^{\circ}\text{C}$$

In assenza di dati statistici locali si potrà assumere come temperatura minima di servizio il valore $T_{ED} = -25^{\circ}\text{C}$ per strutture non protette e $T_{ED} = -10^{\circ}\text{C}$ per strutture protette.

Per la determinazione dei massimi spessori di utilizzo degli acciai in funzione:

- della temperatura minima di servizio,
- dei livelli di sollecitazione σ_{ED} col metodo agli stati limiti,
- del tipo e del grado dell'acciaio,

può essere utilizzata la tabella 2.1 di UNI EN 1993-1-10.

Per membrature compresse valgono le prescrizioni della tabella con $\sigma_{ED} = 0,25 f_y$ (tabella 2.1 UNI EN 1993-1-10).

Tale tabella è valida per velocità di deformazione non superiori a $\dot{\epsilon}_0 = 4 \times 10^{-4}/\text{s}$ e per materiali che non abbiano subito incrudimenti e/o invecchiamenti tali da alterarne le caratteristiche di tenacità.

11.2.4.5 Processo di saldatura

La saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo UNI EN ISO 4063. È ammesso l'uso di procedimenti diversi purché sostenuti da adeguata documentazione teorica e sperimentale.

I saldatori nei procedimenti semiautomatici e manuali dovranno essere qualificati secondo UNI EN 287-1 da parte di un Ente terzo. A deroga di quanto richiesto nella UNI EN 287-1, i saldatori che eseguono giunti a T con cordoni d'angolo dovranno essere specificamente qualificati e non potranno essere qualificati mediante l'esecuzione di giunti testa-testa.

Gli operatori dei procedimenti automatici o robotizzati dovranno essere certificati secondo UNI EN 1418. Tutti i procedimenti di saldatura dovranno essere qualificati secondo UNI EN ISO 15614-1.

Le durezze eseguite sulle macrografie non dovranno essere superiori a 350 HV30.

Per la saldatura ad arco di prigionieri di materiali metallici (saldatura ad innesco mediante sollevamento e saldatura a scarica di condensatori ad innesco sulla punta) si applica la UNI EN ISO 14555; valgono perciò i requisiti di qualità di cui al prospetto A1 della appendice A della stessa norma.

Le prove di qualifica dei saldatori, degli operatori e dei procedimenti dovranno essere eseguite da un Ente terzo; in assenza di prescrizioni in proposito l'Ente sarà scelto dal costruttore secondo criteri di competenza e di indipendenza.

Sono richieste caratteristiche di duttilità, snervamento, resistenza e tenacità in zona fusa e in zona termica alterata non inferiori a quelle del materiale base.

Nell'esecuzione delle saldature dovranno inoltre essere seguite le prescrizioni della UNI EN 1011 parti 1 e 2 per gli acciai ferritici e della parte 3 per gli acciai inossidabili. Per la preparazione dei lembi si applicherà, salvo casi particolari, la UNI EN ISO 9692-1.

Le saldature saranno sottoposte a controlli non distruttivi finali per accertare la corrispondenza ai livelli di qualità stabiliti dal progettista sulla base delle norme applicate per la progettazione.

In assenza di tali dati per strutture non soggette a fatica si adotterà il livello C della UNI EN ISO 5817 e il livello B per strutture soggette a fatica.

L'entità ed il tipo di tali controlli, distruttivi e non distruttivi, in aggiunta a quello visivo al 100%, saranno definiti dal Collaudatore e dal Direttore dei Lavori; per i cordoni ad angolo o giunti a parziale penetrazione si useranno metodi di superficie (ad es. liquidi penetranti o polveri magnetiche), mentre per i giunti a piena penetrazione, oltre a quanto sopra previsto, si useranno metodi volumetrici e cioè raggi X o gamma o ultrasuoni per i giunti testa a testa e solo ultrasuoni per i giunti a T a piena penetrazione.

Per le modalità di esecuzione dei controlli ed i livelli di accettabilità si potrà fare riferimento alle prescrizioni della UNI EN 12062.

Tutti gli operatori che eseguiranno i controlli dovranno essere qualificati secondo UNI EN 473 almeno di secondo livello.

Oltre alle prescrizioni applicabili di cui al precedente punto 11.2.1.7, il costruttore deve corrispondere ai seguenti requisiti.

In relazione alla tipologia dei manufatti realizzati mediante giunzioni saldate, il costruttore deve essere certificato secondo UNI EN ISO 3834 parti 2 e 4; il livello di conoscenza tecnica del personale di coordinamento delle operazioni di saldatura deve corrispondere ai requisiti della normativa di comprovata validità. I requisiti sono riassunti nella tabella 11.2.XI allegata.

La certificazione dell'azienda e del personale dovrà essere operata da un Ente terzo, scelto, in assenza di prescrizioni, dal costruttore secondo criteri di indipendenza e di competenza.

Tabella 11.2 – XI

1	Tipo di azione sulle strutture	Strutture, soggette a fatica in modo non significativo			Strutture, soggette a fatica in modo significativo
2	Riferimento	A	B	C	D
3	Materiale base: Spessore massimo delle membrature	S235 <= 30 mm	S355 <= 30 mm	S235	S235 S275 S355 S460 (Nota 1) Acciai inossidabili e altri acciai non esplicitamente menzionati (Nota1)
		S275 <= 30 mm	S235	S275	
			S275	S355	
				S460 <= 30 mm	
4	Livello dei requisiti di qualità secondo la EN ISO 3834	Elementare EN ISO 3834-4	Medio EN ISO 3834-3	Medio EN ISO 3834-3	Completo EN ISO 3834-2
5	Livello di conoscenza tecnica del personale di coordinamento della saldatura secondo la VIVE	Di base	Specifico	Completo	Completo

1) Vale anche per strutture non soggette a fatica in modo significativo.

11.2.4.6 Bulloni e Chiodi

11.2.4.6.1 Bulloni

I bulloni - conformi per le caratteristiche dimensionali alle UNI EN ISO 4016 ed alle UNI 5592 devono appartenere alle sotto indicate classi delle UNI EN 898-1, associate nel modo indicato nella Tabella 11.2.X.

Tabella 11.2.X

	Normali			Ad alta resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10

11.2.4.6.2 Bulloni per giunzioni ad attrito

I bulloni per giunzioni ad attrito devono essere conformi alle prescrizioni della Tabella 11.2.XI Viti e dadi, devono essere associati come indicato nella Tabella 11.2.X.

Tabella 11.2.XI

Elemento	Materiale	Riferimento
Viti	8.8 – 10.9 secondo UNI EN 150898	UNI EN ISO 14399 parti 3 e 4
Dadi	8 - 10 secondo UNI EN ISO 898-1	UNI EN ISO 14399 parti 3 e 4
Rosette	Acciaio C 50 UNI EN 10083-2 temperato e rinvenuto HRC 32÷ 40	UNI EN ISO 14399 parti 5 e 6
Piastrine	Acciaio C 50 UNI EN 10083-2 temperato e rinvenuto HRC 32÷ 40	UNI EN ISO 14399 parti 5 e 6

Gli elementi di collegamento strutturali ad alta resistenza adatti al precarico devono soddisfare i requisiti di cui alla norma UNI EN 14399-1:2005, e devono essere dotati del relativo attestato di conformità.

11.2.4.6.3 Chiodi

Per i chiodi da ribadire a caldo si devono impiegare gli acciai previsti dalla norma UNI EN 10263 parti da 1 a 5.

11.2.4.7 Acciai inossidabili

Nell'ambito delle indicazioni generali di cui al secondo comma del punto 11.2.4.1. (Generalità), è consentito l'impiego di acciaio inossidabile per la realizzazione di strutture metalliche.

In particolare per i prodotti laminati la qualificazione è ammessa anche nel caso di produzione non continua, permanendo tutte le altre regole relative alla qualificazione (punto 11.2.1) ed al controllo (punto 11.2.4.9).

11.2.4.8 Centri di trasformazione

Si definiscono Centri di trasformazione, nell'ambito degli acciai per carpenteria metallica, i centri di produzione di lamiere grecate e profilati formati a freddo, i centri di prelaborazione di componenti strutturali, le officine di produzione di carpenterie metalliche, le officine di produzione di elementi strutturali di serie e le officine per la produzione di bulloni e chiodi.

Il Centro di trasformazione deve possedere tutti i requisiti previsti al punto 11.2.1.7.

11.2.4.9 Procedure di controllo su acciai da carpenteria

11.2.4.9.1 Controlli in stabilimento di produzione

11.2.4.9.1.1 Suddivisione dei prodotti

Sono prodotti qualificabili sia quelli raggruppabili per colata che quelli per lotti di produzione.

Ai fini delle prove di qualificazione e di controllo (vedere punto 11.2.4.9.1.2), i prodotti nell'ambito di ciascuna gamma merceologica di cui al punto 11.2.4.2, sono raggruppabili per gamme di spessori così come definito nelle norme UNI EN 10025, UNI EN 10210-1 e UNI EN 10219-1.

Sempre agli stessi fini, sono raggruppabili anche i diversi gradi di acciai (JR, J0, J2, K2), sempre che siano garantite per tutti le caratteristiche del grado superiore del raggruppamento.

Un lotto di produzione è costituito da un quantitativo compreso fra 30 e 120 t, o frazione residua, per ogni profilo, qualità e gamma di spessore, senza alcun riferimento alle colate che sono state utilizzate per la loro produzione. Per quanto riguarda i profilati cavi, il lotto di produzione corrisponde all'unità di collaudo come definita dalle norme UNI EN 10210-1 e UNI EN 10219-1 in base al numero dei pezzi.

11.2.4.9.1.2 Prove di qualificazione

Ai fini della qualificazione il produttore deve produrre una idonea documentazione sulle caratteristiche chimiche ove pertinenti e meccaniche riscontrate per quelle qualità e per quei prodotti che intende qualificare.

La documentazione deve essere riferita ad una produzione consecutiva relativa ad un periodo di tempo di al meno sei mesi e ad un quantitativo di prodotti tale da fornire un quadro statisticamente significativo della produzione stessa e comunque ≥ 2.000 t oppure ad un numero di colate o di lotti ≥ 25 .

Tale documentazione di prova deve basarsi sui dati sperimentali rilevati dal produttore, integrati dai risultati delle prove di qualificazione effettuate a cura di un laboratorio di cui all'art. 59, comma 1, del DPR n. 380/2001, incaricato dal produttore stesso.

Le prove di qualificazione devono riferirsi a ciascun tipo di prodotto, inteso individuato da gamma merceologica, classe di spessore e qualità di acciaio, ed essere relative al rilievo dei valori caratteristici; per ciascun tipo verranno eseguite almeno 30 prove su saggi appositamente prelevati.

La documentazione del complesso delle prove meccaniche deve essere elaborata in forma statistica calcolando, per lo snervamento e la resistenza a rottura, il valore medio, lo scarto quadratico medio e il relativo valore caratteristico delle corrispondenti distribuzioni di frequenza.

11.2.4.9.1.3 Controllo continuo della qualità della produzione

Il servizio di controllo interno della qualità dello stabilimento produttore deve predisporre un'accurata procedura atta a mantenere sotto controllo con continuità tutto il ciclo produttivo.

Per ogni colata, o per ogni lotto di produzione, contraddistinti dal proprio numero di riferimento, viene prelevato dal prodotto finito un saggio per colata e comunque un saggio ogni 80 t oppure un saggio per lotto e comunque un saggio ogni 40 t o frazione; per quanto riguarda i profilati cavi, il lotto di produzione è definito dalle relative norme UNI di prodotto, in base al numero dei pezzi.

Dai saggi di cui sopra verranno ricavati i provini per la determinazione delle caratteristiche chimiche e meccaniche previste dalle norme UNI EN 10025, UNI EN 10210-1 e UNI EN 10219-1 rilevando il quantitativo in tonnellate di prodotto finito cui la prova si riferisce.

Per quanto concerne f_y e f_t i dati singoli raccolti, suddivisi per qualità e prodotti (secondo le gamme dimensionali) vengono riportati su idonei diagrammi per consentire di valutare statisticamente nel tempo i risultati della produzione rispetto alle prescrizioni delle presenti norme tecniche.

I restanti dati relativi alle caratteristiche chimiche, di resilienza e di allungamento vengono raccolti in tabelle e conservati, dopo averne verificato la rispondenza alle norme UNI EN 10025, UNI EN 10210-1 e UNI EN 10219-1 per quanto concerne le caratteristiche chimiche e, per quanto concerne resilienza e allungamento, alle prescrizioni di cui alle tabelle delle corrispondenti norme europee della serie UNI EN 10025 ovvero delle tabelle di cui alle norme europee UNI EN 10210 ed UNI EN 10219 per i profilati cavi.

È cura e responsabilità del produttore individuare, a livello di colata o di lotto di produzione, gli eventuali risultati anomali che portano fuori limiti la produzione e di provvedere ad ovviarne le cause. I diagrammi sopra indicati devono riportare gli eventuali dati anomali.

I prodotti non conformi devono essere deviati ad altri impieghi, previa punzonatura di annullamento, e tenendone esplicita nota nei registri.

La documentazione raccolta presso il controllo interno di qualità dello stabilimento produttore deve essere conservata a cura del produttore.

11.2.4.9.1.4 Verifica periodica della qualità

Il laboratorio incaricato effettua periodicamente a sua discrezione e senza preavviso, almeno ogni sei mesi, una visita presso lo stabilimento produttore nel corso della quale su tre tipi di prodotto, scelti di volta in volta tra qualità di acciaio, gamma merceologica e classe di spessore, effettuerà per ciascun tipo non meno di 30 prove a trazione su provette ricavate sia da saggi prelevati direttamente dai prodotti sia da saggi appositamente accantonati dal produttore in numero di almeno 2 per colata

o lotto di produzione, relativa alla produzione intercorsa dalla visita precedente.

Inoltre il laboratorio incaricato effettua le altre prove previste (resilienza e analisi chimiche) sperimentando su provini ricavati da 3 campioni per ciascun tipo sopraddetto.

Infine si controlla che siano rispettati i valori minimi prescritti per la resilienza e quelli massimi per le analisi chimiche.

