

Tabella 5.2-II

	sfavorevoli alla sicurezza	favorevoli alla sicurezza
γ_{Gj}	1,4	0,9
γ_{Qj}	1,5	0
γ_{Ph}	1,2	0,9

Tabella 5.2-III

γ_{EGj}	1
γ_{EQi}	definiti nelle norme relative alle diverse azioni variabili
γ_{EPH}	1

Per gli edifici civili, in mancanza di studi specifici ed adeguati alla costruzione in esame, si possono attribuire ai coefficienti di combinazione ψ_{0i} i valori riportati nella Tabella 5.2-IV (per le combinazioni di carico che comprendono l'azione sismica si vedano le specifiche regole per la combinazione delle azioni ed i valori dei coefficienti di combinazione forniti nel paragrafo 3.2):

Tabella 5.2-IV

Azione	ψ_{0i}
carichi variabili nei fabbricati per abitazione ed uffici	0,7
negozi, uffici aperti al pubblico ed autorimesse	0,7
magazzini, depositi	1,0
variazioni termiche	0,6
vento	0,6
neve	0,6

Per le altre tipologie costruttive (ponti, gallerie, edifici industriali ecc.) competerà al Progettista ed al Committente, di concerto, la definizione dei valori di ψ .

Il contributo delle distorsioni (concentrate o diffuse), non imposte appositamente, deve essere trascurato se il suo effetto aumenta la sicurezza della struttura.

Nelle verifiche di sicurezza a fatica si adotterà un coefficiente parziale unico per tutte le azioni

$$\gamma_{Ff} = 1.$$

5.2.3.1.2. STATO LIMITE DI EQUILIBRIO

Per ogni prevedibile situazione di progetto andrà verificata la possibilità di perdita dell'equilibrio per ribaltamento o scorrimento della struttura o di parti di essa come corpi rigidi, imponendo che:

$$E_d = E_{d,dstb} \leq R_d = E_{d,stb}$$

essendo $E_{d,dstb}$ e $E_{d,stab}$ rispettivamente gli effetti di progetto delle azioni instabilizzanti e stabilizzanti.

In particolare dovrà essere posta attenzione alle situazioni transitorie in fase di montaggio o riparazione, in particolare nei casi di sbalzi con tiranti provvisori o definitivi, di strutture con sezione a cassone ed appoggi puntuali, di travi o altri elementi da controventare.

5.2.3.1.3. STATI LIMITE ULTIMI

Si verificherà la sicurezza nei confronti dello stato limite di rottura, per formazione di meccanismo e di instabilità imponendo che:

- nello *stato limite di rottura*

$$E_d = S_d \leq R_d$$

essendo S_d la distribuzione di sollecitazioni generate nella struttura da ogni combinazione delle azioni di progetto presa in considerazione e R_d quella delle corrispondenti resistenze di progetto;

- nello *stato limite per formazione di meccanismo*

$$E_d \leq R_d$$

rappresentando E_d le azioni di progetto e R_d le azioni che, nella medesima combinazione, generano l'instaurarsi di un meccanismo cinematico;

- nello *stato limite di instabilità*

$$E_d \leq R_d$$

rappresentando E_d le azioni di progetto e R_d le azioni che, nella medesima combinazione, inducono, per effetti del secondo ordine, instabilità globale della struttura o delle sue membrature.

5.2.3.1.3.1. Calcolo degli effetti delle azioni

Il calcolo dovrà condursi con appropriati metodi della meccanica strutturale, secondo i criteri indicati in 5.2.2.

5.2.3.1.3.2. Calcolo delle resistenze

La resistenza di calcolo dell'acciaio si assume pari a:

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

$$\gamma_M = \gamma_m \gamma_{E,d}$$

essendo f_{yk} il valore della resistenza caratteristica dell'acciaio impiegato da assumersi come indicato nel capitolo 11, e $\gamma_m = 1.15$ è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza del materiale, mentre $\gamma_{E,d}$ è il coefficiente di modello.

I valori del coefficiente $\gamma_{E,d}$ sono riportati nella tabella 5.2-V, intendendo doversi assumere il valore $\gamma_{E,d} = 1$ per i casi ivi non esplicitamente considerati.

Tabella 5.2.V

	Elemento o tipo di verifica	γ_{Ed}
Per il materiale	Sezioni di classe 1-2-3-4	1,05
	Fenomeni di instabilità	1,05
	Resistenza sezioni nette	1,09
	Resistenza diaframmi e controventi	1,09
	Bulloni	1,09
Per i collegamenti	Saldature	1,09
	Stato limite ultimo	1,09
Per scorrimento unioni ad attrito	Stato limite di servizio	1,09
		1,09
Per la resistenza a fatica (punto 5.2.3.1.4.)		1,09
Per la fragilità	Non saldate	1,00
	Saldate	1,25

Il Committente e il Progettista, di concerto, fatti salvi i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme, possono utilizzare valori diversi per γ_{Ed} giustificati con riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata.

5.2.3.1.4. Stato limite di fatica

Per le strutture soggette a carichi ciclici deve essere verificata la resistenza a fatica imponendo che

$$E_d \leq R_d$$

rappresentando E_d e R_d rispettivamente gli effetti di fatica prodotti dalle azioni di progetto e la resistenza a fatica, ovvero, indicando come indicatore di danno il rapporto $D_d = E_d / R_d$, imponendo che

$$D_d \leq 1$$

valutando D_d come indicato nei successivi paragrafi e adottando un coefficiente di sicurezza parziale per le azioni $\gamma_{FF} = 1,0$. Nel caso degli edifici la verifica a fatica non è di regola necessaria, salvo i casi di membrature cui sono applicati dispositivi di sollevamento dei carichi o macchine vibranti, o sottoposte a forti oscillazioni dall'azione del vento o della folla.

5.2.3.1.4.1. Carichi ad ampiezza costante

Per i carichi ad ampiezza costante si assumerà:

$$D_d = \gamma_M \Delta_{\text{tens,d}} / \Delta_R$$

essendo

$\Delta_{\text{tens,d}}$ il campo di variazione delle tensioni normali o tangenziali indotta dalle azioni di progetto,

Δ_R la resistenza a fatica per la relativa categoria dei dettagli costruttivi, come desumibile dalle curve di resistenza a fatica, per il numero totale di cicli di sollecitazione N applicati durante la vita di progetto richiesta,

γ_M il coefficiente definito al punto 5.2.3.1.3.2.

5.2.3.1.4.2. Carichi ad ampiezza variabile

Per carichi ad ampiezza variabile definiti da uno spettro di progetto la resistenza a fatica potrà essere valutata con il metodo del danno cumulativo.

Quando la massima escursione tensionale dovuta ai carichi di progetto ad ampiezza variabile sia più alta del limite di fatica ad ampiezza costante, l'indicatore di danno dovrà valutarsi alternativamente con il criterio del danneggiamento cumulativo o con quello dell'ampiezza costante equivalente, come di seguito indicato.

a) criterio del danneggiamento cumulativo

Si assumerà

$$D_d = \sum (n_i / N_i)$$

essendo

n_i il numero di cicli di ampiezza $\Delta_{\text{tens},d,i}$ delle tensioni normali o tangenziali indotte dalle azioni di progetto durante la vita di progetto richiesta,

N_i il numero di cicli di ampiezza $\gamma_M \Delta_{\text{tens},d,i}$ che causa il collasso a fatica per la relativa categoria dei dettagli costruttivi, come desumibili dalle curve di resistenza a fatica, con γ_M il coefficiente definito al punto 5.2.3.1.3.2.

b) criterio dell'ampiezza costante equivalente

Si assumerà

$$D_d = \gamma_M \Delta_{\text{tens},E} / \Delta_R$$

essendo

$\Delta_{\text{tens},E}$ il campo di variazione delle tensioni equivalente, ad ampiezza costante, che, per un assegnato numero di cicli, porta allo stesso danneggiamento cumulativo dello spettro di progetto,

Δ_R la resistenza a fatica per la relativa categoria dei dettagli costruttivi, per lo stesso numero di cicli usato per determinare $\Delta_{\text{tens},E}$,

γ_M il coefficiente definito al punto 5.2.3.1.3.2.

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 nota la curva di resistenza a fatica le escursioni tensionali saranno riferite alle *tensioni nominali*, vale a dire alle tensioni nel metallo base in prossimità della potenziale cricca calcolate in accordo alla teoria della resistenza elastica dei materiali, senza tener conto degli effetti di concentrazione delle tensioni.

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*, vale a dire alle tensioni massime principali nel metallo base in prossimità della potenziale cricca, tenendo conto degli effetti delle concentrazioni di tensione dovute alla geometria globale del particolare dettaglio costruttivo, escludendo però gli effetti di concentrazioni locali dovuti alla geometria della saldatura ed alle discontinuità nella stessa e nel metallo base adiacente, 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.

5.2.3.2. Verifiche agli stati limite di servizio

Le verifiche devono essere condotte confrontando con i valori limite ammissibili quelli calcolati modellando la struttura in modo da tener conto di tutti i fattori che ne possono influenzare la risposta nel comportamento che si analizza, quali la temperatura, le rigidità torsionali e a taglio, i cedimenti differenziali, gli effetti del secondo ordine, le rigidità effettive dei nodi, imperfezioni geometriche significative e le eccentricità non intenzionali.

Le azioni devono essere scelte con intensità, distribuzione e caratteristiche il più possibile aderenti alla situazione della struttura in esercizio, nonché critiche per il tipo di prestazione che si intende analizzare.

Per le caratteristiche dei materiali si farà riferimento ai valori definiti in 5.2.3.1.3.2.

I valori limite indicati nel seguito possono essere modificati quando concordati dal progettista con il committente. Valori più rigorosi potranno comunque essere adottati quando giustificati dalle peculiarità della costruzione e dei materiali non strutturali.

5.2.3.2.1. LE AZIONI E LE LORO COMBINAZIONI

Le azioni caratteristiche (carichi, distorsioni, variazioni termiche, ecc.) devono essere definite in accordo con quanto indicato nei capitoli 3, 4 e 6 delle presenti norme.

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di calcolo F_d si ottengono (nello spirito di quanto indicato nel capitolo 2) combinando le azioni caratteristiche secondo le seguenti formule di correlazione:

combinazioni frequenti:

$$F_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{Gj} \cdot \gamma_{EGj} \cdot G_{kj} + \psi_{11} \cdot \gamma_{Q1} \cdot \gamma_{EQ1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot \gamma_{EQi} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l \gamma_{Ph} \cdot \gamma_{EPH} \cdot P_{kh}$$

combinazioni quasi permanenti:

$$F_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{Gj} \cdot \gamma_{EGj} \cdot G_{kj} + \psi_{21} \cdot \gamma_{Q1} \cdot \gamma_{EQ1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot \gamma_{EQi} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l \gamma_{Ph} \cdot \gamma_{EPH} \cdot P_{kh}$$

dove:

G_{kj} , P_{kh} , Q_{k1} , Q_{ki} sono definiti al punto 5.2.3.1.1.;

γ_G , γ_Q , γ_P rappresentano i coefficienti parziali, così come definiti nella tabella 5.2-V;

γ_E rappresentano i coefficienti di modello delle azioni, così come definiti nella tabella 5.2-VI;

ψ_{1i} sono i coefficienti atti a definire i valori delle azioni variabili assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei, da adottarsi in conformità con quanto indicato nel seguito,

ψ_{2i} sono i coefficienti atti a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei, da adottarsi in conformità con quanto indicato nel seguito.

È compito del progettista identificare il numero delle combinazioni di calcolo F_d da considerare e le specifiche caratteristiche di ciascuna di queste.

Tabella 5.2-V

	sfavorevoli alla sicurezza	favorevoli alla sicurezza
γ_{Gj}	1,0	0,9
γ_{Qj}	1,0	0
γ_{Ph}	1,0	0,9

Tabella 5.2-VI

γ_{EGj}	1
γ_{EQj}	definiti nelle norme relative alle diverse azioni variabili
γ_{EPH}	1

Per gli edifici di civile abitazione e per i carichi variabili, in mancanza di informazioni specifiche ed adeguate, si possono attribuire ai coefficienti ψ_{0i} i valori indicati nella Tabella 5.2-IV e ai coefficienti ψ_{1i} e ψ_{2i} i valori riportati nella Tabella 5.2-VII (per le combinazioni di carico che comprendono l'azione sismica si vedano gli specifiche regole per la combinazione delle azioni ed i valori dei coefficienti di combinazione forniti nel paragrafo 3.2):

Tabella 5.2-VII

Azione	ψ_{1i}	ψ_{2i}
carichi variabili nei fabbricati per abitazione ed uffici	0,5	0,3
negozi, uffici aperti al pubblico ed autorimesse	0,7	0,6
magazzini, depositi	0,9	0,8
Variazioni termiche	0,5	0
Vento	0,2	0
Neve	0,3	0,1

Per tutte le azioni variabili non contemplate nella Tabella 5.2-VII, si deve assumere $\psi = 1,0$, ovvero dimostrare la ragionevolezza di valori inferiori all'unità.

Il contributo delle distorsioni (concentrate o diffuse), non imposte appositamente, deve essere trascurato se a favore della sicurezza.

È opportuno sottolineare come, nell'ambito delle verifiche agli stati limite di esercizio tra le azioni variabili da prendere in considerazione debbano essere contemplate anche le azioni di tipo ambientale, quali, ad esempio, l'effetto di agenti chimico-fisici, facendo riferimento (per l'individuazione delle varie azioni) a quanto indicato in apposita letteratura tecnica.

5.2.3.2.2. STATO LIMITE DI SPOSTAMENTI

Il valore massimo dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2$$

essendo

- δ_{\max} lo spostamento massimo (freccia) riferito alla retta congiungente due sezioni consecutive di momento flettente nullo,
- δ_1 lo spostamento dovuto ai carichi permanenti immediatamente dopo l'applicazione degli stessi,
- δ_2 la variazione dello spostamento dovuta ai carichi variabili e ad eventuali variazioni nel tempo di quelli prodotti dai carichi permanenti.

5.2.3.2.3. 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 frequenti delle azioni, pari a frazioni della luce l definita come la distanza fra due sezioni di momento nullo 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. Il Progettista ed il Committente, di concerto, possono fare anche riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata.

5.2.3.2.4. SPOSTAMENTI LATERALI

Negli edifici gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne per le combinazioni frequenti 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. Il Committente ed il Progettista, di concerto, possono fare anche riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata.

5.2.3.2.5. STATO LIMITE DI DEFORMAZIONI DELL'ANIMA

Le deformazioni laterali delle anime devono essere limitate per evitare effetti negativi, per impedire bruschi cambi di forma della configurazione di equilibrio ed evitare fessurazioni da fatica nei cordoni di saldatura fra anima e piattabande.

A tal fine le deformazioni laterali delle anime dovranno essere verificate per le combinazioni frequenti delle azioni nei riguardi sia della possibilità di instabilità trasversale dell'anima nel suo complesso che della instabilità locale dovuta alle azioni indotte dalla curvatura delle piattabande o da carichi concentrati su queste ultime.

5.2.3.2.6. STATO LIMITE DI VIBRAZIONI

Le verifiche devono essere condotte adottando le combinazioni frequenti di progetto.

5.2.3.2.6.1. Edifici

Nel caso di solai praticati regolarmente da persone, la frequenza naturale più bassa della struttura del solaio non deve essere minore di 3 cicli/sec.

Nel caso di solai soggetti a movimenti ciclici la frequenza naturale più bassa non deve essere inferiore a 5 cicli/sec. In alternativa a tali limitazioni potrà condursi un controllo di accettabilità della percezione delle vibrazioni. Il Committente ed il Progettista, di concerto, potranno utilizzare criteri e rispettare limitazioni con riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata.

5.2.3.2.6.2. *Strutture di elevata flessibilità e soggette a carichi ciclici*

I carichi ciclici provocano nella struttura una risposta dinamica con vibrazioni. Per garantire un livello tollerabile di vibrazioni, si assume come indice di percezione delle vibrazioni il parametro I_v

$$I_v = 0,8 f_0^2 d / (1 + 0,032 f_0^2)^{0.5}$$

essendo

f_0 la frequenza del primo modo di vibrare verticale della struttura in cicli/sec

d l'ampiezza della vibrazione in mm

che, per velocità massima di 130 km/h, diventa

$$I_v = 7,2 f_0^{0.5} / (1 + 0,032 f_0^2)^{0.5}$$

Per garantire un livello tollerabile di percezione delle vibrazioni si assumerà per tale indice un limite massimo pari a

10 per ponti stradali

4 per ponti stradali con limitato traffico pedonale (extra urbani)

2 per passerelle pedonali o ponti stradali con significativo traffico pedonale (urbani).

Per i ponti ferroviari vale invece quanto indicato in 6.3.

Il Committente ed il Progettista, di concerto, possono utilizzare metodologie e limitazioni diverse con riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata.

5.2.3.2.6.3. *Oscillazioni prodotte dal vento*

Le strutture di elevata flessibilità, quali edifici alti e snelli, coperture molto ampie, etc., 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.

5.2.3.2.7. *Stato limite di plasticizzazioni locali*

Nelle strutture in acciaio è normale che la presenza di tensioni residue da processi di fabbricazione, tolleranze, particolarità di alcuni dettagli, variazioni localizzate della temperatura, producano concentrazioni di tensioni e conseguenti plasticizzazioni localizzate che comunque non affiggono la sicurezza dell'opera nei confronti degli stati ultimi a meno di situazioni di instabilità delle membrature o rotture per fatica a basso numero di cicli. A fronte di tali eventualità ci si deve cautelare mediante specifiche verifiche qualora il comportamento della struttura sia significativamente diverso da quello lineare.

Qualora si adotti una analisi plastica globale della struttura allo stato limite ultimo occorre verificare l'eventualità che si abbia anche una ridistribuzione plastica di forze e momenti allo stato limite di servizio, controllando in tal caso che tale condizione non sia di carattere ripetuto e tenendone comunque conto nel calcolo delle deformazioni da limitare.

5.2.3.3. Metodi di verifica semplificati

Il progettista deve prestare particolare attenzione al soddisfacimento delle ipotesi assunte alla base dei metodi tensionali di cui al punto 2.8 e, in particolare, all'ipotesi di linearità tra le azioni applicate e le sollecitazioni.

5.2.3.3.1. MODALITÀ DI VERIFICA SEMPLIFICATE

Deve essere verificata la sicurezza nei confronti dell'equilibrio globale, della resistenza per rottura dei materiali o per instabilità, della fatica, e la idoneità funzionale in esercizio, valutando in ogni caso le azioni e le loro combinazioni come indicato nel punto 5.2.3.3.2.

L'analisi strutturale è condotta con metodo elastico, determinando in tal modo sia la capacità resistente delle sezioni, come indicato in 5.3.2.2, che lo stato di sollecitazione nelle varie parti della struttura.

Le verifiche di equilibrio globale e quelle di fatica sono condotte come indicato nei punti 5.2.3.1.2. e 5.2.3.1.4.

Le verifiche di resistenza si effettuano determinando gli stati tensionali nei materiali ed imponendo che in ogni caso non vengano superati i valori massimi delle resistenze di calcolo indicate in 5.2.3.3.3.

Le verifiche di funzionalità in esercizio si conducono come indicato in 5.2.3.2 con le azioni valutate come in 5.2.3.3.2.

5.2.3.3.2. LE AZIONI E LE LORO COMBINAZIONI

Le azioni (carichi, distorsioni, variazioni termiche) devono essere definite in accordo con quanto indicato nei capitoli 3, 4 e 6 delle presenti norme.

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni devono essere combinate come di seguito indicato:

$$F_d = \sum_{j=1}^m G_{kj} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l P_{kh}$$

dove:

F_d rappresenta la combinazione di carico;

i simboli + e \sum indicano l'applicazione concomitante dei rispettivi addendi;

G_{kj} rappresenta il valore caratteristico (o nominale) della j -esima azione permanente;

P_{kh} rappresenta il valore caratteristico della h -esima forza di precompressione;

Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile;

- γ_{Qi} da assumere uguali ad 1, uguali a 0 solo nel caso in cui il contributo del carico variabile sia a favore di sicurezza;
- ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche, per tenere conto della ridotta probabilità di intervento simultaneo di tutte le azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

È compito del progettista identificare il numero delle combinazioni F_d da considerare e le specifiche caratteristiche di ciascuna di queste.

In mancanza di informazioni specifiche ed adeguate, si possono attribuire ai coefficienti ψ_{0i} i valori indicati in Tabella 5.2-IV.

Il contributo delle deformazioni impresse, non imposte appositamente, deve essere trascurato se a favore della sicurezza.

5.2.3.3.3. LE RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI

Nelle verifiche di resistenza a rottura del materiale si assume

- per tensioni normali $\sigma_d = f_{yk}/1,5$
- per tensioni tangenziali $\tau_d = f_{yk}/1,5\sqrt{3}$.

Nel caso di presenza contemporanea di tensioni normali e tangenziali la verifica si effettua riconducendo lo stato tensionale effettivo ad uno monoassiale equivalente ai fini della sicurezza caratterizzato da una tensione normale ideale da valutarsi, nel caso più generale di stato tensionale triassiale, come

$$\sigma_{\text{ed}} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x \sigma_y - \sigma_x \sigma_z - \sigma_y \sigma_z + 3\tau_{xy}^2 + 3\tau_{xz}^2 + 3\tau_{yz}^2}$$

Nelle verifiche di stabilità dell'equilibrio le tensioni σ_d e τ_d si assumeranno pari a

$$\begin{aligned}\sigma_d &= \sigma_c/1,5 \\ \tau_d &= \tau_c/1,5\end{aligned}$$

essendo σ_c e τ_c i massimi valori nominali delle tensioni corrispondenti alla situazione di collasso della struttura, di una membratura o di parti di esse e quindi dedotti mediante l'impiego di modelli e/o analogie numerici e/o sperimentali che prendano in dovuta considerazione il comportamento elastoplastico del materiale e le imperfezioni geometriche e strutturali potendosi a tal fine fare univoco riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata.

Il riferimento a più codici nello stesso progetto è ammissibile solo per quanto non contemporaneamente contemplato negli stessi e purché non in contrasto con le ipotesi poste a base del calcolo.

5.2.4 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 dal progettista in relazione al tempo dell'azione transitoria e della tecnologia esecutiva.

5.2.5 VERIFICHE PER SITUAZIONI PROGETTUALI ACCIDENTALI

Per situazioni progettuali accidentali, il progetto dovrà dimostrare la robustezza della costruzione mediante procedure di scenario di danno per i quali i γ dei materiali possono essere assunti pari all'unità.

5.2.6. PROGETTAZIONE INTEGRATA DA PROVE

5.2.6.1. Generalità

Quando si ritiene che il modello di calcolo non sia sufficiente a descrivere correttamente il comportamento della struttura o di suoi componenti, la verifica della sicurezza potrà essere condotta sostituendo o integrando le calcolazioni teoriche con risultati sperimentali.

Dai risultati delle prove verrà ricavato il valore caratteristico R_{ks} delle resistenze dell'elemento strutturale.

La verifica di sicurezza si effettuerà quindi imponendo che il valore di progetto delle resistenze sia maggiore o eguale al valore del corrispondente effetto di progetto, vale a dire controllando che

$$R_{ds} = R_{ks} / \gamma_M \geq E_d$$

essendo γ_M il coefficiente pari a quello corrispondente alla modalità di rottura dell'elemento strutturale.

5.2.6.2. Pianificazione ed esecuzione delle prove

Il progettista dovrà predisporre un dettagliato programma delle prove, indicando lo scopo delle stesse, le direttive e le specifiche necessarie per la scelta e la preparazione dei campioni, i controlli da effettuarsi prima dell'inizio delle prove, le modalità di esecuzione delle stesse e di effettuazione delle misure.

5.2.6.3. Documentazione

La sperimentazione dovrà essere dettagliatamente documentata con

- programma delle prove
- descrizione e specifiche dei campioni
- dettagli delle configurazioni di prova
- modalità di esecuzione delle prove
- rapporto sulle misurazioni effettuate
- valutazione e interpretazione dei risultati.

5.2.7. COLLEGAMENTI

5.2.7.1. Generalità

I collegamenti devono avere una resistenza di progetto in grado di garantire che la struttura rimanga efficiente e sia in grado di soddisfare tutti i requisiti di progetto.

I coefficienti parziali di sicurezza per valutarne le resistenze di progetto sono quelli indicati in Tabella 4.

5.2.7.2. Dimensionamento

5.2.7.2.1. SOLLECITAZIONI

Le sollecitazioni agenti nei collegamenti allo stato limite ultimo si valuteranno con i criteri indicati in 5.2.2, considerando 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 in modo realistico e razionale 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 per evitare il pericolo di un collasso prematuro a catena;

5.2.7.2.2. RESISTENZE

La resistenza di progetto a taglio dei bulloni sarà assunta pari al minore dei valori della resistenza di progetto a taglio del gambo e la resistenza di progetto a rifollamento.

La resistenza a trazione dei bulloni si assumerà pari al minore dei valori della resistenza a trazione del bullone e della resistenza a punzonamento della testa del bullone e/o del dado.

La sicurezza di un bullone soggetto contemporaneamente a taglio e trazione si verificherà adottando equazioni in cui siano combinate le azioni semplici di progetto di taglio e trazione con le relative resistenze di progetto.

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.

Coefficienti di attrito più favorevoli potranno essere utilizzati solo a seguito di indagini sperimentali su collegamenti di tipologia e dimensioni analoghe a quelle in esame.

5.2.7.3. Intersezioni

I componenti che convergono in un giunto devono di norma essere posizionati in modo che i loro assi baricentrici convergano in un punto.

Quando ciò non accade, le conseguenti eccentricità devono essere tenute in considerazione, ad eccezione dei casi di particolari tipi di strutture per le quali sia stato dimostrato che ciò non è necessario.

5.2.7.4. 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-allentamento, bulloni precaricati, bulloni in fori calibrati o altri tipi di bulloni che prevengano efficacemente lo scorrimento.

5.2.8. REQUISITI PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE

5.2.8.1. Premesse e generalità

I requisiti di seguito specificati devono intendersi i minimi richiesti per strutture soggette a prevalenti carichi statici.

Per strutture soggette a prevalenti fenomeni di fatica deve prendersi in considerazione la necessità di requisiti più elevati o addizionali.

Deve essere fornita una specifica di progetto contenente i dettagli di tutti i requisiti per i materiali, la fabbricazione, il montaggio, i controlli e l'accettazione necessari ad assicurare la conformità alle ipotesi di progetto.

5.2.8.2. 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, etc.) o prevalgano i fenomeni di fatica.

5.2.8.3. Preparazione del materiale

Qualsiasi raddrizzatura o sagomatura deve essere eseguita con metodi che non riducano le proprietà del materiale al di sotto di quelle specificate.

Le strutture zincate dovranno essere raddrizzate o sagomate nuovamente, qualora necessario, per soddisfare i limiti di tolleranza specificati.

Le superfici e i bordi dovranno essere esenti da difetti che possano compromettere l'efficacia del metodo di protezione superficiale previsto.

Per le superfici di appoggio a contatto devono essere specificati i livelli di qualità della spianatura necessari per trasmettere le forze di progetto.

Qualsiasi trattamento speciale per gli smussi dovrà essere esplicitamente indicato nelle specifiche di progetto.

5.2.8.4. Tolleranze

Le tolleranze sono gli scostamenti limite degli elementi strutturali rispetto alla geometria teorica di progetto e vanno indicate dal progettista distinguendo le tolleranze di montaggio da quelle di fabbricazione.

Quando gli scarti superano le tolleranze il calcolo strutturale deve essere riferito alla nuova geometria.

5.2.8.4.1. TOLLERANZE DI MONTAGGIO

Per la definizione delle tolleranze di montaggio ammissibili, il progettista potrà fare riferimento ai valori forniti da codici di riconosciuta affidabilità purché congruenti con le ipotesi di calcolo assunte nella progettazione.

5.2.8.4.2. TOLLERANZE DI FABBRICAZIONE

Le tolleranze di fabbricazione devono garantire la costruibilità dell'opera senza indurre forzature e stati di coazione nei collegamenti ovvero negli elementi strutturali. I loro valori devono rispettare quanto indicato in proposito nel capitolo 11.

5.2.8.5. Composizione degli elementi strutturali

5.2.8.5.1. SPESSORI LIMITE

È vietato l'uso di profilati con spessore $t < 4$ mm .

Le limitazioni di cui sopra non riguardano elementi e profili sagomati a freddo.

5.2.8.5.2. IMPIEGO DEI FERRI PIATTI

L'impiego di piatti o larghi piatti, in luogo di lamiere, per anime e relativi coprighiunti delle travi a parete piena, e in genere per gli elementi in lastra soggetti a stati di tensione biassiali appartenenti a membrature aventi funzione statica non secondaria, è ammesso solo se i requisiti di accettazione prescritti per il materiale (in particolare quelli relativi alle prove di piegamento a freddo e resilienza) siano verificati anche nella direzione normale a quella di laminazione.

5.2.8.5.3. VARIAZIONI DI SEZIONE

Le eventuali variazioni di sezione di una stessa membratura devono essere il più possibile graduali, soprattutto in presenza di fenomeni di fatica. Di regola sono da evitarsi le pieghe brusche.

In ogni caso si deve tener conto degli effetti dell'eccentricità.

Nelle lamiere o piatti appartenenti a membrature principali e nelle piastre di attacco le concentrazioni di sforzo in corrispondenza di angoli vivi rientranti debbono essere evitate mediante raccordi i cui raggi sono indicati nei disegni di progetto.

5.2.8.5.4. GIUNTI 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 numerica che la disposizione costruttiva è esente dal pericolo di collasso prematuro a catena.

5.2.8.6. Unioni a taglio con bulloni normali

5.2.8.6.1. BULLONI

La lunghezza del tratto non filettato del gambo del bullone deve essere in generale maggiore di quella della parti da serrare e si deve sempre far uso di rosette. Qualora resti compreso nel foro un tratto filettato se ne deve tenere adeguato conto nelle verifiche di resistenza.

In presenza di vibrazioni o inversioni di sforzo, si devono impiegare controdadi oppure rosette elastiche, tali da impedire l'allentamento del dado. Per bulloni con viti 8.8 e 10.9 è sufficiente l'adeguato serraggio.

5.2.8.6.2. TOLLERANZE FORO - BULLONE. INTERASSI DEI BULLONI E DISTANZE DAI MARGINI

I fori devono avere un diametro uguale a quello del bullone maggiorato non più di 1 mm per diametri del bullone inferiori a 20 mm. e di 1,5 mm per diametri dei bulloni superiori a 20 mm.

In rapporto al diametro d dei bulloni, ovvero al più piccolo t_1 tra gli spessori collegati dai bulloni, devono essere soddisfatte le limitazioni seguenti:

- per le file prossime ai bordi:

$$10 \geq p/d \geq 3$$

$$3 \geq a/d \geq 2$$

$$3 \geq a_1/d \geq 1,5$$

$$p/t_1 \left\{ \begin{array}{l} \leq 15 \text{ per gli elementi compressi} \\ \leq 25 \text{ per gli elementi tesi} \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} a/t_1 \\ a_1/t_1 \end{array} \right\} \leq 6 (\leq 9 \text{ se il margine è irrigidito})$$

dove:

p è la distanza tra centro e centro di bulloni contigui;

a è la distanza dal centro di un bullone al margine degli elementi da collegare ad esso più vicino nella direzione dello sforzo;

a_1 è la distanza come la precedente a , ma ortogonale alla direzione dello sforzo;

t_1 è il minore degli spessori degli elementi collegati.

Quando si tratti di opere non esposte alle intemperie, le ultime due limitazioni possono essere sostituite dalle seguenti:

$$\left. \begin{array}{l} a/t_1 \\ a_1/t_1 \end{array} \right\} \leq 12$$

Il Committente ed il Progettista, di concerto, possono utilizzare valori diversi di quelli sopra indicati purché questi ed i conseguenti metodi di verifica del collegamento bullonato, possono essere giustificati con riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata.

5.2.8.7. Unioni ad attrito con bulloni ad alta resistenza

5.2.8.7.1. BULLONI

I bulloni, i dadi e le rosette devono portare, in rilievo impresso, il marchio di fabbrica e la classificazione secondo la UNI EN 20898.

5.2.8.7.2. INTERASSE DEI BULLONI E DISTANZE DAI MARGINI

Valgono le limitazioni di cui al punto 5.2.8.6.2.

5.2.8.8. Unioni saldate

Le saldature devono essere previste eseguite con uno dei procedimenti indicati nel Capitolo 11.

È ammesso l'uso di procedimenti diversi purché garantiti da adeguata documentazione tecnica.

Le saldature dovranno in ogni caso essere sottoposte a controlli non distruttivi finali al fine di accertare la rispondenza ai livelli di qualità richiesti dal progetto.

L'entità ed il tipo di controlli sono definiti nel capitolo 11.

5.2.8.9. Unioni per contatto

Le superfici di contatto devono essere convenientemente piane ed ortogonali all'asse delle membrature collegate.

Le membrature senza flange di estremità devono avere le superfici di contatto segate o, se occorre, lavorate con la piallatrice, la fresatrice o la molatrice.

Per le membrature munite di flange di estremità si devono distinguere i seguenti casi:

- per flange di spessore inferiore o uguale a 50 mm è sufficiente la spianatura alla pressa o con sistema equivalente;
- per flange di spessore compreso tra i 50 ed i 100 mm, quando non sia possibile una accurata spianatura alla pressa, è necessario procedere alla piallatura o alla fresatura delle superfici di appoggio;
- per flange di spessore maggiore di 100 mm le superfici di contatto devono sempre essere lavorate alla pialla o alla fresa.

Nel caso particolare delle piastre di base delle colonne si distingueranno i due casi seguenti:

- per basi senza livellamento con malta occorre, sia per la piastra della colonna che per l'eventuale contropiastra di fondazione, un accurato spianamento alla pressa e preferibilmente la piallatura o la fresatura;
- per basi livellate con malta non occorre lavorazione particolare delle piastre di base.

5.2.8.10. Apparecchi di appoggio

Il dimensionamento degli apparecchi di appoggio deve essere condotto tenendo conto del comportamento di tali dispositivi caratterizzato da duttilità molto bassa in confronto a quella generalmente posseduta dalla struttura metallica da essi vincolata, ad esempio incrementando opportunamente le sollecitazioni di progetto ricavate dal calcolo per tener conto delle minori capacità dissipative.

5.2.8.11. Cavi, barre e funi

Il dimensionamento di tali elementi strutturali dovrà tener conto della specificità di tali elementi sia per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali che per il comportamento e i dettagli costruttivi e potrà essere condotto con univoco riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata, nel rispetto comunque di quanto indicato nel capitolo 2 e nei paragrafi 5.2.3., 5.2.4. e 5.2.5. Il riferimento a più codici nello stesso progetto è ammissibile solo per quanto non contemporaneamente contemplato negli stessi e purché non in contrasto con le ipotesi poste a base del calcolo.

5.2.8.12. Verniciatura e zincatura

Gli elementi delle strutture in acciaio, a meno che siano di comprovata resistenza alla corrosione, devono essere idoneamente protetti tenendo conto del tipo di acciaio, della sua posizione nella struttura e dell'ambiente nel quale è collocato. Devono essere parti-

colarmente protetti gli elementi dei giunti ad attrito, in modo da impedire qualsiasi infiltrazione all'interno del giunto. Il progettista prescriverà il tipo e le modalità di applicazione della protezione, che può essere di pitturazione e di zincatura a caldo.

Gli elementi destinati ad essere incorporati in getti di calcestruzzo non devono essere pitturati: possono essere invece zincati a caldo.

5.2.9. CRITERI DI DURABILITÀ

5.2.9.1. Generalità

La durabilità deve assicurare il mantenimento nel tempo della geometria e delle caratteristiche dei materiali della struttura, affinché quest'ultima 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 definite le operazioni manutentive ed il programma di attuazione delle stesse.

5.2.9.2. Dettagli costruttivi

Deve essere garantita una facile ispezionabilità dei collegamenti critici ai fini della sicurezza.

Tutti i dettagli costruttivi non devono favorire l'innescarsi di processi corrosivi o consentire di eliminarli o minimizzarli quando già iniziati.

In particolare dovrà evitarsi la possibilità di accumulo di sporcizia e materiale umido, curarsi la possibilità di adeguata evacuazione delle acque, evitarne per quanto possibile i ristagni e le infiltrazioni attraverso i giunti e comunque prevederne la raccolta.

5.2.9.3. Misure protettive

La resistenza alla corrosione deve garantirsi con la verniciatura delle superfici oppure adottando acciai inossidabili o sottoponendo le membrature a processi di galvanizzazione o con altri procedimenti di comprovata affidabilità..

La verniciatura deve essere definita in progetto con riferimento al numero degli strati, alla composizione, spessore e qualità di aderenza al supporto degli stessi, avendo cura di garantire la necessaria possibilità di ispezione e accesso materiale per gli interventi di pulizia e riverniciatura.

Le superfici di calcestruzzo a contatto con gli elementi metallici dovranno essere impermeabilizzate con l'adozione di un trattamento definito in progetto in quanto a caratteristiche materiali, proprietà di aderenza e modalità di messa in opera.

Gli interni di grandi strutture a cassone, ove previsto dai piani di manutenzione, devono essere accessibili, ventilate ed illuminate, con accessi che impediscano l'instaurarsi di condizioni di umidità e di sporcizia, prevedendo comunque trattamenti protettivi analoghi a quelli delle superfici esterne. In ambienti molto aggressivi deve prendersi in considerazione l'installazione di dispositivi che mantengano l'umidità al di sotto dei limiti per i quali può iniziarsi il fenomeno corrosivo e comunque non superiore a un'umidità relativa del 40%.

Nel caso di parti inaccessibili o profili a sezione chiusa non ermeticamente chiusi alle estremità dovranno prevedersi, rispetto ai valori risultanti dal dimensionamento, sovrappessori di 2 mm in ambienti aggressivi per costruzioni con vita utile fino a 100 anni.

Anche per gli acciai con resistenza alla corrosione migliorata, cosiddetti acciai autoprotetti, devono prevedersi, ove necessario, protezioni mediante pellicole di verniciatura.

Per le parti inaccessibili e per i profilati a sezione chiusa dovranno prevedersi sovrappessori pari al 50% di quelli da adottarsi per acciai non autoprotetti.

5.3. COSTRUZIONI DI LEGNO

5.3.1. OGGETTO

Formano oggetto delle presenti norme le opere costituite da strutture portanti di legno naturale (legno massiccio, segato, squadrato oppure tondo) e da strutture portanti realizzate con elementi di legno assemblati con adesivi oppure con mezzi di unione meccanici (legno lamellare incollato, pannelli a base di legno).

La norma prende in esame i requisiti di resistenza meccanica, comportamento in esercizio e durabilità delle strutture. Gli aspetti esecutivi vengono trattati nella misura atta a garantire che la qualità dei materiali da costruzione e dei prodotti da impiegare ed il livello della lavorazione in cantiere siano conformi alle ipotesi assunte dalle regole di progettazione. Gli aspetti esecutivi, la lavorazione ed il montaggio sono trattati nel punto 5.3.5, i cui contenuti devono considerarsi come requisiti minimi.

La presente norma può essere usata anche per le verifiche di strutture esistenti purché si provveda ad una corretta valutazione delle caratteristiche del legno, in funzione degli stati di degrado.

5.3.2. NORME DI CALCOLO

5.3.2.1. Criteri generali

5.3.2.1.1 MODALITÀ DI ANALISI

Le strutture di legno, devono essere progettate, costruite e collaudate per i carichi definiti dalle presenti norme e con il metodo di verifica della sicurezza agli stati limite. Le verifiche dovranno essere condotte nei riguardi degli stati limite di esercizio e degli stati limite ultimi.

L'analisi della struttura ed il calcolo delle azioni interne nelle sezioni sotto le azioni agenti, si potrà fare ipotizzando un comportamento elastico lineare dei materiali e dei collegamenti considerando i valori medi dei parametri di rigidità sia dei materiali che delle unioni.

Per 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 calcolo elasto-plastici per il calcolo degli effetti delle azioni e delle resistenze.

In presenza di giunti meccanici si dovrà, di regola, considerare l'influenza della rigidità degli stessi.

Per strutture composte da parti che hanno un diverso comportamento reologico, le verifiche andranno effettuate sia nello stato iniziale che in quello finale.

In fase di progettazione possono essere adottati metodi di verifica differenti rispetto a quelli contenuti nelle presenti norme tecniche ovvero basati su risultati sperimentali ottenuti da campioni statistici rappresentativi; i livelli di sicurezza devono comunque rispettare i limiti di cui al Capitolo 2.

5.3.2.1.2 AZIONI DI CALCOLO E CLASSI DI DURATA DEL CARICO

Le azioni di calcolo sono quelle previste al punto 2.6.3.3 della presente norma.

Le verifiche debbono essere condotte nei riguardi degli stati limite di esercizio e degli stati limite ultimi.

Le azioni sulla costruzione devono essere cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi si adotteranno le combinazioni del tipo:

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik}) \right]$$

essendo:

- G_k il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- Q_{1k} il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;
- Q_{ik} i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;
- $\gamma_g = 1,4$ (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
- $\gamma_q = 1,5$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
- ψ_{0i} = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche.

Per gli stati limite di esercizio si devono prendere in esame le combinazioni frequenti e quasi permanenti con $\gamma_g = \gamma_p = \gamma_q = 1$, e applicando ai valori caratteristici delle azioni variabili adeguati coefficienti ψ_1, ψ_2 .

In forma convenzionale le combinazioni possono essere espresse nel modo seguente:

- combinazioni frequenti:
$$F_d = G_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$$

- combinazioni quasi permanenti:
$$F_d = G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$$

essendo:

- ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

In mancanza di informazioni adeguate si potranno attribuire al coefficienti ψ_1, ψ_2 i valori di cui al par. 5.1 delle Norme.

Le azioni di calcolo devono essere assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella tabella 5.3.I.

Le classi di durata del carico sono caratterizzate dall'effetto di 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 di una stima dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali.

Tabella 5.3.I- Classi di durata del carico

Classe di durata del carico
Permanente
Variabili di lunga durata
Variabili di breve durata

Ai fini del calcolo i diversi carichi potranno in genere essere attribuiti alle classi di durata di seguito indicate:

- peso proprio e carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura: classe di durata permanente;
- carichi permanenti suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura e carichi variabili in generale: classe variabile di lunga durata;
- azioni del vento, neve, sisma, termiche e azioni accidentali: classe di breve durata.

5.3.2.1.3 RESISTENZA DI CALCOLO

Le strutture devono essere assegnate ad una delle classi di servizio sotto elencate. Il sistema di classi di servizio è destinato all'assegnazione di valori di resistenza ed al calcolo delle deformazioni in condizioni ambientali definite:

Classe di servizio 1: è caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20°C ed un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65% se non per poche settimane all'anno (ad esempio: strutture al chiuso in zone asciutte).

Classe di servizio 2: condizioni climatiche che prevedono alta percentuale di umidità (ad esempio: strutture al chiuso in presenza di forti concentrazioni di umidità e condense; strutture all'esterno esposte a precipitazioni atmosferiche, o comunque all'acqua).

La durata del carico e l'umidità del materiale influiscono sulle proprietà resistenti del legno. Il valore di calcolo X_d della resistenza del materiale viene calcolato mediante la relazione:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M \cdot \gamma_{R,d}}$$

dove i simboli sono definiti come segue:

- X_k valore caratteristico a trazione, compressione e taglio di cui al Cap.11 ovvero determinato sulla base di prove sperimentali;
- γ_M coefficiente parziale di sicurezza per la proprietà del materiale, indicato nella tabella 5.3.II;
- $\gamma_{R,d}$ coefficiente di modello che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura, indicato nella tabella 5.3.III.

Tabella 5.3.II - Coefficienti di sicurezza parziali per le proprietà dei materiali (γ_M)

Stati limite ultimi	
- combinazioni fondamentali	
legno	1,35
legno lamellare	1,35
compensato	1,35
LVL	1,35
unioni	1,35
Stati limite di esercizio	
	1,0

Tabella 5.3.III - Valori di $\gamma_{R,d}$

Classe di durata del carico	Classe di servizio	
	1	2
Legno massiccio, legno lamellare incollato, compensato ed LVL		
Permanente	1,7	2,0
Variabili di lunga durata	1,4	1,8
Variabili di breve durata	1,10	1,4

Se una combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico si dovrà scegliere un valore di $\gamma_{R,d}$ che corrisponde alla azione di minor durata.

5.3.2.2 Stati limite di esercizio

5.3.2.2.1 GENERALITÀ

La deformazione istantanea, u_{ist} , provocata da un'azione, può essere calcolata usando il valore medio dell'appropriato modulo di rigidezza per le membrature, e il valore istantaneo del modulo di scorrimento per lo stato limite di esercizio K_{ser} per le unioni, determinato mediante prove sperimentali secondo il metodo per la determinazione di k_s (= K_{ser}) indicato nella EN 26891 o secondo le modalità di calcolo fornite nelle Istruzioni per l'applicazione delle previste Norme Tecniche.

Detta u'_{ist} la deformazione istantanea calcolata sulla base delle combinazioni di carico quasi permanenti, la deformazione differita assumerà il valore:

$$u_{\text{dif}} = u'_{\text{ist}} \cdot k_{\text{def}};$$

dove k_{def} è un coefficiente che tiene conto dell'aumento di deformazione con il tempo dovuto all'effetto combinato della viscosità e dell'umidità; si possono utilizzare i valori k_{def} riportati nel tabella 5.3.4.

Per le unioni verrà assunto per k_{def} un valore doppio del valore attribuito secondo la tabella 5.3.IV al legno su cui opera l'unione stessa.

5.3.2.2.2 SCORRIMENTO NELLE UNIONI

Nel calcolo delle deformazioni si deve considerare l'effetto dello scorrimento delle unioni.

Tabella 5.3.IV - Valori di k_{def} per legno massiccio, legno lamellare e compensato.

Tipi di legno	Classe di servizio	
	1	2
Legno massiccio	0,60	2,00
Lamellare incollato, LVL	0,60	2,00
Compensato	0,80	2,50

Nota. Per il legno massiccio posto in opera all'umidità corrispondente al punto di saturazione o vicino ad esso, e che sia con probabilità soggetto al processo di essiccazione sotto carico, il valore di k_{def} sarà aumentato di 1,0.

5.3.2.3 Stati limite ultimi - Verifiche di resistenza

Per la verifica della sicurezza e delle prestazioni delle opere, si utilizzerà il metodo tensionale, di cui al paragrafo 2.8.

Le tensioni interne saranno calcolate nell'ipotesi di conservazione delle tensioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura, mentre le resistenze, per i vari stati di tensione semplice o monoassiale, devono essere ricavate attraverso prove sperimentali di cui al par.11.6.

Le resistenze di calcolo dei materiali X_d sono definite al punto 5.3.2.1.3.

Per quanto sopra, gli stati limite verranno definiti attraverso gli stati tensionali ultimi.

A causa della anisotropia del materiale, le verifiche degli stati tensionali di tensione e compressione andranno eseguite con riferimento alle resistenze sperimentali secondo la fibratura ovvero perpendicolare ad essa.

5.3.2.4 Stati limite ultimi - Verifiche di stabilità**5.3.2.4.1 ASTE PRESSOINFLESSE**

Oltre alle verifiche di resistenza previste al precedente punto 5.3.2.3, devono essere eseguite le verifiche necessarie ad accertare la sicurezza della costruzione, o delle singole membrature, nei confronti di possibili fenomeni di instabilità.

5.3.2.4.2 TRAVI (SICUREZZA ALLO SVERGOLAMENTO)

Si deve tenere conto delle tensioni di flessione dovute alla curvature iniziale, alle eccentricità ed alle frecce indotte, in aggiunta a quelle dovute a qualsiasi carico laterale.

5.3.3. UNIONI**5.3.3.1 Generalità**

Le capacità portanti e le deformazioni caratteristiche dei mezzi di unione devono essere determinate sulla base di prove svolte conformemente alle EN 26891, EN 28970, ed alle altre pertinenti norme europee. Nei casi in cui le norme pertinenti descrivano sia prove a compressione che prove a trazione, si devono utilizzare i risultati delle prove a trazione.

5.3.3.2 Capacità portante di mezzi di unione del tipo a gambo cilindrico: regole generali

5.3.3.2.1 TIPOLOGIE

I mezzi di unione del tipo a gambo cilindrico sono costituiti, in linea generale, da chiodi, bulloni e viti.

5.3.3.2.2 CAPACITÀ PORTANTE ULTIMA

Per la determinazione della capacità portante del collegamento elementare potrà farsi riferimento a norme specifiche di comprovata validità.

5.3.3.2.3 SCORRIMENTO NEI PIANI DI TAGLIO

In presenza di mezzi di unione del tipo a gambo cilindrico il modulo istantaneo di scorrimento K_u , in ciascun piano di taglio e per ogni mezzo di unione, per la verifica allo stato limite ultimo, sarà ricavato come: $K_u = 2/3 K_{ser}$.

5.3.3.2.4 UNIONI LEGNO-LEGNO E PANNELLI-LEGNO

La capacità portante caratteristica per ciascun piano di taglio e mezzo di unione, nelle unioni legno-legno e pannelli-legno, realizzate con i mezzi di unione, sarà assunta come il minimo tra i valori ottenibili dalle diverse possibili modalità di rottura. Si potrà fare riferimento a quanto riportato in norme specifiche di comprovata affidabilità.

5.3.3.2.5 UNIONI ACCIAIO-LEGNO

Dovrà tenersi in considerazione nella definizione delle modalità di rottura dello spessore di piastra (piastra sottile o piastra grossa).

5.3.3.2.6 UNIONI A PIÙ SEZIONI RESISTENTI

Nelle unioni a più sezioni resistenti la capacità portante totale sarà determinata calcolando la somma delle capacità portanti minime per ciascuna sezione resistente, inquadrata nei casi precedentemente esaminati.

5.3.3.2.7 ELEMENTI DI COLLEGAMENTO ALLINEATI

La capacità portante di più elementi di collegamento allineati è in generale minore della somma delle capacità portanti dei singoli elementi:

Per il calcolo del fattore riduttivo si potrà fare riferimento, per i casi più comuni, a norme specifiche di comprovata validità.

Se il carico in una unione viene trasferito da più di un tipo di mezzi di unione, si deve tenere conto dell'effetto delle differenti proprietà di rigidità dei mezzi di unione stessi.

5.3.3.3 Unioni realizzate con connettori di tipo speciale

5.3.3.3.1 GENERALITÀ

È ammesso l'impiego di sistemi di connessione 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 compatibile con quanto previsto nella presente normativa.

5.3.4. SISTEMI STRUTTURALI

5.3.4.1 Travi assemblate meccanicamente

5.3.4.1.1 GENERALITÀ

In presenza di elemento ligneo monodimensionale composto da più elementi accostati e tra loro connessi a mezzo di unione di tipo meccanico, le verifiche sull'elemento composto dovranno tener conto degli scorrimenti nelle unioni. A questo scopo è ammesso modellare il comportamento delle unioni con relazioni lineari 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 seguire i metodi della scienza delle costruzioni, ovvero seguire approcci comprovati da idonea sperimentazione diretta o da qualificata letteratura tecnica/scientifica. In ogni caso le sollecitazioni nei singoli elementi componenti dovranno essere confrontate con quelle specificate nelle normative pertinenti per ciascun singolo materiale.

La verifica dello stato tensionale dovrà essere effettuata almeno alla deformazione istantanea ed alla deformazione finale, adottando gli appropriati valori di k_{def} , desunti dal prospetto 5.3.4.

5.3.4.1.2 UNIONI LEGNO-CALCESTRUZZO IN TRAVI COMPOSTE

La capacità portante e la rigidezza dell'unione devono in genere essere determinati per via sperimentale. Nei casi di seguito indicati non sono richieste le prove sperimentali.

5.3.4.1.2.1 Mezzi di unione a gambo cilindrico sollecitati lateralmente

La resistenza delle unioni con viti, spinotti bulloni e chiodi con gambo a scanalatura anulari o ad elica, inseriti perpendicolarmente al piano di scorrimento, sarà calcolata con riferimento alle unioni legno-acciaio con piastre "grosse".

Nel caso di uno strato intermedio non strutturale fra legno e calcestruzzo, i parametri di resistenza e rigidezza devono essere determinati mediante una speciale analisi oppure mediante prove.

5.3.4.2 Travature reticolari

Le strutture reticolari dovranno essere in genere analizzate come sistemi di travi a telaio, tenendo in considerazione la deformabilità dei giunti e l'eventuale eccentricità dei collegamenti.

Tuttavia ai fini delle verifiche di resistenza, quando la dimensione massima trasversale delle singole aste sia non superiore a 1/10 della altezza massima della travatura reticolare, ai fini del calcolo degli sforzi normali negli elementi si può assumere un modello di calcolo che prevede, se staticamente ammissibile, in ogni nodo una cerniera con scorrimenti nelle unioni trascurabili.

5.3.4.3 Diaframmi portanti

Questa sezione si riferisce alla resistenza di lastra nel proprio piano di diaframmi piani costituiti da fogli di materiale derivato dal legno fissati ad un telaio di legno tramite mezzi di unione meccanici.

5.3.4.3.1 DIAFRAMMI PER TETTI E SOLAI

La capacità portante dei mezzi di unione ai bordi dei fogli può essere aumentata con un fattore 1,2 rispetto ai valori di capacità ultima propri del mezzo di unione. L'interasse dei mezzi di unione non potrà comunque superare 160 mm.

5.3.4.3.2 DIAFRAMMI PER PARETI

Questa sezione si riferisce alla resistenza nel proprio piano di diaframmi caratterizzati da comportamento a mensola verticale. Tali diaframmi consistono di pannelli intelaiati, formati cioè da fogli di materiale derivato dal legno, fissati tramite mezzi di unione meccanici ad uno oppure ad entrambi i lati di un telaio di legno.

Dovrà comunque essere assicurata la stabilità della mensola contro il sollevamento di base.

La capacità portante F_k (resistenza di lastra) sotto una forza che agisce in sommità di un pannello sarà determinata a mezzo di opportune calcolazioni teoriche oppure facendo ricorso ai risultati di prove su strutture-prototipo.

Si potrà fare riferimento a norme specifica di comprovata validità.

5.3.4.4 Controventamento

5.3.4.4.1 GENERALITÀ

Le strutture che non risultino adeguatamente rigide devono essere controventate per impedirne l'instabilità o una eccessiva deformazione.

Le forze di progetto sui controventi devono essere determinate tenendo conto della combinazione più sfavorevole di imperfezioni geometriche strutturali, di inflessioni indotte e, di carichi esterni direttamente agenti sui controventi medesimi.

5.3.5. REGOLE PRATICHE DI ESECUZIONE

I requisiti essenziali esposti in questo capitolo sono condizioni necessarie per l'applicabilità delle regole di progetto date in questo paragrafo.

Per tutte le membrature lo scostamento dalla rettilineità, misurato a metà della luce di instabilità, non dovrà superare 1/500 della medesima luce nel caso di elementi lamellari incollati e 1/300 della stessa nel caso di elementi di legno massiccio.

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.

Prima della costruzione 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, anche parziali, per i quali assumano importanza trascurabile gli effetti del ritiro, o comunque della variazione della umidità, si potrà accettare durante la posa in opera maggiore umidità del materiale, purché sia assicurata al legno la possibilità di un successivo asciugamento, fino a raggiungere l'umidità prevista in fase progettuale.

Sarà compito del progettista predisporre un piano di trasporto, assemblaggio e posa in opera che dovrà fornire precise istruzioni sulle modalità operative e che in particolare riporterà le verifiche di eventuali situazioni transitorie staticamente significative. Durante tutte le fasi esecutive ci si dovrà attenere strettamente alle prescrizioni del progettista.

Dovrà essere predisposto in sede progettuale un programma delle operazioni di manutenzione e dei controlli da effettuarsi durante l'esercizio della struttura. Il programma dovrà in particolare specificare il tipo e la frequenza dei controlli.

Tutte le informazioni necessarie per l'utilizzo in esercizio e per la manutenzione di una struttura dovranno essere messe a disposizione del responsabile della struttura finita.

5.3.6. CONTROLLI E COLLAUDO STATICO

Oltre a quanto previsto nel capitolo 8 delle presenti norme, il collaudo statico dovrà comprendere quanto di seguito specificato.

5.3.6.1 Controllo sulla produzione e sull'esecuzione

Il Direttore dei Lavori ed il Collaudatore, ciascuno per le proprie competenze, dovranno eseguire i seguenti controlli:

- esame dei risultati delle eventuali prove preliminari sui materiali;
- controllo sulle modalità produttive;
- controllo sui materiali con identificazione degli stessi;
- controllo sulla geometria e sulle dimensioni degli elementi strutturali;
- controllo sulle unioni;
- controllo sui difetti degli elementi di legno;
- controllo finale sulle strutture completate in opera.

I risultati dei controlli andranno certificati mediante documenti di accettazione.

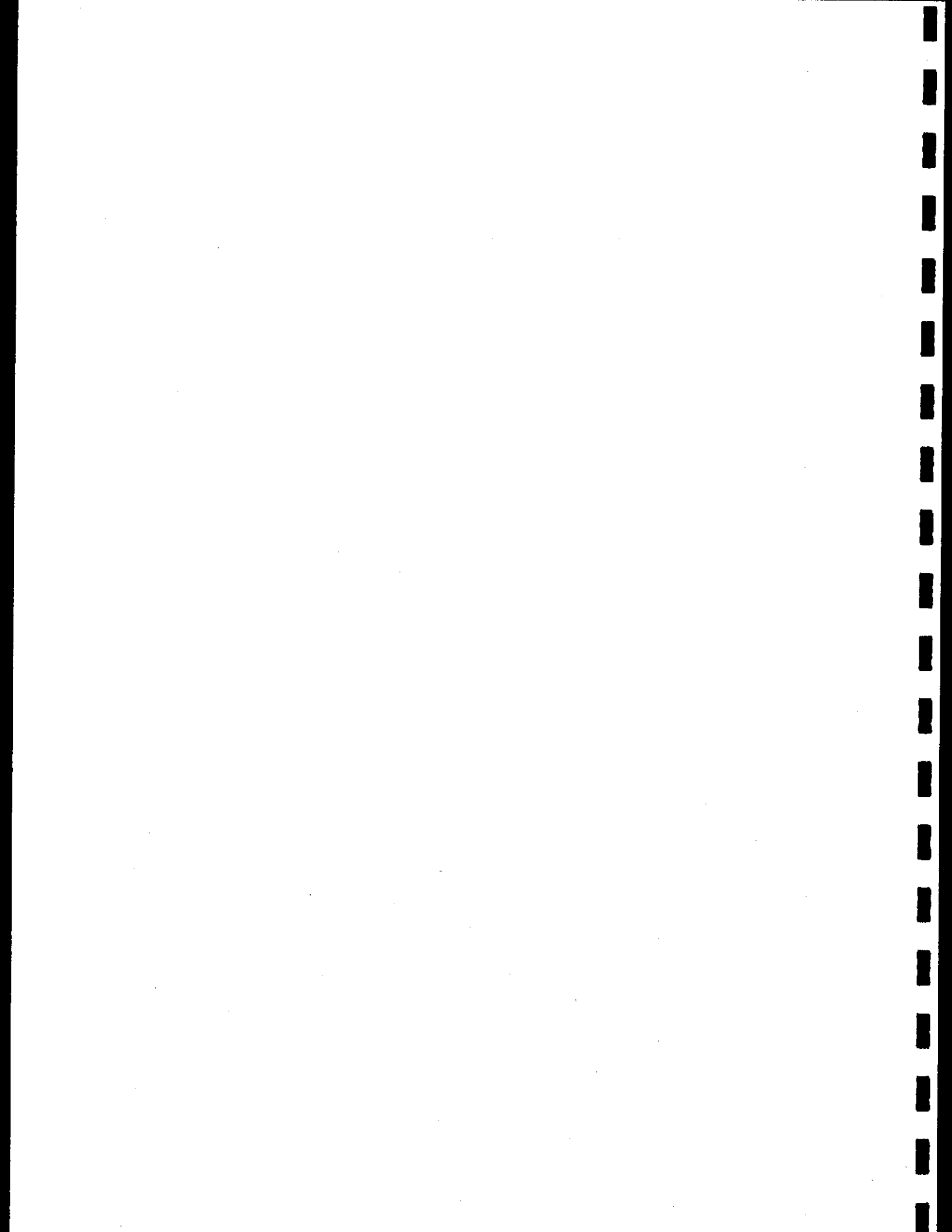
5.3.6.2 Prove di carico

Le prove di carico, ove ritenute necessarie dal collaudatore, dovranno rispettare le modalità previste al capitolo 8 e potranno tener conto di quelle indicate nella UNI EN 380 "Strutture di legno - Metodi di prova - Principi generali per le prove di carico statico". Il programma delle prove deve essere sottoposto al direttore dei lavori ed al progettista e reso noto al costruttore.

Le procedure da seguire potranno essere, pertanto, limitate alla procedura 1 e/o alla procedura 2 della UNI EN 380, in relazione al tipo della struttura ed alla natura dei carichi.

L'esito della prova potrà essere valutato sulla base dei seguenti elementi:

- dopo la fase iniziale di assestamento, le deformazioni si accrescano all'incirca proporzionalmente ai carichi, tenuto conto del fluage;
- nel corso della prova non si siano prodotte lesioni, deformazioni o dissesti che compromettano la sicurezza e la conservazione dell'opera;
- la deformazione elastica risulti compatibile con le previsioni di calcolo;
- la deformazione residua dopo la prima applicazione del carico massimo non superi una quota parte di quella totale tenuto conto degli assestamenti iniziali e dei fenomeni di fluage.



5.4. COSTRUZIONI IN MURATURA

5.4.1. DEFINIZIONI

Formano oggetto delle presenti norme gli edifici con struttura portante verticale realizzata con sistemi di muratura collegati tra di loro da strutture orizzontali ai piani e da opere di fondazione.

La muratura è un assemblaggio di elementi, artificiali o naturali, disposti con regolarità e collegati tra loro da malta (par. 5.4.2). I sistemi resistenti verticali (*pareti*) sono costituiti da *muri* che devono sopportare azioni verticali ed orizzontali (par. 5.4.4).

I muri sono in genere completati da elementi orizzontali nello spessore della muratura di calcestruzzo armato (*cordolo*). Gli elementi orizzontali possono essere costituiti da so-lai piani in cemento armato o precompresso o da strutture miste.

Per gli edifici sottoposti ad azione sismica si applicano inoltre le prescrizioni di cui al punto 5.7.

5.4.2 MATERIALI E CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE

5.4.2.1 Malte

Le prescrizioni riguardanti le malte per muratura sono contenute nel paragrafo 11.9.4.

5.4.2.2 Elementi resistenti in muratura

ELEMENTI ARTIFICIALI

Per gli elementi resistenti artificiali (laterizio o calcestruzzo) 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 (elementi a foratura verticale).

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 devono essere distribuiti pressoché uniformemente sulla faccia dell'elemento. La percentuale di foratura è espressa dalla relazione $\varphi = 100 F/A$ dove:

F = area complessiva dei fori passanti e profondi non passanti;

A = area lorda della faccia dell'elemento di muratura delimitata dal suo perimetro.

Le tabelle 5.4.I a,b riportano la classificazione per gli elementi in laterizio e calcestruzzo rispettivamente.

Gli elementi possono avere incavi di limitata profondità destinati ad essere riempiti dal letto di malta.

Tabella 5.4.Ia Classificazione elementi in laterizio

Elementi	Percentuale di foratura	f
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 900 \text{ mm}^2$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 1200 \text{ mm}^2$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 1500 \text{ mm}^2$

Tabella 5.4.Ib Classificazione elementi in calcestruzzo

Elementi	Percentuale di foratura	f	
		$A \leq 90000 \text{ mm}^2$	$A > 90000 \text{ mm}^2$
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$\leq 10 A$	$\leq 15 A$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$\leq 10 A$	$\leq 15 A$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$\leq 10 A$	$\leq 15 A$

ELEMENTI NATURALI

Gli elementi naturali sono ricavati da materiale lapideo che deve essere 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.

L'impiego di elementi provenienti da murature esistenti è subordinato al soddisfacimento dei requisiti sopra indicati, al ripristino della freschezza delle superfici a mezzo di pulitura e lavaggio delle superfici stesse ed al controllo dell'integrità strutturale dell'elemento con verifica della capacità di svolgere funzione statica.

5.4.2.3 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 è possibile considerare un comportamento monolitico se è garantito un efficace e solido collegamento tra i paramenti.