Nel caso che i risultati delle prove siano tali per cui viene accertato che i limiti prescritti non siano rispettati, vengono prelevati altri saggi (nello stesso numero) e ripetute le prove.

Ove i risultati delle prove, dopo ripetizione, fossero ancora insoddisfacenti, il laboratorio incaricato sospende le verifiche della qualità dandone comunicazione al Servizio Tecnico Centrale e ripete la qualificazione dopo che il produttore ha ovviato alle cause che hanno dato luogo al risultato insoddisfacente.

Per quanto concerne le prove di verifica periodica della qualità per gli acciai di cui al punto 11.2.4.1, con caratteristiche comprese tra i tipi S235 ed S355, si utilizza un coefficiente di variazione pari all'8%.

Per gli acciai con snervamento o rottura superiore al tipo S355 si utilizza un coefficiente di variazione pari al 6%.

Per tali acciai la qualificazione è ammessa anche nel caso di produzione non continua nell'ultimo semestre ed anche nei casi in cui i quantitativi minimi previsti non siano rispettati, permanendo tutte le altre regole relative alla qualificazione.

11.2.4.9.1.5 Controlli su singole colate

Negli stabilimenti soggetti a controlli sistematici di cui al precedente punto 11.2.4.9.1, i produttori possono richiedere di loro iniziativa di sottoporsi a controlli, eseguiti a cura di un Laboratorio di cui all'art. 59, comma 1, del DPR n. 380/2001, su singole colate di quei prodotti che, per ragioni produttive, non possono ancora rispettare le condizioni quantitative minime (vedere punto 11.2.4.9.2) per qualificarsi.

Le prove da effettuare sono quelle relative alle UNI EN 10025, UNI EN 10210-1 e UNI EN 10219-1 ed i valori da rispettare sono quelli di cui alle tabelle delle corrispondenti norme europee della serie UNI EN 10025 ovvero delle tabelle di cui alle norme europee UNI EN 10210 ed UNI EN 10219 per i profilati cavi

11.2.4.9.2 Controlli nei centri di trasformazione

11.2.4.9.2.1 Centri di produzione di lamiera grecate e profilati formati a freddo

Si definiscono centri di produzione di prodotti formati a freddo e lamiera grecate tutti quegli impianti che ricevono dai produttori di acciaio nastri o lamiera in acciaio e realizzano profilati formati a freddo, lamiera grecate e pannelli composti profilati, ivi compresi quelli saldati che però non siano sottoposti a successive modifiche o trattamenti termici.

Oltre alle prescrizioni applicabili di cui al precedente punto 11.2.1.7, i centri di produzione di prodotti formati a freddo e lamiera grecate, oggetto delle presenti norme, devono rispettare le seguenti prescrizioni.

Per le lamiera grecate da impiegare in solette composte (di cui al precedente punto 5.6.6.3. delle presenti norme) il costruttore deve effettuare una specifica sperimentazione al fine di determinare la resistenza a taglio longitudinale di progetto $\tau_{u,Rd}$ della lamiera grecata.

La sperimentazione e la elaborazione dei risultati sperimentali devono essere conformi alle prescrizioni dell'Appendice B.3 alla norma UNI EN 1994-1-1.

La sperimentazione e la elaborazione dei risultati sperimentali devono essere eseguite da laboratorio indipendente di riconosciuta competenza.

Il rapporto di prova deve essere trasmesso in copia al Servizio Tecnico Centrale e deve essere riprodotto integralmente nel catalogo dei prodotti.

Il centro deve dichiarare, nelle forme previste, che per i propri prodotti le caratteristiche tecniche di cui al prospetto ZA.1 dell'appendice ZA della norma europea UNI EN 14782 rispettano i limiti previsti nelle medesime specifiche tecniche.

Tali caratteristiche sono contenute nelle informazioni che accompagnano l'attestato di qualificazione ovvero, quando previsto, la marcatura CE di cui al DPR n.246/93.

I centri di produzione possono, in questo caso, derogare dagli adempimenti previsti al punto 11.2.1. delle norme tecniche, relativamente ai controlli sui loro prodotti (sia quelli interni che quelli da parte del laboratorio incaricato) ma devono fare riferimento alla documentazione di accompagnamento dei materiali di base, qualificati all'origine, da essi utilizzati.

Tale documentazione sarà trasmessa insieme con la specifica fornitura e farà parte della documentazione finale relativa alle trasformazioni successive.

I documenti che accompagnano ogni fornitura in cantiere devono indicare gli estremi della certificazione di controllo di produzione in fabbrica, ed inoltre ogni fornitura in cantiere deve essere accompagnata da copia della dichiarazione sopra citata.

Gli utilizzatori dei prodotti e/o il Direttore dei lavori sono tenuti a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi.

11.2.4.9.2.2 Centri di prelaborazione di componenti strutturali

Si definiscono centri di prelaborazione o di servizio quegli impianti che ricevono dai produttori di acciaio elementi base (prodotti lunghi e/o piani) e realizzano elementi singoli prelaborati che vengono successivamente utilizzati dalle officine di produzione che realizzano strutture complesse nell'ambito delle costruzioni.

I centri di prelaborazione, oggetto delle presenti norme, devono rispettare le prescrizioni applicabili di cui al precedente punto 11.2.1.7.

11.2.4.9.2.3 Officine per la produzione di carpenterie metalliche

I controlli sono obbligatori e devono essere effettuati a cura del Direttore tecnico dello stabilimento.

I controlli vengono eseguiti secondo le modalità di seguito indicate.

Devono essere effettuate per ogni fornitura minimo 3 prove, di cui almeno una sullo spessore massimo ed una sullo spessore minimo.

I dati sperimentali ottenuti devono soddisfare le prescrizioni di cui alle tabelle delle corrispondenti norme europee della serie UNI EN 10025 ovvero delle tabelle di cui al punto 11.2.4.2.2 per i profilati cavi per quanto concerne l'allungamento e la resilienza, nonché delle norme UNI EN 10025, UNI EN 10210-1 e UNI EN 10219-1 per le caratteristiche chimiche.

Ogni singolo valore della tensione di snervamento e di rottura non deve risultare inferiore ai limiti tabellari.

Deve inoltre essere controllato che le tolleranze di fabbricazione rispettino i limiti indicati da normative di comprovata validità e che quelle di montaggio siano entro i limiti indicati dal progettista. In mancanza deve essere verificata la sicurezza con riferimento alla nuova geometria.

Il prelievo dei campioni va effettuato a cura del Direttore tecnico di stabilimento che deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano effettivamente quelli da lui prelevati.

Per le caratteristiche dei certificati emessi dal laboratorio, si fa riferimento a quanto riportato al punto 11.2.2.10.4, fatta eccezione per il marchio di qualificazione, non sempre presente sugli acciai da carpenteria, per il quale si potrà fare riferimento ad eventuali cartellini identificativi ovvero ai dati dichiarati del richiedente.

Il Direttore tecnico di stabilimento curerà la registrazione di tutti i risultati delle prove di controllo interno su apposito registro, di cui dovrà essere consentita la visione a quanti ne abbiano titolo.

Tutte le forniture provenienti da un Centro di trasformazione devono essere accompagnate dalla documentazione di cui al punto 11.2.1.7.

Per quanto riguarda le specifiche dei controlli, le procedure di qualificazione e i documenti di accompagnamento dei manufatti in acciaio prefabbricati in serie si rimanda agli equivalenti paragrafi del capitolo 11.7, ove applicabili.

11.2.4.9.2.4 Officine per la produzione di bulloni e chiodi

I produttori di bulloni e chiodi per carpenteria metallica devono dotarsi di un sistema di gestione della qualità del processo produttivo per assicurare che il prodotto abbia i requisiti previsti dalle presenti norme e che tali requisiti siano costantemente mantenuti fino alla posa in opera.

Il sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di fabbricazione deve essere predisposto in coerenza con le norme UNI EN ISO 9001 e certificato da parte di un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione, che opera in coerenza con le norme UNI CEI EN ISO/IEC 17021.

I documenti che accompagnano ogni fornitura in cantiere di bulloni o chiodi da carpenteria devono indicare gli estremi della certificazione del sistema di gestione della qualità.

I produttori di bulloni e chiodi per carpenteria metallica sono tenuti a dichiarare al Servizio Tecnico Centrale la loro attività, con specifico riferimento al processo produttivo ed al controllo di produzione in fabbrica, fornendo copia della certificazione del sistema di gestione della qualità.

La dichiarazione sopra citata deve essere confermata annualmente al Servizio Tecnico Centrale, con allegata una dichiarazione attestante che nulla è variato, nel prodotto e nel processo produttivo, rispetto al precedente deposito, ovvero nella quale siano descritte le avvenute variazioni.

Il Servizio Tecnico Centrale attesta l'avvenuta presentazione della dichiarazione.

Ogni fornitura in cantiere o nell'officina di formazione delle carpenterie metalliche, di bulloni o chiodi deve essere accompagnata da copia della dichiarazione sopra citata e della relativa attestazione da parte del Servizio Tecnico Centrale.

Il direttore dei lavori è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi.

11.2.4.9.3 Controlli di accettazione in cantiere

I controlli in cantiere, demandati al Direttore dei lavori, sono obbligatori e devono essere eseguiti secondo le medesime indicazioni di cui al precedente punto 11.2.3.5.3, effettuando un prelievo di almeno 3 saggi per ogni lotto di spedizione, di massimo 30 t.

Qualora la fornitura, di elementi lavorati, provenga da un Centro di trasformazione, il Direttore dei lavori, dopo essersi accertato preliminarmente che il suddetto Centro di trasformazione sia in possesso di tutti i requisiti previsti al punto 11.2.1.7, può recarsi presso il medesimo Centro di

trasformazione ed effettuare in stabilimento tutti i controlli di cui sopra. In tal caso il prelievo dei campioni viene effettuato dal Direttore tecnico di stabilimento secondo le disposizioni del Direttore dei lavori; quest'ultimo deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano effettivamente quelli da lui prelevati, nonché sottoscrivere la relativa richiesta di prove.

Per le modalità di prelievo dei campioni, di esecuzione delle prove e di compilazione dei certificati valgono le medesime disposizioni di cui al precedente punto 11.2.3.5.3.

In entrambi i casi per le modalità di prelievo dei campioni, di esecuzione delle prove e di compilazione dei certificati valgono le medesime disposizioni di cui al precedente punto 11.2.4.10.3.

11.3 MATERIALI DIVERSI DALL'ACCIAIO UTILIZZATI CON FUNZIONE DI ARMATURA IN STRUTTURE DI CEMENTO ARMATO

Per l'impiego di materiali diversi dall'acciaio con funzione di armatura in strutture in cemento armato, vedi paragrafo 4.5.

11.4 SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE A CAVI POST-TESE

Le presenti norme si applicano a qualsiasi sistema a cavi post-tesi, usato per la pretensione di strutture in conglomerato cementizio.

11.4.1 PROCEDURA DI QUALIFICAZIONE

I produttori di sistemi di precompressione devono essere in possesso di attestato di conformità ad un Benestare Tecnico Europeo rilasciato sulla base della Linea Guida ETAG013, nonché depositare presso il Servizio Tecnico Centrale la relativa documentazione.

La documentazione da depositare deve includere:

- a) i disegni degli ancoraggi con la esatta indicazione delle dimensioni, dei materiali impiegati, delle tolleranze ammesse e di ogni altra caratteristica;
- b) copia dell'attestato di conformità e del Benestare Tecnico Europeo
- c) la resistenza caratteristica del calcestruzzo da utilizzare in corrispondenza degli ancoraggi;
- d) le armature accoppiate agli ancoraggi con esatta specifica delle dimensioni, delle caratteristiche, ed una relazione tecnica giustificativa, illustrante anche le particolari modalità di posizionamento e fissaggio degli ancoraggi, sia per ciò che riguarda il loro accostamento, sia per la loro distanza dai lembi della struttura.
- e) le specifiche tecniche dei condotti da utilizzare, nonché le modalità di posizionamento e fissaggio;
- f) le specifiche tecniche delle attrezzature e dei prodotti da utilizzare nelle operazioni di tensione, iniezione e sigillatura, nonché le procedure di esecuzione delle suddette operazioni.

Gli ancoraggi e tutte le loro parti devono essere dotati di un marchio indelebile che ne comprovi la provenienza e la conformità ai disegni depositati.

Il Servizio Tecnico Centrale attesta il deposito della documentazione.

Tale deposito va rinnovato nel caso di rinnovo e/o modifica del Benestare Tecnico Europeo.

Le modalità di esecuzione delle prove di accettazione sono riportate nella Linea Guida di Benestare tecnico Europeo ETAG013.

11.5 APPOGGI STRUTTURALI

Gli appoggi strutturali sono dispositivi di vincolo utilizzati nelle strutture, nei ponti e negli edifici, allo scopo di trasmettere puntualmente carichi e vincolare determinati gradi di libertà di spostamento.

I produttori di appoggi strutturali devono essere in possesso di attestato di conformità (marcatura CE) secondo il DPR n.246/93, art.7, comma 1 lettera A, alla relativa norma europea armonizzata della serie UNI EN 1337.

Il fabbricante degli appoggi destinati ad essere impiegati nelle opere di ingegneria dichiara, in conformità alla norma della serie UNI EN 1337, le caratteristiche tecniche del prodotto, quali la capacità portante, la capacità di rotazione, il coefficiente di attrito e la durabilità.

Ogni fornitura deve essere accompagnata, a cura del produttore, da copia dell'attestato di conformità e da un manuale contenente le specifiche tecniche per la posa in opera, nonché da un rapporto contenente le principali prove di accettazione dimostranti che le verifiche geometriche, le tolleranze dimensionali e le principali caratteristiche meccaniche dei materiali componenti sono conformi a quanto richiesto per lo specifico progetto.

Il direttore dei lavori è tenuto a verificare nell'ambito delle proprie competenze, quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture prive dell'attestato di conformità; dovrà inoltre effettuare idonee prove di accettazione, che comprendano in ogni caso la verifica geometrica e delle tolleranze dimensionali nonché la valutazione delle principali caratteristiche meccaniche dei materiali componenti.

11.6 MATERIALI E PRODOTTI A BASE DI LEGNO

Le prescrizioni contenute in questo paragrafo si applicano al legno massiccio ed ai prodotti a base di legno per usi strutturali.