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 sismiche 3 e 4, purché posto in opera in strati pressoché regolari: in tal caso si parla di muratura di *pietra non squadrata*. Nelle zone sismiche 1 e 2 può essere consentito l'impiego di materiale di cava grossolanamente lavorato a condizione che si realizzi la muratura *listata* che è costituita la muratura in pietra non squadrata, ma intercalata da fasce in conglomerato semplice o armato ovvero da ricorsi orizzontali costituiti da almeno due filari in laterizio pieno, posti ad interasse non superiore a 1,6 m ed estesi a tutta la lunghezza e a tutto lo spessore del muro. In tal caso deve essere posta particolare cura nella realizzazione per garantire la collaborazione tra la muratura non squadrata e le fasce.

5.4.3 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 .

Le 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 deve essere indicata nel progetto delle opere.

Per progetti nei quali la verifica di stabilità richieda un valore di f_k maggiore o uguale a 8 N/mm² la direzione lavori procederà al controllo del valore di f_k , secondo le modalità descritte nel paragrafo 11.9.

5.4.4 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 muri svolgono funzione *portante*, quando sollecitati prevalentemente da azioni verticali, e *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. Per la verifica di sicurezza dei solai si rimanda agli specifici punti della presente norma. Possono essere ammessi negli orizzontamenti elementi a volta a semplice o doppia curvatura, alle seguenti condizioni:

- gli elementi siano contenuti all'interno dei riquadri della scatola muraria;
- sia assicurato in tale ambito l'assorbimento delle corrispondenti spinte orizzontali;
- sia comunque garantita la capacità globale dell'impalcato a ripartire le azioni orizzontali tra 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 durante la costruzione e l'utilizzo.

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. 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, le cui estremità efficacemente ancorate ai cordoli. Nella direzione di tessitura del solaio possono essere omes-

si 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, di spessore pari almeno a quello della muratura della prima elevazione e di altezza non inferiore alla metà di detto spessore. 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 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
– muratura listata	400 mm

Ogni muro deve essere vincolato a muri ortogonali che possono anche svolgere la funzione di limitare fenomeni del secondo ordine. Questi possono essere controllati mediante la *snellezza convenzionale* della parete, definita dal rapporto:

$$\lambda = h_0 / t$$

dove:

h_0 lunghezza libera di inflessione del muro pari a $\rho \cdot h$;

h l'altezza interna di piano;

ρ il fattore laterale di vincolo.

t spessore del muro.

Il fattore ρ tiene conto dell'efficacia del vincolo fornito dai muri ortogonali. Assume il valore 1 per muro isolato, ed i valori indicati nella seguente tabella 5.4.II quando il muro senza aperture (porte o finestre) è irrigidito con efficace vincolo da due muri trasversali di spessore non inferiore a 200 mm, posti ad interasse a .

Tabella 5.4.II Fattore laterale di vincolo

	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 $\rho = 1$.

Il valore della snellezza λ non deve risultare superiore a 20.

5.4.5 ANALISI STRUTTURALE

Per ogni specifico stato limite di verifica si deve adottare un modello di calcolo in grado di:

- includere una appropriata descrizione dell'organizzazione della struttura, dei materiali e della localizzazione dell'edificio;
- definire un realistico comportamento dell'intera struttura o di parte di essa;
- considerare realistiche azioni di progetto e le modalità della loro applicazione.

Per la valutazione di effetti locali è consentito l'impiego di modelli di calcolo basati su parti isolate della struttura.

La risposta del modello è calcolata usando:

- analisi non lineari;
- analisi lineari, assumendo i valori secanti dei moduli di elasticità.

L'analisi deve fornire, per ciascun elemento strutturale:

- il carico assiale prodotto dai carichi verticali; per edifici con altezza complessiva maggiore di 10 m deve essere valutata anche la variazione del carico assiale prodotta dalle azioni orizzontali;
- la forza tagliante prodotta dai carichi verticali ed orizzontali;
- l'eccentricità dei carichi assiali;
- il momento flettente prodotto dai carichi verticali ed orizzontali.

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 tal piano. In tal caso le eccentricità dei carichi assiali possono essere valutate come indicato nel seguente punto 5.4.5.2.

5.4.5.1 Le azioni e le loro combinazioni

Le azioni di calcolo sono quelle previste al punto 2.6.3.3 della presente norma.

Le verifiche debbono essere condotte nei riguardi degli stati limite di esercizio e degli stati limite ultimi.

Le azioni sulla costruzione devono essere cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi si adotteranno le combinazioni del tipo:

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_q \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik}) \right]$$

essendo:

G_k il valore caratteristico delle azioni permanenti;

Q_{1k} il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;

Q_{ik} i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

- $\gamma_g = 1,4$ (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
 $\gamma_q = 1,5$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
 ψ_{0i} = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche.

Per gli stati limite di esercizio si devono prendere in esame le combinazioni frequenti e quasi permanenti con $\gamma_g = \gamma_p = \gamma_q = 1$, e applicando ai valori caratteristici delle azioni variabili adeguati coefficienti ψ_1, ψ_2 .

In forma convenzionale le combinazioni possono essere espresse nel modo seguente:

- combinazioni frequenti:
$$F_d = G_k + \psi_{11}Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i}Q_{ik})$$

- combinazioni quasi permanenti:
$$F_d = G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i}Q_{ik})$$

essendo:

- ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
 ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

In mancanza di informazioni adeguate si potranno attribuire al coefficienti ψ_1, ψ_2 i valori di cui al par. 5.1 delle Norme.

Nel caso di verifica alle tensioni (v. par. 2.8) devono essere considerate le combinazioni corrispondenti alla combinazione rara dello stato limite di esercizio, assumendo $\psi_{mi} = 1$.

5.4.5.2 Valutazione dell'eccentricità dei carichi

Nel caso di adozione di un modello basato sullo schema dell'articolazione completa alle estremità, le eccentricità dei carichi assiali agenti sulle pareti può essere determinato convenzionalmente con i criteri che seguono.

a) eccentricità totale dei carichi verticali, e_s .

$$e_s = e_{s1} + e_{s2}; \quad e_{s1} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \sum N_2}; \quad e_{s2} = \frac{\sum N_2 d_2}{N_1 + \sum N_2} \quad [5.4.5.1]$$

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 sovrastanti 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 sono da considerarsi positive o negative a seconda che diano luogo a momenti con verso orario o antiorario.

- 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 prescrive di tener conto di una eccentricità e_a che è assunta uguale a

$$e_a = \frac{h}{200} \quad [5.4.5.2]$$

con h altezza interna di piano.

- c) eccentricità e_v dovuta alle azioni orizzontali considerato agente in direzione normale al piano della muratura.

Tale eccentricità si valuta con la relazione:

$$e_v = \frac{M_v}{N} \quad [5.4.5.3]$$

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:

$$e_1 = |e_s| + e_a; \quad e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v| \quad [5.4.5.4]$$

I valori delle eccentricità così ricavate sono utilizzati per la valutazione del coefficiente di riduzione della resistenza Φ_t (vedi par.5.4.6.2). 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:

$$e_1 \leq 0.33t; \quad e_2 \leq 0.33t \quad [5.4.5.5]$$

5.4.6 VERIFICHE

Le verifiche sono condotte con l'ipotesi che le sezioni piane restano tali e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

Ogni setto murario deve essere verificato allo stato limite ultimo, o alle tensioni, per le seguenti condizioni di carico:

- pressoflessione per carichi laterali;
- pressoflessione per azioni nel piano;
- taglio per azioni nel piano;
- carichi concentrati.

Le verifiche agli stati limite di esercizio dei setti murari possono essere omesse fatti salvi i seguenti casi:

- necessità di limitazione dell'ampiezza delle lesioni. La verifica è condotta con la combinazione quasi permanente verificando, con l'ipotesi di resistenza nulla a trazione e distribuzione lineare delle tensioni, che le lesioni siano limitate allo spessore dell'intonaco.
- per edifici con numero di piano maggiore di 4 deve essere controllato lo spostamento di interpiano d_r che, con la combinazione frequente, deve rispettare il seguente limite, dove h è l'altezza di interpiano:

$$d_r \leq 0.003 h \quad [5.4.6.1]$$

5.4.6.1 Resistenze di progetto

Le resistenze di progetto sono definite con la metodologia indicata al paragrafo 2.4, che viene esplicitata come indicato qui di seguito.

La resistenza di progetto f_d , da impiegare per le verifiche a pressoflessione e a carichi concentrati vale:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m \gamma_{R,d}} \quad [5.4.6.2]$$

dove

f_k è la resistenza caratteristica a compressione della muratura;

γ_m è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura che vale **2**, se gli elementi resistenti sono di Categoria I (vedi par.11.9), o **2.5** se gli elementi resistenti sono di Categoria II (vedi par.11.9) ovvero in elementi naturali.

La resistenza di progetto f_{vd} , da impiegare per le verifiche a taglio vale:

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m \gamma_{R,d}} \quad [5.4.6.3]$$

dove

f_{vk} è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in presenza delle effettive tensioni di compressione, valutata in funzione della f_{vk0} sulla base di quanto prescritto al punto 11.9.5.3.

γ_m è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura che vale **2**, se gli elementi resistenti sono di Categoria I (vedi par.11.9), o **2.5** se gli elementi resistenti sono di Categoria II (vedi Par.11.9) ovvero in elementi naturali.

L'ulteriore coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{R,d}$, che nelle (5.4.6.2) e (5.4.6.3) tiene conto delle incertezze nel modellare la resistenza, è concordato da Committente e Progettista, dovendo in ogni caso risultare maggiore od uguale ai valori riportati nella seguente tabella:

Tabella 5.4.III - Valori del coefficiente parziale di modello $\gamma_{R,d}$

Metodo di calcolo	$\gamma_{R,d}$
Verifica alle tensioni	≥ 2
Verifica allo SLU	≥ 1.2

5.4.6.2 Verifiche agli stati limite ultimi

5.4.6.2.1 VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI (FUORI DAL PIANO DEL MURO)

La verifica è soddisfatta se risulta:

$$N_d \leq N_{Rd} = \Phi_t f_d A \quad [5.4.6.4]$$

dove

N_d è la forza assiale di progetto;

N_{Rd} è la resistenza di progetto;

Φ_t coefficiente riduttivo della resistenza, che tiene conto dell'eccentricità trasversale dei carichi e della snellezza della parete;

f_d è la resistenza di progetto a compressione della muratura;

A area della sezione della parete.

Coefficienti di riduzione della resistenza Φ

Il coefficiente Φ di riduzione della resistenza del muro dipende dalla snellezza, dalla eccentricità del carico verticale, dallo schema statico impiegato nel calcolo, e dagli effetti considerati del secondo ordine.

Nel caso di adozione dell'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete (v. par. 5.4.5) possono essere utilizzati i valori di seguito indicati.

La tabella 5.4.IV riporta i valori del coefficiente Φ in funzione della snellezza h_0/t e del coefficiente di eccentricità $m = 6e/t$, essendo t spessore del muro.

Tabella 5.4.IV. Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi della articolazione (a cerniera)

Snellezza h_0/t	Coefficiente di eccentricità $m = 6e/t$				
	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	0.15
15	0.69	0.48	0.32	0.17	---
20	0.53	0.36	0.23	---	---

Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni.

In alternativa, e nei casi non previsti nel metodo precedente, si può fare utile riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata.

5.4.6.2.2 VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO DEL MURO

La verifica è soddisfatta se risulta:

$$M_d \leq M_{Rd} = \frac{t l^2}{2} \frac{N_d}{A} \left(1 - \frac{N_d}{A \alpha f_d}\right) \quad [5.4.6.5]$$

dove

- M_d è il momento flettente di progetto;
 N_d è la forza assiale di progetto;
 M_{Rd} è la resistenza di progetto;
 t è lo spessore del muro;
 l è la lunghezza complessiva della parete;
 A è l'area della sezione della parete;
 f_d è la resistenza di progetto a compressione della muratura;
 $\alpha \leq 0.85$, è un coefficiente riduttivo della resistenza, che tiene conto del riempimento del diagramma delle tensioni nella sezione reagente.

5.4.6.2.3 VERIFICHE A TAGLIO PER AZIONI NEL PIANO DEL MURO

La verifica è soddisfatta se risulta:

$$V_d \leq V_{Rd} = \beta A f_{vd} \quad [5.4.6.6]$$

dove

- V_d è la forza tagliante di progetto;
 V_{Rd} è la resistenza di progetto;
 A è l'area della sezione della parete;
 β è il coefficiente di parzializzazione della parete, dipendente dall'eccentricità $e_l = M_d/N_d$. Vale 1 se $e_l \leq l/3$; se $e_l \leq 0.22 l$ il suo valore può essere calcolato ipotizzando una distribuzione triangolare delle tensioni;
 f_{vd} è la resistenza di progetto a taglio della muratura;

5.4.6.2.4 CARICHI CONCENTRATI

La verifica è soddisfatta se risulta:

$$N_{dc} \leq N_{Rdc} = \beta_c A_c f_d \quad [5.4.6.7]$$

dove

- N_{dc} è il valore di progetto del carico concentrato;
 N_{Rdc} è la resistenza di progetto;
 A_c è l'area di appoggio;
 β_c è un coefficiente di amplificazione per i carichi concentrati, valutato in funzione del tipo di muratura come di seguito indicato
 f_d è la resistenza di progetto a compressione della muratura;

Se gli elementi resistenti sono di *Categoria I* (vedi par.11.9), il fattore β_c può essere valutato come segue:

$$\beta_c = \left(1 + 0.3 \frac{a_1}{h_c} \right) \left(1.5 - 1.1 \frac{A_c}{A_{eff}} \right) \quad [5.4.6.8]$$

in cui:

- a_1 è la minima distanza fra l'estremo dell'appoggio ed il termine della parete;
 h_c è l'altezza del muro a livello dell'appoggio;
 A_{eff} è l'area efficace dell'appoggio, valutata come $l_{efm} t$;

l_{efm} è la lunghezza efficace dell'appoggio, valutata come in Figura 5.4.1, comunque $l_{eff} \leq 2.2 A_c / t$;

t è lo spessore del muro, tenendo conto delle rientranze praticate in corrispondenza dei nodi maggiori di 5mm

In ogni caso deve risultare:

$$1 \leq \beta_c \leq \begin{cases} 1.25 + \frac{a_1}{2h_c} \\ 1.5 \end{cases}$$

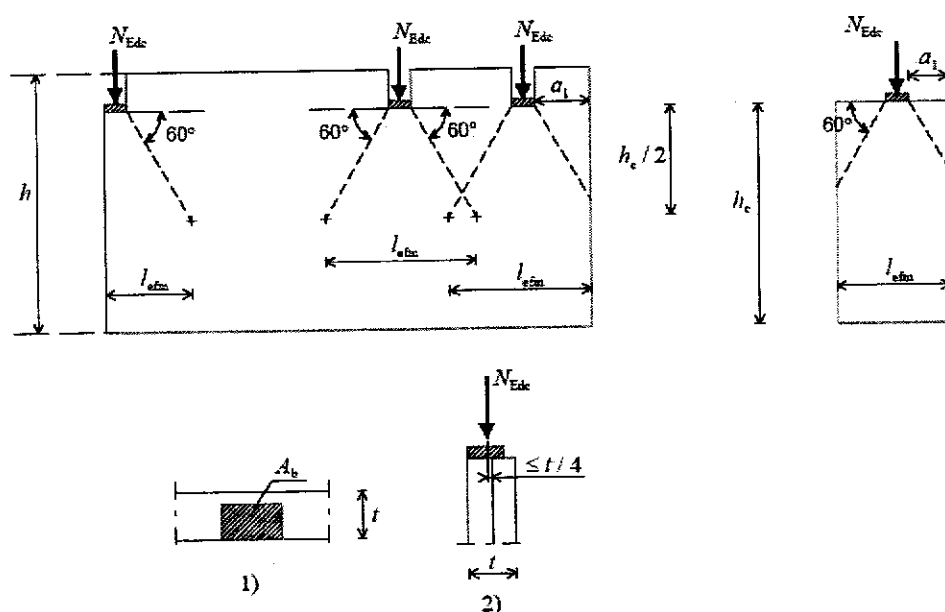


Figura 5.4.1 – Pareti soggette a carichi concentrati. 1) pianta, 2) sezione

Se gli elementi resistenti *non sono di Categoria I* (vedi par.11.9), il fattore β_c può essere assunto pari ad 1.

L'eccentricità del carico rispetto alla linea d'asse della parete non deve essere maggiore di $t/4$.

In ogni caso le verifiche di cui al punto 5.4.6.2.1 devono essere soddisfatte a livello della metà dell'altezza della parete al di sotto degli appoggi.

I carichi concentrati devono essere direttamente sostenuti da elementi resistenti di categoria I, o mediante idonei appoggi o elementi di ripartizione.

5.4.6.2.5 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 resi-

stenza a trazione (catene, cordoli), i valori delle resistenze di progetto 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} è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione

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

$$M_u = \frac{H_p h}{2} [1 - H_p / (0.85 f_{hd} h t)]$$

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} è la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete).

La *resistenza a taglio*, associata a tale meccanismo, può essere calcolata come

$$V_p = 2 M_u / l$$

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 .

5.4.6.3. Verifiche alle tensioni

5.4.6.3.1 VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE

La verifica è soddisfatta se risulta:

$$\sigma = \frac{N_d}{\Phi_t \Phi_l A} \leq f_d \quad [5.4.6.9]$$

dove

N_d è la forza assiale di progetto;

Φ_t coefficiente riduttivo della resistenza per eccentricità trasversale (v. par. 5.4.6.2.1);

Φ_l coefficiente riduttivo della resistenza per eccentricità longitudinale, dipendente dall'eccentricità $e_l = M_d / N_d$. Se $e_l \leq 0.22 l$ può essere calcolato con le stesse modalità di Φ_t , ponendo la snellezza uguale a zero.

f_d è la resistenza di progetto a compressione della muratura, valutata con l'appropriato coefficiente parziale di modello (tabella 5.4.III).

A area della sezione della parete.

5.4.6.3.2 VERIFICHE A TAGLIO PER AZIONI NEL PIANO DEL MURO

La verifica è soddisfatta se risulta:

$$\tau = \frac{V_d}{\beta A} \leq f_{vd} \quad [5.4.6.10]$$

dove

V_d è la forza tagliante di progetto;

A è l'area della sezione della parete al netto delle aperture;

β è il coefficiente di parzializzazione della parete (v. par. 5.4.6.2.3);

f_{vd} è la resistenza di progetto a taglio della muratura, valutata con l'appropriato coefficiente parziale di modello (tabella 5.4.III).

5.4.6.3.3 CARICHI CONCENTRATI

La verifica è soddisfatta se risulta:

$$\sigma = \frac{N_{dc}}{\beta_c A_c} \leq f_d \quad [5.4.6.11]$$

dove

N_{dc} è il valore di progetto del carico concentrato;

A_c è l'area di appoggio;

β_c è un coefficiente di amplificazione per i carichi concentrati, valutato in funzione del tipo di muratura come indicato al punto 5.4.6.2.4;

f_d è la resistenza di progetto a compressione della muratura valutata con l'appropriato coefficiente parziale di modello (tabella 5.4.III).

5.4.7. MURATURA ARMATA

Si intende per muratura armata quella costituita da elementi artificiali semipieni con fori verticali coassiali tali da consentire l'inserimento di armature verticali. Armature orizzontali possono essere disposte nei ricorsi di malta fra gli elementi di muratura. La malta od il conglomerato di riempimento dei vani od alloggi delle armature deve avere $R_{ck} > 15 \text{ N/mm}^2$ e 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.

Quanto sopra è essenziale ai fini della collaborazione laterizio-armatura.

È compito del Progettista stabilire delle percentuali minime di armatura, in particolare attorno alle aperture, ovvero alle parti terminali, che garantiscano la robustezza del complesso strutturale.

Le verifiche di sicurezza vanno condotte secondo i metodi di cui al punto 5.4.5., in cui la resistenza di calcolo dell'acciaio verrà assunta pari a:

$$f_{yd} = f_{yk} / (\gamma_m \gamma_d)$$

dove:

$$\gamma_m = 1,15$$

$$\gamma_d = 1,5$$

Per le tensioni di aderenza valgono le indicazioni di cui al punto 5.1.2.3.4.

Nel caso del metodo tensionale :

$$\sigma_d < f_{yk} / (\gamma_m \gamma_d)$$

dove:

$$\gamma_d = 3$$

5.5. COSTRUZIONI IN ALTRI MATERIALI

Possono utilizzarsi altri materiali diversi da quelli definiti nella presente normativa per svolgere funzioni statiche.

Rientrano in questi materiali:

- a) materiali metallici diversi dagli acciai definiti nella presente norma: alluminio, elementi composti in alluminio, rame od acciai speciali
- b) materiali in conglomerato cementizio in cui i componenti aggiuntivi (es. fibre) variano le caratteristiche meccaniche tali da sostituire le armature metalliche ed identificarlo come calcestruzzo strutturale speciale
- c) vetro con funzioni statiche rilevanti da rappresentare da solo o con altri componenti resistenti in acciaio e/o alluminio la resistenza della costruzione
- d) Materiali polimerici (materiali plastici, elastomerici);
- e) Materiali ottenuti per combinazione di differenti materiali base.

I metodi per la verifica strutturale sono quelli stabiliti al punto 2, ovvero, per affinità, ai capitoli 3, 4 e 5.

Questi materiali non possono essere utilizzati con funzione strutturale se non preliminarmente certificati ed accettati con le stesse procedure ed allo stesso livello di affidabilità dei materiali normali. Tali procedure saranno verificate dal Servizio Tecnico Centrale, sentito il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

5.5.1 REQUISITI RICHIESTI

I requisiti che devono essere assicurati da un materiale o da una tipologia strutturale dipendono dal ruolo che esso riveste dal punto di vista strutturale e dalla vita utile prevista dalla struttura. I requisiti richiesti, di carattere generale ma che devono essere particolarmente tenuti in conto nel caso di strutture realizzate con materiali diversi da quelli specifici già contemplati nelle presenti norme, riguardano sia le proprietà del materiale che il progetto della specifica tipologia strutturale.

Deve essere rispettato il seguente requisito.

Tutti i nuovi materiali devono rispondere a requisiti di robustezza, vale a dire di conservazione delle caratteristiche per modeste variazioni ambientali e/o modeste azioni accidentali.

Per quanto sopra, tutti i materiali devono mantenere inalterate le loro caratteristiche chimiche, fisiche e meccaniche nell'arco di temperatura -20° - $+60^{\circ}$ per un arco di tempo non inferiore ad un mese.

Questi materiali devono garantire la permanenza delle caratteristiche fisico-meccaniche per una vita di servizio maggiore di 10 anni qualora possa essere sostituito senza alterare la statica globale della struttura.

Non possono essere utilizzati materiali o componenti per i quali non siano garantiti sperimentalmente, sulle principali caratteristiche fisiche e meccaniche, coefficienti di variazione inferiori a 0,30 e difettosità di produzione inferiori al 5%. Nel caso di utilizzi di tipo strutturale, devono essere valutate le caratteristiche di resistenza, di rigidità, nonché la duttilità dei materiali in condizioni di carico il più possibile vicine a quelle

previste nelle applicazioni. Devono essere messe in evidenza eventuali comportamenti fragili.

Per i componenti con funzione strutturale primaria, devono essere verificati i seguenti requisiti fondamentali:

Materiali a comportamento fragile:

Nel caso di strutture realizzate con materiali a comportamento fragile, devono essere utilizzati elevati coefficienti di sicurezza nei riguardi della crisi dei materiali (almeno doppi rispetto a quelli usuali), nonché schemi di tipo isostatico o nei quali il possibile cedimento di un vincolo non modifichi in modo sostanziale lo stato tensionale e di conseguenza il margine di sicurezza della struttura. Non possono essere realizzate strutture che abbiano funzione portante principale in zona sismica.

Robustezza della struttura:

La crisi di un elemento o un danno localizzato non devono provocare conseguenze sproporzionate rispetto alla causa che li ha prodotti.

Rischio d'incendio:

La struttura deve avere una resistenza al fuoco adeguata rispetto al rischio d'incendio previsto, tenendo in conto i dispositivi di sicurezza previsti.

Sensibilità ad eventi eccezionali:

La struttura deve essere in grado di sopportare, nel caso di eventi eccezionali (urti, scoppi, atti di vandalismo), i carichi che sono definiti per tale condizione di carico.

Durabilità dell'opera:

Devono essere garantite durabilità e prestazioni nei confronti degli agenti ambientali commisurate alla vita utile prevista per la struttura principale stessa. Nel caso in cui per assicurare la durata richiesta sia necessario prevedere un piano di manutenzione, la struttura dovrà essere accessibile e dovrà essere possibile poter verificare le caratteristiche dei materiali e, se necessario, poter provvedere alla sostituzione di alcuni elementi strutturali.

Sensibilità a difetti del materiale:

Il comportamento della struttura deve essere poco sensibile alle possibili disomogeneità del materiale che possano essere presenti nel materiale, soprattutto se realizzato in opera.

5.6. ELEMENTI STRUTTURALI COMPOSTI

Si intendono come elementi strutturali composti quelli costituiti da materiali strutturali diversi ipotizzati rigidamente collegati attraverso la superficie di contatto per la trasmissione delle forze di taglio, in modo da costituire un elemento strutturale staticamente autonomo.

Fanno parte di questa categoria:

- gli elementi strutturali acciaio-calcestruzzo costituiti da acciai per carpenteria metallica e calcestruzzo normale o precompresso;
- gli elementi calcestruzzo-calcestruzzo costituiti da elementi in calcestruzzo armato normale o precompresso di diverse caratteristiche reologiche o diversi tempi di maturazione;
- gli elementi legno-calcestruzzo
- altri componenti misti.

Nel calcolo della resistenza e deformabilità, oltre agli stati tensionali provocati dalle azioni esterne, andranno tenuti in conto gli stati coattivi provocati dalle diverse caratteristiche reologiche (deformazioni viscosi), proprietà termodinamiche, leggi di maturazione e ritiro.

5.6.1. ELEMENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Formano oggetto delle presenti norme gli elementi strutturali costituiti da acciai per carpenteria metallica e calcestruzzo normale o precompresso.

Per i componenti in calcestruzzo armato normale o precompresso e per gli elementi metallici valgono le prescrizioni dei paragrafi 5.1 e 5.2 delle presenti norme tecniche.

La trasmissione degli sforzi tra calcestruzzo ed acciaio, per assicurare le ipotesi di aderenza, deve essere affidato a connettori metallici, che devono assorbire la risultante degli sforzi teorici sulla superficie di contatto.

I connettori devono poter assorbire sia gli sforzi di taglio che quelli di trazione ortogonali alle superfici di contatto dei materiali componenti, dovuti sia a sforzi applicati che a deformazioni imposte.

I componenti strutturali usuali sono:

- elementi inflessi costituiti da travi metalliche che portano all'estradosso una soletta in calcestruzzo;
- solettoni in cemento armato precompresso a trave incorporata;
- elementi prevalentemente compressi: colonne composte in cui i componenti, carpenteria metallica e calcestruzzo, lavorano prevalentemente in parallelo.

Gli elementi composti possono essere utilizzati con altri elementi in acciaio, in calcestruzzo o composti, per realizzare un insieme strutturale. In questo caso assumono grande rilevanza le connessioni o i nodi dei vari elementi strutturali.

5.6.1.1 Norme di verifica della sicurezza

Per la definizione delle azioni e delle loro combinazioni valgono le prescrizioni di cui al paragrafo 5.1 ovvero 5.2.

Le resistenze di calcolo delle sezioni e degli elementi verranno calcolate con riferimento alle strutture non omogenee, ovvero omogeneizzate in rapporto alle rigidità dei componenti, ferma l'ipotesi di perfetta aderenza lungo le superfici di contatto, con riferimento ai valori di calcolo dei materiali di cui ai paragrafi 5.1 e 5.2.

Qualora il calcestruzzo della struttura mista sia sottoposto prevalentemente a sforzo di trazione, andranno eseguite le verifiche di fessurazione in conformità al paragrafo 5.2.

Le strutture miste ubbidiscono agli stessi stati limiti di deformazione di quelle in acciaio.

5.6.1.2 Travi composte

Nel caso di travi composte, devono essere previsti sull'intera loro lunghezza connettori a taglio e armatura trasversale in grado di trasmettere allo stato limite ultimo la forza di scorrimento all'interfaccia fra soletta di calcestruzzo e acciaio, trascurando il contributo dell'aderenza spontanea fra le parti. I connettori andranno distribuiti secondo il diagramma degli sforzi di scorrimento.

I connettori devono essere in grado di impedire il distacco fra le parti in acciaio e quelle in calcestruzzo.

Le distanze fra i connettori devono essere tali da consentire la trasmissione della forza di scorrimento e da prevenire la separazione fra acciaio e calcestruzzo.

I connettori di qualsiasi tipo, saldati o bullonati, devono essere verificati per l'azione di taglio sulla superficie di attacco alla trave metallica, ed all'azione di pressione lungo il gambo.

La soletta deve essere verificata per la pressione lungo il gambo del connettore.

Lo spessore della soletta di calcestruzzo deve risultare sempre maggiore di almeno 30 mm dell'altezza del connettore.

La capacità di trasmettere gli sforzi di trazione nei connettori, può essere utilmente ricavata da prove sperimentali.

Nelle travi composte da profilati in acciaio e soletta in cemento armato lo spessore di quest'ultima non deve essere inferiore al doppio dello spessore del copriferro e comunque maggiore od uguale a 50 mm.

La soletta sovrastante deve avere una armatura di ripartizione.

5.6.1.3 Solette composte con lamiera grecata

Il profilato metallico è sostituito da una lamiera grecata preformata a freddo, che contiene il getto di calcestruzzo.

Lo spessore minimo della soletta di calcestruzzo non può essere inferiore a 40 mm e deve contenere una armatura di ripartizione.

La lamiera grecata, integrata ove necessario da barre di armatura, rappresenta la parte resistente agli sforzi di trazione.

Al fine di garantire la trasmissione delle forze di scorrimento all'interfaccia fra lamiera e calcestruzzo non può farsi affidamento sulla pura aderenza fra i materiali ma devono adottarsi 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, purché combinati a sistemi ad ingranamento;
- ancoraggi di estremità ottenuti con deformazione della lamiera, purché combinati con sistemi a ingranamento per attrito.

Quando a tali solai venga affidata la funzione di diaframma per resistere alla azioni orizzontali devono attentamente considerarsi l'effetto delle aperture e le azioni aggiuntive indotte sui connettori a taglio.

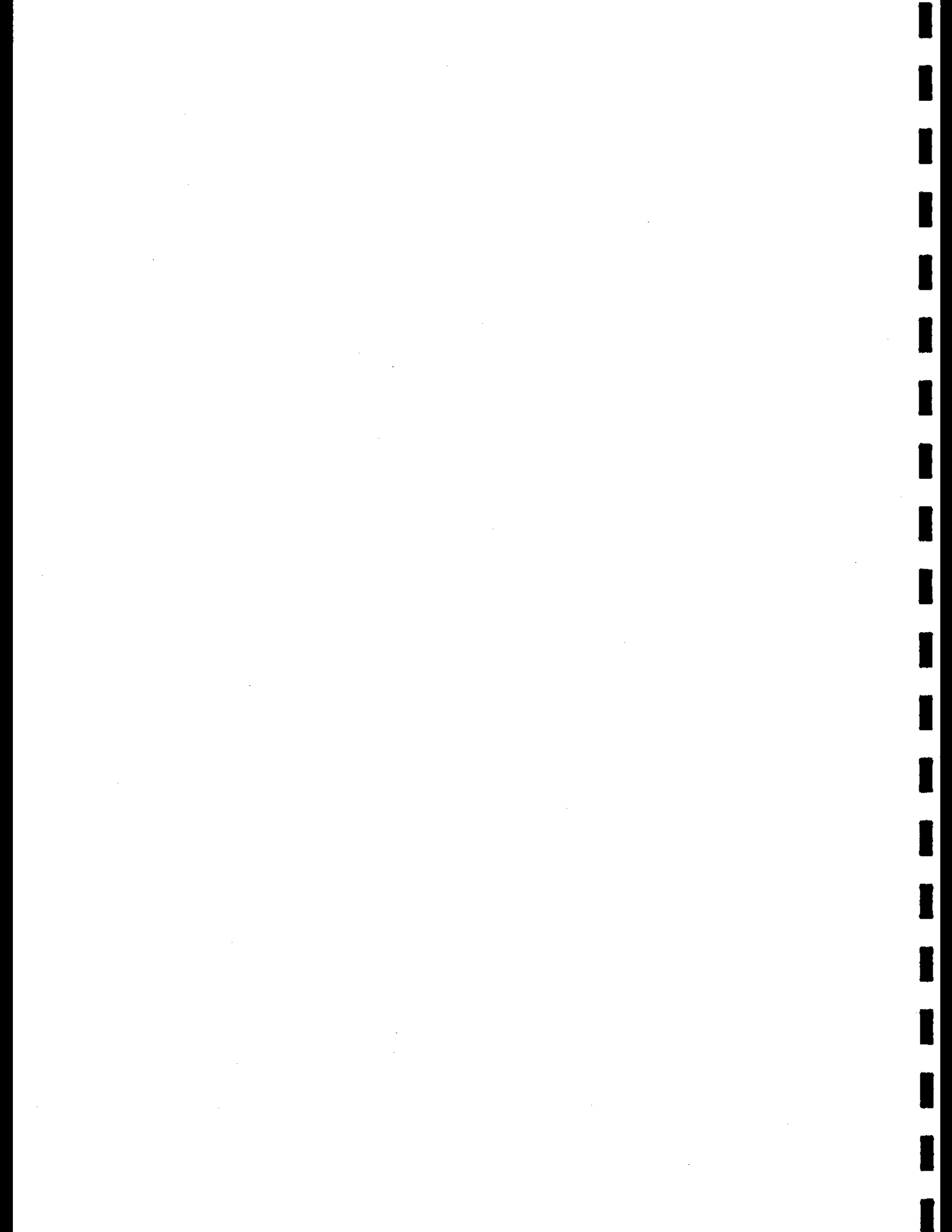
5.6.1.4 Colonne composte

Le colonne composte possono dividersi in due categorie:

- a) il calcestruzzo avvolge il componente metallico e contiene armature longitudinali e staffe trasversali che cerchiano il calcestruzzo contro l'elemento metallico;
- b) un profilato cavo tubolare contiene il calcestruzzo. Nell'interno del calcestruzzo possono essere aggiunte delle armature longitudinali di ripresa.

Nel caso a) lo spessore di conglomerato deve essere il doppio del copriferro delle armature, con spessore minimo pari a 50 mm; particolare attenzione va posta nel rispetto di queste regole nei nodi strutturali.

La trasmissione degli sforzi di scorrimento, deve avvenire attraverso connettori ortogonali alla superficie, ovvero mediante rugosità delle superfici di contatto, di cui venga valutata, per via sperimentale, la capacità di trasmettere forze di scorrimento.



5.7. PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LA PROGETTAZIONE IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE

5.7.1. REQUISITI DI SICUREZZA E CRITERI DI VERIFICA

5.7.1.1 Oggetto delle norme

Il presente capitolo riguarda particolari prescrizioni relative alle nuove opere soggette anche all'azione sismica. Possono servire per la valutazione della sicurezza e la progettazione di interventi di consolidamento, riparazione, miglioramento ed adeguamento di strutture esistenti. Le norme hanno per obiettivo la salvaguardia della vita umana, la limitazione dei danni, il mantenimento della funzionalità delle strutture essenziali agli interventi di protezione civile.

Il Committente ed il Progettista di concerto, nel rispetto dei livelli di sicurezza stabiliti nella presente norma, possono fare riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali, nella letteratura tecnica consolidata, negli allegati 2 e 3 alla OPCM del 20 marzo 2003 n.3274.

5.7.1.2 Sicurezza nei confronti della stabilità (stato limite ultimo – SLU)

Sotto l'effetto della azione sismica allo stato limite ultimo definita al precedente capitolo 3, le strutture degli edifici, pur subendo danni di rilevante entità negli elementi strutturali, devono mantenere una residua resistenza e rigidità nei confronti delle azioni orizzontali e la capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

5.7.1.3 Protezione nei confronti del danno (stato limite di danno – SLD)

Sotto l'effetto della azione sismica allo stato limite di danno definita al precedente capitolo 3, le costruzioni nel loro complesso, includendo gli elementi strutturali e quelli non strutturali, ivi comprese le apparecchiature rilevanti alla funzione dell'edificio, non devono subire danni gravi ed interruzioni d'uso; i danni strutturali devono essere di entità trascurabile.

Per particolari categorie di costruzioni, in relazione alla necessità di mantenerle pienamente funzionali anche dopo terremoti violenti, il Committente ed il Progettista di concerto, possono adottare valori maggiorati delle azioni, facendo riferimento a probabilità di occorrenza più vicine a quelle adottate per la sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo.

5.7.2. PRESCRIZIONI RELATIVE AI TERRENI DI FONDAZIONE

Non potranno realizzarsi costruzioni in pendii instabili ovvero in terreni che possono essere sensibili a fenomeni di liquefazione o di particolare eccessivo addensamento in caso di sisma, a meno che interventi di consolidamento del terreno e particolari tipi di fondazione profonda assicurino la stabilità della costruzione in presenza di sisma.

Per costruzioni su pendii le indagini devono essere convenientemente estese al di fuori dell'area edificatoria per rilevare tutti i fattori occorrenti alla valutazione delle condizioni di stabilità del complesso opera-pendio in presenza delle azioni sismiche.

5.7.3. LIVELLI DI PROTEZIONE ANTISISMICA

Le costruzioni devono essere dotate di un livello di protezione antisismica differenziato in funzione della loro importanza e del loro uso, e quindi delle conseguenze più o meno gravi di un loro danneggiamento per effetto di un evento sismico. A tale scopo si deve definire la classe di importanza dell'opera, ed associarvi il relativo livello di protezione, in relazione all'interesse strategico per funzioni di protezione civile, alla necessità di funzionalità durante gli eventi sismici, alle conseguenze di un eventuale collasso.

5.7.4. CARATTERISTICHE GENERALI DEGLI EDIFICI

5.7.4.1 Generalità

Gli edifici devono avere quanto più possibile una distribuzione degli elementi strutturali con caratteristiche di semplicità, simmetria, iperstaticità, regolarità in pianta e in altezza e variazione graduale delle caratteristiche geometriche e di rigidezza in altezza.

Se necessario ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

L'impostazione delle presenti norme, prevede che gli edifici 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.

Si dovrà assicurare alla struttura un comportamento duttile e dissipativo, evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisti; a questo scopo si farà ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze, localizzando le dissipazioni di energia per isteresi in zone a tal fine individuate e progettate dette "dissipative o critiche"; l'individuazione di tali zone deve essere congruente con lo schema strutturale adottato.

Poiché il comportamento sismico della struttura è largamente dipendente dal comportamento delle sue regioni critiche, tali regioni dovranno mantenere, in presenza di azioni cicliche, la capacità di trasmettere le necessarie sollecitazioni e di dissipare energia. A tal fine 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, dovranno ricevere una particolare attenzione ed essere esaurientemente specificati negli elaborati di progetto.

Le parti non dissipative ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura devono possedere una sufficiente sovreresistenza per consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative.

I materiali costituenti le membrature e i collegamenti, oltre ad essere conformi ai requisiti prescritti nei capitoli 5.1, 5.2, 5.3, 5.4, 5.5 e 5.6, devono avere caratteristiche tali da assicurare una buona coincidenza tra il comportamento dissipativo reale e quello previsto in sede di progetto.

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 adottato; si deve, eventualmente, tenere anche conto dello spostamento relativo in condizioni sismiche tra le fondazioni delle due parti collegate. Non è mai consentito fare affidamento esclusivamente all'attrito per assicurare la trasmissione di forze orizzontali tra parti della struttura.

Al fine di verificare la residua capacità portante nei confronti dei carichi verticali, a seguito di terremoti caratterizzati dalla azione sismica di progetto allo stato limite ultimo, si dovrà considerare il degrado di resistenza e rigidezza delle parti di struttura specificamente progettate per dissipare energia.

La rigidezza e la resistenza degli elementi secondari autoportanti (muri divisorii ecc) può essere ignorata nell'analisi della risposta all'azione sismica dell'intera struttura resistente, tranne quando la loro conformazione abbia una influenza significativa sul comportamento sismico della struttura. In ogni caso deve essere verificato che siano in grado di mantenere le funzioni portanti ad essi affidate in condizioni di struttura deformata coerentemente con gli spostamenti derivanti dall'analisi sismica.

5.7.4.2 Modellazione della struttura

Il modello della struttura su cui verrà effettuata l'analisi dovrà rappresentare in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidezza effettiva considerando, laddove necessario, il contributo degli elementi non strutturali e l'interazione terreno - struttura.

In generale il modello della struttura sarà costituito da elementi resistenti piani a telaio o a parete, connessi da diaframmi orizzontali. Se i diaframmi orizzontali, tenendo conto delle aperture in essi presenti, sono in grado di raccogliere le forze d'inerzia orizzontali e trasmetterle ai sistemi resistenti verticali (telai, pareti e nuclei) comportandosi il più possibile come corpi rigidi nel proprio piano, i gradi di libertà dell'edificio possono essere ridotti a tre per piano, concentrando masse e momenti di inerzia nel centro di gravità di ciascun piano. A tal fine i solai e le coperture devono essere dotati della resistenza necessaria e di una rigidezza nel proprio piano grande rispetto alla rigidezza sotto carichi orizzontali dei sistemi resistenti verticali; inoltre debbono essere efficacemente connessi a tali sistemi.

Il modello adottato deve essere tridimensionale; solo gli edifici regolari in pianta possono essere analizzati considerando due modelli piani separati, uno per ciascuna direzione principale.

Quale che sia il modello adottato, in aggiunta all'eccentricità effettiva, dovrà essere considerata un'eccentricità accidentale che tenga conto dell'incertezza relativa all'effettiva posizione del centro di massa.

5.7.4.3 Analisi strutturale

L'analisi strutturale può essere condotta utilizzando l'analisi dinamica modale, che prenda in conto i modi con massa partecipante significativa opportunamente combinati.

Il Progettista, fermi restando i livelli di sicurezza da raggiungere, può utilizzare altri metodi di analisi strutturale, che tengano conto di modelli costitutivi di comportamento dei materiali e degli elementi strutturali non lineari con la descrizione della capacità dissipativa nei cicli di isteresi.

La risposta sismica può essere anche calcolata schematizzando l'azione sismica mediante accelerogrammi così come specificato al paragrafo 3.2.2.7.

Le componenti orizzontali e verticali dell'azione sismica saranno prese come agenti simultaneamente e dovranno essere opportunamente combinate.

Metodi di analisi, di tipo statico lineare, possono essere utilizzati, quando ciò risulti compatibile con la regolarità e la semplicità della struttura.

5.7.5 CONSIDERAZIONE DI ELEMENTI SECONDARI NON STRUTTURALI

Gli elementi costruttivi secondari senza funzione strutturale, il cui danneggiamento può provocare danni a persone, dovranno in generale essere verificati all'azione sismica, insieme alle loro connessioni alla struttura.

Qualora la distribuzione di tali elementi sia fortemente irregolare in pianta, gli effetti di tale irregolarità dovranno essere valutati e tenuti in conto. Qualora la distribuzione di tali elementi sia fortemente irregolare in altezza, la possibilità di forti concentrazioni di danno ai piani con significativa riduzione del numero di tali elementi rispetto ai piani adiacenti dovrà essere considerata.

Nel caso di tamponamenti che non si estendono per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, dovranno essere opportunamente calcolati gli sforzi di taglio agenti sulla parte del pilastro priva di tamponamento che dovrà essere armata di conseguenza.

Dovranno essere adottate magisteri atti ad evitare collassi fragili e prematuri dei pannelli di tamponamento esterno e la possibile espulsione di elementi di muratura in direzione perpendicolare al piano del pannello.

5.7.6 IMPIANTI

La progettazione degli elementi strutturali che sostengono e collegano i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto tra loro e alla struttura principale dovrà seguire le stesse regole adottate per gli elementi strutturali degli edifici. Gli impianti potranno essere collegati all'edificio con dispositivi di vincolo rigidi o flessibili. Dovranno essere soggetti a verifica sia i dispositivi di vincolo che gli elementi strutturali o non strutturali cui gli impianti sono fissati in modo da assicurare che non si verifichino rotture o distacchi per effetto dell'azione sismica di progetto.

5.7.7 VERIFICHE DI SICUREZZA

5.7.7.1 Stato limite ultimo

5.7.7.1.1 FATTORE DI STRUTTURA

Il fattore di struttura q di cui al Paragrafo 3.2 da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, definito in funzione dei materiali, delle tipologie strutturali, del loro grado di iperstaticità, della duttilità attesa, e della interazione terreno-struttura, può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 K_\alpha K_D K_R$$

nella quale: q_0 è un valore che dipende dal livello di duttilità attesa;

K_α è un fattore amplificativo che dipende dal rapporto tra il valore dell'azione sismica per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la sua resistenza flessionale e quello per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile;

K_D è un fattore riduttivo che dipende dalla classe di duttilità, con valore pari ad 1 per edifici progettati in alta duttilità e minore di uno negli altri casi;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio, con valore pari ad 1 per edifici regolari e minore di 1 per edifici non regolari.

La scelta del fattore di struttura deve essere adeguatamente giustificata. Il valore adottato deve dar luogo ad azioni di progetto allo stato limite ultimo coerenti con le azioni di progetto assunte per lo stato limite di danno.

5.7.7.1.2 RESISTENZA

Per tutti gli elementi strutturali, incluse le connessioni tra elementi, dovrà essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto.

5.7.7.1.3 DUTTILITÀ E CAPACITÀ DI DEFORMAZIONE

Dovrà essere verificato che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una duttilità coerente con il fattore di struttura (q) adottato. Si dovrà verificare alternativamente che la struttura possieda una capacità di deformazione superiore alla domanda.

Allo stato limite di danno, dovrà essere verificato che le deformazioni strutturali non producano danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio.

5.7.7.1.4 DISTACCHI TRA EDIFICI

I distacchi tra gli edifici devono avere dimensioni tali da evitare fenomeni di martellamento tra strutture contigue; per tale motivo i distacchi devono avere dimensione non inferiore alla somma degli spostamenti allo stato limite ultimo delle strutture medesime.

Nel caso in cui il distacco è relativo ad un edificio esistente, per quest'ultimo lo spostamento limite va stimato in modo opportuno.

Particolare attenzione va posta al dimensionamento dei distacchi se gli edifici hanno apparecchi di isolamento sismico. In tal caso, tutti i collegamenti tra l'edificio in esame e il terreno o altre costruzioni, la cui rottura può essere fonte di pericolo o causa di gravi disservizi, dovranno sopportare senza rotture gli spostamenti relativi cui sono sottoposti.

5.7.7.1.5 COLLEGAMENTI IN FONDAZIONE

Al fine di validare l'ipotesi di azione sismica unica per la struttura in elevato, tutti gli elementi fondali della costruzione vanno almeno collegati da un graticcio di travi o da una piastra, di adeguata rigidità. Ogni collegamento va adeguatamente proporzionato. In via semplificata il graticcio di travi di collegamento può essere dimensionato per resistere ad una forza assiale di trazione o di compressione pari alla forza di taglio alla base del singolo pilastro.

Quando ciò non si realizzi, bisogna calcolare gli elementi strutturali non connessi alla base tenendo conto degli spostamenti tra le varie basi d'appoggio.

5.7.7.2 Stato limite di danno

Per l'azione sismica di progetto definita nel punto 3.2.2.6, dovrà essere verificato che gli spostamenti strutturali non producano danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio. Questa condizione si potrà ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi siano inferiori ad opportuni limiti definiti in base alla tipologia della struttura e dei collegamenti dei tamponamenti ad essa. Tali limiti saranno in generale compresi tra lo 0.3% e l'1% dell'altezza di piano, in funzione della tipologia strutturale e delle caratteristiche dei principali elementi non strutturali.

In presenza di sistemi di isolamento sismico, 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 massimi ottenuti dal calcolo senza alcun danno o limitazioni d'uso.

5.7.8. EDIFICI CON STRUTTURA IN CEMENTO ARMATO

5.7.8.1 Generalità

Ai fini di un idoneo comportamento all'azione sismica, le deformazioni inelastiche devono essere distribuite nel maggior numero possibile di elementi duttili, in particolare in quelli soggetti a sforzi normali limitati (travi), evitando che esse si manifestino negli elementi meno duttili (pilastri soggetti a sforzi normali rilevanti) o nei meccanismi resistenti fragili (elementi con sforzi taglianti rilevanti). In tal modo è possibile progettare l'opera al fine di raggiungere il livello di duttilità previsto per l'azione sismica di progetto.

5.7.8.2 Dimensionamento e verifica degli elementi strutturali

TRAVI

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 punto 3.2.4.

Verifiche

I valori di momento e taglio resistenti sono calcolati come per le situazioni non sismiche. Nelle zone critiche delle strutture progettate per avere un'elevata capacità dissipativa, il contributo del calcestruzzo alla resistenza a taglio viene considerato nullo e si considera esclusivamente il contributo dell'acciaio.

PILASTRI

Sollecitazioni di calcolo

Nelle strutture progettate per avere un'elevata capacità dissipativa, i momenti flettenti di calcolo nei pilastri devono essere tali da proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, gli sforzi di taglio nei pilastri 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 ed inferiore amplificati da un opportuno fattore.

Negli altri casi, le sollecitazioni di calcolo da utilizzare per il dimensionamento o verifica dei pilastri sia a pressoflessione che a taglio, sono date dalla più sfavorevole situazione ottenuta dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico di cui al punto 3.2.4.

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 esso non pervenga alla rottura prima delle zone della trave e del pilastro adiacenti al nodo. Sono da evitare, per quanto possibile, eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo.

5.7.9 EDIFICI CON STRUTTURA PREFABBRICATA

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.

Collegamenti

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 sicuramente 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 zone di previsto comportamento inelastico, che non modificano quindi 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 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.

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.

5.7.10 EDIFICI CON STRUTTURA IN ACCIAIO

5.7.10.1 Generalità

Gli edifici sismo-resistenti in acciaio devono essere progettati in accordo con uno dei seguenti comportamenti strutturali:

- a) comportamento strutturale dissipativo
- b) comportamento strutturale non-dissipativo

Nel caso a) deve essere presa in considerazione la capacità di parti della struttura (zone dissipative) di resistere alle azioni sismiche oltre il campo elastico.

Nel caso b) gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale, mediante l'analisi elastica globale senza tener conto del comportamento del materiale in campo non-lineare.

Le strutture con zone dissipative devono essere progettate in maniera tale che queste zone si sviluppino in quelle parti della struttura in cui la plasticizzazione o l'instabilità lo-

cale o altri fenomeni di degrado dovuti al comportamento isteretico non influenzino la stabilità globale della struttura.

5.7.10.2 Verifiche di sicurezza

Le zone dissipative devono avere adeguata resistenza e duttilità. La loro resistenza deve essere verificata come per le situazioni non sismiche.

Le parti non dissipative delle strutture dissipative ed i collegamenti tra le parti dissipative ed il resto della struttura devono possedere una sufficiente sovrarresistenza per consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative.

5.7.11 EDIFICI CON STRUTTURA IN MURATURA

5.7.11.1 Generalità

Si distinguono due tipi fondamentali di strutture in muratura: ordinaria ed armata.

Le piante degli edifici dovranno essere quanto più possibile compatte e simmetriche rispetto ai due assi ortogonali. 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 eccessiva.

La geometria delle pareti resistenti al sisma, al fine di evitare possibili effetti di instabilità locali dovuti all'azione sismica, deve rispettare, in funzione della diversa tecnologia costruttiva, opportuni requisiti di spessore minimo e di snellezza, limitando i rapporti tra l'altezza di libera inflessione della parete e lo spessore e tra l'altezza massima delle aperture adiacenti alla parete e la lunghezza della parete.

Gli edifici in muratura ordinaria dovranno di regola avere le aperture praticate nei muri verticalmente allineate. Se così non fosse, 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. Potranno essere utilizzati modelli e metodi di analisi adeguati a simulare il comportamento globale della parete.

Nel caso di edifici in muratura armata, ciascuna parete costituisce nel suo complesso una struttura forata in corrispondenza delle aperture e tutte le pareti murarie devono essere efficacemente connesse da solai tali da costituire diaframmi rigidi: 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.

5.7.11.2 Analisi strutturale

Nell'ipotesi di infinita rigidezza nel piano dei solai, il modello potrà essere costituito dai soli elementi murari continui dalle fondazioni alla sommità, collegati ai soli fini traslazionali alle quote dei solai.

La risposta fuori piano delle pareti è da considerarsi in generale come comportamento locale disaccoppiato dalla risposta globale governata dalla risposta delle pareti nel proprio piano: pertanto le verifiche fuori piano potranno essere effettuate separatamente e per esse potranno essere adottate le forze equivalenti indicate per gli elementi non strutturali.

5.7.11.3 *Verifiche di sicurezza*

Per la verifica di sicurezza per lo 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 e scorrimento 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 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, in modo che tale meccanismo di danno preceda una rottura più fragile per taglio.

5.7.11.4 *Particolari costruttivi*

Nel caso di edifici in muratura ordinaria, ad ogni piano deve essere realizzato un collegamento tra solai e pareti atto a conferire unitarietà alla risposta del sistema.

In corrispondenza di incroci tra due pareti portanti perimetrali devono essere realizzate, su entrambe le pareti, zone di parete muraria di lunghezza adeguata ad evitare le vulnerabilità locali associate alla presenza di aperture prossime agli spigoli della costruzione. Al di sopra di ogni apertura deve essere realizzato un architrave resistente a flessione efficacemente ammorsato alla muratura.

Nel caso degli elementi in muratura armata le armature verticali ed orizzontali di rinforzo vengono dimensionate in analogia con quanto previsto per gli elementi in calcestruzzo armato. Le barre di armatura dovranno essere tali da assicurare adeguata aderenza ed ancoraggio. Dovrà essere garantita una adeguata protezione dell'armatura nei confronti della corrosione.

L'armatura orizzontale, collocata nei letti di malta o in apposite scanalature nei blocchi, dovrà essere adeguatamente diffusa ed in quantità tali da evitare sia collassi fragili in trazione (percentuale minima) sia collassi di compressione della muratura (percentuale massima).

L'armatura verticale dovrà essere collocata in apposite cavità o recessi, di dimensioni adeguate a garantire la trasmissione degli sforzi agli elementi in muratura. Armature verticali con sezione trasversale opportuna dovranno essere collocate a ciascuna estremità di ogni parete portante, ad ogni intersezione tra pareti portanti, in corrispondenza di ogni apertura e comunque ad un limitato interasse, in modo da assorbire sforzi eventualmente localizzati, di trazione o compressione, e garantire il comportamento complessivo della parete.

Gli architravi soprastanti le aperture potranno essere realizzati in muratura armata.

5.7.11.5 *Fondazioni*

Le strutture di fondazione devono essere realizzate in cemento armato, verificandole utilizzando le sollecitazioni derivanti dall'analisi. Dovranno essere 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.

5.7.12 EDIFICI CON STRUTTURA IN LEGNO

5.7.12.1 *Generalità*

Gli edifici in legno vanno progettati secondo le regole di cui al punto 5.3.

Nell'analisi strutturale si deve tenere in conto della deformabilità dei collegamenti e dei nodi. Per la valutazione delle deformazioni e sollecitazioni si adottano i valori di modulo elastico per "azioni istantanee", ricavati a partire dai valori medi di modulo elastico riportati nei profili resistenti.

5.7.12.2 *Disposizioni costruttive*

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 e disassamenti.

Il collegamento non può essere realizzato mediante spinotti o chiodi a gambo liscio.

Per assorbire tensioni perpendicolari alle fibre, si devono disporre dispositivi aggiuntivi al fine di evitare l'innescò di fratture parallele alle fibre (splitting).

La distribuzione delle forze di taglio negli impalcato deve essere valutata tenendo conto della disposizione effettiva in pianta degli elementi di controvento verticali ed 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 resistenti a taglio. 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.

In assenza di elementi di controvento trasversali intermedi lungo la trave, il rapporto altezza/spessore per una trave a sezione rettangolare deve sufficientemente limitato.

La spaziatura degli elementi di fissaggio in zone di discontinuità deve essere opportunamente ridotta rispetto a quanto previsto nelle condizioni non sismiche normative.

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 (ad es. le pareti di controvento) si dovrà assicurare il mantenimento della direzione di tessitura delle travi di impalcato.

5.7.12.3 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.

5.7.13. PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER GLI EDIFICI CON ISOLAMENTO SISMICO

Si intendono per edifici con isolamento sismico quelli con componenti di cui al punto 3.2.4.

La definizione del comportamento meccanico del dispositivo sotto azioni cicliche, sia ai fini della risposta del sistema strutturale che lo contiene sia ai fini del dimensionamento del dispositivo stesso, deve essere basata su un modello strutturale particolarmente approfondito e su prove di laboratorio effettuate in condizioni più aderenti possibile alle condizioni reali in termini di accelerazione, velocità, spostamento e sollecitazione. Le caratteristiche definite in laboratorio devono essere rigorosamente conservate nel dispositivo messo in opera. Comunque i dispositivi devono rispettare le prescrizioni di cui al paragrafo 11.8.

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 dell'edificio e/o con il corretto comportamento del sistema d'isolamento.

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.

Gli isolatori soggetti a forze di trazione o a sollevamento durante l'azione sismica dovranno essere in grado di sopportare la trazione o il sollevamento senza perdere la loro funzionalità strutturale. Tali effetti andranno debitamente messi in conto nel modello di calcolo ed il comportamento degli isolatori a trazione dovrà essere verificato sperimentalmente

Per minimizzare gli effetti torsionali, la proiezione del centro di massa dell'edificio 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 possibili, 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 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 utilizzano isolatori di diverso tipo, particolare attenzione andrà posta

sui possibili effetti della differente deformabilità verticale sotto le azioni sia statiche che sismiche.

Le strutture del piano di posa degli isolatori e del piano su cui appoggia la sovrastruttura devono essere dimensionate in modo da assicurare un comportamento rigido nel piano suddetto, così da limitare gli effetti di spostamenti sismici differenziali.

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.

Il tipo di analisi adottato deve essere congruente con le caratteristiche degli isolatori, della sovrastruttura e della sottostruttura.

5.7.14. EDIFICI ESISTENTI

Valgono i principi esposti al Capitolo 9 anche per la risposta dell'edificio derivante da una eccitazione sismica. In particolare dovrà essere tenuto conto delle destinazioni d'uso futuro.

Fermi restando i livelli di sicurezza, si adotteranno modelli e metodi di analisi da definirsi in funzione del livello di conoscenza e dei dati disponibili relativamente alla geometria, ai dettagli strutturali ed ai materiali.

La scelta del tipo, della tecnica, delle tecnologie, dell'attualità dell'intervento, dipende dagli studi di valutazione delle capacità residue della struttura e delle prestazioni che si intendono raggiungere.

Nella valutazione e nella scelta del tipo di intervento occorre tenere in conto delle condizioni ambientali e delle costruzioni adiacenti che possono condizionare la possibilità di attuare la strategia progettuale prevista.

5.7.15 PRESCRIZIONI PARTICOLARI PER L'ALTEZZA DEGLI EDIFICI

5.7.15.1 Altezza massima dei nuovi edifici

Per le tipologie strutturali: costruzioni in legno ed in muratura che non accedono alle riserve anelastiche delle strutture, per le zone sismiche di categoria 1, è fissata una altezza massima pari a due piani dal piano campagna, ovvero dal ciglio della strada. Il solaio di copertura del secondo piano non può essere calpestio di volume abitabile.

Per le altre zone classificate sismiche l'altezza massima degli edifici dovrà essere opportunamente limitata, in funzione delle loro capacità deformative e dissipative e della classificazione sismica del territorio.

Per le altre tipologie strutturali (cemento armato, acciaio, etc) l'altezza massima è determinata dalle capacità resistenti e deformative della struttura.

5.7.15.2 Limitazione dell'altezza in funzione della larghezza stradale

I regolamenti e le norme di attuazione degli strumenti urbanistici possono introdurre limitazioni all'altezza degli edifici in funzione della larghezza stradale.

Per ciascun fronte dell'edificio verso strada, i regolamenti e le norme definiranno, la distanza minima tra la proiezione in pianta del fronte stesso ed il ciglio opposto della strada. Si intende per strada l'area di uso pubblico aperta alla circolazione dei pedoni e dei veicoli, nonché lo spazio inedificabile non cintato aperto alla circolazione pedonale.

I regolamenti e le norme di attuazione degli strumenti urbanistici potranno eventualmente consentire di arretrare il fronte dell'edificio a diverse altezze, al fine di renderlo compatibile con la larghezza della strada. Potranno altresì fissare norme per il caso di edifici in angolo su strade di diversa larghezza.

6. AZIONI ANTROPICHE

6.1. OPERE CIVILI ED INDUSTRIALI

6.1.1. GENERALITÀ

Nel presente paragrafo vengono definiti i carichi, nominali e/o caratteristici, relativi a costruzioni per uso civile o industriale. È richiamata l'attenzione del Progettista alla varietà delle opere considerate in questo Capitolo e della loro destinazione d'uso: la descrizione e la definizione dei carichi devono essere dichiarate dal Progettista e dal Committente nella Relazione generale dell'opera. Quando si abbia un cambiamento della destinazione d'uso e/o si alteri la configurazione degli spazi interni, ovvero venga modificata la distribuzione dei carichi permanenti portati, occorre verificare nuovamente la sicurezza dell'opera, anche in considerazione delle indicazioni del Capitolo 9.

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 convenzionali pertinenti devono essere definiti a partire da fonti riconosciute o dalle indicazioni dei paragrafi 6.1.2 e 6.1.3.

Le azioni variabili, ovvero i carichi legati all'esercizio dell'opera, dovranno essere determinati per ognuno degli scenari di contingenza identificati per la struttura in esame. Nei paragrafi seguenti, sono fornite indicazioni sui valori dei carichi variabili da utilizzare nelle costruzioni: tali valori sono da considerare come valori nominali minimi, che il Progettista deve accettare o variare responsabilmente. Va ricordato che l'assunzione di un carico più elevato, va a vantaggio della flessibilità d'uso dell'opera nella sua vita di progetto. Il Progettista deve dichiarare esplicitamente il valore delle azioni assunte a base di progetto, secondo le indicazioni del Committente e le prescrizioni delle presenti Norme, con specifico riferimento alla filosofia di verifica della sicurezza e delle prestazioni attese del Capitolo 2.

Il Progettista deve considerare scenari connessi ad eventi rari, quali concentrazioni di persone e cose, che possono realisticamente prevedersi. Tra le situazioni, dovranno anche essere opportunamente considerate scenari legati ai processi di manutenzione dell'opera, in cui saranno previste configurazioni strutturali e condizioni di carico speciali.

Carichi legati ad apparecchi specifici ed impianti pesanti devono essere definiti in accordo con il Committente e dichiarati nella Relazione generale dell'opera.

I carichi saranno considerati agire staticamente, salvo casi particolari in cui gli effetti dinamici dovranno essere debitamente valutati. In tali casi, a parte quanto precisato nei regolamenti specifici ed in mancanza di analisi dinamiche, i carichi indicati nel seguito verranno adeguatamente maggiorati a cura del Progettista per tenere conto, in un'analisi statica equivalente, dell'amplificazione per gli effetti dinamici.

Per particolari tipologie strutturali, quali ad esempio gli edifici alti, assumono specifico rilievo le modalità e la successione di applicazione dei carichi, anche in considerazione del processo costruttivo. L'evoluzione conseguente e progressiva dello stato di sollecitazione e deformazione deve essere opportunamente valutato.

Tra tutte le costruzioni, per gli edifici è particolarmente stringente il requisito della robustezza, essendo tale categoria di strutture soggette ad essere occupate da un alto numero di persone ed essendo sede delle più disparate attività, svolte frequentemente in modo non organizzato e non controllato.

Per tale scopo, gli edifici devono essere progettati in modo che il sistema strutturale principale possa sopportare danneggiamenti locali senza subire un collasso totale; gli edifici devono avere un degrado delle prestazioni di resistenza proporzionale alla causa che lo ha provocato.