In conformità al DPR n. 246/93, tutti i prodotti di legno e i prodotti a base di legno per usi strutturali dovranno essere provvisti di attestato di conformità alle pertinenti norme europee armonizzate o benestare tecnici europei (marcatatura CE) ovvero, laddove tale obbligo non sussista, di attestato di qualificazione rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale.

In ogni caso si applicano, al produttore e al fornitore per quanto di sua competenza, le prescrizioni di cui al paragrafo 11.6.11.

11.6.1 GENERALITÀ

La produzione, fornitura e utilizzazione dei prodotti di legno e dei prodotti a base di legno per uso strutturale dovranno avvenire in applicazione di un sistema di assicurazione della qualità e di un sistema di rintracciabilità che copra la catena di custodia dal momento della prima classificazione e marcatatura dei singoli componenti e/o semilavorati almeno fino al momento della prima messa in opera.

Ogni fornitura deve essere accompagnata, a cura del produttore, da copia dell'attestato di conformità o di classificazione e da un manuale contenente le specifiche tecniche per la posa in opera. Il direttore dei lavori è tenuto a rifiutare le eventuali forniture non conformi.

Il progettista sarà tenuto ad indicare nel progetto le caratteristiche dei materiali secondo le indicazioni dei punti da 11.6.1 a 11.6.11.

Tali caratteristiche devono essere garantite dai fornitori e/o produttori, per ciascuna fornitura, secondo le disposizioni del paragrafo 11.6.11.

Il Direttore dei Lavori potrà inoltre far eseguire ulteriori prove di accettazione sul materiale pervenuto in cantiere e sui collegamenti, secondo le metodologie di prova indicate nella presente norma.

Sono abilitati ad effettuare le prove ed i controlli, sia sui prodotti che sui cicli produttivi, i laboratori di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 ed i laboratori abilitati ai sensi del DPR n. 246/93 in materia di prove e controlli sul legno.

I produttori di sistemi strutturali con struttura in legno, per i quali siano già in vigore Linee Guida ETAG, dovranno adeguarsi a quanto prescritto al paragrafo 11.6.11.7.

11.6.1.1 Proprietà dei materiali

Si definiscono valori caratteristici di resistenza di un tipo di legno i valori del frattile 5% della distribuzione delle resistenze, ottenuti sulla base dei risultati di prove sperimentali effettuate con una durata di 300 secondi su provini all'umidità di equilibrio del legno corrispondente alla temperatura di 20°C ed umidità relativa dell'aria del 65%.

Per il modulo elastico, si fa riferimento sia ai valori caratteristici di modulo elastico corrispondenti al frattile 5% sia ai valori medi, ottenuti nelle stesse condizioni di prova sopra specificate.

Si definisce massa volumica caratteristica il valore del frattile 5% della relativa distribuzione con massa e volume misurati in condizioni di umidità di equilibrio del legno alla temperatura di 20°C ed umidità relativa dell'aria del 65%.

Il progetto e la verifica di strutture realizzate con legno massiccio, lamellare o con prodotti per uso strutturale derivati dal legno, richiedono la conoscenza dei valori di resistenza, modulo elastico e massa volumica costituenti il profilo resistente, che deve comprendere almeno quanto riportato nella tabella 11.6.I.

Tabella 11.6.I

Proprietà di resistenza		Proprietà di modulo elastico		Massa volumica	
Flessione	$f_{m,k}$	Modulo elastico parallelo medio **	$E_{0,mean}$	Massa volumica caratteristica	ρ_k
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	Modulo elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$	Massa volumica media *,**	ρ_{mean}
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	Modulo elastico perpendicolare medio **	$E_{90,mean}$		
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	Modulo elastico tangenziale medio **	G_{mean}		
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$				
Taglio	$f_{v,k}$				

* La massa volumica media può non essere dichiarata.

** Il pedice *mean* può essere abbreviato con *m*

I valori indicati nei profili resistenti possono essere introdotti nei calcoli come valori massimi per le grandezze cui si riferiscono.

Per il legno massiccio, i valori caratteristici di resistenza, desunti da indagini sperimentali, sono riferiti a dimensioni standardizzate del provino secondo le norme pertinenti. In particolare, per la determinazione della resistenza a flessione l'altezza della sezione trasversale del provino è pari a 150 mm, mentre per la determinazione della resistenza a trazione parallela alla fibratura, il lato maggiore della sezione trasversale del provino è pari a 150 mm.

Pertanto, per elementi di legno massiccio sottoposti a flessione o a trazione parallela alla fibratura che presentino rispettivamente una altezza o il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a 150 mm, i valori caratteristici $f_{m,k}$ e $f_{t,0,k}$, indicati nei profili resistenti, possono essere incrementati tramite il coefficiente moltiplicativo k_h , così definito:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2} ; 1,3 \right\}$$

essendo h , in millimetri, l'altezza della sezione trasversale dell'elemento inflesso oppure il lato maggiore della sezione trasversale dell'elemento sottoposto a trazione.

Per il legno lamellare incollato i valori caratteristici di resistenza, desunti da indagini sperimentali, sono riferiti a dimensioni standardizzate del provino secondo le norme pertinenti. In particolare, per la determinazione della resistenza a flessione l'altezza della sezione trasversale del provino è pari a 600 mm, mentre per la determinazione della resistenza a trazione parallela alla fibratura, il lato maggiore della sezione trasversale del provino è pari a 600 mm.

Di conseguenza, per elementi di legno lamellare sottoposti a flessione o a trazione parallela alla fibratura che presentino rispettivamente una altezza o il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a 600 mm, i valori caratteristici $f_{m,k}$ e $f_{t,0,k}$, indicati nei profili resistenti, possono essere incrementati tramite il coefficiente moltiplicativo k_h , così definito:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0,1} ; 1,1 \right\}$$

essendo h , in millimetri, l'altezza della sezione trasversale dell'elemento inflesso oppure il lato maggiore della sezione trasversale dell'elemento sottoposto a trazione.

11.6.1.2 Produttore e fornitore

Si definisce “produttore” il soggetto legalmente responsabile della classificazione secondo la resistenza dell'elemento ligneo o del materiale derivato dal legno.

In assenza di esplicita indicazione contraria nei documenti di accompagnamento delle forniture di materiali e prodotti a base di legno, ai fini della responsabilità legale il produttore coincide con il fornitore del materiale o del prodotto.

11.6.1.3 Prodotti a base di legno

In questa norma si considerano i seguenti prodotti

- Legno massiccio
- legno massiccio con giunti a dita
- legno lamellare incollato;
- pannelli a base di legno per uso strutturale;
- travi di legno massiccio con sezioni irregolari;
- altri prodotti derivati dal legno per uso strutturale.

11.6.2 LEGNO MASSICCIO

La produzione di elementi strutturali di legno massiccio a sezione rettangolare dovrà risultare conforme alla UNI EN 14081.

I produttori di elementi di legno massiccio per uso strutturale devono essere qualificati così come specificato ai punti 11.6.11.1 e 11.6.11.2

Il legno massiccio per uso strutturale è un prodotto naturale, selezionato e classificato in dimensioni d'uso secondo la resistenza, elemento per elemento, sulla base di specifiche normative di comprovata validità.

I criteri di classificazione garantiscono all'elemento prestazioni meccaniche minime statisticamente determinate senza necessità di ulteriori prove sperimentali e verifiche, definendone il profilo resistente, che raggruppa le proprietà fisico-meccaniche, necessarie per la progettazione strutturale.

La classificazione può avvenire assegnando all'elemento una Categoria, definita in relazione alla qualità dell'elemento stesso con riferimento alla specie legnosa e alla provenienza geografica, sulla base di specifiche prescrizioni normative. Al legname appartenente a una determinata categoria, specie e provenienza, può essere assegnato uno specifico profilo resistente, utilizzando le regole di classificazione previste in specifiche normative di comprovata validità.

La Classe di Resistenza di un elemento è definita mediante uno specifico profilo resistente unificato. La norma UNI EN 338 riporta la definizione di classi di resistenza a livello europeo, la norma UNI 11035 riporta la definizione di classi di resistenza per legname di provenienza italiana. Ad ogni tipo di legno può essere assegnata una classe di resistenza se i suoi valori caratteristici di resistenza, valori di modulo elastico e valore caratteristico di massa volumica, risultano non inferiori ai valori corrispondenti a quella classe.

In generale è possibile definire il profilo resistente di un elemento strutturale anche sulla base dei risultati documentati di prove sperimentali, in conformità a quanto disposto nella UNI EN 384 (o normative di comprovata validità riconosciute equivalenti, per legname di provenienza non Europea). Le prove sperimentali per la determinazione di, resistenza a flessione e modulo elastico devono essere eseguite in maniera da produrre gli stessi tipi di effetti delle azioni alle quali il materiale sarà presumibilmente soggetto nella struttura.

Per tipi di legname non inclusi in normative vigenti (emanate da CEN o da UNI), e per i quali sono disponibili dati ricavati su provini piccoli e netti, è ammissibile la determinazione dei parametri di cui sopra sulla base di confronti con specie legnose incluse in normative di dimostrata validità, in conformità al paragrafo 6 della UNI EN 384.

11.6.2.1 Profili caratteristici per legno strutturale di provenienza italiana

Per legnami di provenienza italiana, la norma UNI 11035 (Parte 1 e 2) fornisce le regole di classificazione e una serie di profili resistenti, che possono essere attribuiti a ogni categoria in relazione alla specie legnosa e alla provenienza geografica.

11.6.2.2 Profili caratteristici per legno strutturale di provenienza non italiana

Per legnami di provenienza non italiana, le norme UNI EN 1912 e UNI EN 338 forniscono le tabelle di attribuzione alle classi di resistenza, in base alla specie, alla provenienza ed alla classificazione effettuata secondo la normativa valida nel paese di provenienza, ed i relativi profili prestazionali.

11.6.3 LEGNO STRUTTURALE CON GIUNTI A DITA

In aggiunta a quanto prescritto per il legno massiccio, gli elementi di legno strutturale con giunti a dita devono essere conformi alla UNI EN 385, e laddove pertinente UNI EN 387.

Nel caso di giunti a dita a tutta sezione il produttore dovrà comprovare la piena efficienza e durabilità del giunto stesso. La determinazione delle caratteristiche di resistenza del giunto a dita dovrà basarsi sui risultati di prove eseguite in maniera da produrre gli stessi tipi di effetti delle azioni alle quali il giunto sarà soggetto per gli impieghi previsti nella struttura.

I prodotti massicci tipo bilama e trilama, utilizzati come trave inflessa con il piano di laminazione parallelo al piano di sollecitazione, devono essere conformi alle UNI EN 385 e UNI EN 338.

11.6.4 LEGNO LAMELLARE INCOLLATO

11.6.4.1 Requisiti di produzione

I produttori di elementi di legno lamellare per uso strutturale devono essere qualificati così come specificato ai punti 11.6.11.1 e 11.6.11.3

Gli elementi strutturali di legno lamellare incollato debbono essere prodotti conformemente alla UNI EN 14080.

11.6.4.2 Classi di resistenza

L'attribuzione degli elementi strutturali di legno lamellare ad una classe di resistenza viene effettuata dal produttore secondo quanto previsto ai punti seguenti.

11.6.4.2.1 Classificazione sulla base delle proprietà delle lamelle

Le singole lamelle vanno tutte individualmente classificate dal produttore come previsto in 11.6.2.

L'elemento strutturale di legno lamellare incollato può essere costituito dall'insieme di lamelle tra loro omogenee (elemento "omogeneo") oppure da lamelle di diversa qualità (elemento "combinato") secondo quanto previsto in UNI EN 1194.

Nella citata norma viene indicata la corrispondenza tra le classi delle lamelle che compongono l'elemento strutturale e la classe di resistenza risultante per l'elemento lamellare stesso, sia omogeneo che combinato.

11.6.4.2.2 *Attribuzione diretta in base a prove sperimentali*

Nei casi in cui il legno lamellare incollato non ricada in una delle tipologie previste dalla UNI EN 1194, è ammessa l'attribuzione diretta degli elementi strutturali lamellari alle classi di resistenza sulla base di risultati di prove sperimentali, da eseguirsi in conformità alla UNI EN 14080 e a specifiche normative di consolidata validità per l'esecuzione delle prove.

Le dimensioni delle singole lamelle dovranno rispettare i limiti per lo spessore e l'area della sezione trasversale indicati in UNI EN 386.

I giunti a dita "a tutta sezione" devono essere conformi a quanto previsto da UNI EN 387.

I giunti a dita "a tutta sezione" non possono essere usati per elementi strutturali da porre in opera nella classe di servizio 3, quando la direzione della fibratura cambi in corrispondenza del giunto.

11.6.5 PANNELLI A BASE DI LEGNO

I produttori di pannelli a base di legno per uso strutturale devono essere in possesso di attestato di conformità alla relativa parte approvata della norma europea armonizzata UNI EN 13986.

Il produttore di pannelli a base di legno per uso strutturale dichiara, nelle forme previste e per le parti approvate delle norme europee armonizzate sopra citate, quanto previsto dall'appendice ZA e in particolare:

- le caratteristiche tecniche conformemente al paragrafo ZA.1
- le informazioni che accompagnano la marcatura CE, conformemente al paragrafo ZA.3.

Il metodo di controllo della conformità dei pannelli a base di legno è quello dettagliato nell'appendice ZA-Prospetto ZA.2 "Sistemi di attestazione della conformità" (Sistema 2+) delle relative norme armonizzate. Il Sistema 2+ (certificazione del controllo di produzione in fabbrica) è quello specificato all'art.7, comma 1 lettera B, Procedura 1 del DPR n.246/93, comprensiva della sorveglianza, giudizio ed approvazione permanenti del controllo di produzione in fabbrica.

I valori caratteristici di resistenza e di rigidità sono indicati nella UNI EN 12369-1 (per pannelli OSB, pannelli di particelle e pannelli di fibra) oppure indicati nella UNI EN 12369-2 (per i pannelli di legno compensato) con riferimento alla UNI EN 1072, determinati secondo il metodo descritto nella UNI EN 1058.