Questo requisito deve essere raggiunto essenzialmente attraverso un'organizzazione degli elementi strutturali che mantenga resistenza e stabilità allo schema principale attraverso un trasferimento dell'azione da qualunque regione strutturale danneggiata a quelle vicine: ciò può essere raggiunto fornendo sufficiente continuità, iperstaticità, duttilità alle parti che compongono l'edificio. In questo modo, si dovrà anche evitare la diffusione del danneggiamento da una regione limitata della struttura ad una parte significativa o addirittura a tutto organismo strutturale, secondo la cosiddetta modalità di collasso progressivo. Tale modalità di collasso, ed in generale la propagazione del danno, sarà raggiunto anche attraverso opportuna compartimentazione dell'organismo strutturale.

In fase di progetto, la robustezza dell'opera deve essere saggiata imponendo, singolarmente, le seguenti cause:

- a) carichi nominali, arbitrari ma significativi per lo scenario considerato, al fine di saggiare il comportamento complessivo: è necessario considerare comunque disposta secondo una direzione orizzontale, una frazione dei carichi agenti in direzione verticale; tale frazione, se non altrimenti dichiarato dal Progettista, è assunta pari all'1% per costruzioni con altezza inferiore a 100 metri; allo 0.1% per altezza oltre 200 metri; a percentuale interpolata per altezze intermedie;
- b) assenza di elementi strutturali, per valutare le conseguenze della loro perdita a prescindere dalla causa, al fine di individuare quelli critici.

Queste valutazioni, possono evidenziare anche errori nella concezione dello schema strutturale.

Per assicurare una resistenza locale minima agli elementi di superficie comunque disposti (orizzontamenti quali solai, pareti verticali esterne o interne, coperture piane o inclinate, ...) della struttura, il Progettista dovrà sviluppare una verifica separata con un carico localizzato che, se non altrimenti stabilito, sarà pari a 2 kN su un'impronta quadrata di 0,05 m di lato.

Analisi specifiche devono essere dirette a valutare cambiamenti dimensionali dei componenti strutturali e della struttura nel suo complesso, in particolare per azioni legate alle variazioni di temperatura (3.4). Questo al fine di:

- a) dimensionare i giunti fra le differenti parti della costruzione;
- b) evitare alterazioni geometriche irreversibili;
- c) evitare danneggiamenti, quali fessurazione;
- d) evitare l'insorgere di stati di coazione non preventivati;
- e) garantire la durabilità dell'opera.

6.1.2. 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 6.1.I.

Tabella 6.1.I - *Pesi per unità di volume dei principali materiali strutturali*

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME	
Conglomerati cementizi e malte		
Conglomerato cementizio ordinario	24,0	kN/m ³
Conglomerato cementizio armato (e/o precompresso)	25,0	"
Conglomerati "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0	"
Conglomerati "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		
Acciaio	78,5	"
Ghisa	72,5	"
Alluminio	27,0	"
Rocce		
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		
Abete; Acero; Castagno	6,0	"
Mogano; Olmo; Pino	6,0	"
Quercia; Noce	8,0	"
Sostanze varie		
Carta	10,0	"
Vetro	25,0	"

6.1.3. 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 valutare le effettive distribuzioni.

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

6.1.3.1. Elementi divisorii interni

Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio di elementi divisorii mobili interni potrà essere ragguagliato ad un carico uniformemente distribuito q_k che deve essere sommato ai sovraccarichi variabili ricavati dalla tabella 6.1.II, purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito q_k ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza Q_k delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisorii mobili con $Q_k \leq 1.00 \text{ kN/m}$: $q_k = 0.50 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisorii mobili con $1.00 < Q_k \leq 2.00 \text{ kN/m}$: $q_k = 0.80 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisorii mobili con $2.00 < Q_k \leq 3.00 \text{ kN/m}$: $q_k = 1.20 \text{ kN/m}^2$.

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

6.1.4. 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 uniformemente distribuiti (q_k) [kN/m^2],
- carichi lineari (H_k) [kN/m]
- carichi 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 6.1.II.

I sovraccarichi verticali concentrati Q_k formano oggetto di verifiche locali distinte e non vanno sovrapposti ai corrispondenti 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 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 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.

Tabella 6.1.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]
1	Ambienti non suscettibili di affollamento (locali abitazione e relativi servizi, alberghi, uffici non aperti al pubblico) e relativi terrazzi e coperture a livello praticabili.	2,00	2,00	1,00
2	Ambienti suscettibili di affollamento (ristoranti, caffè, banche, ospedali, uffici aperti al pubblico) e relativi terrazzi e coperture a livello praticabili.	3,00	2,00	1,00
3	Ambienti suscettibili di grande affollamento (sale convegni, cinema, teatri, chiese, negozi, tribune con posti fissi) e relativi terrazzi e coperture a livello praticabili.	4,00	4,00	2,00
4	Sale da ballo, palestre, tribune libere, aree di vendita con esposizione diffusa (mercati, grandi magazzini, librerie, ecc.) e relativi terrazzi e coperture a livello praticabili.	5,00	5,00	2,00
5	Balconi, ballatoi e scale comuni (e' necessario valutare situazioni specifiche).	4,00	3,00	2,00
6	Sottotetti accessibili (per sola manutenzione).	1,00	2,00	1,00
7	Coperture non accessibili.	1,00	2,00	1,00
	Coperture speciali (impianti, eliporti, altri): da valutarsi caso per caso.	-	-	-
8	Rimesse e parcheggi per autovetture di peso a pieno carico fino a 30 kN.	2,50	2 x 10,00	1,00
	Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	-	-	-
9	Archivi, biblioteche, magazzini, depositi, laboratori, officine e simili: da valutarsi caso per caso ma comunque:	≥ 6,00	6,00	1,00

Il Progettista ha l'onere di valutare criticamente la eventuale necessità di incrementare l'intensità dei carichi, in ragione della particolare destinazione d'uso, della tipologia e delle dimensioni della struttura.

Per gli edifici scolastici le intensità dei sovraccarichi vanno assunte in funzione della destinazione d'uso dei relativi ambienti e del loro prevedibile grado di affollamento, tenendo presenti altresì le disposizioni delle specifiche normative tecniche per la tipologia edilizia in oggetto.

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.

6.1.4.1. Sovraccarichi variabili orizzontali

I sovraccarichi variabili orizzontali (lineari) indicati nella tabella 6.1.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.

È necessario evitare l'impiego di manufatti non idonei o non adeguatamente vincolati, che per azioni statiche e/o impulsive dovute al normale esercizio possano provocare lesioni o caduta parziale del manufatto stesso.

6.1.4.2. Riduzione dei sovraccarichi

I carichi effettivamente presenti su un'opera, seppure della stessa natura, hanno in genere intensità differenti in funzione della grandezza dell'area su cui agiscono: ad un'area di applicazione più grande, corrisponde usualmente una intensità minore, e viceversa. Fermo restando il fatto che la struttura deve essere in grado di diffondere in maniera idonea concentrazioni locali di carico, in base ad analisi probabilistiche documentate, il Progettista potrà adottare responsabilmente una adeguata riduzione dei relativi sovraccarichi per la verifica di elementi strutturali: tale riduzione dovrà essere esplicitamente dichiarata e giustificata nella Relazione di calcolo dell'opera.

Quando si verifichino 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 6.1.II, in funzione della estensione della superficie caricata complessiva di spettanza dell'elemento verificato.

6.2. OPERE STRADALI

6.2.1. OGGETTO

Le norme contengono i criteri generali e le indicazioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali.

Oggetto di queste norme sono le strutture che sostengono la piattaforma stradale e trasferiscono i carichi da questa al terreno di sedime.

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, etc.

Le presenti norme, per quanto applicabili, riguardano anche i ponti mobili.

6.2.2. PRESCRIZIONI GENERALI

6.2.2.1 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 funzione dei carichi agenti e delle funzioni portanti da assolvere vanno precisati i criteri che hanno portato a concepire la struttura nelle forme e con le scelte tipologiche contenute nel progetto.

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.

6.2.2.2. Geometria della sede stradale

6.2.2.2.1. 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.

6.2.2.3. 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.

6.2.2.4. 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, che tengano conto della complessità della situazione ambientale e della estensione delle opere.

Il modello geologico e la caratterizzazione geotecnica deve essere esteso 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 che della struttura nel suo assieme.

La stabilità e la durabilità delle fondazioni devono essere valutate tenendo conto anche delle possibili azioni negative conseguenti ad azioni chimico fisiche, fenomeni di erosione e fenomeni di scalzamento.

6.2.2.5. 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 sul quale va valutata la massima intensità dell'azione è assunto pari 200 anni.

6.2.3. 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
- azioni di vento e neve
- le azioni accidentali
- le azioni sismiche

La viscosità deve essere considerata associata a quelle azioni per le quali dà effetto.

6.2.3.1. 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.).

6.2.3.2. Distorsioni

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. Ritiro (ε_2), variazioni termiche (ε_3), e viscosità (ε_4).
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 del presente Testo Unico.
3. Cedimenti vincolari: ε_5
Dovranno considerarsi gli effetti di cedimenti vincolari quando, sulla base delle indagini e delle valutazioni geotecniche, questi risultino significativi per le strutture.

6.2.3.3. Azioni Variabili da Traffico

6.2.3.3.1 PREMESSA

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico convenzionali rappresentati in Fig.6.2 e disposti su corsie convenzionali.

6.2.3.3.2 DEFINIZIONE DELLE CORSIE CONVENZIONALI

Le larghezze w_i 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.6.2.1 e Tab.6.2.I).

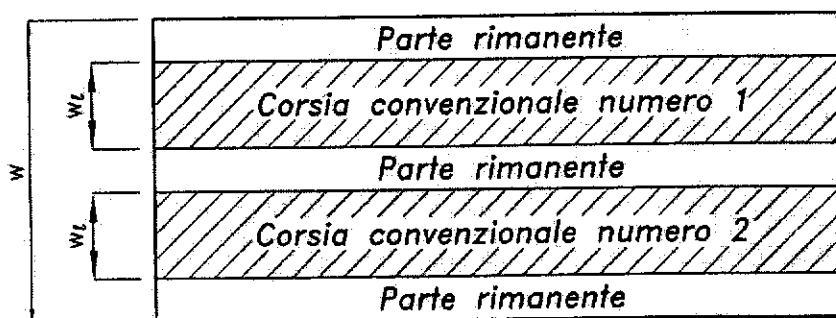


Figura 6.2.1 – Esempio di numerazione delle corsie

Tabella 6.2.1 - Numero e Larghezza delle corsie

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5.40$ m	$n_c = 1$	3.00 m	$(w - 3.00)$ m
$5.4 \leq w < 6.0$ m	$n_c = 2$	$w/2$	0
$6.0 \text{ m} \leq w$	$n_c = \text{Int}(w/3)$	3.00 m	$w - (3.00 \times n_c)$

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, risente dell'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che risente del successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, etc. 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.

6.2.3.3.3. SCHEMI DI CARICO

Le azioni variabili del traffico sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig.6.2.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per

le verifiche globali, sia per le verifiche locali. Ai fini delle verifiche locali l'intensità dei carichi va ridotta al 90%.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico come mostrato in Fig.6.2.2. Questo schema va considerato autonomamente ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia significativo si considererà il peso di una singola ruota di 180 kN.

Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 100kN con impronta quadrata di lato 0.30m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10kN con impronta quadrata di lato 0.70m. 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 4.0 kN/m².

Schemi di Carico 6.a, b: Per opere singole di luce maggiore a 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si farà riferimento ai seguenti carichi $q_{6,a}$ e $q_{6,b}$:

$$q_{6,a} = 211.33 \left(\frac{1}{L} \right)^{0.3265} \text{ [kN/m]}; \quad q_{6,b} = 80.48 \left(\frac{1}{L} \right)^{0.3430} \text{ [kN/m]}$$

6.2.3.3.4. CATEGORIE STRADALI

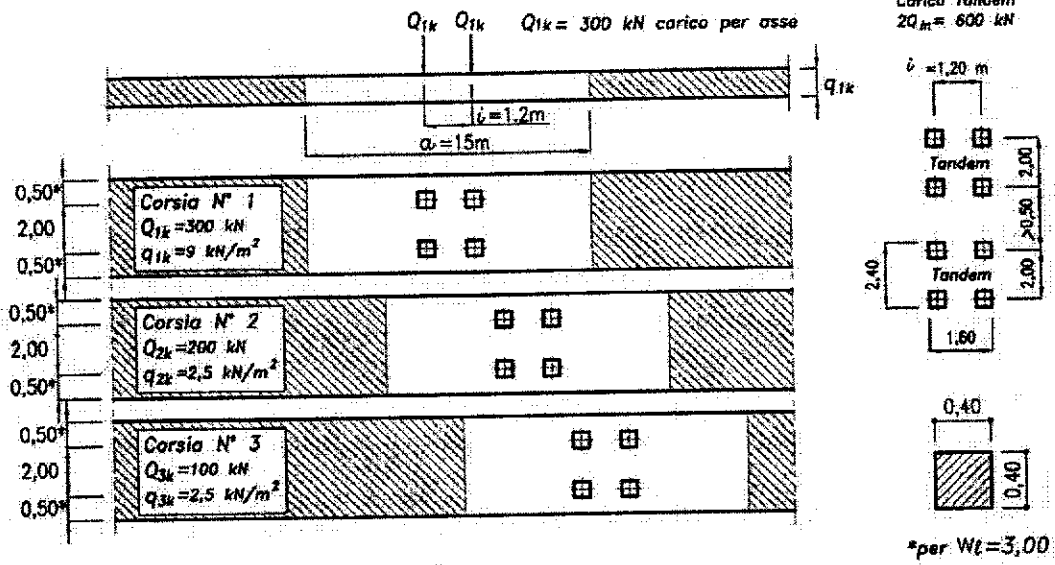
Sulla base dei carichi mobili ammessi al transito, i ponti stradali si suddividono nelle tre seguenti categorie:

- 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).

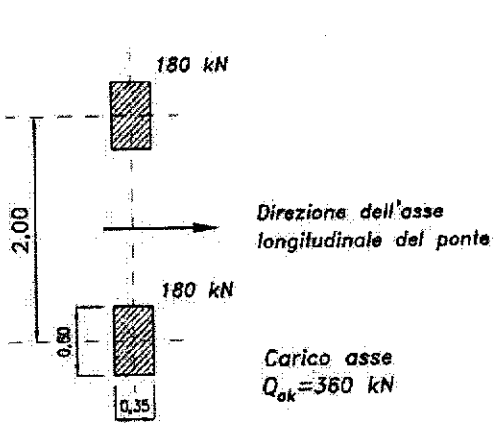
Sul manufatto dovrà essere applicato un contrassegno permanente, chiaramente visibile, indicante la categoria e l'anno di costruzione del ponte.

L'accesso ai ponti 3^o Categoria di carichi diversi da quelli di progetto, deve essere materialmente impedito.

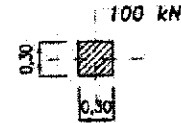
Il transito di carichi eccezionali, il cui peso, sia totale che per asse, ecceda quelli previsti per la relativa categoria di progettazione, dovrà essere autorizzato dall'Ente proprietario della strada, secondo le vigenti norme sulla disciplina della circolazione stradale.



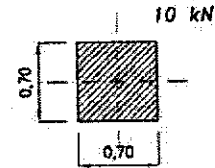
Schema di carico 1 Dimensioni in [m]



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 6.2.2 - Schemi di Carico 1-5 Dimensioni in [m]

6.2.3.3.5. 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° e 2° 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 1ª Categoria si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (Tab.6.2.II):

Tabella 6.2.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 2ª Categoria si devono considerare sulla Corsia N.1 un Carico asse $Q_{ik} = 225$ kN ed un carico distribuito $q_{ik} = 6.75$ [kN/m²]. Sulle altre corsie vanno applicati i carichi associati ai ponti di 1ª Categoria.

Per i ponti di 3ª Categoria si considera il carico associato allo Schema 5 (folla compatta) applicato con la disposizione più gravosa per le singole verifiche.

Per opere singole di luce maggiore a 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si adotterà uno schema di carico $q_{6,a}$, affiancato nelle altre corsie da uno o più schemi di carico $q_{6,b}$. I carichi andranno disposti nelle direzioni longitudinale e trasversale in modo da indurre le massime sollecitazioni e deformazioni.

6.2.3.3.6 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 una diffusione a 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante (Fig.6.2.3.a). Nel caso di piastra ortotropa la diffusione va considerata fino al piano medio della piastra superiore (Fig.6.2.3.b).

Calcolo delle strutture secondarie di impalcato

Ai fini del calcolo delle strutture secondarie dell'impalcato (solette, marciapiedi, traversi, 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.

Per i marciapiedi non protetti da sicurvìa si considera il carico associato allo Schema 3.

Per i marciapiedi protetti da sicurvìa 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.

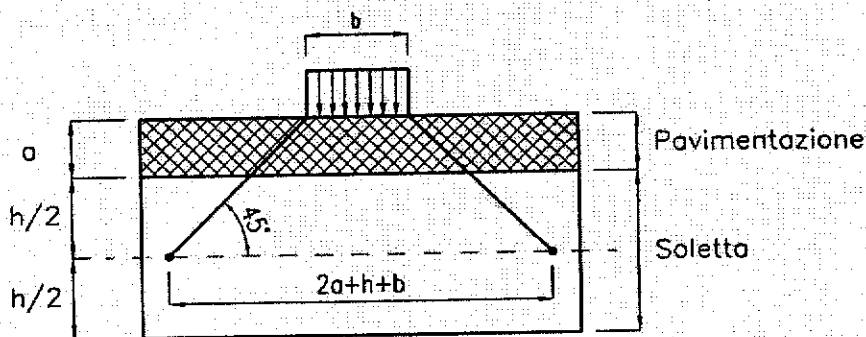


Figura 6.2.3a – Diffusione dei carichi concentrati attraverso la pavimentazione e le solette

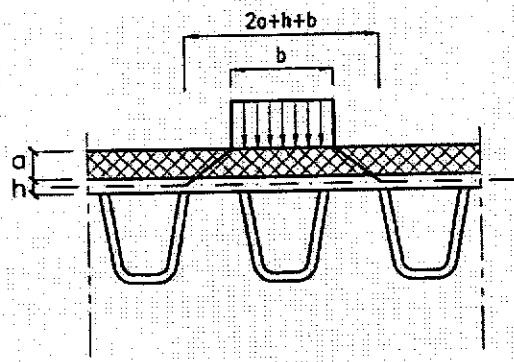


Figura 6.2.3b – Diffusione dei carichi concentrati attraverso la pavimentazione e gli impalcati a piastra ortotropa

6.2.3.4. Incremento Dinamico dei Carichi Mobili dovuto ad Azioni Dinamiche: q_2

L'entità dei carichi mobili deve essere maggiorata per tener conto degli effetti dinamici. In mancanza di analisi specifiche che prendano in conto le caratteristiche dinamiche della struttura, nonché la velocità di progetto della strada, le caratteristiche delle sospensioni dei carichi e la rugosità del manto stradale, l'incremento q_2 è fornito da $q_2 = (\varnothing - 1) q_1$ ove \varnothing , coefficiente dinamico, ha la seguente espressione:

- per luci $L \leq 10\text{m}$ $\varnothing = 1,4$
- per luci $10 \leq L \leq 70\text{m}$ $\varnothing = 1,4 - (L - 10) : 150$
- per luci $70 \leq L$ $\varnothing = 1,0$

dove per L si deve assumere:

- per le travi in semplice appoggio è la luce di calcolo;
- per le travi continue è la luce di calcolo della campata su cui è applicato il carico più gravoso;
- per i ponti con tratti di impalcato a mensola è la luce della mensola, aumentata della luce della eventuale trave in semplice appoggio sostenuta dalla mensola stessa;
- per gli elementi secondari d'impalcato, la loro luce di calcolo.

In prossimità di interruzioni della continuità strutturale della soletta, in mancanza di analisi specifiche che valutino gli effetti dovuti all'urto, le caratteristiche di sollecitazione determinate con le analisi statiche vanno amplificate del coefficiente 3. La zona di soletta interessata da questa maggiorazione deve avere sviluppo longitudinale pari a metà della luce di calcolo o pari alla lunghezza dello sbalzo.

6.2.3.5. Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: q_3

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 si assume agente nella direzione dell'asse della carreggiata ed al livello della sua superficie finita. L'intensità di tale forza è pari ad 1/10 della colonna di carico più pesante per ciascuna carreggiata e non deve risultare inferiore al 20% (per i ponti di 1° Categoria) o al 15% (per i ponti di 2° Categoria) del totale carico Q_{ik} che può interessare la struttura.

Qualora la carreggiata contenga più di 4 corsie i predetti valori vanno raddoppiati.

6.2.3.6. 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 6.2.III):

Tabella 6.2.III - Valori caratteristici delle forze centrifughe

Raggio di curvatura [m]	Intensità q_4 [kN/m]
$R < 60$	5.00
$60 \leq R \leq 1500$	$300/R$
$1500 \leq R$	0.00

6.2.3.7. 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 transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3m 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 anomali 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.

6.2.3.8. 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 sovraccarichi permanenti. Il Committente ed il Progettista, di concerto, potranno definire, in relazione all'importanza dell'opera, una opportuna massa corrispondente al carico variabile.

6.2.3.9 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.

6.2.3.10 Azioni sui parapetti. Urto di veicolo in svio: q_8

L'altezza dei parapetti non potrà essere inferiore ad un metro. I parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1.3 kN/m applicata al corrimano.

I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati per un'azione orizzontale trasversale non inferiore a 100 kN, 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 $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0,10\text{m})$, $h_2 = 1,00\text{m}$.

6.2.3.11 Altre azioni variabili (azioni idrauliche, urto di un veicolo, di 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 6.2.2.5 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. 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 e di intensità pari a 1000 kN, se agente nella direzione di marcia del veicolo, o a 500 kN in direzione perpendicolare. L'area di impatto ha larghezza b pari alla minore delle dimensioni b_1 e b_2 , con $b_1 = \text{larghezza della membratura}$ e $b_2 = 1,50\text{ m}$ 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.

6.2.3.12. Combinazioni di Carico

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza secondo in conformità a quanto prescritto al Cap. 2.

Di regola, salvo casi particolari adeguatamente motivati, saranno prese in conto le combinazioni di cui alla Tabella 6.2.IV.

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.

Tabella 6.2.IV - Combinazioni e coefficienti moltiplicativi delle singole azioni per i diversi tipi di verifiche.

		g_1	g_2	g_3	ϵ_1	ϵ_2	ϵ_3	ϵ_4	q_1	q_2	q_3	q_4	q_5	q_6	q_7	q_8	q_9
Verifiche Tensionali	TI	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	1	0	1
	TII	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0,6 (**)	0	1	1	1
	THI	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0,2	0	1	1	1
	TIV	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0,2	0	1	1	1
	TV	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0
Stati limite di esercizio fessurazione (*)	QP	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0,4	0	0	0	0
	FR	1	1	1	1	1	1	1	ψ	ψ	0	0	0	0	0	0	0
Stati limite ultimi	UI	1,4	1,4	1,4	1,2 (0,85)	1,2 (0)	1,2 (0)	1,2 (0)	0	0	0	0	1,5	1,5	1,5	(***)	
	UII	1,4	1,4	1,4	1,2 (0,85)	1,2 (0)	1,2 (0)	1,2 (0)	1,5	1,5	0	0	0,9	1,5	1,5		
	UIII	1,4	1,4	1,4	1,2 (0,85)	1,2 (0)	1,2 (0)	1,2 (0)	1,5	1,5	1,5	0	0,3	1,5	1,5		
	UIV	1,4	1,4	1,4	1,2 (0,85)	1,2 (0)	1,2 (0)	1,2 (0)	1,5	1,5	0	1,5	0,3	1,5	1,5		

Note:

QP = combinazione di azioni quasi permanente. FR = combinazione di azioni frequente.

(*) Per ulteriori stati limite di esercizio valgono T I, T II, T III, T IV.

(**) 0,4 per le verifiche agli stati limite di esercizio.

(***) da valutare caso per caso.

Per le azioni g_i ed ϵ_i si assumono, quando più sfavorevoli, i valori indicati tra parentesi.

Il coefficiente ψ vale:

- per solette, traversi e strutture principali di luce inferiore a 10m: $\Psi = 0,70$
- per strutture principali con luce di calcolo L compresa fra 10 e 100 metri: $\Psi = 0,50$
- per luci superiori a 100m: $\Psi = 0,25$

6.2.4. VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza sulle varie parti dell'opera devono essere effettuate sulla base dei criteri definiti dal presente Testo Unico.

In particolare devono essere effettuate le verifiche allo stato limite ultimo ed agli stati limite di servizio riguardanti gli stati di fatica, 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 del Testo Unico e sono riassunte in Tabella 6.2.IV.

6.2.4.1 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.

6.2.4.2 Stati Limite di Servizio

Per gli Stati Limite di Servizio 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 (p.e. uno spostamento o una accelerazione) determinato sulla base delle combinazioni di carico.

6.2.4.2.1. Verifiche allo stato limite di fatica

Al fine di limitare il danneggiamento delle strutture causato dall'azione ripetuta dei carichi variabili, per le combinazioni di carico che risultino determinanti tra quelle prima indicate, vanno eseguite idonee verifiche a fatica.

Particolare attenzione va rivolta alle strutture secondarie di impalcato, ai dispositivi di vincolo ed alle strutture sensibili alle vibrazioni ed ai fenomeni di eccitazione dinamica, quali quelli indotti dal vento.

In mancanza di dati più precisi, derivanti da una approfondita analisi della distribuzione statistica dei carichi, in relazione al previsto periodo di esercizio dell'opera, le verifiche devono essere effettuate per i carichi ed il numero di ripetizioni qui di seguito indicati:

- a) strutture principali: 2×10^6 cicli di carico, considerando un carico mobile con esclusione del coefficiente dinamico per il carico distribuito $q_{i,k}$;
 - strutture secondarie d'impalcato (solette, traversi etc.): 2×10^6 cicli di carico considerando l'intero carico Q_{1k} .

Per tali verifiche si farà riferimento ai metodi seguenti:

Metodi di Classe I che prevedono o di limitare le tensioni massime a valori inferiori a prefissati valori di soglia o, valutato il numero di ripetizioni di carico attese durante la vita di servizio, di limitare le azioni a valori ritenuti non tali da causare rotture per fatica.

Metodi di Classe 2 che prevedono di limitare le tensioni da danno equivalente, entro limiti consentiti o ritenuti accettabili.

Indicativamente, per i ponti in acciaio si può fare riferimento ad entrambi i metodi, mentre per le strutture in calcestruzzo si farà riferimento ai Metodi di Classe 1 per la verifica delle tensioni nel calcestruzzo in compressione o di elementi privi di specifica armatura a taglio. In tali casi la limitazione delle tensioni farà riferimento a combinazioni di carico frequenti. Per la verifica delle armature normali o di precompressione si adotteranno i Metodi di Classe 2.

6.2.4.2.2 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 rispettivamente a 0,3 e 0,4 mm.

Per le strutture in cemento armato precompresso, in considerazione della maggior sensibilità degli acciai alla corrosione, nelle combinazioni di carico quasi permanenti non si deve verificare decompressione in alcuna sezione. Per combinazioni di carico frequenti l'apertura delle fessure deve risultare inferiore a 0,2 mm in ambiente aggressivo ed a 0,3 mm in ambiente normale.

6.2.4.2.3 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.

6.2.4.3 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.

6.2.4.4 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.

6.2.5. STRUTTURE PORTANTI

6.2.5.1 Impalcato

6.2.5.1.1 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.

6.2.5.1.2 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.

6.2.5.2 Pile

6.2.5.2.1 SPESSORI MINIMI

Vale quanto già indicato al comma precedente per le strutture dell'impalcato.

6.2.5.2.2 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.

6.2.6. 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.

6.2.6.1 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.

6.2.6.2 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.

6.2.6.3 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 sconessioni tra gli elementi componenti il dispositivo di vincolo
- ad evitare la fuoriuscita dei vincoli dalle loro sedi.

6.2.7. 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.

6.2.7.1 Impermeabilizzazione

Le opere di impermeabilizzazione devono essere tali da evitare che infiltrazioni d'acqua possano arrecare danno alle strutture portanti.

6.2.7.2 Pavimentazioni

La pavimentazione stradale deve essere tale sottrarre all'usura ed alla diretta azione del traffico l'estradosso del ponte e gli strati di impermeabilizzazione che proteggono le strutture portanti.

6.2.7.3 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 modali-

tà 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.

6.2.7.4 Smaltimento delle acque piovane

Lo smaltimento delle acque piovane 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.

6.2.7.5 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, etc.) 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 consentire le operazioni di sollevamento e di vincolamento provvisorio.

6.2.8. NORME DI ESECUZIONE E COLLAUDO

6.2.8.1 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 e di Capitolato.

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.

6.2.8.2 Collaudo statico

I ponti non possono essere posti in esercizio prima dell'esecuzione del collaudo statico di cui all'art. 7 della Legge n. 1086 del 5 novembre 1971.

Per il collaudo statico l'impalcato del ponte deve essere soggetto al massimo carico di progetto, comprensivo dell'effetto dinamico, e disposto nelle condizioni più sfavorevoli al fine di produrre il massimo cimento statico previsto in progetto. Dovrà essere controllato che le deformazioni sotto i carichi di prova, in termini di abbassamenti, rotazioni ecc, siano comparabili con quelle previste in progetto e le eventuali deformazioni residue non risultino superiori al 10% di quelle massime, ovvero successive prove di carico dimostrino che la deformazione residua tenda a diminuire, fino rientrare nella soglia del 10%.

Per i ponti a campata multipla, ogni campata deve essere sottoposta ai carichi massimi di progetto di cui al paragrafo precedente, e per ogni campata ogni 5, bisogna procedere alla collaudabilità statica di cui al paragrafo precedente.

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.

Le operazioni di collaudo dovranno svolgersi in conformità alle prescrizioni di cui al Capitolo 8.

1950

6.3. OPERE FERROVIARIE

Le presenti norme si applicano alle opere sottobinario per quanto attiene ai requisiti di resistenza, funzionalità, durabilità e robustezza ed a quelli relativi alla loro esecuzione.

Relativamente alle nuove opere su linee esistenti il Gestore dell'Infrastruttura definirà i parametri indicati al Paragrafo 2.5 del presente Testo Unico (vita utile, periodo di ritorno da considerare per fenomeni naturali, ecc.) definendo altresì l'ammissibilità o meno del criterio di verifica alle tensioni in funzione della specificità dell'opera da realizzare e dei materiali impiegati.

6.3.1. PONTI FERROVIARI

Le norme si applicano per la progettazione, esecuzione e collaudo dei nuovi ponti ferroviari, nonché a quelli esistenti interessati da consolidamento, restauro statico, adeguamento e ristrutturazione.

6.3.1.1 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.

Sono consentite tipologie strutturali di tipo a travata (semplicemente appoggiata o continua) o ad arco. Non sono ammesse strutture con seggiole "Gerber". Per l'adozione di tipologie particolari è necessaria una specifica approvazione da parte del Gestore dell'Infrastruttura. Gli impalcati continui dovranno essere progettati con un rapporto tra le luci tale che, nella condizione di carico più sfavorevole, il rapporto tra la reazione positiva dovuta ai carichi permanenti e quella negativa dovuta alle azioni variabili non deve essere inferiore a 1.2; e, comunque, in detta condizione la minima reazione totale dell'impalcato non deve essere inferiore a 250 kN.

Le fondazioni delle pile e delle spalle di ponti e di viadotti che attraversano corsi d'acqua dovranno essere dimensionate tenendo conto della possibile erosione al piede.

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, etc.). In particolare, qualora si adottino appoggi in acciaio-teflon, questi devono essere posizionati su appositi baggioli tali per cui lo spessore completo dell'appoggio più il baggiolo deve risultare non inferiore a 40 cm.

Per le gallerie artificiali aventi una lunghezza maggiore o uguale a 100 m occorre condurre le verifiche di resistenza al fuoco degli elementi strutturali, considerando una caratteristica di resistenza al fuoco degli elementi $R \geq 90$ lungo linea ed $R \geq 120$ in corrispondenza di fermate e stazioni.

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 e degli apparecchi di appoggio.

In presenza di viadotti, al fine di limitare la lunghezza dei percorsi di ispezione ed i relativi costi, è da prevedersi una scala di discesa dall'impalcato ai pulvini delle pile ogni tre campate del viadotto stesso e comunque ad una distanza non superiore a 100 metri l'una dall'altra, quando trattasi di impalcati a cassone che possono essere percorsi al loro interno, oppure una in corrispondenza di ogni pila quando si tratta di impalcati a travi o a cassone continuo. La scala di discesa ai pulvini deve essere completamente esterna alla soletta. Sempre al fine di rendere le strutture più facilmente ispezionabili, l'altezza libera corrente all'interno di sezioni chiuse deve risultare non minore di 1.80 m. Qualora si adottino soluzioni strutturali a due cassoncini per via di corsa sono ammesse, previo approvazione del Gestore dell'Infrastruttura, altezze interne inferiori al limite suddetto fino ad un minimo di 1.60 m, a condizione che la lunghezza totale del viadotto non sia superiore a 600 m e che vi siano discese dall'impalcato al pulvino disposte una ogni due pile. Ove si adottino impalcati a singolo cassone per via di corsa o a monocasone per due o più binari, sono ammesse, previo approvazione del Gestore dell'Infrastruttura, altezze interne inferiori a 1.80 m fino ad un minimo di 1.60 m, a condizione che vi siano discese dall'impalcato al pulvino disposte una ogni due pile. In presenza di viadotti lunghi più di 1000 m, è necessario prevedere l'accesso ai pulvini anche direttamente da terra mediante scale di sicurezza esterne alla pila, dotate di un dispositivo anti-intrusione il cui tipo dovrà essere preventivamente approvato dal Gestore dell'Infrastruttura. Tali scale devono essere disposte in maniera da garantire un accesso al viadotto al più ogni 500 m.

In tutti gli impalcati a sezione chiusa dovranno essere previsti fori od aperture atte ad evacuare le acque che per cause accidentali possono infiltrarsi all'interno della struttura.

Tutte le pile a sezione cava devono essere in generale chiuse; qualora, per particolari esigenze, se ne deve prevedere l'ispezionabilità, occorre realizzare sul pulvino un passo d'uomo provvisto di adeguata chiusura di sicurezza; in ogni caso, devono essere previsti fori di aerazione opportunamente protetti con griglie anti intrusione.

Per i ponti di maggiore importanza e/o situati in zone impervie o difficilmente accessibili, nonché per le travate metalliche di maggior lunghezza, al fine di agevolare le operazioni di controllo o di riparazione sia dell'impalcato che delle briglie superiori, sono da prevedere carrelli di ispezione lasciati in situ o almeno vie di corsa per i carrelli da montare all'atto delle visite.

Il Gestore dell'Infrastruttura si doterà di sistemi di BMS (bridge management system) per la standardizzazione delle procedure di ispezione e valutazione dello stato di conservazione dei ponti al fine di mantenere il loro livello di sicurezza ai valori più elevati possibili.

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.

È vietata 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, 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 sul quale va valutata la massima intensità dell'azione è assunto pari a 200 anni, che sarà utilizzato anche per la determinazione del franco idraulico.

6.3.1.2 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.

6.3.1.2.1. 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 sovralzato, 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 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. Salvo più accurate determinazioni, si potranno considerare pannelli fonoassorbenti del peso a metro quadro pari a 2.5 kN/m^2 e dell'altezza pari a 4.0 m dal piano della soletta.

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.

6.3.1.2.2 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.) secondo le indicazioni di dettaglio definite dal Gestore dell'Infrastruttura.

Sono considerate tre tipologie di carico i cui valori caratteristici sono definiti nel seguito⁽¹⁾:

TRENO DI CARICO LM 71

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale come mostrato nella Fig. 6.3.1 e risulta costituito da:

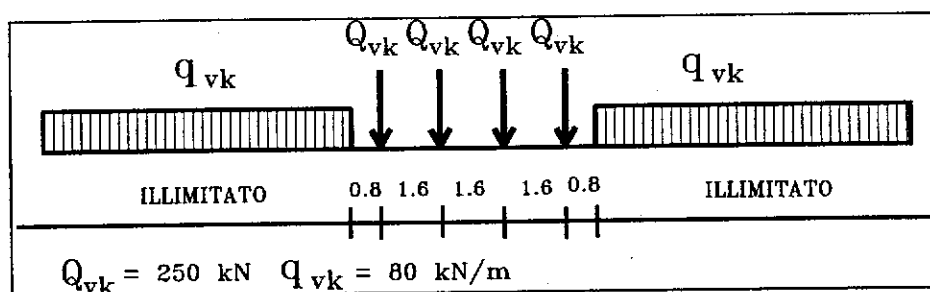


Fig. 6.3.1 - Treno di carico LM 71.

- 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:

⁽¹⁾ 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. 6.3.1 e Fig 6.3.2.

$$Q_{V2}/Q_{V1}=1.25$$

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.

TRENO DI CARICO SW

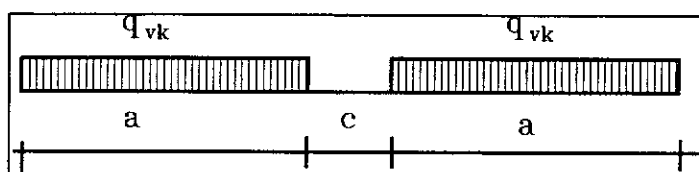


Fig. 6.3.2 - Treno di carico SW

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

L'articolazione del carico è mostrata in Fig. 6.3.2 e, per tale modello di carico, sono considerati due distinte configurazioni denominate SW/0 ed SW/2; le caratterizzazioni di entrambe queste configurazioni sono indicate in Tab. 6.3.I.

Tab. 6.3.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

Per casi particolari e, comunque, limitatamente a travi semplicemente appoggiate, possono adottarsi i carichi equivalenti flettenti (P_f) e taglianti (P_t), relativi ai treni di carico di cui in precedenza, assumendo:

- come diagramma dei momenti flettenti, dovuti al sovraccarico P_f direttamente applicato, la figura formata da due semiparabole ad asse verticale, simmetricamente disposte rispetto alla mezzzeria, di ordinata massima pari a $M = 1/8 P_f L^2$ e riunite da una orizzontale tangente ad entrambi i vertici e di lunghezza $Z = (1 - \frac{P_t}{P_f})L$;
- come diagramma dei massimi sforzi di taglio, quello prodotto dal sovraccarico uniformemente ripartito P_t corrispondente ad una luce uguale alla lunghezza del binario da sovraccaricarsi per avere il massimo sforzo nella sezione considerata.

Si precisa, inoltre, che per le travi trasversali non potranno utilizzarsi gli equivalenti flettenti e taglianti di cui in precedenza, ma dovranno valutarsi le massime azioni sulle travi trasversali associate al transito dei treni.

TRENO SCARICO

Per alcune particolari verifiche è utilizzato un particolare treno di carico chiamato "Treno Scarico" rappresentato da un carico uniformemente distribuito pari a 12.5 kN/m.

Ripartizione locale dei carichi

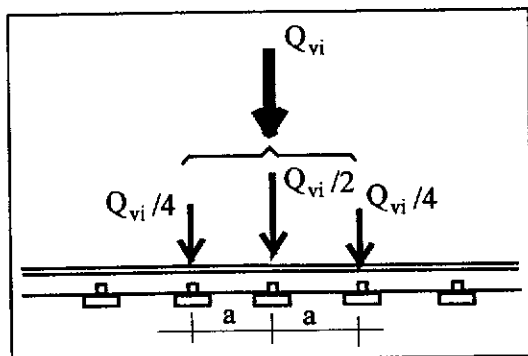


Fig. 6.3.3 - Distribuzione longitudinale dei carichi assiali

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. 6.3.3).

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.

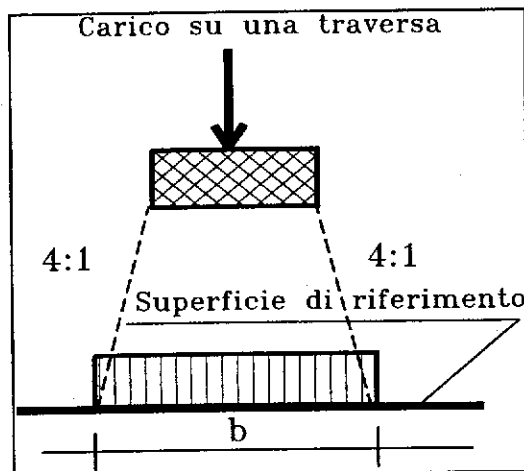


Fig. 6.3.4 - Distribuzione longitudinale dei carichi attraverso il ballast.

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. 6.3.4 ove, per superficie di riferimento è da intendersi la superficie superiore dell'impalcato.

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 rettifilo, le azioni possono distribuirsi trasversalmente secondo lo schema di Fig. 6.3.5.

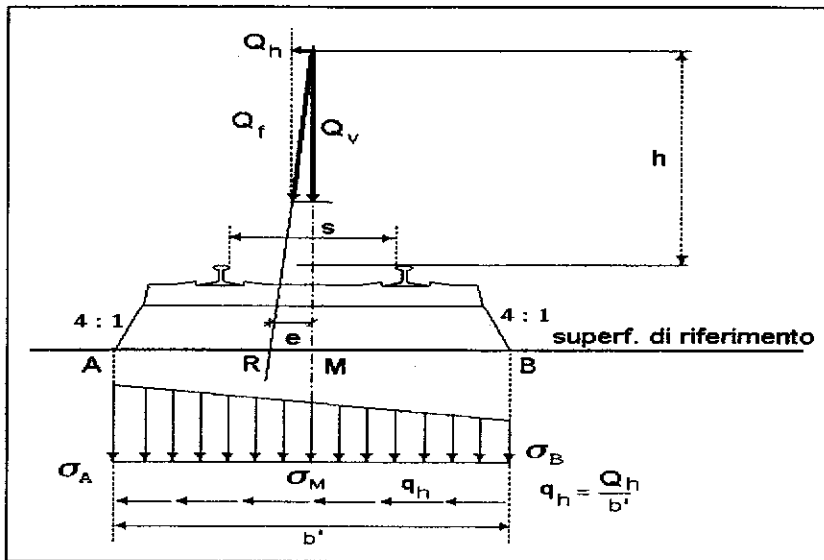


Fig. 6.3.5 - Distribuzione trasversale in rettifilo delle azioni per mezzo delle traverse e del ballast

Per ponti con armamento su ballast in curva, con sovranzo, le azioni possono distribuirsi trasversalmente secondo lo schema di Fig. 6.3.6.

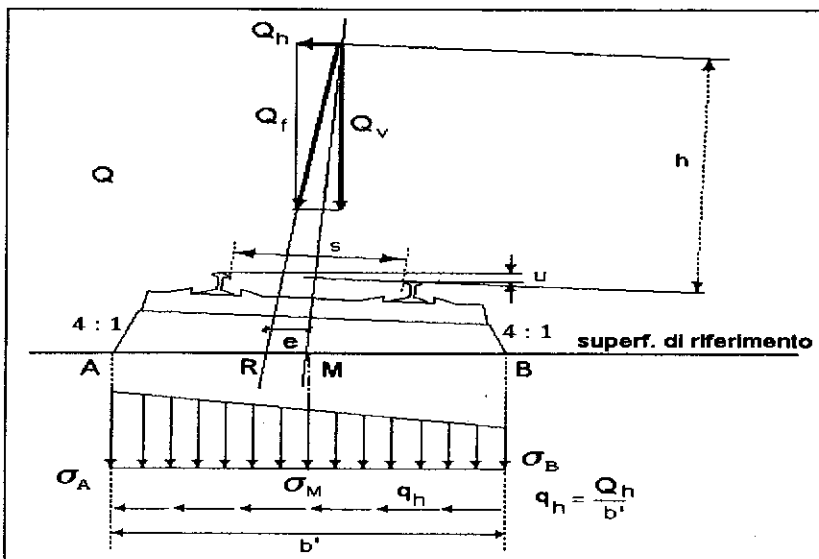


Fig. 6.3.6 - Distribuzione trasversale in curva delle azioni per mezzo delle traverse e del ballast

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 tensioni e le deformazioni determinate sulle strutture del ponte dall'applicazione statica dei treni di carico debbono essere incrementati per tenere conto della natura dinamica del transito dei convogli.

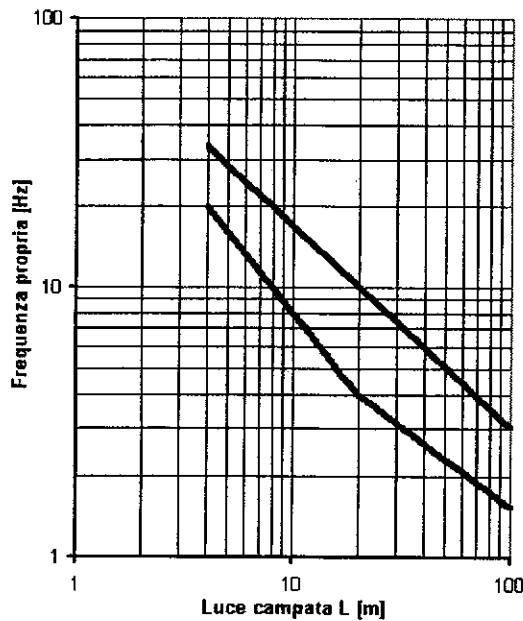
COEFFICIENTI DINAMICI $\Phi_2 - \Phi_3 - \Phi_{reale}$

Campo di applicazione

I coefficienti dinamici Φ tengono conto (solo per le usuali tipologie di ponti ferroviari) delle amplificazioni dinamiche delle sollecitazioni, delle deformazioni e degli effetti delle vibrazioni della struttura, ma non considerano la presenza di condizioni di risonanza, con le conseguenti vibrazioni eccessive degli impalcati.

Pertanto, 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 250 km/h, quando la frequenza propria della struttura ricade all'interno del fuso indicato in Fig. 6.3.7, 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 250 km/h e/o quando la frequenza propria della struttura non ricade all'interno del fuso indicato in Fig. 6.3.7 e comunque per le tipologie non convenzionali (ponti strallati, ponti sospesi, ponti di grande luce, ponti metallici difforni dalle tipologie in uso in ambito ferroviario, etc.) dovrà effettuarsi una analisi di "runnability" secondo le modalità e con i treni "reali" forniti dal Gestore dell'Infrastruttura.



Si riporta di seguito (Fig. 6.3.8) il diagramma di flusso esplicativo delle situazioni in cui è necessario effettuare l'analisi dinamica, dove i simboli hanno i seguenti significati:

V è la velocità massima sul ponte;

L è la luce in metri del ponte;

n_0 è la prima frequenza propria flessionale del ponte in Hz;

n_t è la prima frequenza propria torsionale del ponte in Hz;

$(v/n_0)_{lim}$ è dato in funzione di v_{lim}/n_0 nella sottostante tabella:

Tab. 6.3.II: Massimi valori di $(v/n_0)_{lim}$ per travi semplicemente appoggiate ed $a_{max} < 3.5 \text{ m/sec}^2$

Mass m 10^3 kg/m	≥ 5.0		≥ 7.0		≥ 9.0		≥ 10.0		≥ 13.0		≥ 15.0		≥ 18.0		≥ 20.0		≥ 25.0		≥ 30.0		≥ 40.0		≥ 50.0	
	Span L_e m^2	ζ %	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m
(5.00,7.50)	2		1.71	1.78	1.88	1.88	1.93	1.93	2.13	2.13	3.08	3.08	3.54	3.59										
	4		1.71	1.83	1.93	1.93	2.13	2.24	3.03	3.08	3.38	3.54	4.31	4.31										
(7.50,10.0)	2		1.94	2.08	2.64	2.64	2.77	2.77	3.06	3.06	5.00	5.14	5.20	5.35	5.42									
	4		2.15	2.64	2.77	2.98	4.93	5.00	5.14	5.21	5.35	5.62	6.39	6.53										
(10.0,12.5)	1		2.40	2.50	2.50	2.50	2.71	6.15	6.25	6.36	6.36	6.45	6.45	6.57										
	2		2.50	2.71	2.71	5.83	6.15	6.25	6.36	6.36	6.45	6.45	7.19	7.29										
(12.5,15.0)	1		2.50	2.50	3.58	3.58	5.24	5.24	5.36	5.36	7.86	9.14	9.14	9.14										
	2		3.45	5.12	5.24	5.24	5.36	5.36	7.86	8.22	9.53	9.76	10.36	10.48										
(15.0,17.5)	1		3.00	5.33	5.33	5.33	6.33	6.33	6.50	6.50	10.17	10.33	10.33	10.50	10.67	12.40								
	2		5.33	5.33	6.33	6.33	6.50	6.50	10.17	10.33	10.33	10.50	10.67	12.40										
(17.5,20.0)	1		3.50	6.33	6.33	6.33	6.50	6.50	7.17	7.17	10.67	12.80	12.80	12.80										
	2		5.21	5.21	5.42	7.08	7.50	7.50	13.54	13.54	13.96	14.17	14.38	14.38										
(20.0,25.0)	1		6.25	6.46	6.46	10.21	10.21	10.21	10.63	10.63	12.75	12.75	12.75	12.75										
	2					10.56	18.33	18.33	18.61	18.61	18.89	19.17	19.17	19.17										
≥ 40.0	1					14.73	15.00	15.56	15.56	15.83	18.33	18.33	18.33	18.33										
	2																							

$L \in [a,b]$ indica $a \leq L < b$

Nota 1: La tabella include un fattore di sicurezza di 1.2 sui valori $(v/n_0)_{lim}$ è per accelerazioni, deformazioni e resistenza e di 1.0 sul valore di $(v/n_0)_{lim}$ per la fatica.

Nota 2: La tabella tiene conto del termine $(1+\phi^{0.75})/2$ per le irregolarità di binario.

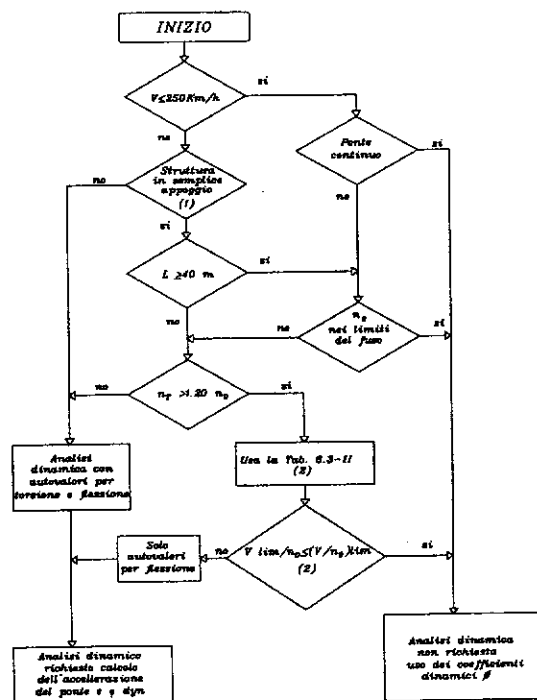


Fig. 6.3.8. - Diagramma di Flusso per determinare quando è richiesta l'analisi dinamica

Effettuate dette analisi dinamiche, in funzione delle diverse velocità di transito V , dovranno riportarsi in grafico le seguenti grandezze:

- 1) Il rapporto $\varphi'_{\text{Reale},f}$ così definito:

$$\varphi'_{\text{Reale},f}(V) = \left| \frac{\delta_{\text{din}}(V)}{\delta_{\text{stat}}} \right|$$

ove: $\delta_{\text{din}}(V)$ e δ_{stat} rappresentano rispettivamente la freccia massima del ponte alla generica velocità V di transito e la freccia massima in condizioni quasi statiche.

- 2) L'accelerazione verticale massima $A_{V\text{max}}$ dell'impalcato alla generica velocità V .

I valori massimi di tali parametri dovranno rispettare i seguenti limiti:

$$\varphi'_{\text{Reale},f} \leq 2,5$$

$$A_{V\text{max}} \leq 3,5 \text{ m/sec}^2 \quad \text{nel campo di frequenze tra 0 e 20 Hz}$$

Il valore massimo dell'incremento dinamico $\varphi'_{\text{Reale},f}$ andrà confrontato con quello ($\varphi_{\text{Reale}} = 1 + \varphi' + \varphi''$) ricavato secondo l'indicazione riportate nel seguito del presente paragrafo (COEFFICIENTI DINAMICI REALI), determinato per la massima velocità di progetto del ponte.

Il massimo valore tra φ_{Reale} e $\varphi'_{\text{Reale},f}$ verrà assunto come incremento dinamico per il treno reale e con tale valore andranno effettuate tutte le verifiche che le presenti istruzioni prevedono.

In Fig. 6.3.7 il "fuso" è caratterizzato da:

un limite superiore pari a:

$$n_0 = 94.76 \cdot L^{-0.748}$$

un limite inferiore pari a:

$$n_0 = 80/L \quad \text{per } 4 \text{ m} \leq L \leq 20 \text{ m}$$

$$n_0 = 23.58 \cdot L^{-0.592} \quad \text{per } 20 \text{ m} \leq L \leq 100 \text{ m}$$

Per travi continue, salvo più precise determinazioni, L è da assumersi pari alla $L\phi$ definita come di seguito.

Per una trave semplicemente appoggiata, sottoposta a flessione, la prima frequenza flessionale può valutarsi con la formula:

$$n_0 = \frac{17.75}{\sqrt{\delta_0}} \quad [\text{Hz}]$$

dove: δ_0 ⁽²⁾ rappresenta la freccia, espressa in mm, valutata in mezzera e dovuta alle azioni permanenti.

La prima frequenza torsionale può invece valutarsi con la seguente formula:

$$n_t = \frac{1}{2} L \times [\sqrt{GxI_p / (m \rho^2)}] \quad [\text{Hz}]$$

dove ρ = raggio giratore d'inerzia della sezione trasversale del ponte

dove I_p = momento d'inerzia polare della sezione trasversale del ponte

COEFFICIENTI DINAMICI Φ

I coefficienti dinamici Φ che incrementano l'intensità dei modelli di carico si assumono pari a:

$$\Phi = \frac{1.44}{\sqrt{L_\phi - 0.2}} + 0.82 \quad \text{con la limitazione } 1.00 \leq \Phi \leq 1.67$$

dove:

$L\phi$ rappresenta la lunghezza "caratteristica" in metri⁽³⁾, pari alla distanza tra gli appoggi per le travi e solette semplicemente appoggiate e da definire per i diversi tipi strutturali e gli elementi strutturali da verificare (solette, pile, appoggi, travi)

Il coefficiente dinamico da impiegarsi nella progettazione deve essere specificato di volta in volta; in mancanza di diverse indicazioni specifiche da parte del Gestore dell'Infrastruttura, si applicherà il coefficiente Φ .

Ove le tensioni 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.

(2) Per ponti in calcestruzzo δ_0 deve calcolarsi impiegando il modulo elastico secante, in accordo con la breve durata del passaggio del treno.

(3) I coefficienti dinamici sono stati stabiliti con riferimento a travi semplicemente appoggiate. La lunghezza $L\phi$ permette di estendere l'uso di questi coefficienti anche ad altre tipologie strutturali.

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 $\beta^{(4)}$, variabile esclusivamente in ragione della luce del ponte, tale da assumere i seguenti valori:

$$\beta = 1.0 \text{ per } L \leq 8 \text{ m ed } L > 90.0 \text{ m}$$

$$\beta = 1.1 \text{ per } 8 \text{ m} < L \leq 90 \text{ m}$$

COEFFICIENTE DINAMICO RIDOTTO Φ_{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, per problemi specifici, si debba prendere in considerazione l'amplificazione dinamica delle sollecitazioni per un dato treno reale, transitante sul ponte a velocità V (in m/sec), i carichi dovuti al convoglio verranno moltiplicati per uno dei due seguenti coefficienti dinamici "reali":

$$\Phi_{reale} = 1 + \varphi' + 0.5 \varphi'' \quad \text{per linee con elevato standard manutentivo}$$

$$\Phi_{reale} = 1 + \varphi' + \varphi'' \quad \text{per linee con ridotto standard manutentivo}$$

ove:

$$\varphi' = \frac{K}{1-K+K^4} \quad \text{con } K = \frac{v}{2L \cdot n_0}$$

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left[56 \cdot e^{-\left(\frac{L\phi}{10}\right)^2} + 50 \cdot \left(\frac{n_0 L \phi}{80} - 1\right) e^{-\left(\frac{L\phi}{20}\right)^2} \right]$$

$$\text{se } v \leq 22 \text{ m/s} \Rightarrow \alpha = \frac{v}{22}; \quad \text{se } v > 22 \text{ m/s} \Rightarrow \alpha = 1$$

(4) Il coefficiente β viene inserito per tener conto anche del maggiore incremento dinamico dovuto al particolare tipo di armamento.

dove:

v = Velocità [m/s];

n_0 = prima frequenza flessionale del ponte in [Hz];

$L\phi$ = lunghezza caratteristica;

α = coefficiente funzione della velocità del convoglio.

Di regola, il calcolo del ϕ_{reale} viene fatto per un ponte con frequenza nota; in mancanza di tale informazione il calcolo del ϕ_{reale} andrà condotto sia per il limite superiore che per quello inferiore di n_0 e andrà assunto il valore più sfavorevole.

I limiti superiori ed inferiori per le frequenze proprie sono indicati nella Fig. 6.3.7.

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:

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} \cdot (f \cdot Q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} \cdot (f \cdot Q_{vk})$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} \cdot (f \cdot q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} \cdot (f \cdot q_{vk})$$

ove:

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.

$$f = \left[1 - \frac{V-160}{1000} \cdot \left(\frac{814}{V} + 1.75 \right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L_f}} \right) \right]$$

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 $V \leq 160$ km/h o $L_f \leq 2.88$ m;

$f < 1$ per $160 \leq V \leq 300$ 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 160 km/h, saranno considerati due casi:

- (a) Modello di carico LM 71 e forza centrifuga per $V = 160$ 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).

Ove si abbia un coefficiente α moltiplicatore dei modelli di carico verticale maggiore di 1, per la determinazione della forza centrifuga, tale coefficiente dovrà essere ridotto all'unità.

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 non deve essere moltiplicato per α e per il coefficiente Φ .

In relazione alla tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.) il Gestore dell'Infrastruttura potrà precisare coefficienti di adattamento, del valore dell'azione in oggetto, alla singola tipologia di infrastruttura.

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: $Q_{la,k} = 33 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \leq 1000 \text{ kN}$ per modelli di carico LM 71, SW/0, SW/2

frenatura: $Q_{lb,k} = 20 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \leq 6000 \text{ kN}$ per modelli di carico LM 71, SW/0

$Q_{lb,k} = 35 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}]^{(5)}$ 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.

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 il Gestore dell'Infrastruttura specificherà i requisiti aggiuntivi per tenere conto degli effetti di frenatura ed avviamento.

In relazione alla tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.) il Gestore dell'Infrastruttura potrà precisare coefficienti di adattamento, del valore dell'azione in oggetto, alla singola tipologia di infrastruttura.

D) Azioni ambientali

AZIONE DEL VENTO

Le azioni del vento sono definite al punto 3.3 del presente Testo Unico.

Nello stesso testo 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.

⁽⁵⁾ 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 6.3.1 e con la Tab 6.3-I.

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 3.4 del presente testo unico.

Nello stesso testo 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 | $\Delta T = \pm 20^{\circ}\text{C}$ |
| ▪ 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 uniformi

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.

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.

Per tali elementi strutturali dovranno essere valutati contemporaneamente i seguenti effetti:

- differenza di temperatura tra interno ed esterno pari a 10°C (sia con interno più caldo dell'esterno che 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 potrà considerare un valore di ritiro differenziale pari al 50% di quello a lungo termine, riferito ad una altezza della parete di calcestruzzo pari a 5 volte lo spessore della parete della pila, 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 nel verso opposto.

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 ininfluente ai fini della valutazione delle reazioni nei vincoli fissi, delle tensioni aggiuntive nelle rotaie dovute all'interazione e non generando 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 impalcati 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.

NEVE

Limitatamente alle fasi di costruzioni del ponte, dovrà considerarsi un carico da neve il cui valore caratteristico sarà assunto concordemente con le norme relative alle azioni sulle costruzioni.

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 produrranno effetti di interazione tra binario e struttura tali da indurre 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). In particolare, le azioni longitudinali

dovute alla frenatura o all'avviamento andranno a scaricarsi per una parte sul rilevato posto a tergo della spalla ove la rotaia risulta essere continua e, per la parte restante, sulla sottostruttura del ponte. Inoltre, per effetto dell'inflessione sotto l'azione dei carichi verticali e delle variazioni termiche fra impalcato e rotaia, nonché della viscosità e del ritiro nelle strutture in c.a. e c.a.p., si produrranno delle azioni longitudinali sulla rotaia e sulla sottostruttura del ponte (appoggi, pile, etc.) a risultante complessivamente nulla.

Le suddette azioni longitudinali dovranno essere portate in conto nel progetto di tutti gli elementi della struttura (impalcato, apparecchi d'appoggio, pile, spalle, fondazioni, etc.), e dovranno essere tali da non compromettere le condizioni di servizio del binario (tensioni nella rotaia, scorrimenti binario-impalcato). Per la valutazione delle sollecitazioni determinate su ciascun impalcato dalle azioni di interazione dovrà considerarsi agente sull'estradosso dell'impalcato stesso una distribuzione uniforme di forze aventi come risultante, in intensità e verso, la generica reazione sul vincolo fisso indotta dagli effetti di interazione, tenendo ovviamente conto del verso delle varie forze, come precisato nel seguito. Nella valutazione di dette sollecitazioni dovranno considerarsi le differenze di quota fra estradosso impalcato, asse baricentrico e centro di rotazione dell'appoggio fisso.

Nel calcolo delle azioni longitudinali dovranno essere considerati, di norma, 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 delle strutture in c.a. e c.a.p. potranno, normalmente, essere trascurati.

Si precisa che il calcolo degli effetti dell'interazione statica treno-binario-struttura non va condotto per strutture scatolari sotto binario e per impalcato di portata teorica inferiore a 20 m. Per essi, come forze orizzontali longitudinali, possono essere considerate le sole azioni prodotte da frenatura ed avviamento.

La rigidità del sistema appoggio/pile/fondazioni, da considerare per la valutazione degli effetti delle interazioni statiche, dovrà essere quella calcolata non considerando gli effetti dello 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 seguenti limiti sull'incremento delle tensioni nel binario e sugli spostamenti relativi tra binario e estradosso dell'impalcato o del rilevato.

L'incremento massimo di tensione nella rotaia, causato dall'interazione binario-struttura prodotta dai carichi sarà assunto pari a:

$$\Delta\sigma_{c,max} = 60 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{per la compressione})$$

$$\Delta\sigma_{t,max} = 70 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{per la trazione})$$

Lo spostamento massimo consentito tra estradosso dell'impalcato o del rilevato e la faccia inferiore della traversa dovuto alle sole forze di avviamento e/o di frenatura sarà assunto pari a 5 mm.

Tali limiti sono validi per le seguenti condizioni di posa e di tracciato:

Posa su ballast:

- traverse in c.a.p.;
- rotaie UIC 60;
- raggio di curvatura planimetrico superiore a 1500 m sia sul ponte che per un tratto di linea della lunghezza di 100 m a tergo di entrambe le spalle;
- ballast consolidato, così come definito nella istruzione sulla Lunga Rotaia Saldada (LRS) indicata nel seguito;
- assenza di apparecchi di dilatazione del binario;
- buone condizioni di stabilità del rilevato nella zona di transizione.

Attacco diretto per travate metalliche

Ferma restando l'ipotesi di assenza di apparecchi di dilatazione del binario devono essere rispettate le seguenti prescrizioni:

- a partire dall'appoggio fisso e per $0.15 L$, sono disposti attacchi indiretti di tipo "K", con resistenza media di attrito corrispondente ad un serraggio pari a 15 kN per attacco;
- nella parte restante dell'impalcato, e dunque per $0.85L$, sono disposti attacchi elastici con resistenza media di attrito corrispondente ad un serraggio pari a 4 kN per attacco.

Qualora le caratteristiche dell'armamento e del tracciato sopra riportate non fossero rispettate, dovranno essere richiesti al Gestore dell'Infrastruttura i valori ammissibili dell'incremento delle tensioni nelle rotaie e dello spostamento.

Ove si operi nell'ambito del metodo di verifica agli Stati Limite la verifica di sicurezza del binario andrà condotta considerando la combinazione rara del metodo S.L.E., adottando per le azioni di cui al precedente punto E) coefficienti $\psi_{0i}=1.0$ fermo restando i suesposti limiti di incremento di tensione nella rotaia.