11.6.6 TRAVI DI LEGNO MASSICCIO CON SEZIONI IRREGOLARI

In aggiunta a quanto prescritto per il legno massiccio, le travi uso Fiume e uso Trieste o altre travi con analoghe forme di lavorazione che comportino smussi o sezioni diverse lungo l'asse longitudinale dell'elemento, devono essere prodotte e classificate in base alla resistenza in conformità a specifiche normative di comprovata validità.

11.6.7 ALTRI PRODOTTI DERIVATI DAL LEGNO PER USO STRUTTURALE

I produttori di altri prodotti derivati dal legno per uso strutturale devono essere qualificati così come specificato ai punti 11.6.11.

In assenza di specifica normativa, altri prodotti derivati dal legno di produzione industriale per uso strutturale devono essere conformi ad uno specifico benessere tecnico rilasciato da competenti autorità tecniche di uno dei paesi membri del CEN.

11.6.7.1 Pannelli di tavole incrociate

I pannelli di tavole incrociate di produzione industriale, costituiti da più strati di tavole uniti tra loro mediante incollaggio con adesivi strutturali oppure con mezzi meccanici di unione conformi alle norme vigenti, possono essere utilizzati, nel rispetto di specifica normativa o, in sua assenza, solo se conformi ad uno specifico benessere tecnico rilasciato da competenti autorità tecniche di uno dei paesi membri del CEN.

In tal caso i valori dei parametri necessari per la progettazione possono essere ricavati dal relativo benessere tecnico.

11.6.7.2 Microlamellare (LVL)

Gli elementi strutturali in microlamellare con strati anche incrociati possono essere di tipo lineare (travi) o di tipo bidimensionale (pannelli). Essi possono essere utilizzati solo se rispondenti alla norma armonizzata UNI EN 17374.

11.6.8 ADESIVI

Gli adesivi per usi strutturali devono produrre unioni aventi resistenza e durabilità tali che l'integrità dell'incollaggio sia conservata, nella classe di servizio assegnata, durante tutta la vita prevista della struttura.

11.6.8.1 Adesivi per elementi incollati in stabilimento

Gli adesivi fenolici ed amminoplastici debbono soddisfare le specifiche della UNI EN 301. In attesa di una specifica normativa, gli adesivi di natura chimica diversa debbono soddisfare le specifiche della UNI EN 301 e, in aggiunta, dimostrare un comportamento allo scorrimento viscoso non peggiore di quello di un adesivo fenolico od amminoplastico approvato secondo UNI EN 301, tramite idonee prove comparative.

11.6.8.2 Adesivi per giunti realizzati in cantiere

In attesa di una specifica normativa europea, gli adesivi utilizzati in cantiere (per i quali non sono rispettate le prescrizioni di cui alle UNI EN 301) debbono essere testati in conformità ad idoneo protocollo di prova, per dimostrare che la resistenza a taglio del giunto non sia minore di quella del legno, nelle medesime condizioni previste nel protocollo di prova.

11.6.9 ELEMENTI MECCANICI DI COLLEGAMENTO

Per tutti gli elementi metallici che fanno parte di particolari di collegamento (metallici e non metallici, quali spinotti, chiodi, viti, piastre, ecc...) le caratteristiche specifiche verranno verificate con riferimento alle normative vigenti per la categoria di appartenenza.

11.6.10 DURABILITÀ DEL LEGNO E DERIVATI

11.6.10.1 Generalità

La durabilità delle opere realizzate con prodotti in legno strutturali è ottenibile mediante un'accurata progettazione dei dettagli esecutivi.

Al fine di garantire alla struttura adeguata durabilità, si devono considerare i seguenti fattori tra loro correlati:

- l'uso della struttura;
- le condizioni ambientali prevedibili;
- la composizione, le proprietà e le prestazioni dei materiali;
- la forma degli elementi strutturali ed i particolari costruttivi;
- la qualità dell'esecuzione ed il livello di controllo della stessa;
- le particolari misure di protezione;
- la probabile manutenzione durante la vita presunta.

adottando in fase di progetto idonei provvedimenti volti alla protezione dei materiali.

11.6.10.2 Requisiti di durabilità naturale dei materiali a base di legno

Il legno ed i materiali a base di legno devono possedere un'adeguata durabilità naturale per la classe di rischio prevista in servizio, oppure devono essere sottoposti ad un trattamento preservante adeguato.

Per i prodotti in legno massiccio, una guida alla durabilità naturale e trattabilità delle varie specie legnose è contenuta nella UNI EN 350 parti 1 e 2, mentre una guida ai requisiti di durabilità naturale per legno da utilizzare nelle classi di rischio è contenuta nella UNI EN 460.

Le definizioni delle classi di rischio di attacco biologico e la metodologia decisionale per la selezione del legno massiccio e dei pannelli a base di legno appropriati alla classe di rischio sono contenute nelle UNI EN 335 (Parte 1, Parte 2 e Parte 3).

La classificazione di penetrazione e ritenzione dei preservanti è contenuta nelle UNI EN 351 (Parte 1 e Parte 2).

Le specifiche relative alle prestazioni dei preservanti per legno ed alla loro classificazione ed etichettatura sono indicate nelle UNI EN 599 (Parte 1 e Parte 2).

11.6.10.3 Resistenza alla corrosione

I mezzi di unione metallici strutturali devono, di regola, essere intrinsecamente resistenti alla corrosione, oppure devono essere protetti contro la corrosione.

L'efficacia della protezione alla corrosione dovrà essere commisurata alle esigenze proprie della Classe di Servizio in cui opera la struttura.

11.6.11 PROCEDURE DI QUALIFICAZIONE E ACCETTAZIONE DEL LEGNO

Le caratteristiche dei materiali, indicate nel progetto secondo le prescrizioni dei punti da 11.6.1 a 11.6.10 o secondo eventuali altre prescrizioni in funzione della specifica opera, devono essere garantite dai fornitori e/o produttori, per ciascuna fornitura, secondo le disposizioni che seguono.

11.6.11.1 Generalità

Nel periodo transitorio e/o in assenza, della marchiatura CE o attestato di conformità, per i produttori di tutti i prodotti a base di legno per impieghi strutturali valgono integralmente, per quanto applicabili, le seguenti disposizioni.

Per la qualificazione della produzione, i produttori di prodotti in legno strutturale devono produrre al Servizio Tecnico Centrale, per ciascun stabilimento, la documentazione seguente:

- l'individuazione dello stabilimento cui l'istanza si riferisce;
- il tipo di elementi strutturali che l'azienda è in grado di produrre;
- l'organizzazione del sistema di rintracciabilità relativo alla produzione di legno strutturale;
- l'organizzazione del controllo interno di produzione, con l'individuazione di un "Direttore Tecnico della produzione" qualificato alla classificazione del legno strutturale ed all'incollaggio degli elementi ove pertinente;
- il marchio afferente al produttore (in seguito denominato "marchio del fornitore") specifico per la classe di prodotti "elementi di legno per uso strutturale".

Il Direttore Tecnico della produzione, di comprovata esperienza e dotato di abilitazione professionale tramite apposito corso di formazione, assumerà le responsabilità relative alla rispondenza tra quanto prodotto e la documentazione depositata, come pure del rispetto della normativa tecnica vigente nel settore.

I produttori sono tenuti ad inviare al Servizio Tecnico Centrale, ogni anno, i seguenti documenti:

- a) una dichiarazione attestante la permanenza delle condizioni iniziali di idoneità della organizzazione del controllo interno di qualità o le eventuali modifiche;
- b) i risultati dei controlli interni eseguiti nell'ultimo anno, per ciascun tipo di prodotto, da cui risulti anche il quantitativo di produzione.

Il mancato rispetto delle condizioni sopra indicate, accertato anche attraverso sopralluoghi, può comportare la decadenza della qualificazione.

Tutte le forniture di elementi in legno per uso strutturale debbono essere marcate e accompagnate da una documentazione relativa alle caratteristiche tecniche del prodotto.

11.6.11.1.1 Identificazione e rintracciabilità dei prodotti qualificati

Ciascun prodotto qualificato deve costantemente essere riconoscibile per quanto concerne le caratteristiche qualitative e riconducibile allo stabilimento di produzione tramite marcatura indelebile depositata presso il Servizio Tecnico Centrale, conforme alla relativa norma armonizzata.

Ogni prodotto deve essere marcato con identificativi diversi da quelli di prodotti aventi differenti caratteristiche, ma fabbricati nello stesso stabilimento e con identificativi differenti da quelli di prodotti con uguali caratteristiche ma fabbricati in altri stabilimenti, siano essi o meno dello stesso produttore. La marcatura deve essere inalterabile nel tempo e senza possibilità di manomissione.

Per stabilimento si intende una unità produttiva a se stante, con impianti propri e magazzini per il prodotto finito. Nel caso di unità produttive multiple appartenenti allo stesso produttore, la qualificazione deve essere ripetuta per ognuna di esse e per ogni tipo di prodotto in esse fabbricato.

Considerata la diversa natura, forma e dimensione dei prodotti, le caratteristiche degli impianti per la loro produzione, nonché la possibilità di fornitura sia in pezzi singoli sia in lotti, differenti possono essere i sistemi di marcatura adottati, anche in relazione all'uso.

Comunque, per quanto possibile, anche in relazione all'uso del prodotto, il produttore è tenuto a marcare ogni singolo pezzo. Ove ciò non sia possibile, per la specifica tipologia del prodotto, la marcatura deve essere tale che prima dell'apertura dell'eventuale ultima e più piccola confezione il

prodotto sia riconducibile al produttore, al tipo di legname nonché al lotto di classificazione e alla data di classificazione.

Tenendo presente che l'elemento determinante della marcatura è costituito dalla sua inalterabilità nel tempo, e dalla impossibilità di manomissione, il produttore deve rispettare le modalità di marcatura denunciate nella documentazione presentata al Servizio Tecnico Centrale e deve comunicare tempestivamente eventuali modifiche apportate.

Qualora, sia presso gli utilizzatori, sia presso i commercianti, l'unità marcata (pezzo singolo o lotto) viene scorporata, per cui una parte, o il tutto, perde l'originale marcatura del prodotto è responsabilità sia degli utilizzatori sia dei commercianti documentare la provenienza mediante i documenti di accompagnamento del materiale e gli estremi del deposito del marchio presso il Servizio Tecnico Centrale.

I produttori, i successivi intermediari e gli utilizzatori finali devono assicurare una corretta archiviazione della documentazione di accompagnamento dei materiali garantendone la disponibilità per almeno 10 anni e devono mantenere evidenti le marcature o etichette di riconoscimento per la rintracciabilità del prodotto.

Eventuali disposizioni supplementari atte a facilitare l'identificazione e la rintracciabilità del prodotto attraverso il marchio possono essere emesse dal Servizio Tecnico Centrale.

11.6.11.1.2 Forniture e documentazione di accompagnamento

Tutte le forniture di legno strutturale devono essere accompagnate da una copia dell'attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale.

L'attestato può essere utilizzato senza limitazione di tempo, finché permane la validità della qualificazione e vengono rispettate le prescrizioni periodiche di cui al punto 11.6.7.1.

Sulla copia dell'attestato deve essere riportato il riferimento al documento di trasporto.

Le forniture effettuate da un commerciante o da un trasformatore intermedio devono essere accompagnate da copia dei documenti rilasciati dal Produttore e completati con il riferimento al documento di trasporto del commerciante o trasformatore intermedio.

Il Direttore dei Lavori prima della messa in opera, è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi.

11.6.11.2 Legno massiccio

I produttori di elementi in legno massiccio a sezione rettangolare devono inoltre sottoporre la produzione ai controlli previsti per gli impieghi strutturali conformemente a quanto indicato nella UNI EN 14081. Il sistema di attestazione della conformità è 2+.

11.6.11.3 Legno lamellare

I produttori di elementi in legno lamellare devono inoltre sottoporre la produzione ai controlli previsti per gli impieghi strutturali conformemente a quanto indicato nella UNI EN 14080. Il sistema di attestazione della conformità è 1.

Il sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di fabbricazione deve essere predisposto in coerenza con le norme UNI EN ISO 9001 e certificato da parte di un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione, che opera in coerenza con le norme UNI CEI EN ISO/IEC 17021.

Ai fini della certificazione del sistema di garanzia della qualità del processo produttivo, il produttore e l'organismo di certificazione di processo potranno fare utile riferimento alle indicazioni contenute nelle relative norme europee od internazionali applicabili.

I documenti che accompagnano ogni fornitura devono indicare gli estremi della certificazione del sistema di garanzia della qualità del processo produttivo.

Ai produttori di elementi in legno lamellare è fatto altresì obbligo di:

- a) Sottoporre la produzione, presso i propri stabilimenti, ad un controllo continuo documentato condotto sulla base della UNI EN 386. Il controllo della produzione deve essere effettuato a cura del Direttore Tecnico di stabilimento, che deve provvedere alla trascrizione dei risultati delle prove su appositi registri di produzione. Detti registri devono essere disponibili al Servizio Tecnico Centrale e, limitatamente alla fornitura di competenza, per il direttore dei lavori e il collaudatore della costruzione.
- b) Nella marcatura dell'elemento, oltre a quanto già specificato nel punto 11.6.11.1, deve essere riportato anche l'anno di produzione.

11.6.11.4 Pannelli a base di legno

Ai produttori di pannelli a base di legno per impieghi strutturali è fatto altresì obbligo di sottoporre la produzione ai controlli previsti per gli impieghi strutturali conformemente a quanto indicato nella UNI EN 13986.

11.6.11.5 Altri prodotti a base di legno

Ai produttori di elementi a base di legno per impieghi strutturali che non rientrino tra quelli precedentemente esaminati, per quanto applicabili, valgono integralmente tutte le disposizioni di cui al precedente punto 11.6.11.1, 11.6.11.2 e 11.6.11.3; è fatto altresì obbligo di sottoporre la produzione ai controlli previsti per impieghi strutturali nelle normative EN applicabili.

11.6.11.6 Prodotti provenienti dall'estero

Gli adempimenti di cui ai punti 11.6.11.1 fino a 11.6.11.5 si applicano anche agli eventuali prodotti finiti provenienti dall'estero.

Per i prodotti provenienti da Paesi esteri, nei quali sia in vigore una certificazione di idoneità tecnica riconosciuta dalle rispettive Autorità competenti, il fornitore potrà, in alternativa a quanto previsto al primo comma, inoltrare al Servizio Tecnico Centrale domanda intesa ad ottenere il riconoscimento dell'equivalenza della procedura adottata nel Paese di origine depositando contestualmente la relativa documentazione per i prodotti da fornire con il corrispondente marchio.

L'equivalenza della procedura di cui al precedente comma è sancita con decreto del Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

11.6.11.7 Prodotti per i quali è vigente una Linea Guida di Benestare Tecnico Europeo (ETAG)

I produttori di Sistemi di edifici a telaio in legno devono conformarsi alle prescrizioni riportate nella Linea Guida di Benestare Tecnico Europeo ETAG 007:2001.

I produttori di Sistemi di edifici in tavole di legno e di sistemi di edifici in travi e colonne di legno composito devono conformarsi alle prescrizioni riportate nella Linea Guida di Benestare Tecnico Europeo ETAG 012:2002.

I produttori di Pannelli prefabbricati portanti a base di legno a rivestimento rinforzato devono conformarsi alle prescrizioni riportate nella Linea Guida di Benestare Tecnico Europeo ETAG 019:2005.

I produttori di tali sistemi devono essere in possesso di attestato di conformità ad un Benestare Tecnico Europeo rilasciato sulla base della specifica Linea Guida ETAG, nonché depositare presso il Servizio Tecnico Centrale la relativa documentazione.

La documentazione da depositare deve almeno includere:

- a) i disegni dei dettagli esecutivi con la esatta indicazione delle dimensioni, dei materiali impiegati, delle tolleranze ammesse e di ogni altra caratteristica;
- b) copia dell'attestato di conformità e del Benestare Tecnico Europeo;
- c) la resistenza caratteristica del calcestruzzo da utilizzare in corrispondenza degli ancoraggi al suolo.

11.7 COMPONENTI PREFABBRICATI IN C.A. E C.A.P.

11.7.1 GENERALITÀ

Gli elementi costruttivi prefabbricati devono essere prodotti attraverso un processo industrializzato che si avvale di idonei impianti, nonché di strutture e tecniche opportunamente organizzate.

In particolare, deve essere presente ed operante un sistema permanente di controllo della produzione in stabilimento, che deve assicurare il mantenimento di un adeguato livello di affidabilità nella produzione del calcestruzzo, nell'impiego dei singoli materiali costituenti e nella conformità del prodotto finito.

Detto sistema di controllo deve comprendere anche la produzione del calcestruzzo secondo quanto prescritto al Capo 11.1. In particolare, nel caso di prodotti in possesso di marcatura CE ai sensi della Direttiva 89/106/CEE in base a norme armonizzate che già comprendono le prescrizioni sul controllo del calcestruzzo (sistema di attestazione della conformità 2+), sono da omettere i controlli in stabilimento sul calcestruzzo e sull'armatura prescritti dalle presenti norme.

Gli elementi costruttivi di produzione occasionale devono essere comunque realizzati attraverso processi sottoposti ad un sistema di controllo della produzione, secondo quanto indicato nel presente paragrafo.

11.7.2 REQUISITI MINIMI DEGLI STABILIMENTI E DEGLI IMPIANTI DI PRODUZIONE

Il processo di produzione degli elementi costruttivi prefabbricati, oggetto delle presenti norme, deve essere caratterizzato almeno da:

- a) impianti in cui le materie costituenti siano conservate in sili, tramogge e contenitori che ne evitino ogni possibilità di confusione, dispersione o travaso;
- b) dosaggio a peso dei componenti solidi e dosaggio a volume, o a peso, dei soli componenti liquidi, mediante utilizzo di strumenti rispondenti alla normativa vigente;
- c) organizzazione mediante una sequenza completa di operazioni essenziali in termini di produzione e controllo;
- d) organizzazione di un sistema permanente di controllo documentato della produzione;
- e) rispetto delle norme di protezione dei lavoratori e dell'ambiente.

11.7.3 CONTROLLO DI PRODUZIONE

Gli impianti per la produzione di elementi costruttivi prefabbricati, disciplinati dalle presenti norme, devono essere idonei ad una produzione continua, disporre di apparecchiature adeguate per il confezionamento nonché di personale esperto e di attrezzature idonee a provare, valutare e correggere la qualità del prodotto.

Il produttore di elementi prefabbricati deve dotarsi di un sistema di controllo della produzione allo scopo di assicurare che il prodotto abbia i requisiti previsti dalle presenti norme e che tali requisiti siano costantemente mantenuti fino alla posa in opera.

Il sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di fabbricazione deve essere predisposto in coerenza con le norme UNI EN ISO 9001 e certificato da parte un organismo

terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione, che opera in coerenza con le norme UNI CEI EN ISO/IEC 17021.

Ai fini della certificazione del sistema di garanzia della qualità il produttore e l'organismo di certificazione di processo potranno fare riferimento alle indicazioni contenute nelle relative norme europee od internazionali applicabili.

I controlli sui materiali dovranno essere eseguiti in conformità alle prescrizioni di legge vigenti.

11.7.3.1 Controllo sui materiali per elementi di serie

Per il calcestruzzo impiegato con fini strutturali nei centri di produzione dei componenti prefabbricati di serie, il Direttore tecnico di Stabilimento dovrà effettuare il controllo continuo del calcestruzzo stesso secondo le prescrizioni contenute nel paragrafo 11.1, operando con attrezzature tarate annualmente da uno dei laboratori di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001.

Il tecnico suddetto provvederà alla trascrizione giornaliera dei risultati su appositi registri di produzione con data certa, da conservare per dieci anni da parte del produttore. Detti registri devono essere disponibili per i competenti organi del Consiglio Superiore dei lavori pubblici - Servizio Tecnico Centrale, per i direttori dei lavori e per tutti gli aventi causa nella costruzione.

Le prove di stabilimento dovranno essere eseguite a ventotto giorni di stagionatura e ai tempi significativi nelle varie fasi del ciclo tecnologico, secondo le modalità precisate in 11.1.4.

La resistenza caratteristica dovrà essere determinata secondo il metodo di controllo di tipo B di cui al punto 11.1.5, ed immediatamente registrata.

Inoltre dovranno eseguirsi controlli del calcestruzzo a ventotto giorni di stagionatura, presso un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, per non meno di un prelievo ogni cinque giorni di produzione effettiva per ogni tipo di calcestruzzo omogeneo; tali risultati dovranno soddisfare il controllo di tipo A di cui al punto 11.1.5, operando su tre prelievi consecutivi, indipendentemente dal quantitativo di calcestruzzo prodotto.

Sarà cura del Direttore Tecnico dello stabilimento di annotare sullo stesso registro i risultati delle prove di stabilimento e quelli del laboratorio esterno.

Infine, il tecnico abilitato dovrà predisporre periodicamente, almeno su base annua, una verifica della conformità statistica dei risultati dei controlli interni e di quelli effettuati da laboratorio esterno, tra loro e con le prescrizioni contenute nelle vigenti norme tecniche.

11.7.3.2 Controllo di produzione di serie “controllata”

Per le produzioni per le quali è prevista la serie controllata, è richiesto il rilascio preventivo dell'autorizzazione alla produzione da parte del Servizio Tecnico Centrale, secondo le procedure di cui al punto 11.7.4.3.

11.7.3.3 Prove di tipo iniziali per elementi di serie controllata

La produzione in serie controllata di componenti strutturali deve essere preceduta da verifiche sperimentali su prototipi eseguite da un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, appositamente incaricato dal produttore.

11.7.3.4 Marcatura

Ogni elemento prefabbricato prodotto in serie, deve essere appositamente contrassegnato da

marcatura fissa, indelebile o comunque non rimovibile, in modo da garantire la rintracciabilità del produttore e dello stabilimento di produzione, nonché individuare la serie di origine dell'elemento.

Inoltre, per manufatti di peso superiore ad 8 kN, dovrà essere indicato in modo visibile, per lo meno fino all'eventuale getto di completamento, anche il peso dell'elemento.

11.7.4 PROCEDURE DI QUALIFICAZIONE

La valutazione dell'idoneità del processo produttivo e del controllo di produzione in stabilimento, nonché della conformità del prodotto finito, è effettuata attraverso la procedura di qualificazione di seguito indicata.

I produttori di elementi prefabbricati di serie e/o occasionali devono procedere alla qualificazione dello stabilimento e degli elementi costruttivi di serie prodotti trasmettendo, ai sensi dell'art. 58 del DPR n. 380/2001, idonea documentazione al Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

La documentazione di cui sopra sarà resa nota dal Servizio Tecnico Centrale a mezzo di specifica Circolare.

Il Servizio Tecnico Centrale ha facoltà, anche attraverso sopralluoghi, di accertare la validità e la rispondenza della documentazione, come pure il rispetto delle prescrizioni contenute nella presente normativa.

Il Servizio Tecnico Centrale provvede ad aggiornare l'elenco della documentazione necessaria ad ottenere la qualificazione, in base ai progressi tecnici ed agli aggiornamenti normativi che dovessero successivamente intervenire.

11.7.4.1 Qualificazione dello stabilimento

Il riconoscimento dello stabilimento è il presupposto per ogni successivo riconoscimento di tipologie produttive.

La qualificazione del sistema organizzativo dello stabilimento e del processo produttivo deve essere dimostrata attraverso la presentazione di idonea documentazione, relativa alla struttura organizzativa della produzione ed al sistema di controllo in stabilimento.

Nel caso in cui gli elementi costruttivi siano prodotti in più stabilimenti, la qualificazione deve essere riferita a ciascun centro di produzione.

11.7.4.2 Qualificazione della produzione in serie dichiarata

Tutte le ditte che procedono in stabilimento alla costruzione di manufatti prefabbricati in serie dichiarata, prima dell'inizio di una nuova produzione devono presentare apposita domanda alla Presidenza del Consiglio Superiore dei lavori pubblici – Servizio Tecnico Centrale.

Tale domanda deve essere corredata da idonea documentazione, ai sensi dell'art. 58 del DPR n. 380/2001 e di quanto indicato al punto 11.7.4.1.

Sulla base della documentazione tecnica presentata il STC rilascerà apposito attestato di qualificazione, avente validità triennale.

Tale attestato, necessario per la produzione degli elementi, sottintende anche la qualificazione del singolo stabilimento di produzione.

L'attestato è rinnovabile su richiesta, previa presentazione di idonei elaborati relativi all'attività svolta ed ai controlli eseguiti nel triennio di validità.

11.7.4.3 Qualificazione della produzione in serie controllata

Oltre a quanto specificato per produzione in serie dichiarata, la documentazione necessaria per la qualificazione della produzione in serie controllata dovrà comprendere la documentazione relativa alle prove a rottura su prototipo ed una relazione interpretativa dei risultati delle prove stesse.

Sulla base della documentazione tecnica presentata il Servizio Tecnico Centrale, sentito il Consiglio Superiore dei lavori pubblici, rilascerà apposita autorizzazione alla produzione, avente validità triennale.

Tale attestato, necessario per la produzione degli elementi, sottintende anche la qualificazione del singolo stabilimento di produzione.

L'autorizzazione è rinnovabile su richiesta previa presentazione di idonei elaborati, relativi all'attività svolta ed ai controlli eseguiti nel triennio di validità.

11.7.4.4 Sospensioni e revoche

È prevista la sospensione o, nei casi più gravi o di recidiva, la revoca degli attestati di qualificazione dello stabilimento e/o della produzione in serie dichiarata o controllata, ove il Servizio Tecnico Centrale accerti, in qualsiasi momento, difformità tra i documenti depositati e la produzione effettiva, ovvero la mancata ottemperanza alle prescrizioni contenute nella vigente normativa tecnica.

I provvedimenti di sospensione e di revoca vengono adottati dal Servizio Tecnico Centrale sentito il parere del Consiglio Superiore dei lavori pubblici e sono atti definitivi.

11.7.5 DOCUMENTI DI ACCOMPAGNAMENTO

Ogni fornitura in cantiere di manufatti prefabbricati, sia di serie che occasionali, dovrà essere accompagnata dalla seguente documentazione, da consegnare al Direttore dei lavori dell'opera in cui detti manufatti vengono inseriti, che ne curerà la conservazione:

apposite istruzioni nelle quali vengono indicate le procedure relative alle operazioni di trasporto e montaggio degli elementi prefabbricati, ai sensi dell'art. 58 del DPR n. 380/2001.

Tali istruzioni dovranno almeno comprendere, di regola:

- a) i disegni d'assieme che indichino la posizione e le connessioni degli elementi nel complesso dell'opera, compreso l'elenco degli elementi forniti con relativi contrassegni;
- b) apposita relazione sulle caratteristiche dei materiali richiesti per le unioni e le eventuali opere di completamento;
- c) le istruzioni di montaggio con i necessari dati per la movimentazione, la posa e la regolazione dei manufatti;
- d) elaborati contenenti istruzioni per il corretto impiego e la manutenzione dei manufatti. Tali elaborati dovranno essere consegnati dal Direttore dei lavori al Committente, a conclusione dell'opera;
- e) per elementi di serie qualificati, certificato di origine firmato dal produttore, il quale con ciò assume per i manufatti stessi le responsabilità che la legge attribuisce al costruttore, e dal Direttore Tecnico responsabile della produzione. Il certificato, che deve garantire la rispondenza del manufatto alle caratteristiche di cui alla documentazione depositata presso il Servizio Tecnico Centrale, deve riportare il nominativo del progettista e copia dell'attestato di qualificazione rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale;

- f) documentazione, fornita quando disponibile, attestante i risultati delle prove a compressione effettuate in stabilimento su cubi di calcestruzzo (ovvero estratto del Registro di produzione) e copia dei certificati relativi alle prove effettuate da un laboratorio incaricato ai sensi dell'art. 59 del DPR n. 380/2001; tali documenti devono essere relativi al periodo di produzione dei manufatti.

Copia del certificato d'origine dovrà essere allegato alla relazione del Direttore dei lavori di cui all'art.65 del DPR n. 380/2001.

Il Direttore dei lavori non può accettare in cantiere elementi prefabbricati in serie, che non siano accompagnati da tutti i documenti predetti.