METODOLOGIA DI VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DI INTERAZIONE

Gli effetti dell'interazione binario-struttura in termini di azioni longitudinali trasmesse alla sottostruttura (reazioni vincolari negli appoggi fissi), tensioni supplementari nel binario e scorrimenti relativi binario-impalcato, saranno valutati mediante una serie di analisi di simulazione del comportamento del ponte soggetto alle azioni termiche ed ai carichi orizzontali e verticali dei convogli in transito, portando in conto la resistenza ai movimenti longitudinali del binario e la rigidezza della struttura, secondo le indicazioni fornite dal Gestore dell'Infrastruttura.

Per quanto concerne la resistenza opposta dal binario agli scorrimenti longitudinali, in mancanza di appositi accertamenti sperimentali e di una modellazione ad essi più aderente, si potrà far riferimento al diagramma di Fig. 6.3.8 e Fig. 6.3.9 rispettivamente per i casi di posa dell'armamento su ballast e di posa diretta dell'armamento.

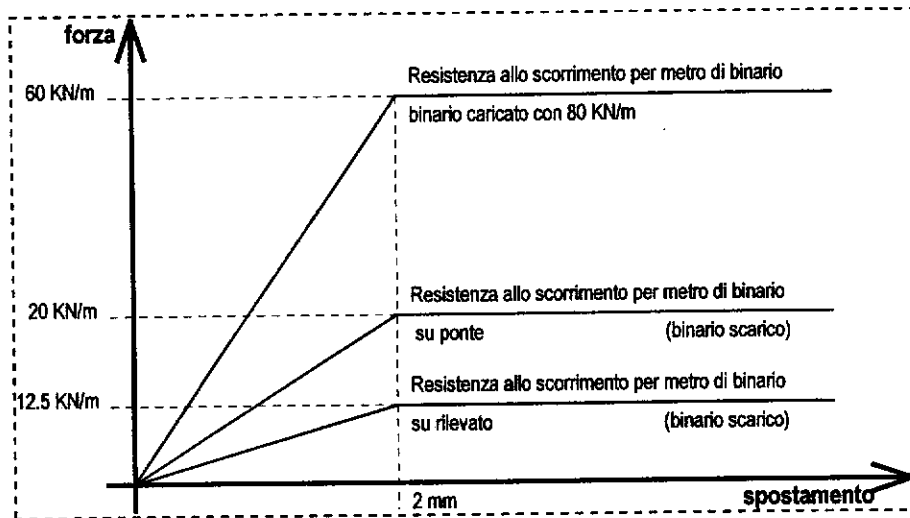


Fig. 6.3.8 - Legame forza-spostamento del ballast in direzione longitudinale.

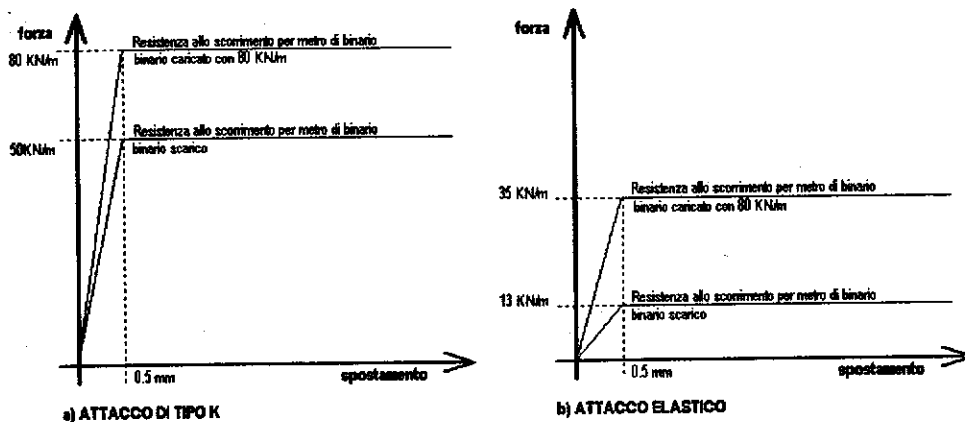


Fig. 6.3.9 - Resistenza allo scorrimento nel caso di posa diretta con attacco indiretto di tipo tradizionale e con attacco elastico con interasse nominale delle traverse di 0,60 m.

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.

I carichi equivalenti sono considerati valori caratteristici delle azioni.

In ogni caso, i valori delle azioni aerodinamiche dovranno essere cumulati con l'azione del vento così come definito al punto 3.3 del presente testo unico.

Per il dimensionamento di dettaglio delle opere il Gestore dell'Infrastruttura fornirà specifici criteri di analisi e verifiche con particolare riferimento ai fenomeni dinamici e di fatica cui le stesse risultano soggette.

SUPERFICI VERTICALI PARALLELE AL BINARIO

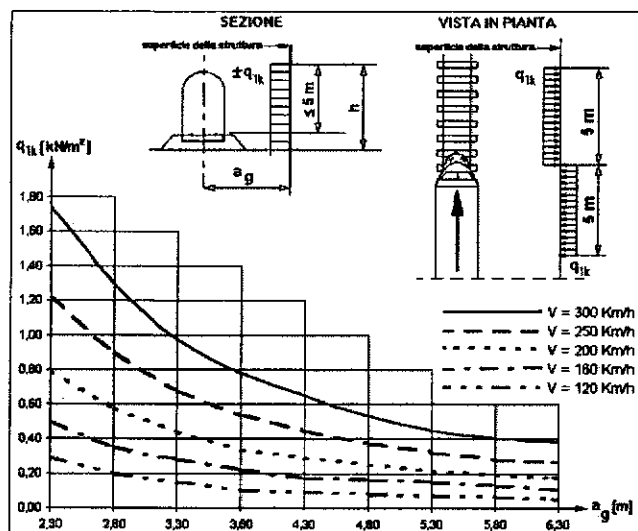


Fig. 6.3.10 - Valori caratteristici delle azioni q_{1k} per superfici verticali parallele al binario

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{1k}$ relativi a superfici verticali parallele al binario sono forniti in Fig. 6.3.10.

I valori caratteristici 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

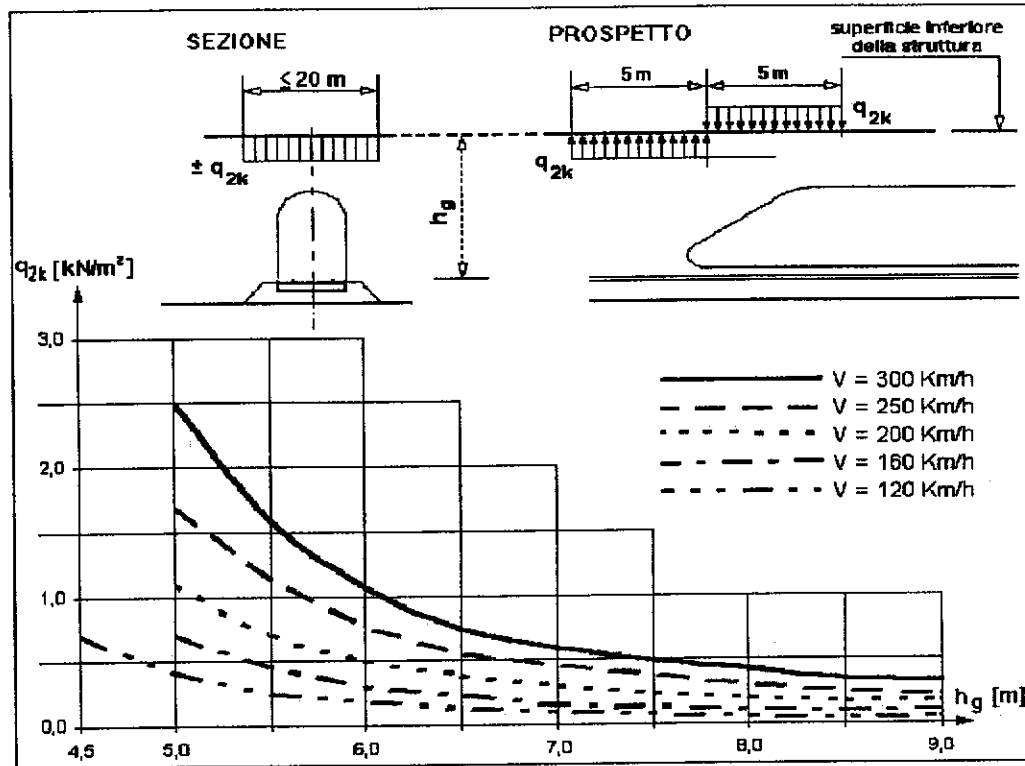


Fig. 6.3.11 - Valori caratteristici delle azioni q_{2k} per superfici orizzontali al di sopra del binario

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{2k}$ relative a superfici orizzontali al di sopra del binario, sono forniti in Fig. 6.3.11.

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.

SUPERFICI ORIZZONTALI ADIACENTI IL BINARIO

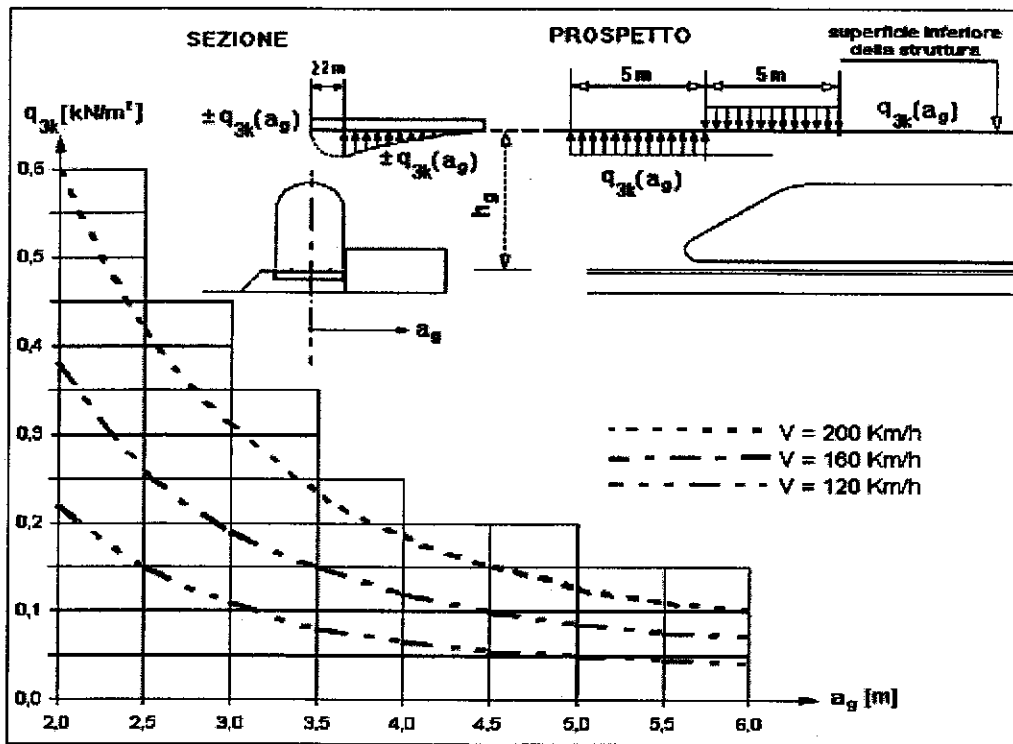


Fig. 6.3.12 - Valori caratteristici delle azioni q_{3k} per superfici orizzontali adiacenti il binario

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{3k}$, relativi a superfici orizzontali adiacenti il binario, sono forniti in Fig. 6.3.12. 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. 6.3.13 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:

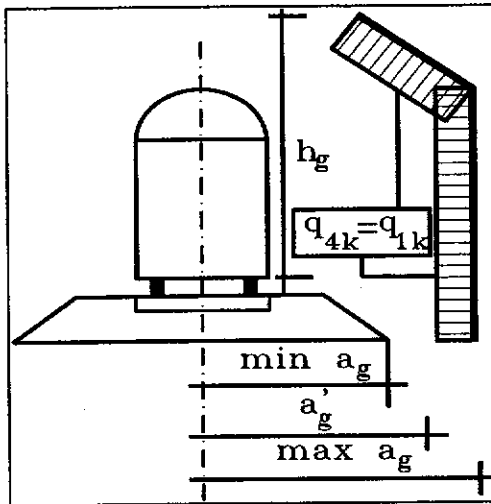


Fig. 6.3.13 - Definizione della distanza $\max a_g$ e $\min a_g$ dal centro del binario

$$a'_g = 0.6 \min a_g + 0.4 \max a_g$$

Le distanze $\min a_g$, $\max a_g$ sono indicate in Fig. 6.3.13.

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).

$$a'_g = 0.6 \min a_g + 0.4 \max a_g$$

Le distanze $\min a_g$, $\max a_g$ sono indicate in Fig. 6.3.13.

Nei casi in cui $\max a_g > 6$ m si adotterà $\max a_g = 6.0$ m

SUPERFICI CHE CIRCONDANO INTEGRALMENTE IL BINARIO PER LUNGHEZZE SUPERIORI A 15-20 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 ORIZZONTALI ADIACENTI IL 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

Valgono in merito tutte le prescrizioni definite dalla presente norma integrate da eventuali ulteriori disposizioni del Gestore dell'Infrastruttura.

6.3.1.2.3 AZIONI ECCEZIONALI

Azioni derivanti dall'esercizio ferroviario

Il Gestore dell'Infrastruttura preciserà gli scenari derivanti dall'esercizio ferroviario per i quali la robustezza del sistema strutturale deve essere analizzata.

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

In alternativa ai modelli di carico verticale da traffico ferroviario, ai fini della verifica della struttura si dovrà tenere conto della possibilità che un locomotore o un carro pesante deragli, esaminando separatamente le due seguenti situazioni di progetto:

Caso 1: Si considerano due carichi verticali lineari $q_{A1d}=50$ kN/m (comprensivi dell'effetto dinamico) ciascuno agente longitudinalmente su una lunghezza di 6.40 m.

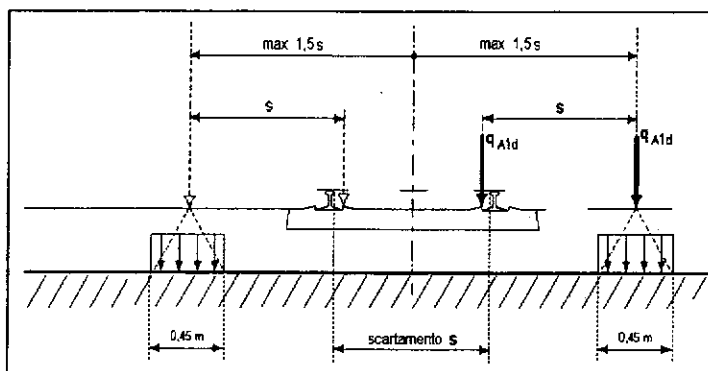


Fig. 6.3.14 - Caso 1

Trasversalmente i carichi distano fra loro di s (scartamento del binario) e possono assumere tutte le posizioni comprese entro i limiti indicati in Fig. 6.3.14.

Per questa condizione sono tollerati danni locali, purché possano essere facilmente riparati, mentre sono da evitare danneggiamenti delle strutture portanti principali.

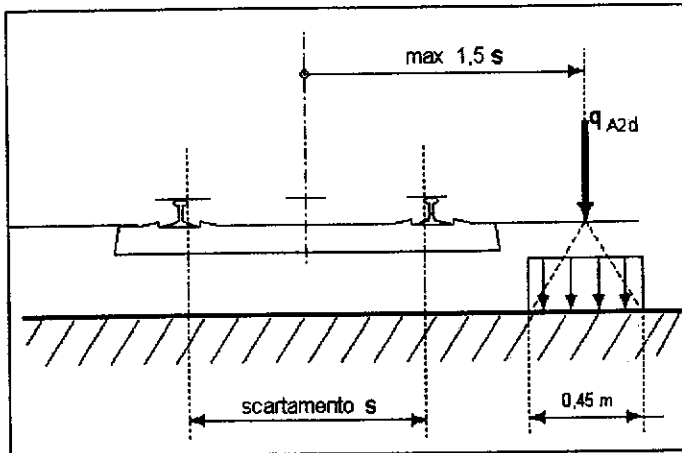


Fig. 6.3.15 - Caso 2

Caso 2: Si considera un unico carico lineare $q_{A2d}=80$ kN/m esteso per 20 m e disposto con una eccentricità massima, lato esterno, di $1,5 s$ rispetto all'asse del binario (Fig. 6.3.15). Per questa condizione convenzionale di carico andrà verificata la stabilità globale dell'opera, come il ribaltamento d'impalcato, il collasso della soletta, etc.

Per impalcati 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 prevedere delle distanze minime rispetto al binario in modo da ridurre gli effetti conseguenti ad una simile evenienza. A tal fine, in Fig. 6.3.16 sono individuate delle zone di rispetto la cui ampiezza è fornita dalla distanza "a" dall'asse del binario più vicino, misurata perpendicolarmente all'asse del binario medesimo; per tali zone sono previste differenti caratteristiche costruttive. In particolare, per linee alimentate in corrente continua, si individuano:

- ZONA F** - avente $a \leq 3.5$ m, caratterizzata da inedificabilità assoluta;
- ZONA G₁** - avente $3.5 < a \leq 4.0$ m in tale zona sono da prevedersi setti continui con spessore minimo $S=100$ cm e larghezza L almeno uguale al 60% della larghezza dell'impalcato sovrappassante la ferrovia con un minimo di $L=4.0$ m;
- ZONA G₂** - avente $4.0 < a \leq 4.50$ m; in tale zona sono consentite, le tipologie ammesse nella fascia precedente con spessore minimo pari a $S=80$ cm, e la realizzazione di pilastri massicci di dimensione minima pari a 150 cm nella direzione parallela e 100 cm nella direzione ortogonale ai binari;
- ZONA G₃** - avente $a > 4.50$ m; in tale zona sono consentite, in aggiunta alle tipologie ammesse nelle fasce precedenti, le realizzazioni di pilastri isolati.

Per le linee alimentate in corrente alternata, oltre a quanto sopra specificato, occorrerà effettuare le verifiche di franco elettrico orizzontale del circuito di ritorno della T.E. per quanto riguarda l'ubicazione degli elementi strutturali.

In nessun caso sono ammesse pile incernierate alla base.

Ove un sostegno interessi più zone, lo stesso andrà dimensionato sulla base delle prescrizioni più restrittive (parte "A" dell'esempio in Fig. 6.3.16).

Qualora le opere siano ubicate in zone interessate da piani regolatori di stazione o da tratti di linea in base ai quali sia previsto l'aumento del numero dei binari, l'ampiezza delle luci e la loro disposizione dovranno essere valutate in modo da consentire l'attuazione delle future sistemazioni, senza restrizioni.

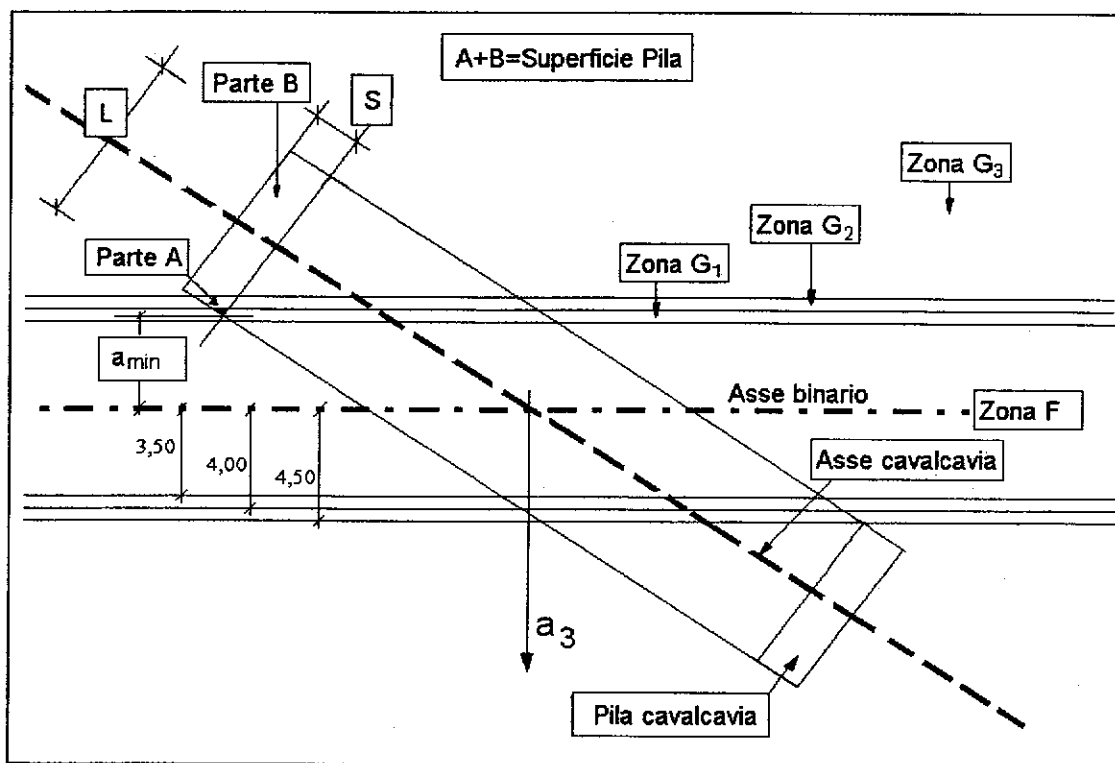


Fig. 6.3.16 - Zone di rispetto orizzontali

Le azioni prodotte dal treno deragliato sugli elementi verticali di sostegno adiacenti la sede ferroviaria sono indicate al punto 4.3.5.

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 elementi di sostegno verticale dovranno essere progettati in modo da resistere all'azione delle forze statiche indicate al punto 4.3.4.1

Gli impalcati di ponti ferroviari sovrappassanti strade con un franco inferiore a 5,5 m dovranno essere verificati per le due condizioni di carico seguenti:

- a) una forza concentrata statica orizzontale di 1000 kN concomitante con una analoga verticale di 500 kN, entrambe applicate in un punto qualsiasi dell'intradosso dell'impalcato;
- b) una forza statica orizzontale, ripartita su una impronta di 0.30 x 0.30 m, da applicarsi in un punto qualsiasi delle superfici laterali esterne dell'impalcato, avente intensità pari a:
- 200 kN per altezza del punto di applicazione, misurato dal piano stradale ≤ 5.0 m;
 - 100 kN per altezza del punto di applicazione, misurato dal piano stradale di 8.0 m (con interpolazione lineare per altezze intermedie).

Con la condizione di carico a) andrà eseguita la verifica della stabilità globale dell'impalcato nel suo insieme inteso come corpo rigido. Con la condizione di carico b) andrà eseguita la verifica delle singole parti strutturali, accettando danni molto localizzati purché facilmente riparabili.

Qualora non sia possibile garantire le condizioni sopraddette bisognerà prevedere, d'intesa con il Gestore dell'Infrastruttura, opportune strutture indipendenti dagli impalcato e poste immediatamente a ridosso dello stesso, capaci di sopportare le forze di cui alla lettera a).

6.3.1.2.4 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.

Nel caso di ponti a travata continua andrà ipotizzato che una qualsiasi delle fondazioni, da individuarsi nel modo più sfavorevole a seconda della verifica che si sta eseguendo, subisca un cedimento differenziale rispetto a quelle adiacenti; tale cedimento non potrà mai risultare inferiore a 1/5000 della luce media fra le due campate adiacenti la fondazione in esame.

In ogni caso, nell'analisi di deformabilità delle fondazioni, i cedimenti differenziali "δ" fra le fondazioni adiacenti, calcolati considerando agenti tutte le azioni permanenti con il loro valore caratteristico, dovranno rispettare i seguenti limiti:

$$\delta \leq \frac{L_{med}}{1000} \quad \text{per travi appoggiate;}$$

$$\delta \leq \frac{L_{med}}{3000} \quad \text{per travi continue,}$$

dove L_{med} = luce media delle campate poggianti sulla fondazione in esame.

B) *Ritiro e viscosità*

I coefficienti di ritiro e viscosità finali, salvo sperimentazione diretta, sono quelli indicati nelle norme tecniche vigenti.

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

In ciascun apparecchio d'appoggio mobile la reazione parassita è pari al prodotto della reazione verticale associata ai carichi verticali, permanenti e mobili, per il coefficiente di attrito " f " (da assumere in conformità a quanto prescritto dal Gestore dell'Infrastruttura). In particolare, nel seguito si adotterà la seguente nomenclatura:

V_g = Reazione verticale massima associata ai carichi permanenti.

V_q = Reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamizzati;

Per il dimensionamento degli apparecchi d'appoggio occorre considerare la massima reazione associata a questi effetti.

Per gli elementi sottostanti, spalle e pile, salvo valutazioni più accurate, dovrà considerarsi:

PER VIADOTTI A TRAVI SEMPLICEMENTE APPOGGIATE:

- Spalle: $F_a = f \cdot (V_g + V_q)$;

- Pile: facendo riferimento all'apparecchio d'appoggio maggiormente caricato fra i due presenti sulla pila, si considererà agente $F_a = f \cdot (0.2 \cdot V_g + V_q)$

PER PONTI A TRAVE CONTINUA:

In corrispondenza di ciascun apparecchio d'appoggio mobile si considererà agente $F_a = f \cdot (V_g + 0.5 \cdot V_q)$

In corrispondenza di ciascun apparecchio fisso, dovendosi considerare l'eventualità, qualora più sfavorevole, che gli apparecchi di appoggio mobili di una stessa opera abbiano coefficienti di attrito " f " diversi tra loro, in assenza di dati sperimentali si ammetterà che alcuni appoggi abbiano un coefficiente di attrito pari alla metà di quello massimo ipotizzato.

Sulla base di tale ipotesi e con riferimento ai simboli della Fig. 6.3.17, sull'apparecchio d'appoggio fisso andrà considerata agente la seguente forza:

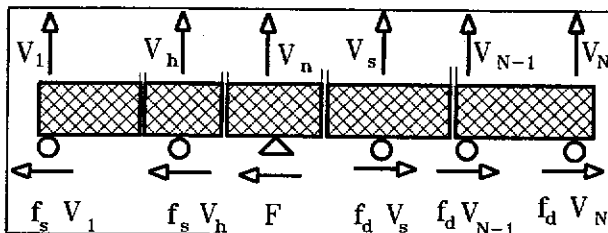


Fig. 6.3.17 - Resistenze parassite nei vincoli nel caso di travi continue

$$F = \sum_{h=1}^{n-1} f_s \cdot V_{gh} - \sum_{s=n+1}^N f_d \cdot V_{gs}$$

i coefficienti d'attrito f_s ed f_d si assumeranno considerando la più sfavorevole delle seguenti espressioni:

$$I) \begin{cases} f_s = 0.5 \cdot f \\ f_d = f \end{cases} \quad II) \begin{cases} f_s = f \\ f_d = 0.5 \cdot f \end{cases}$$

V_{gh} e V_{gs} rappresentano le reazioni dei diversi appoggi mobili relativi alle sole azioni permanenti.

6.3.1.3 Particolari prescrizioni per le verifiche

Per tutto quanto non espressamente indicato nel presente paragrafo o non precisato nel documento nel suo complesso si rimanda alle specifiche predisposte dal Gestore dell'Infrastruttura

6.3.1.3.1 CRITERI DI COMBINAZIONE DEI TRENI DI CARICO E DELLE AZIONI DA ESSI DERIVATE NEL CASO DI PIÙ BINARI

Numero di binari

Ciascun ponte dovrà essere progettato per il maggior numero di binari geometricamente compatibile con la larghezza dell'impalcato, a prescindere dai binari effettivamente presenti.

Le Autorità competenti specificheranno, in questo caso, il valore minimo da considerare per l'interbinario.

Numero di treni contemporanei

Nella progettazione dei ponti andrà considerata l'eventuale contemporaneità di più treni, secondo quanto previsto nella Tab. 6.3.III. Considerando, in genere, sia il traffico normale che il traffico pesante.

Tab. 6.3.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.

Per le verifiche delle inflessioni sul piano verticale e dei limiti di vibrazione dell'impalcato di cui al punto 1.7.4.2 andrà considerato un solo binario carico, qualunque sia il numero effettivo dei binari.

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)⁽⁶⁾.

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. 6.3.IV.

Il carico verticale, nel caso di ponti con più binari, è quello che si ottiene con i treni specificati nella Tab. 6.3.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.

⁽⁶⁾ Tale indicazione vuole intendere che nella definizione del caricamento del ponte mentre per il treno di carico LM 71 è possibile procedere alla segmentazione del carico, caricando solo le zone del ponte che contribuiscono ad accrescere la caratteristica di sollecitazione cercata e lasciando scarico il resto (eliminazione degli effetti favorevoli), con i modelli di carico SW tale segmentazione non è possibile ed il carico va considerato nella sua interezza, come un unico elemento inscindibile.

Tab. 6.3.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO		Azioni verticali		Azioni orizzontali			COMMENTI
Riferimento		6.3.1.1.2 A)	6.3.1.1.2 A)	6.3.1.1.2 C)	6.3.1.1.2 C)	6.3.1.1.2 C)	
Gruppo di carico		Carico Verticale ⁽¹⁾	Treno scarico ⁽¹⁾	Frenatura ed avvia- mento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppi Di Carico ⁽²⁾	gr. 1	1.0	-	0.5 (0.0)	1.0 (0.0)	1.0 (0.0)	massima azione verticale e late- rale
	gr. 2	-	1.0	0.0	1.0 (0.0)	0.5 (0.0)	stabilità laterale
	gr. 3	1.0 (0.7)	-	1.0	0.5 (0.0)	0.5 (0.0)	massima azione longitudinale
	gr. 4	0.8	-	0.5 (0.0)	1.0	1.0 (0.0)	massima azione laterale
	gr. 5	0.5	-	0.5 (0.0)	0.5 (0.0)	1.0	effetti locali laterali
	gr. 6	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 , etc..)

(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. 6.3.IV vanno assunti quando l'azione risulta favorevole nei riguardi della verifica che si sta svolgendo.

Nel caso di ponti con due o più binari, le azioni orizzontali saranno quelle che corrispondono a due soli binari caricati.

Il gruppo 6 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. 6.3.V sono da intendersi come un'unica azione caratteristica da utilizzarsi nella definizione dei valori rari e frequenti di cui al punto 1.7.4.2.1.

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.

6.3.1.3.2 VERIFICHE ALLE TENSIONI

Nel caso si proceda secondo il metodo alle tensioni vanno comunque soddisfatti i requisiti concernenti le deformazioni e le vibrazioni e vanno eseguite le verifiche relative alla fessurazione di elementi in c.a. e c.a.p. e le verifiche a fatica.

Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico da considerare per le verifiche alle tensioni sono almeno quelle che si ottengono applicando i coefficienti riportati nella Tab. 6.3.V dove le grandezze indicate hanno il seguente significato:

G_k = Valore caratteristico delle azioni permanenti: peso proprio, permanenti portati, altre azioni permanenti. Per la spinta delle terre, se favorevole, andrà considerato un fattore riduttivo pari a 0,6;

P_k = Valore caratteristico della forza di precompressione e degli effetti dei cedimenti impressi appositamente introdotti in progetto;

I_k = Valore caratteristico delle azioni indirette: distorsioni (a esclusione dei cedimenti impressi), ritiro, viscosità, resistenze parassite nei vincoli;

Q_k = Valore caratteristico delle azioni legate al transito dei treni. Sono le azioni che corrispondono ad uno dei gruppi della Tab. 6.3.IV;

T_k = Valore caratteristico delle azioni dovute alle variazioni termiche uniformi e differenziali combinate tra loro con i criteri indicati al punto 6.3.1.1.2 D);

W_k = Valore caratteristico delle azioni del vento valutate come al punto 6.3.1.1.2 D);

A_k = Valore caratteristico delle azioni eccezionali valutate come al punto 6.3.1.2.3, ad eccezione delle azioni sismiche.

Mentre le combinazioni da TA1 a TA4 vanno effettuate considerando tutti i gruppi di carico da 1 a 5 di cui alla Tab 6.3.V, la combinazione TA5, relativa alla fessurazione, va effettuata portando in conto il solo gruppo di carico 6 della tabella di cui sopra.