Inoltre, prima di procedere all'accettazione dei manufatti stessi, il Direttore dei lavori deve verificare che essi siano effettivamente contrassegnati, come prescritto dal punto 11.7.3.4

Il produttore di elementi prefabbricati deve altresì fornire al Direttore dei lavori, e questi al Committente, gli elaborati (disegni, particolari costruttivi, ecc.) firmati dal Progettista e dal Direttore Tecnico della produzione, secondo le rispettive competenze, contenenti istruzioni per il corretto impiego dei singoli manufatti, esplicitando in particolare:

- g) destinazione del prodotto;
- h) requisiti fisici rilevanti in relazione alla destinazione;
- i) prestazioni statiche per manufatti di tipo strutturale;
- j) prescrizioni per le operazioni integrative o di manutenzione, necessarie per conferire o mantenere nel tempo le prestazioni e i requisiti dichiarati;
- k) tolleranze dimensionali nel caso di fornitura di componenti.

Nella documentazione di cui sopra il progettista deve indicare espressamente:

- le caratteristiche meccaniche delle sezioni, i valori delle coazioni impresse, i momenti di servizio, gli sforzi di taglio massimo, i valori dei carichi di esercizio e loro distribuzioni, il tipo di materiale protettivo contro la corrosione per gli apparecchi metallici di ancoraggio, dimensioni e caratteristiche dei cuscinetti di appoggio, indicazioni per il loro corretto impiego;
- se la sezione di un manufatto resistente deve essere completata in opera con getto integrativo, la resistenza richiesta;

la possibilità di impiego in ambiente aggressivo e le eventuali variazioni di prestazioni che ne conseguono.

11.8 DISPOSITIVI ANTISISMICI

Per dispositivi antisismici si intendono gli elementi che contribuiscono a modificare la risposta sismica di una struttura, ad esempio incrementando il periodo fondamentale della struttura, modificando la forma dei modi di vibrare fondamentali, incrementando la dissipazione di energia, limitando la forza trasmessa alla struttura e/o introducendo vincoli permanenti o temporanei che migliorano la risposta sismica.

11.8.1 TIPOLOGIE DI DISPOSITIVI

In generale, ai fini della presente norma, si possono individuare le seguenti tipologie di dispositivi:

Dispositivi a comportamento lineare o "Lineari": caratterizzati da un legame forza-spostamento sostanzialmente lineare, fino ad un dato livello di spostamento, con comportamento stabile per il numero di cicli richiesti e sostanzialmente indipendente dalla velocità; nella fase di scarico non devono mostrare spostamenti residui significativi.

Dispositivi a comportamento non lineare o "Non Lineari": caratterizzati da un legame forza-spostamento non lineare, con comportamento stabile per il numero di cicli richiesti e sostanzialmente indipendente dalla velocità.

Dispositivi a comportamento viscoso "Viscosi": caratterizzati dalla dipendenza della forza soltanto dalla velocità o da velocità e spostamento contemporaneamente; il loro funzionamento è basato sulle forze di reazione causate dal flusso di un fluido viscoso attraverso orifizi o sistemi di valvole.

Dispositivi di isolamento o "Isolatori": svolgono fundamentalmente la funzione di sostegno dei carichi verticali, con elevata rigidezza in direzione verticale e bassa rigidezza o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali. A tale funzione possono essere associate o no quelle di dissipazione di energia, di ricentraggio del sistema, di vincolo laterale sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici). Essendo fundamentalmente degli apparecchi di appoggio, essi debbono rispettare le relative norme per garantire la loro piena funzionalità rispetto alle azioni di servizio.

In generale, ai fini della presente norma, si possono individuare le seguenti tipologie di isolatori:

Isolatori Elastomerici: costituiti da strati alternati di materiale elastomerico (gomma naturale o materiali artificiali idonei) e di acciaio, quest'ultimo con funzione di confinamento dell'elastomero, risultano fortemente deformabili per carichi paralleli alla giacitura degli strati (carichi orizzontali).

Isolatori a scorrimento: costituiti da appoggi a scorrimento (acciaio-PTFE) caratterizzati da bassi valori delle resistenze per attrito.

11.8.2 PROVE DI QUALIFICAZIONE

I dispositivi antisismici devono essere sottoposti a procedure di qualificazione, con verifica della conformità ai requisiti funzionali dichiarati. Tali procedure hanno lo scopo di dimostrare che il dispositivo è in grado di mantenere la propria funzionalità nelle condizioni d'uso previste durante tutta la vita di progetto e devono comportare almeno le seguenti operazioni:

- dichiarazione della vita di servizio;
- dichiarazione della conservazione delle prestazioni del dispositivo durante la vita di servizio;
- dichiarazione delle caratteristiche meccaniche dei componenti del dispositivo;
- descrizione del comportamento sotto azione sismica;

- determinazione dei legami costitutivi del dispositivo mediante prove sperimentali;
- individuazione del modello costitutivo che descriva il comportamento del dispositivo in differenti condizioni di uso, incluse tutte le combinazioni di azioni previste nella presente norma, che rappresenti correttamente i fenomeni fisici attesi nel funzionamento del dispositivo, in particolare sotto le azioni sismiche;
- prove di qualificazione.

In particolare, le caratteristiche tecniche da misurare e dichiarare sono indicate nella seguente Tabella 11.8.I, a seconda del tipo di dispositivo.

Tabella 11.8.I

	D. Lineare	D. Non lineare	D. Viscoso	Isolatore in elastomero	Isolatore a scorrimento
Capacità portante	si	si	-	si	si
Resistenza ad azioni sismiche	si	si	si	-	-
Modulo di taglio	si	si	si	si	-
Capacità di rotazione	si	si	si	si	si
Coefficiente di attrito	si	si	-	-	si
Capacità di distorsione orizzontale	-	-	si	si	si
Durabilità	si	si	si	si	si

Le caratteristiche dei dispositivi, di cui alla Tabella 11.8.I, devono essere accertate mediante le prove sui materiali e sui dispositivi descritte nell'Allegato 11.8.A, eseguite e certificate da laboratori di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, dotati di adeguata competenza, attrezzatura ed organizzazione. Tali laboratori devono essere incaricati dal produttore previo nulla osta rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale.

Le massime differenze tra le caratteristiche meccaniche ottenute nelle prove di qualificazione ed i valori di progetto o nelle normali condizioni d'uso devono essere contenute entro limiti riferiti a variazioni nell'ambito della fornitura, dell'invecchiamento, della temperatura e della frequenza di prova. In particolare:

- le differenze nell'ambito della fornitura, devono essere riferite ai valori di progetto;
- le differenze dovute all'invecchiamento, alla temperatura e alla frequenza di prova, devono essere riferite ai valori nelle normali condizioni di utilizzo che derivano da prove condotte ad una temperatura di $(23 \pm 5) ^\circ\text{C}$;

Il campo di temperatura di riferimento per valutare le variazioni è $-15^\circ\text{C} - +45^\circ\text{C}$. Per opere particolari, per le quali le temperature prevedibili non rientrano in tale intervallo, la sperimentazione verrà condotta per campi di temperatura diversi da quelli di riferimento.

Le differenze dovute alla frequenza di prova, devono essere valutate nell'ambito di una variazione della frequenza di almeno $\pm 50\%$.

Se le azioni variabili fanno modificare, con processo ciclico, i regimi tensionali, deve essere valutato il decadimento delle caratteristiche meccaniche per effetto della fatica.

Tutti i dispositivi devono avere una vita di servizio maggiore di 10 anni. Devono essere previsti piani di manutenzione e di sostituzione allo scadere della vita di servizio, senza significativi effetti sull'uso delle strutture in cui sono installati.

In assenza di un attestato di conformità CE, i dispositivi antisismici devono essere dotati di un **attestato di qualificazione** rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale, sentito il Consiglio Superiore dei LL.PP..

La documentazione da inviare al Servizio Tecnico Centrale, per il rilascio dell'**attestato di qualificazione**, deve includere almeno:

- a) denominazione e caratteristiche del dispositivo che si intende qualificare;
- b) disegni con la esatta indicazione delle dimensioni, dei materiali impiegati, e della loro qualificazione, delle tolleranze ammesse e di ogni altra caratteristica utile alla loro valutazione;
- c) documentazione tecnica con la dichiarazione delle caratteristiche tecniche individuate nella Tabella 11.8.I;
- d) certificati delle prove svolte dal laboratorio di prova prescelto;
- e) manuale di installazione e posa in opera, con l'individuazione, tra gli altri, di tutte le specifiche tecniche delle attrezzature e dei prodotti da utilizzare nelle operazioni di posa in opera.

I dispositivi devono essere dotati di un marchio indelebile che ne comprovi la provenienza e la conformità alla documentazione depositata.

Allo scopo di assicurare che il prodotto abbia i requisiti previsti dalle presenti norme e che tali requisiti siano costantemente mantenuti fino alla posa in opera, tutti i dispositivi devono essere prodotti con un sistema di controllo permanente della produzione in stabilimento che deve assicurare il mantenimento dello stesso livello di affidabilità nella conformità del prodotto finito, indipendentemente dal processo di produzione.

Il sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di fabbricazione deve essere predisposto in coerenza con le norme UNI EN ISO 9001 e certificato da parte di un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione, che opera in coerenza con le norme UNI CEI EN ISO/IEC 17021.

L'elenco dei prodotti qualificati sarà disponibile presso il Servizio Tecnico Centrale.

Il dispositivo potrà essere utilizzato nelle opere, solo se in possesso di attestazione di conformità ai sensi del DPR 246/93 (marcatura CE) ovvero di attestato di qualificazione rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale. Tale attestato ha validità 5 (cinque) anni.

I documenti che accompagnano ogni fornitura devono indicare gli estremi dell'attestato di conformità o dell'attestato di qualificazione, della certificazione del processo di produzione, dei rapporti di prova e le caratteristiche dichiarate dal produttore.

11.8.3 PROVE DI ACCETTAZIONE

All'atto della posa in opera dei dispositivi il direttore dei lavori deve verificare, acquisendone copia, che il dispositivo sia dotato di attestato di conformità di cui al DPR 246/93 (marcatura CE) ovvero di attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale e che le procedure di posa in opera siano conformi alle specifiche tecniche del produttore del sistema stesso. Deve inoltre rifiutare le eventuali forniture non conformi ed effettuare idonee prove di accettazione, descritte nell'Allegato 11.8.A, che comprendano in ogni caso la verifica geometrica e delle tolleranze dimensionali nonché eventualmente la valutazione delle principali caratteristiche meccaniche di cui alla Tabella 11.8.I.

11.8.4 DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO LINEARE

Il comportamento dei dispositivi a comportamento lineare è definito tramite la rigidità equivalente K_e e il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_e , che devono rispettare le limitazioni

$$\xi_e < 15\%$$

$$|K_e - K_m| / K_m < 20\%$$

essendo K_{in} la rigidezza iniziale valutata come rigidezza secante tra i valori corrispondenti al 10% ed il 20% della forza di progetto.

Per assicurare un comportamento ciclico stabile, le variazioni in una serie di cicli di carico riferiti allo stesso spostamento massimo devono essere limitate nel modo seguente:

$$\left| K_{e,(i)} - K_{e,(3)} \right| / K_{e,(3)} \leq 10\%$$

$$\left| \xi_{e,(i)} - \xi_{e,(3)} \right| / \xi_{e,(3)} \leq 10\%$$

dove il pedice “(3)” si riferisce a quantità determinate nel terzo ciclo di carico ed il pedice “(i)” si riferisce a quantità relative all’i-esimo ciclo, escluso il primo ($i \geq 2$).

Le massime differenze tra le caratteristiche meccaniche ottenute nelle prove di qualificazione ed i valori di progetto o le normali condizioni d’uso devono essere contenute entro limiti riportati in Tabella 11.8.II.

Le variazioni devono essere valutate con riferimento al 3° ciclo di prova.

Tabella 11.8.II

	Fornitura	Invecchiamento	Temperatura	Frequenza di prova
K_e	±15%	±20%	±40%	±10%
ξ_e	±15%	±15%	±15%	±10%

Il rapporto tra i valori massimi e minimi delle caratteristiche meccaniche dei materiali non deve eccedere 1,4 per i componenti metallici e 1,8 per i componenti non metallici.

11.8.5 DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO NON LINEARE

I dispositivi a comportamento non lineare possono realizzare comportamenti meccanici diversi, ad elevata o bassa dissipazione di energia, con riduzione o incremento della rigidezza al crescere dello spostamento, con o senza spostamenti residui all’azzeramento della forza. Nel seguito si tratteranno dispositivi caratterizzati da una riduzione della rigidezza, ma con forza sempre crescente, al crescere dello spostamento, i cui diagrammi forza-spostamento sono sostanzialmente indipendenti dalla velocità di percorrenza e possono essere schematizzati come nella figura 11.8.1.

I dispositivi a comportamento non lineare sono costituiti da elementi base che ne determinano le caratteristiche meccaniche fondamentali ai fini della loro utilizzazione

Il loro comportamento è individuato dalla curva caratteristica che lega la forza trasmessa dal dispositivo al corrispondente spostamento; tali curve caratteristiche sono, in generale, schematizzabili con delle relazioni bilineari definite imponendo il passaggio per il punto di coordinate (F_1, d_1) , corrispondente al limite teorico del comportamento elastico lineare del dispositivo, e per il punto di coordinate (F_2, d_2) , corrispondente alla condizione di progetto allo *SLU*.

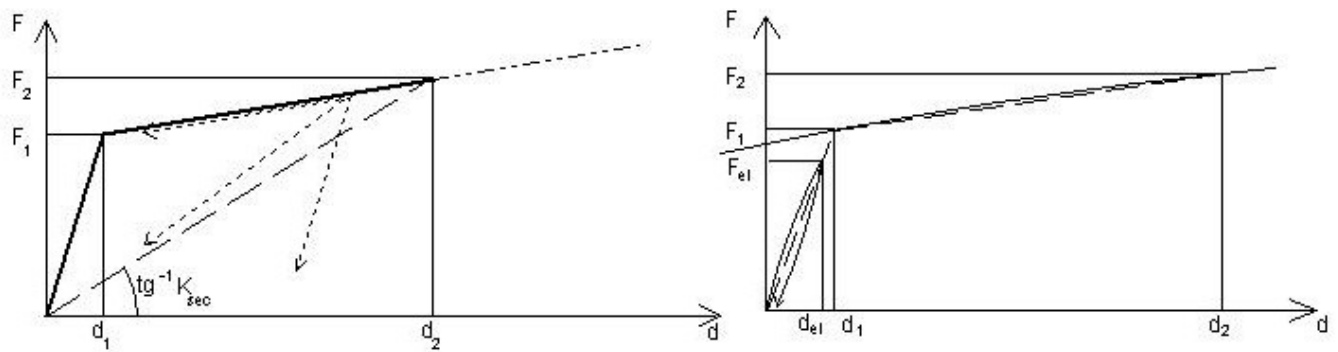


Figura 11.8.1 – Diagrammi forza – spostamento per dispositivi non lineari

Il ciclo bilineare teorico è definito dai seguenti parametri:

d_{el} = spostamento nel primo ramo di carico in una prova sperimentale entro il quale il comportamento è sostanzialmente lineare. In generale può assumersi un valore pari a $d_2/20$;

F_{el} = Forza corrispondente a d_{el} , nel ramo di carico iniziale sperimentale.

d_1 = ascissa del punto d'intersezione della linea retta congiungente l'origine con il punto (d_{el}, F_{el}) e la linea retta congiungente i punti $(d_2/4, F(d_2/4))$ and (d_2, F_2) nel terzo ciclo della prova sperimentale;

F_1 = ordinata del punto d'intersezione della linea retta congiungente l'origine con il punto (d_{el}, F_{el}) e la linea retta congiungente i punti $(d_2/4, F(d_2/4))$ and (d_2, F_2) nel terzo ciclo della prova sperimentale;

d_2 = Spostamento massimo di progetto del dispositivo corrispondente allo *SLU*;

F_2 = forza corrispondente allo spostamento d_2 , ottenuta al terzo ciclo sperimentale.

Le rigidezze elastica e post-elastica, rispettivamente del primo ramo e del secondo ramo, vengono definite come: $K_1 = F_1/d_1$; $K_2 = (F_2-F_1)/(d_2-d_1)$, mentre la rigidezza secante è data da $K_{sec} = F_2/d_2$ e

lo smorzamento equivalente è $\xi_e = \frac{1}{2\pi} \frac{E_d}{F_2 d_2}$ essendo E_d l'area del ciclo d'isteresi.

Per assicurare un comportamento ciclico stabile, le variazioni in una serie di cicli di carico riferiti allo stesso spostamento massimo devono essere limitate nel modo seguente:

$$\left| K_{2,(i)} - K_{2,(3)} \right| / K_{2,(3)} \leq 10\%$$

$$\left| \xi_{e,(i)} - \xi_{e,(3)} \right| / \xi_{e,(3)} \leq 10\%$$

dove il pedice “(3)” si riferisce a quantità determinate nel terzo ciclo di carico ed il pedice “(i)” si riferisce a quantità relative all’i-esimo ciclo, escluso il primo ($i \geq 2$).

Il ciclo teorico che eventualmente si assume per l'esecuzione delle analisi non lineari per la progettazione della struttura, completato dei rami di scarico e ricarico coerenti con il comportamento reale, deve essere tale che l'energia dissipata in un ciclo non differisca di più del 10% dall'energia dissipata nel terzo ciclo di carico della prova sperimentale.

Le massime differenze tra le caratteristiche meccaniche ottenute nelle prove di qualificazione ed i valori di progetto o nelle normali condizioni d'uso devono essere contenute entro limiti riportati in Tabella 11.8.III.

Le variazioni devono essere valutate con riferimento al 3° ciclo di prova.

Tabella 11.8.III

	Fornitura	Invecchiamento	Temperatura	Frequenza di prova
K_2	±15%	±20%	±20%	±10%
K_{sec}	±15%	±20%	±40%	±10%
ξ_e	±10%	±15%	±15%	±10%

Quando il rapporto d'incrudimento risulta $K_2/K_1 \leq 0,05$, il limite su K_2 viene sostituito dal limite sulla variazione di K_2/K_1 che deve differire meno di 0,01 dal valore di progetto.

11.8.6 DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO VISCOSO

I dispositivi a comportamento viscoso trasmettono, in generale, soltanto azioni orizzontali ed hanno rigidità trascurabile rispetto alle azioni verticali. Essi sono caratterizzati da un valore della forza proporzionale a v^α , e pertanto non contribuiscono alla rigidità del sistema. La relazione forza spostamento di un dispositivo viscoso, per una legge sinusoidale dello spostamento è riportata in figura 10.2. La forma del ciclo è ellittica per $\alpha=1$. Il valore massimo della forza viene sempre raggiunto in corrispondenza dello spostamento nullo.

Il loro comportamento è caratterizzato dalla massima forza sviluppata F_{max} e dall'energia dissipata E_d in un ciclo, per una prefissata ampiezza e frequenza, ossia dalle costanti C e α .

Per assicurare un comportamento ciclico stabile, le variazioni dell'energia dissipata E_d in una serie di cicli di carico riferiti a stessa velocità e spostamento massimi devono essere limitate nel modo seguente:

$$\left| E_{d(i)} - E_{d(3)} \right| / E_{d(3)} \leq 10\%$$

dove il pedice “(3)” si riferisce a quantità determinate nel terzo ciclo di carico ed il pedice “(i)” si riferisce a quantità relative all'i-esimo ciclo, escluso il primo ($i \geq 2$).

L'identificazione di tali parametri ai fini della modellazione meccanica del sistema d'isolamento dovrà essere fatta con riferimento ai valori di forza massima ed energia dissipata durante il terzo ciclo di carico, dovendo essere non superiore al 10% la differenza tra il valore teorico e il valore sperimentale delle due grandezze dette.

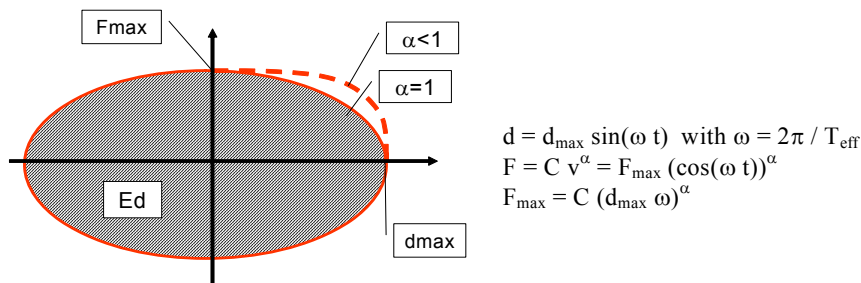


Figura 11.8.2 – Dispositivi a comportamento viscoso

Le massime differenze tra le caratteristiche meccaniche ottenute nelle prove di qualificazione ed i valori di progetto o nelle normali condizioni d'uso devono essere contenute entro limiti riportati in Tabella 11.8.IV.

Tabella 11.8.IV

	Fornitura	Invecchiamento	Temperatura	Frequenza di prova
F_{max}	±15%	±5%	±5%	±10%
E_d	-15%	-5%	-5%	±10%

Per tener conto di possibili valori di velocità superiori a quelli di progetto, la forza massima di progetto del dispositivo va amplificata con un fattore di affidabilità γ_v dato da

$$\gamma_v = (1+t_d) \cdot (1,5)^\alpha$$

in cui t_d è la tolleranza sulla forza di progetto fornita dal produttore, comprensiva della variabilità per effetto della temperatura, e α è l'esponente delle legge costitutiva.

11.8.7 ISOLATORI ELASTOMERICI

Gli isolatori debbono avere pianta con due assi di simmetria ortogonali, così da presentare un comportamento il più possibile indipendente dalla direzione della azione orizzontale agente. Ai fini della determinazione degli effetti di azioni perpendicolari agli strati, le loro dimensioni utili debbono essere riferite alle dimensioni delle piastre in acciaio, mentre per gli effetti delle azioni parallele alla giacitura degli strati si considererà la sezione intera dello strato di gomma.

Le piastre di acciaio devono essere conformi a quanto previsto nelle norme per gli apparecchi di appoggio, con un allungamento minimo a rottura del 18% e spessore minimo pari a 2 mm per le piastre interne e a 20 mm per le piastre esterne.

Si definiscono due fattori di forma:

S_1 , fattore di forma primario, rapporto tra la superficie A' comune al singolo strato di elastomero ed alla singola piastra d'acciaio, depurata degli eventuali fori (se non riempiti successivamente), e la superficie laterale libera L del singolo strato di elastomero, maggiorata della superficie laterale degli eventuali fori (se non riempiti successivamente) ossia $S_1 = A'/L$;

S_2 , fattore di forma secondario, rapporto tra la dimensione in pianta D della singola piastra in acciaio, parallelamente all'azione orizzontale agente, e lo spessore totale t_e degli strati di elastomero (t_e è ottenuto come somma dello spessore dei singoli strati, maggiorando lo spessore dei due strati esterni, se maggiore di 3 mm, del fattore 1,4) ossia $S_2 = D/t_e$.

Gli isolatori in materiale elastomerico ed acciaio sono individuati attraverso le loro curve caratteristiche forza - spostamento, generalmente non lineari, tramite i due parametri sintetici: la rigidezza equivalente K_e , il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_e .

La rigidezza equivalente K_e , relativa ad un ciclo di carico, è definita come rapporto tra la forza F corrispondente allo spostamento massimo d raggiunto in quel ciclo e lo stesso spostamento ($K_e = F/d$) e si valuta come prodotto del modulo dinamico equivalente a taglio G_{din} per A/t_e .

Il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_e si definisce come rapporto tra l'energia dissipata in un ciclo completo di carico E_d e $2\pi Fd$, ossia $\xi_e = E_d / (2\pi Fd)$.

La rigidezza verticale K_v è definita come rapporto tra la forza verticale di progetto F_v e lo spostamento verticale d_v ($K_v = F_v/d_v$).

Le massime differenze tra le caratteristiche meccaniche ottenute nelle prove di qualificazione ed i valori di progetto o nelle normali condizioni d'uso devono essere contenute entro limiti riportati in Tabella 11.8.V.

Le variazioni devono essere valutate con riferimento al 3° ciclo di prova. Le frequenze di prova per valutare le variazioni delle caratteristiche meccaniche sono 0,1Hz, 0,5Hz e 2,0Hz.

Tabella 11.8.V

	Fornitura	Invecchiamento	Temperatura	Frequenza di prova
K_e	±20%	±20%	±20%	±20%
K_v	±30%	-	-	-
ξ_e	±20%	±20%	±20%	±20%

Le variazioni dovute al carico verticale, valutate come differenza tra i valori corrispondenti al carico verticale massimo ed a quello minimo, non dovranno superare il 15% del valore di progetto.

11.8.8 ISOLATORI A SCORRIMENTO

Le superfici di scorrimento in acciaio e PTFE devono essere conformi alla normativa vigente per gli apparecchi di appoggio.

Gli isolatori a scorrimento devono essere in grado di sopportare, sotto spostamento massimo impresso pari a $1,2 d_2$, almeno 10 cicli di carico e scarico. I cicli si riterranno favorevolmente sopportati se il coefficiente d'attrito (f), nei cicli successivi al primo, non varierà di più del 15% rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il terzo ciclo, ossia

$$|f_{(i)} - f_{(3)}| / f_{(3)} < 0,15,$$

avendo contrassegnato con il pedice “(i)” le caratteristiche valutate all’i-esimo ciclo e con il pedice “(3)” le caratteristiche valutate al terzo ciclo. Qualora l’incremento della forza nel sistema di isolamento per spostamenti tra $0,5 d_{dc}$ e d_{dc} sia inferiore all’ 1,25% del peso totale della sovrastruttura, gli isolatori a scorrimento debbono essere in grado di garantire la loro funzione di appoggio fino a spostamenti pari ad $1,5 d_2$.

Si deve verificare che il coefficiente d’attrito sia sempre inferiore al valore di progetto per variazioni nell’ambito della fornitura, della temperatura e della frequenza di prova.

11.9 MURATURA PORTANTE

11.9.1 ELEMENTI PER MURATURA

Gli elementi per muratura portante devono essere in possesso di attestato di conformità alla relativa norma europea armonizzata della serie UNI EN 771, ai sensi del DPR n. 246/93, secondo il sistema di attestazione della conformità indicato nella seguente tabella:

Tabella 11.9.I

Specifica Tecnica Europea di riferimento	Categoria	Sistema di Attestazione della Conformità
Specifica per elementi per muratura - Elementi per muratura di laterizio, silicato di calcio, in calcestruzzo vibrocompresso (aggregati pesanti e leggeri), calcestruzzo aerato autoclavato, pietra agglomerata. UNI EN 771-1-2-3-4-5	CATEGORIA 1	2+
	CATEGORIA 2	4

Gli elementi di categoria 1 hanno un controllo statistico che fornisce resistenza caratteristica dichiarata a compressione riferita al frattile 5%. Gli elementi di categoria 2 non soddisfano questi requisiti.

Il Sistema 2+ (certificazione del controllo di produzione in fabbrica) è quello specificato all'art. 7, comma 1 lettera B, Procedura 1 del DPR n. 246/93, comprensiva della sorveglianza, giudizio ed approvazione permanenti del controllo di produzione in fabbrica.

Il Sistema 4 (dichiarazione di conformità del produttore) è quello specificato all'art. 7, comma 1 lettera B, Procedura 3, del DPR n. 246/93.

L'uso di elementi per muratura portante di Categoria 1 e 2 è subordinato all'adozione, nella valutazione della resistenza ammissibile, del corrispondente coefficiente di sicurezza γ_m riportato nel relativo paragrafo 4.4.

Il produttore degli elementi per muratura portante dichiara, nelle forme previste, le caratteristiche tecniche di cui alla Tabella 11.9.II, in conformità all'appendice ZA della parte armonizzata della norma europea della serie UNI EN 771.

Tabella 11.9.II

Parametro	Norma UNI EN di riferimento
Dimensioni e tolleranze dimensionali	UNI EN 772-16
Configurazione (in disegno o tabella da allegare, % di foratura)	UNI EN 772-3, 772-9, 772-16
Categoria (I o II)	UNI EN 771-1, 771-2, 771-3, 771-4, 771-5
Massa volumica a secco apparente	UNI EN 772-13
Massa volumica a secco assoluta (netta)	UNI EN 772-9, UNI EN 772-13
Resistenza a compressione in direzione dei carichi verticali	UNI EN 772-1
Resistenza a compressione in direzione ortogonale ai carichi verticali	UNI EN 772-1

Tali caratteristiche sono contenute nelle informazioni che accompagnano la marcatura CE, conformemente al punto ZA.3 della relativa norma europea.

In particolare, per quanto riguarda la resistenza caratteristica a compressione nella direzione dei carichi verticali, la resistenza caratteristica a compressione nel piano della muratura e in direzione ortogonale ai carichi verticali e le specifiche sulle malte per murature, si specifica quanto riportato nei paragrafi seguenti.

11.9.2 RESISTENZA CARATTERISTICA A COMPRESSIONE NELLA DIREZIONE DEI CARICHI VERTICALI

La resistenza caratteristica a compressione nella direzione dei carichi verticali degli elementi è dichiarata dal produttore utilizzando, con riferimento alla serie UNI EN 771, su un numero di campioni superiore o uguale a 6, sottoposti a prove che, per elementi di Categoria II, saranno eseguiti presso un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, con periodicità di prova almeno annuale. I rapporti di prova dovranno essere conservati nella documentazione di controllo della produzione.

Nel caso venga utilizzato un numero di campioni n , di regola pari a 30, la resistenza caratteristica viene ricavata mediante la seguente formula:

$$f_{bk} = f_{bm} - k s$$

nella quale è:

f_{bm} = la media aritmetica delle resistenze unitarie dei campioni;

s = lo scarto quadratico medio;

k = valori indicati in tabella 11.9.III.

Nel caso in cui il numero n dei campioni sia compreso tra 10 e 29 il coefficiente moltiplicatore di s assume convenzionalmente i valori k di cui alla seguente Tabella 11.9.III.

Tabella 11.9.III

Numero campioni	10	12	16	20	25	≥ 30
Categoria II	2,10	2,05	1,98	1,93	1,88	1,64

In entrambi i casi sopra riportati e qualora il valore s calcolato risultasse inferiore a $0,08 f_{bm}$ si deve introdurre nella formula questo ultimo valore. Qualora il valore di s/f_{bm} risultasse superiore a 0,2 il valore della resistenza f_{bk} deve essere considerato non accettabile.

Nel caso infine in cui la prova venga effettuata su un numero di campioni compreso fra 6 e 9 la resistenza caratteristica viene assunta pari al minimo dei seguenti due valori:

a) $0.7 f_{bm}$ (N/mm²);

b) il valore minimo della resistenza unitaria del singolo campione.

Le formule sopra riportate si applicano alle prove effettuate annualmente; non si applicano alle prove di autocontrollo effettuate dal produttore, per le quali valgono le indicazioni riportate nella relativa UNI EN 771, sia per quanto riguarda la quantità di campioni che la periodicità delle prove.

11.9.3 RESISTENZA CARATTERISTICA A COMPRESSIONE NEL PIANO DELLA MURATURA E NELLA DIREZIONE ORTOGONALE AI CARICHI VERTICALI

La determinazione della resistenza caratteristica a compressione nella direzione ortogonale a quella dei carichi verticali nel piano della muratura \bar{f}_{bk} è dichiarata dal produttore utilizzando la norma UNI EN 772-1 su un numero di campioni superiore o uguale a 6, sottoposti a prove che, per elementi di Categoria II, saranno eseguiti presso un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, con periodicità di prova almeno annuale.

La resistenza caratteristica è dedotta da quella media \bar{f}_{bm} dei 6 campioni mediante la relazione $\bar{f}_{bk} = 0,7 \bar{f}_{bm}$.

11.9.4 MALTE PER MURATURA

11.9.4.1 Malte a prestazione garantita.

La malta da muratura deve garantire prestazioni adeguate al suo impiego in termini di durabilità e di prestazioni meccaniche e deve essere dotata di attestato di conformità all'Appendice ZA della norma europea UNI EN 998-2 (Marcatura CE).

Il fabbricante di malta dichiara, nelle forme previste, le caratteristiche tecniche di cui al prospetto ZA.1 a) dell'Appendice ZA della parte armonizzata della norma europea UNI EN 998-2.

Il sistema di attestazione della conformità delle malte, ai sensi del DPR n.246/93 è indicato nella seguente Tabella 11.9.IV.

Tabella 11.9.IV

Specifica Tecnica Europea di riferimento	Uso Previsto	Sistema di Attestazione della Conformità
Malta per murature UNI EN 998-2	Usi strutturali	2+
	Uso non strutturale	4

Il Sistema 2+ (certificazione del controllo di produzione in fabbrica) è quello specificato all'art.7, comma 1 lettera B, Procedura 1 del DPR n.246/93, comprensiva della sorveglianza, giudizio ed approvazione permanenti del controllo di produzione in fabbrica.

Il Sistema 4 (dichiarazione di conformità del produttore) è quello specificato all'art.7, comma 1 lettera B, Procedura 3, del DPR n.246/93

Per garantire durabilità è necessario che i componenti la miscela non contengano sostanze organiche o grassi o terrose o argillose. Le calci aeree e le pozzolane devono possedere le caratteristiche tecniche ed i requisiti previsti dalle vigenti norme (regii decreti 16 novembre 1939, n. 2231 e n. 2230; legge 26 maggio 1965, n. 595, decreto ministeriale 14 gennaio 1966, decreto ministeriale 3 giugno 1968, decreto ministeriale 31 agosto 1972 e successive integrazioni o modificazioni).

Le prestazioni meccaniche di una malta sono definite mediante la sua resistenza media a compressione f_m . La categoria di una malta è definita da una sigla costituita dalla lettera M seguita da un numero che indica la resistenza f_m espressa in N/mm^2 secondo la Tabella 11.9.V. Non è ammesso l'impiego di malte con resistenza $f_m < 2,5 N/mm^2$.

Tabella 11.9.V - Classi di malte

Classe	M 2,5	M 5	M 10	M 15	M 20	M d
Resistenza a compressione N/mm ²	2.5	5	10	15	20	d
d è una resistenza a compressione maggiore di 25 N/mm ² dichiarata dal produttore						

Le modalità per la determinazione della resistenza a compressione delle malte sono riportate nel (D.M. 03.06.1968, n. ... o successivi).

11.9.4.2 Malte a composizione prescritta.

Le classi di malte a composizione prescritta sono definite in rapporto alla composizione in volume secondo la tabella seguente

Classe	Tipo di malta	Composizione				
		Cemento	Calce aerea	Calce idraulica	Sabbia	Pozzolana
M 2,5	Idraulica	--	--	1	3	--
M 2,5	Pozzolonica	--	1	--	--	3
M 2,5	Bastarda	1	--	2	9	--
M 5	Bastarda	1	--	1	5	--
M 8	Cementizia	2	--	1	8	--
M 12	Cementizia	1	--	--	3	--

Malte di diverse proporzioni nella composizione, preventivamente sperimentate con le modalità riportate nel (D.M. 03.06.1968, n. ... o successivi), possono essere ritenute equivalenti a quelle indicate qualora la loro resistenza media a compressione non risulti inferiore a quanto previsto in tabella 11.9.V.

11.9.5 DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI MECCANICI DELLA MURATURA

11.9.5.1 Resistenza a compressione

11.9.5.1.1 Determinazione sperimentale della resistenza a compressione

La resistenza caratteristica sperimentale a compressione si determina su n muretti ($n \geq 6$), seguendo sia per la confezione che per la prova le modalità indicate qui di seguito.

I provini (muretti) devono avere le stesse caratteristiche della muratura in esame e ognuno di essi deve essere costituito almeno da tre corsi di elementi resistenti e deve rispettare le seguenti limitazioni:

- lunghezza (b) pari ad almeno due lunghezze di blocco;
- rapporto altezza/spessore (l/t) variabile tra 2.4 e 5.

La confezione è eseguita su di un letto di malta alla base e la faccia superiore è finita con uno strato di malta. Dopo una stagionatura di 28 giorni a 20 °C, 70% di umidità relativa, prima di effettuare la prova, la faccia superiore di ogni provino viene eventualmente livellata con gesso; il muretto può anche essere contenuto fra due piastre metalliche rettificata, utili per gli spostamenti ed il suo posizionamento nella pressa.

Il provino viene posto fra i piatti della macchina di prova (uno dei quali articolato) e si effettua quindi la centratura del carico. In proposito è consigliabile procedere anche ad un controllo estensimetrico. Il carico deve essere applicato con una velocità di circa 0.5 MPa ogni 20 secondi.

La resistenza caratteristica è data dalla relazione:

$$f_k = f_m - k s$$

dove:

f_m = resistenza media;

s = stima dello scarto;

k = coefficiente riportato nella tabella seguente:

n	6	8	10	12	20
k	2.33	2.19	2.1	2.05	1.93

La determinazione della resistenza caratteristica deve essere completata con la verifica dei materiali, da condursi come segue:

- malta: n. 3 provini prismatici 40 x 40 x 160 mm da sottoporre a flessione, e quindi a compressione sulle 6 metà risultanti, secondo EN 998-2;
- elementi resistenti: n. 10 elementi da sottoporre a compressione con direzione del carico normale al letto di posa.

11.9.5.1.2 Stima della resistenza a compressione

In sede di progetto, per le murature formate da elementi artificiali pieni o semipieni il valore di f_k può essere dedotto dalla resistenza a compressione degli elementi e dalla classe di appartenenza della malta tramite la Tabella 11.9.VI.

La validità di tale tabella è limitata a quelle murature aventi giunti orizzontali e verticali riempiti di malta e di spessore compreso tra 5 e 15 mm.

Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni.

Tabella 11.9.VI - Valori di f_k per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in N/mm^2)

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento N/mm^2	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	--

Nel caso di murature costituite da elementi naturali si assume convenzionalmente la resistenza caratteristica a compressione dell'elemento f_{bk} pari a:

$$f_{bk} = 0.75 f_{bm}$$

dove f_{bm} rappresenta la resistenza media a compressione degli elementi in pietra squadrata.

Il valore della resistenza caratteristica a compressione della muratura f_k può essere dedotto dalla resistenza caratteristica a compressione degli elementi f_{bk} e dalla classe di appartenenza della malta tramite la seguente Tabella 11.9.VII.

Tabella 11.9.VII- Valori di f_k per murature in elementi naturali di pietra squadrata (valori in N/mm^2)

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,0	1,0	1,0	1,0
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
$\geq 40,0$	14,3	12,0	10,4	--

Anche in questo caso, per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni.

11.9.5.2 Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali

11.9.5.2.1 Determinazione sperimentale della resistenza a taglio

La determinazione della resistenza al taglio in assenza di tensioni normali f_{vk0} deve essere effettuata mediante prove di compressione diagonale su muretti o altra tecnica sperimentale di comprovata validità. Le prove devono essere effettuate su almeno 6 provini.

La resistenza caratteristica f_{vk0} sarà dedotta dalla resistenza media f_{vm} , ottenuta dai risultati delle prove, mediante la relazione:

$$f_{vk0} = 0.7 f_{vm}$$

11.9.5.2.2 Stima della resistenza a taglio

In sede di progetto, per le murature formate da elementi artificiali pieni o semipieni ovvero in pietra naturale squadrata, il valore di f_{vk0} può essere dedotto dalla resistenza a compressione degli elementi tramite la Tabella 11.9.VIII. La validità di tale tabella è limitata a quelle murature aventi giunti orizzontali e verticali riempiti di malta, le cui dimensioni sono comprese tra 5 e 15 mm. Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni.

Tabella 11.9.VIII- Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali f_{vk0} (valori in N/mm^2)

Tipo di elemento resistente	Classe di malta	f_{vk0} (N/mm^2)
Laterizio	$M10 \leq M \leq M20$	0,30
	$M5 \leq M < M10$	0,20
	$M2,5 \leq M < M5$	0,10
Calcestruzzo; Silicato di calcio; Cemento autoclavato; Pietra naturale squadrata.	$M10 \leq M \leq M20$	0,20
	$M5 \leq M < M10$	0,15
	$M2,5 \leq M < M5$	0,10

11.9.5.3 Resistenza caratteristica a taglio

In presenza di tensioni di compressione, la resistenza caratteristica a taglio della muratura, f_{vk} , è definita come resistenza all'effetto combinato delle forze orizzontali e dei carichi verticali agenti nel piano del muro e può essere ricavata tramite la relazione

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_n$$

dove:

f_{vk0} : resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali;

σ_n : tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti nella sezione di verifica.

Per elementi resistenti artificiali semipieni o forati deve risultare soddisfatta la relazione

$$f_{vk} \leq f_{vk,lim} = 1,4 \bar{f}_{bk}$$

con

$f_{vk0,lim}$: valore massimo della resistenza caratteristica a taglio che può essere impiegata nel calcolo;

\bar{f}_{bk} valore caratteristico della resistenza degli elementi in direzione orizzontale e nel piano del muro, da ricavare secondo le modalità descritte nella relativa norma della serie UNI EN 771.

11.9.5.4 Moduli di elasticità secanti

Il modulo di elasticità normale secante della muratura è valutato, in presenza di dati sperimentali, facendo riferimento all'intervallo:

$$0.1 f_k \div 0.4 f_k$$

In sede di progetto, in mancanza di determinazione sperimentale, nei calcoli possono essere assunti i seguenti valori:

- modulo di elasticità normale secante $E = 1000 f_k$

- modulo di elasticità tangenziale secante $G = 0.4 E$

12 RIFERIMENTI TECNICI

In mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione delle presenti norme e per quanto con esse non in contrasto, possono essere utilizzati i documenti appresso indicati che costituiscono riferimenti di consolidata validità:

- Istruzioni del Consiglio Superiore dei LL.PP. del Ministero delle Infrastrutture;
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Ministero delle Infrastrutture;
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.);
- Eurocodice Strutturali pubblicati dal CEN;
- Norme EN armonizzate pubblicate dal CEN;
- Norme per prove, materiali e prodotti pubblicate da UNI.

Possono essere utilizzati anche altri codici internazionali, purché sia dimostrato che garantiscono livelli di sicurezza non inferiori a quelli delle presenti Norme tecniche.