Tab. 6.3.V - Combinazioni delle azioni per il metodo delle Tensioni Ammissibili

COMBINAZIONE	AZIONE						
	G _k	P _k	I _k	Q _k	T _k	W _k	A _k
TA1	1.0	1.0	1.0	1.0 ⁽¹⁾	0.6 ⁽¹⁾	0.6 ⁽¹⁾	0.0
TA2	1.0	1.0	1.0	0.8 ⁽¹⁾	1.0 ⁽¹⁾	0.6 ⁽¹⁾	0.0
TA3	1.0	1.0	1.0	0.0	0.6 ⁽¹⁾	1.0 ⁽¹⁾	0.0
TA4	0,75	1.0	1.0	0.7 ⁽¹⁾⁽²⁾	0.4 ⁽¹⁾	0.4 ⁽¹⁾	1.0
TA5	1.0	1.0	1.0	1.0 ⁽¹⁾	0.6 ⁽¹⁾	0.5 ⁽¹⁾	0.0

⁽¹⁾ Tale valore non andrà considerato ove fornisca un contributo favorevole alla verifica

⁽²⁾ Ove si consideri il deragliamento sull'impalcato del ponte, tale valore dovrà assumersi nullo.

La verifica a ribaltamento da operare con la combinazione TA4 dovrà fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 2.

Per la verifica delle barriere antirumore andrà considerata la peggiore condizione tra TA1 e TA3 precisando che con Q_k si intendono gli effetti aerodinamici associati al transito dei treni.

Si precisa, infine, che per le barriere antirumore, per i relativi attacchi e per le strutture di supporto, come per tutte le strutture in fase di montaggio e varo, dovrà essere considerata anche la condizione di carico ad "opera scarica".

Particolari requisiti concernenti lo stato tensionale potranno essere definiti dal Gestore dell'Infrastruttura

6.3.1.3.3 VERIFICHE AGLI S.L.U. E S.L.E.

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 6.3.VI e i coefficienti di combinazione ψ_0 in Tab. 6.3.VII

Tab. 6.3.VI - Coefficienti parziali per le azioni - S.L.U.

Azione	Simbolo	Situazione	
		P/T	E
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⁾			
sfavorevole:	$\gamma_{Gsup}^{(1)}$	1.40	1.00
favorevole:	$\gamma_{Ginf}^{(1)}$	1.00	1.00
Azione permanente: BALLAST	γ_{GBsup}	1.80	1.00
	γ_{GBinf}	1.00	1.00
Precompressione ⁽²⁾	γ_{Psup}	1.20	1.00
	γ_{Pinf}	0.90	1.00
Azione da traffico ⁽³⁾			
favorevole:	γ_Q	0.00	0.00
sfavorevole:		1.50	1.00
Altre azioni variabili			
favorevoli:	γ_Q	0.00	0.00
sfavorevoli:		1.50	1.00
Azioni eccezionali e Azioni Sismiche	γ_E		1.00

P = Persistenti = situazione relative ad azioni correnti.

T = Transitorie = situazione relativa ad azioni di breve durata, da assumere in generale nulle, salvo casi specifici, da concordare con il Gestore dell'Infrastruttura.

E = Eccezionali = situazione relativa ad azioni eccezionali.

⁽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 g.

Per le verifiche dell'equilibrio statico (Ribaltamento impalcato, equilibrio globale delle spalle, etc.), le componenti favorevoli e sfavorevoli delle azioni debbono essere considerate come azioni individuali e, in mancanza di ulteriori specifiche, le componenti favorevoli dovranno essere moltiplicate rispettivamente per $\gamma = 0.9$ e le componenti sfavorevoli per $\gamma = 1.8$.

Per le verifiche agli stati limite d'esercizio si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 6.3.VII.

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.

Tab. 6.3.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	0.80 (0.6; 0.4) ⁽¹⁾	0.0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0.80	0.80	0.0
GRUPPI DI CARICO	g_{r1}	0.80 ⁽²⁾	0.80 (0.6; 0.4) ⁽¹⁾	0.0
	g_{r2}	1.00 ⁽²⁾	-	-
	g_{r3}	0.80 ⁽²⁾	0.80 (0.6; 0.4) ⁽¹⁾	0.0
	g_{r4}	0.80 ⁽²⁾	0.80 (0.6; 0.4) ⁽¹⁾	0.0
	g_{r5}	0.80 ⁽²⁾	0.80 (0.6; 0.4) ⁽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

In casi particolari, espressamente indicati dal Gestore dell'Infrastruttura, in luogo dei gruppi delle azioni da traffico ferroviario definiti in Tab. 6.3.IV possono considerarsi le singole azioni con i coefficienti di combinazione indicati in Tab. 6.3.VIII.

Tab. 6.3.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 ⁽¹⁾	⁽¹⁾	0.0
	Treno di carico SW /0	0.80 ⁽¹⁾	0.80	0.0
	Treno di carico SW/2	0.0 ⁽¹⁾	0.80	0.0
	Treno scarico	1.00 ⁽¹⁾	-	-
	Centrifuga	⁽²⁾ ⁽³⁾	⁽²⁾	⁽²⁾
	Azione laterale (serpeggio)	1.00 ⁽¹⁾	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

Particolari requisiti concernenti lo stato tensionale potranno essere definiti dal Gestore dell'Infrastruttura

6.3.1.3.3.1 *Requisiti concernenti le deformazioni e le vibrazioni*

GENERALITÀ

I limiti forniti nel presente paragrafo tengono conto della circostanza che alcuni effetti sono compensati dalla manutenzione del binario, come, per esempio: cedimenti di fondazione, effetti della viscosità, etc.

STATI LIMITE DI SERVIZIO 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 250 km/h o quando la frequenza propria della struttura non è compresa nei limiti indicati al punto B). La verifica, quando necessaria, dovrà essere condotta considerando convogli reali, come specificato nel punto B).

In mancanza di ulteriori specificazioni, per ponti con armamento su ballast, non devono registrarsi accelerazioni verticali superiori a $3,5 \text{ m/s}^2$ nel campo di frequenze da 0 a 20 Hz.

Quando la velocità di esercizio è minore o uguale a 250 km/h e la frequenza propria della struttura è compresa nei limiti indicati nel precedente punto B), il rischio di vibrazioni eccessive viene meno con il rispetto dei limiti forniti nella Tab. 6.3.X.

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.

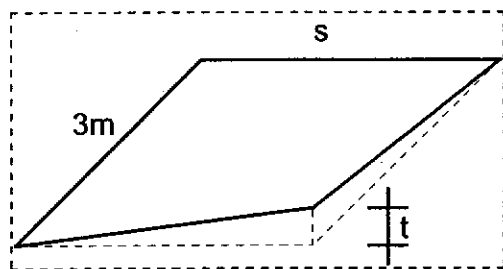


Fig. 6.3.18 *Sghembo ammissibile*

Il massimo sghembo, misurato su una lunghezza di 3 m e considerando le rotaie solidali all'impalcato (Fig.6.3.18), non deve eccedere i seguenti valori:

per $V \leq 120 \text{ km/h}$; $t \leq 4.5 \text{ mm/3m}$

per $120 < V \leq 200 \text{ km/h}$; $t \leq 3.0 \text{ mm/3m}$

per $V > 200 \text{ km/h}$; $t \leq 1.5 \text{ mm/3m}$

Per velocità $V > 200 \text{ km/h}$ è inoltre richiesta la seguente verifica: per convogli reali, moltiplicati per il relativo incremento dinamico, deve risultare $t \leq 1.2 \text{ mm/3m}$.

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 verticale dell'impalcato

Considerando la presenza del treno di carico LM 71, incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico, e considerando la variazione di temperatura lineare lungo l'altezza dell'impalcato stabilita al punto D), il massimo angolo di rotazione all'estremità dell'impalcato, misurato in corrispondenza dell'asse del binario, non deve eccedere i seguenti valori:

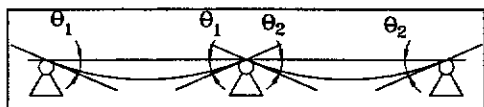


Fig. 6.3.19 - Rotazioni angolari d'estremità

a) per ponti con un solo binario

- $\theta_1 ; \theta_2 = 6.5 \cdot 10^{-3}$ rad per le zone di transizione impalcato-rilevato;
- $(\theta_1 + \theta_2) = 10.0 \cdot 10^{-3}$ rad fra due impalcati consecutivi.

b) per ponti a doppio binario

- $\theta_1 ; \theta_2 = 3.5 \cdot 10^{-3}$ rad per le zone di transizione impalcato-rilevato;
- $(\theta_1 + \theta_2) = 5.0 \cdot 10^{-3}$ rad fra due impalcati consecutivi.

Per tutte le tipologie di ponti e per qualsiasi velocità lo spostamento orizzontale, conseguente all'inflessione per carichi verticali, del piano di regolamento o di posa del ballast o, nel caso di attacco diretto, del piano di posa delle rotaie, dovrà risultare non superiore a 8 mm⁽⁷⁾.

A titolo di esempio, per i ponti a via superiore, tale prescrizione si traduce nella seguente limitazione sulla rotazione di estremità:

$$\theta \leq \frac{8}{H} \quad [\text{rad}]$$

ove H [in mm] rappresenta la distanza del piano di regolamento del ballast o, nel caso di attacco diretto, del piano di posa della rotaia dal centro di rotazione dell'apparecchio di appoggio dell'impalcato.

Per quanto riguarda le travate metalliche, nel calcolo dello spostamento orizzontale potrà portarsi in conto la compartecipazione del tavolato nell'inflessione verticale.

Per ponti di qualunque tipologia strutturale e con velocità d'esercizio $V > 200$ km/h, la precedente verifica dovrà essere integrata controllando che lo spostamento orizzontale

(7) Tale prescrizione, nel caso di doppio binario, va in generale rispettata per un solo binario carico. Nel caso si voglia applicare l'analisi semplificata (descritta nelle specifiche emanate dal Gestore dell'Infrastruttura), salvo specifiche diverse indicazioni fornite dallo stesso Gestore, la prescrizione va verificata con entrambi i binari carichi.

massimo a livello del P.F., conseguente al transito del convoglio reale incrementato del relativo coefficiente dinamico, sia inferiore a 2 mm.

Anche in questo caso, per ponti a via superiore, tale verifica si effettua controllando il rispetto dei seguenti limiti:

- $\theta_1; \theta_2 = 2.0 \cdot 10^{-3}/h$ rad per le zone di transizione impalcato-rilevato;
- $\theta_1 + \theta_2 = 4.0 \cdot 10^{-3}/h$ rad fra due impalcati consecutivi.

dove h in metri è la distanza fra il P.F. ed il centro di rotazione dell'apparecchio d'appoggio dell'impalcato.

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 6.3.1.1.2 D), l'inflessione nel piano orizzontale dell'impalcato non deve produrre:

- una variazione angolare maggiore di quella fornita nella successiva Tab. 6.3.IX;
- un raggio di curvatura orizzontale minore dei valori di cui alla citata tabella.

Tab. 6.3.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 impalcati 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.

STATI LIMITE PER IL COMFORT DEI PASSEGGERI

Il comfort di marcia per i passeggeri è controllato limitando i valori della freccia verticale dei ponti ferroviari in funzione della luce e del numero delle campate consecutive, dello schema statico del ponte e della velocità V di percorrenza del convoglio.

L'inflessione verticale deve calcolarsi in asse al binario, considerando il treno di carico LM 71 con il relativo incremento dinamico; in caso di ponte a doppio binario dovrà calcolarsi sempre la freccia in asse al binario carico, applicando un solo treno di carico LM 71 con il relativo incremento dinamico.

Nella successiva Tab. 6.3.X⁽⁸⁾ sono riportati i valori limite di deformabilità, validi per viadotti con impalcati semplicemente appoggiati aventi 3 o più campate.

Per ottenere i valori limite di deformabilità per ponti a singola luce o a 2 luci si potranno moltiplicare i valori riportati nella Tab. 6.3.X per i seguenti coefficienti α :

- per strutture con 1 campata $\alpha = 1,5$
- per strutture con 2 campate $\alpha = 1.2$

Tab. 6.3.X Valori limite del rapporto δ/L per viadotti con impalcati semplicemente appoggiati aventi 3 o più campate

Velocità del treno V [km/h]	Luce L [m]		
	L < 30	30 ≤ L ≤ 60	L > 60
V ≤ 160	f=1/1200	f=1/1400	f=1/1600
160 < V ≤ 200	f=1/1500	f=1/1700	f=1/1900
200 < V ≤ 250	f=1/1800	f=1/2000	f=1/2200
250 < V ≤ 350	f=1/2400	f=1/2800	f=1/3000

Per i ponti aventi luci ≥ 30 m, dovrà verificarsi che il raggio di curvatura del binario nel piano verticale per deformazioni verso il basso, non risulti inferiore a quello che induce sul mezzo una accelerazione pari a $0,48 \text{ m/sec}^2$.

Tali valori sono validi anche per impalcati a trave continua.

I requisiti particolari concernenti la fessurazione per strutture in c.a.a, c.a.p. e miste acciaio-calcestruzzo ed i requisiti concernenti lo scorrimento dei giunti in strutture in acciaio potranno essere definiti dal Gestore dell'Infrastruttura.

6.3.1.3.3.2 Verifiche a fatica

Per quanto riguarda le verifiche a fatica si rimanda alle prescrizioni del Gestore dell'Infrastruttura.

⁽⁸⁾ Il comfort del passeggero dipende, nei casi usuali, dall'accelerazione verticale b_v all'interno della vettura (cassa) durante il viaggio; in particolare, i valori riportati in Tab. 6.3-X sono stati ricavati da analisi parametriche di "runnability", nel rispetto dei limiti sottoriportati per l'accelerazione b_v , valutata in asse al carrello anteriore della 1^a carrozza:

- accelerazione RMS $b_v \leq 0,25 \text{ m/sec}^2$ filtrata secondo la norma ISO 2631
- accelerazione di picco $b_v \leq 1 \text{ m/sec}^2$

Si precisa inoltre, che nelle analisi parametriche suddette sono state considerate le seguenti condizioni:

- variazione termica lineare sull'altezza del viadotto di 5°C per le campate fino a 60 m e di 4°C per le campate con $L > 60$ m;
- difetti di binario secondo ORE B 176, considerando irregolarità grande per $V \leq 160 \text{ km/h}$, irregolarità media per $160 < V \leq 250$, piccola per $250 < V \leq 350$.

Impiegando strutture in c.a. e c.a.p. dovranno essere rispettate anche le limitazioni riportate nelle normative vigenti.

6.3.2. OPERE IN TERRA

Le opere in terra ferroviarie, sono costituite dai rilevati e dalle trincee.

6.3.2.1 Rilevati

Il rilevato ferroviario deve garantire nel tempo il mantenimento del corretto assetto piano-altimetrico del binario.

Date le esigue tolleranze ammesse dal binario, al fine di garantire una sicura marcia dei veicoli ferroviari, è necessario che il rilevato abbia deformazioni contenute.

In sede di progettazione del rilevato ferroviario dovranno quindi essere studiati con cura i seguenti aspetti:

- cedimenti differenziali in una stessa sezione trasversale del rilevato, loro decorso nel tempo e le implicazioni sulla geometria della sede;
- andamento dei cedimenti in asse alla sede, con studio delle modifiche di livelletta;
- cedimenti del rilevato in adiacenza alle opere d'arte;
- zone di transizione rilevato – opere d'arte;
- decorso dei cedimenti primari e secondari nel tempo.

La programmazione dei lavori di costruzione dei rilevati ferroviari deve essere effettuata in modo tale che i cedimenti residui non siano superiori al 10% dei cedimenti teorici e comunque non superiori a 5 cm, anche nel caso in cui siano previsti interventi di bonifica e/o di consolidamento del terreno di posa.

Nel caso di rilevato ferroviario da realizzare in affiancamento e/o in appoggio ad un rilevato esistente, mantenendo quest'ultimo in esercizio durante i lavori, i cedimenti indotti nel binario esistente non devono superare i valori limite di esercizio della difettosità del binario riportati nelle apposite normative di settore emanate dal Gestore dell'Infrastruttura.

6.3.2.1.1 COSTRUZIONE DEI RILEVATI

I rilevati ferroviari sono costituiti dalla fondazione, di supporto agli strati superiori, dal corpo del rilevato, formato da strati opportunamente costipati, e dalla parte sommitale del rilevato che è di appoggio alla sovrastruttura ferroviaria (ballast ed armamento). I requisiti del ballast devono essere conformi, oltre alle specifiche previste dal Gestore dell'Infrastruttura, alle norme europee contenute nella UNI EN 13450 del 2003. L'ultimo strato del rilevato prevede la posa di un sub-ballast che viene usualmente realizzato in conglomerato bituminoso.

Al fine di consentire un adeguato smaltimento delle acque meteoriche gli strati del rilevato, a costipazione ultimata, devono essere conformati a schiena d'asino con una idonea pendenza.

Tale sagoma è simmetrica rispetto all'asse della piattaforma nei tratti in rettilineo, mentre nei tratti in curva il vertice spartiacque è disassato in modo tale da ottimizzare il volume della massicciata, garantendo sempre e comunque lo spessore minimo previsto

sotto il piano di posa della traversa in corrispondenza dell'asse della rotaia più bassa (rotaia interna alla curva).

La pendenza delle scarpate del rilevato è 2/3. Queste dovranno essere ricoperte mediante stesa di un idoneo strato di spessore 30 cm di terreno vegetale onde consentirne l'inerbimento.

Nel caso di rilevati alti ($H > 6.00$ m), si dovranno realizzare banche di larghezza minima 2.00 m ogni 6.00 m di altezza del rilevato. Per rilevati di altezza inferiore a 6 m la banca sarà inserita nel caso in cui essa risulti necessaria, a seguito di verifiche geotecniche, per la stabilità del rilevato e sarà realizzata secondo le specifiche indicazioni di dettaglio.

6.3.2.1.2 FONDAZIONE DEI RILEVATI

Il rilevato ferroviario dovrà essere fondato su terreni di sedime naturale o stabilizzati a seconda delle caratteristiche di deformabilità e resistenza degli stessi.

La progettazione e la costruzione di una nuova linea ferroviaria non può prescindere dalla perfetta conoscenza dei terreni del sito, che si ottiene con le indagini preliminari dirette ed indirette. In base agli esiti delle stesse dovranno essere definiti gli eventuali interventi di stabilizzazione e/o consolidamento.

La fondazione del rilevato prevede l'asportazione di uno strato di terreno avente spessore variabile e comunque non inferiore ai 50 cm (bonifica).

Qualora la presenza della falda lo richieda al di sopra della zona di bonifica si dispone uno strato drenante ed anticapillare generalmente protetto inferiormente da un geosintetico con funzione di filtrazione.

6.3.2.1.3 IL CORPO DEI RILEVATI

Il corpo del rilevato ferroviario deve essere costituito da strati di materiale idoneo con spessori tali da poter essere costipati sufficientemente in relazione al tipo di materiale impiegato. Per ottenere la "portanza" desiderata gli strati devono essere compattati alla massima densità in riferimento alla quantità d'acqua contenuta. Al fine di permettere un adeguato addensamento sono da escludersi materiali con tendenza allo sfaldamento ed all'alterazione naturale o meccanica ed i materiali monogranulari.

Nella progettazione e realizzazione dei rilevati ferroviari prevale il concetto dell'impiego di materiali con particolari caratteristiche di idoneità. Tali caratteristiche possono essere proprie dei materiali oppure conseguite tramite opportuni trattamenti.

Al riguardo si rimanda ai sistemi e metodologie di trattamento maggiormente utilizzate nel settore delle realizzazioni di opere in terra, come trattamento delle terre con calce e con cemento. Tali trattamenti sono finalizzati all'ottenimento di miscele di caratteristiche fisico-meccaniche tali che, dopo costipamento, risultino idonee per capacità portante e resistenza alla formazione di rilevati ferroviari.

Rientrano nel settore dei materiali trattati anche quelli provenienti da scarti edilizi, dell'industria di prefabbricazione e di manufatti in calcestruzzo armato che, dopo riciclaggio in appositi impianti, possono risultare idonei alla formazione di opere in terra.

L'impiego in campo ferroviario dei materiali "non conformi" trattati o provenienti da riciclaggio dovrà essere conforme alle apposite prescrizioni espresse dal Gestore dell'Infrastruttura.

6.3.2.1.4 PARTE SOMMITALE DEI RILEVATI

La realizzazione dei rilevati ferroviari prevede la formazione di un ultimo strato di terreno granulare di elevata "portanza", fortemente addensato così da sopportare agevolmente i carichi trasmessi dall'esercizio ed allo stesso tempo formare uno strato "chiuso" granulometricamente al fine di realizzare il facile deflusso delle acque meteoriche.

6.3.2.1.5 SUB-BALLAST

Tra il ballast ferroviario e la superficie di piattaforma (parte sommitale del rilevato) dovrà essere interposto uno strato detto sub-ballast con funzione di:

- ripartire gradualmente i carichi;
- proteggere il corpo del rilevato dalle acque meteoriche di infiltrazione e dalle azioni prodotte dal gelo/disgelo;
- eliminare i carichi puntuali e quindi gli effetti di "rottura" del rilevato per l'azione penetrante degli elementi litoidi della massicciata ferroviaria;
- evitare l'inquinamento della massicciata causata dalla risalita del materiale fino.

In Tab. 6.3.XI si riportano le caratteristiche tecniche e di posa dei rilevati ferroviari.

Tab. 6.3.XI: Caratteristiche tecniche e di posa dei rilevati ferroviari

	LA (%)	Resistenza a trazione (daN/cm ²)	Resistenza a compressione (daN/cm ²)	Modulo di deformazione (MPa)	Densità di costipamento (%)	Equivalente in sabbia (%)
Subballast conglomerato bituminoso	≤30	-	-	E=4000-6000	98	≥ 70
Subballast misto cementato	-	≥ 2	15-40	-	95	-
Parte sommitale	-	-	-	80	98	25-50
Corpo del rilevato	-	-	-	20-40	95	-
Strato drenante ed anticapillare	-	-	-	20	-	≥ 70
Fondazione	-	-	-	20	-	-

6.3.2.2 Zona di transizione rilevato-opere d'arte. Il blocco tecnico

Le zone di transizione tra le opere in terra, rilevati ferroviari, e le opere d'arte, ponti, sottovia, costituiscono punti singolari della linea ferroviaria su cui è necessario porre la dovuta attenzione: qualora esse non fossero adeguatamente realizzate, infatti, si avrebbe un puntuale ed improvviso cambiamento di rigidezza verticale con conseguenze negative sulla marcia dei veicoli e sull'assetto dell'armamento.

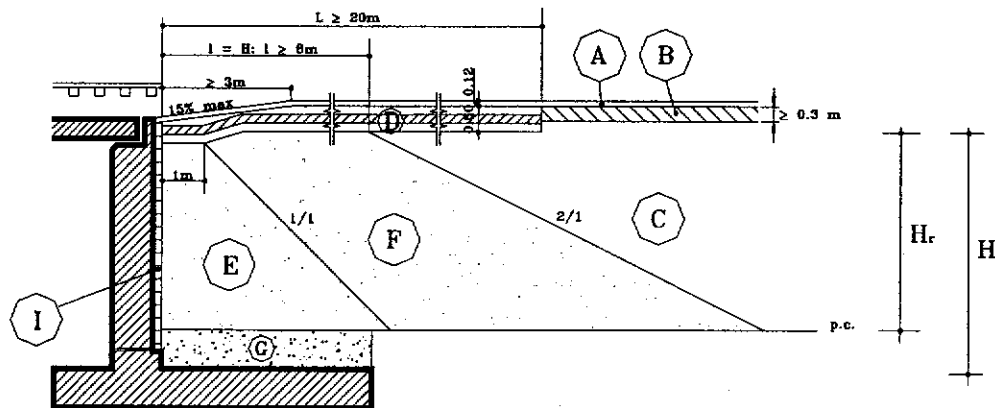
Al fine di evitare quanto detto e per graduare con continuità la rigidezza del sottofondo dal rilevato all'opera d'arte, i rilevati ferroviari, in prossimità delle opere d'arte, prevedono una zona di transizione opportunamente realizzata, detta blocco tecnico.

La modalità di esecuzione del blocco tecnico dipende dal fatto che l'opera d'arte a cui il rilevato si accosta sia un'opera d'arte minore (sottovia) o maggiore (ponti e viadotti) e dal fatto che il rilevato sia stato costruito precedentemente o meno all'opera d'arte.

Si riportano in Fig. 6.3.20 due esempi di blocco tecnico: il primo (A) relativo al caso di rilevato costruito successivamente all'opera d'arte; il secondo (B) con rilevato realizzato precedentemente.

REALIZZAZIONE DEL RILEVATO DOPO L'OPERA D'ARTE

BLOCCO TECNICO REALIZZATO PRIMA DELLA COSTRUZIONE DEL RILEVATO



A = Subballast in conglomerato bituminoso

B = Strato fortemente compattato $M_d \geq 600 \text{ Kg/cm}^2$; $d_s \geq 98\%$ AASHTO mod; CBR ≥ 50

C = Corpo del rilevato $M_d \geq 400 \text{ Kg/cm}^2$; $d_s \geq 95\%$ AASHTO mod;

D = Strati alternati di misto cementato e terreno fortemente compattato di spessore 20 cm ciascuno

E = Strati di misto cementato da realizzare con spessore max 20 cm

F = Strati di misto granulare fortemente compattati $d_s = 98\%$; $M_d \geq 800 \text{ Kg/cm}^2$; CBR ≥ 50 , spessore max 30 cm

G = Misto granulare non legato, terreno tipo A1 - A3;

I = Dispositivo di drenaggio

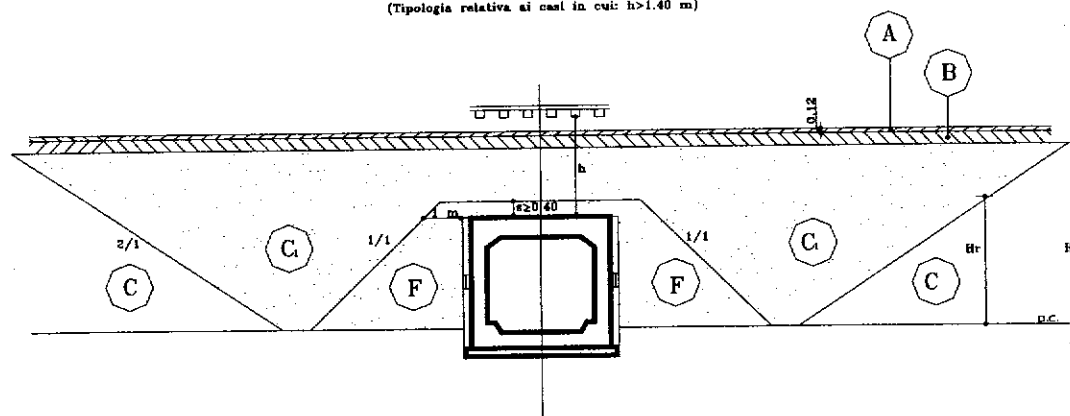
$H_r = H$ se $H \leq 4 \text{ m}$

$H_r = 3 \text{ m}$ se $H > 4 \text{ m}$

(A)

REALIZZAZIONE DELL'OPERA D'ARTE DOPO IL RILEVATO

BLOCCO TECNICO (ZONE PUNTEGGIATE) REALIZZATO DOPO LA COSTRUZIONE DEL RILEVATO
(Tipologia relativa ai casi in cui: $h > 1.40$ m)



- A = Subballast in conglomerato bituminoso
 B = Strato fortemente compattato $M_d \geq 800$ Kg/cm²; $d_s \geq 98\%$ AASHTO mod; CBR₂ 50
 C = Corpo del rilevato $M_d \geq 400$ Kg/cm²; $d_s \geq 95\%$ AASHTO mod;
 C1 = C
 F = Strati fortemente compattati $d_s = 98\%$; $M_d \geq 800$ Kg/cm²; CBR₂ 50
 I = Dispositivo di drenaggio
 H = H se $H \leq 4$ m
 H = 3 m se $H > 4$ m

(B)

Figura 6.3.20 - Esempi di soluzioni tecniche adottate per la zona di transizione rilevato ferroviario - opera d'arte

6.3.2.3 Trincee Ferroviarie

In merito al mantenimento delle caratteristiche geometriche, la trincea ferroviaria dovrà garantire le stesse prestazioni previste dai rilevati ferroviari.

Anche per le trincee la zona portante la sede è rappresentata dallo strato fortemente compattato e dal sub-ballast. Questi hanno le stesse caratteristiche di quelli impiegati nei rilevati ferroviari.

Lo strato fortemente compattato è posto direttamente sugli strati di fondazione della trincea a loro volta posti sui terreni del sito eventualmente stabilizzati con trattamenti specifici.

6.3.2.4 Studi Idrologici ed Idraulici per le opere di difesa della sede

Nella definizione degli studi idrologici ed idraulici è di fondamentale importanza l'opportuna definizione del periodo di riferimento per la determinazione dei valori di portata di progetto da assumersi nelle verifiche che dovranno essere conformi alle indicazioni che saranno date dal Gestore dell'Infrastruttura. In particolare andrà valutata l'importanza dell'opera e quindi il tempo di ritorno di riferimento sarà definito in funzione di:

- dimensioni del bacino imbrifero sotteso dalla sezione relativa all'opera in esame;
- importanza dell'opera e sua criticità nei confronti della sicurezza e regolarità di circolazione dei treni.

Per quanto riguarda i modelli da utilizzare nell'effettuazione degli studi idraulici, si dovrà fare uso almeno di una modellazione monodimensionale in moto permanente per le opere principali, mentre per le opere secondarie si potrà ricorrere a modelli semplificati in moto uniforme.

6.3.3. OPERE IN SOTTERRANEO

Sezione interna netta di una galleria ferroviaria

Le opere in sotterraneo (Gallerie naturale e/o artificiali) in campo ferroviario, così come quelle in terra, presentano caratteristiche peculiari tali da distinguerle dalle analoghe stradali e da richiedere conoscenze specialistiche proprie del mondo ferroviario nel momento in cui si deve giungere a definirne il progetto. In particolare nel progetto dell'opera sotterranea ferroviaria una specificità è riscontrabile nella progettazione della sua sezione interna netta, infatti, l'opera oltre a dover essere idonea a contrastare le spinte dei terreni, deve anche consentire la presenza al suo interno di dispositivi quali il binario, il profilo minimo d'impianto degli ostacoli stabilito sulla base del gabarit cinematico di progetto con le relative regole di calcolo, la sagoma limite dei pantografi a cui vanno aggiunte le distanze e gli spostamenti dinamici in relazione al tipo d'elettrificazione scelto, la posizione della linea di contatto per trazione elettrica, le apparecchiature di segnalamento, i sistemi di sicurezza. Inoltre, i fenomeni connessi con l'aerodinamica del treno rendono condizionante per il dimensionamento della sezione della galleria la valutazione delle variazioni di pressione percepite all'interno dei treni, nel contesto della sicurezza e del comfort degli organi dell'udito dei passeggeri. Infatti, al passaggio dei convogli sia agli imbocchi che all'interno dei tunnel ferroviari si manifestano fenomeni aerodinamici fortemente non lineari e non stazionari che possono indurre sensazioni di fastidio e/o dolore sugli organi uditivi e che quindi devono essere contenuti entro limiti ritenuti accettabili. La variazione massima di pressione (differenza tra i valori estremi di sovrappressione e di depressione lungo un treno, compresi eventuali effetti dovuti alla differenza di quota tra i due imbocchi della galleria) non deve superare i 10.000 Pascal, per l'intera durata del tragitto in galleria, alla velocità massima prevista all'atto della progettazione, anche nel caso in cui la tenuta stagna dei veicoli (se presente) sia difettosa. Tale condizione deve essere verificata anche nell'eventualità di presenza di più treni in galleria e nel caso di incrocio fra treni di qualsiasi natura (treni ad alta velocità, treni di servizio e altri treni) autorizzati a circolare in tale opera. A tale scopo dovranno essere verificate le sezioni delle gallerie per la velocità di progetto in relazione alle sezione trasversale del materiale rotabile preso a riferimento. Nel caso si preveda la realizzazione di dispositivi atti a ridurre le variazioni di pressione (sagomatura della sezione d'entrata in galleria, pozzi d'aerazione, ecc.) o nel caso di gallerie non critiche (gallerie molto corte o molto lunghe), è necessario eseguire uno studio specifico. Eventuali ulteriori elementi di dettaglio necessari alla definizione della sezione interna netta saranno forniti dal Gestore dell'Infrastruttura ferroviaria.

7. NORME PER LE OPERE INTERAGENTI CON I TERRENI E CON LE ROCCE, PER GLI INTERVENTI NEI TERRENI E PER LA SICUREZZA DEI PENDII

7.1. DISPOSIZIONI GENERALI

7.1.1. OGGETTO DELLE NORME

Le presenti norme riguardano:

- a) il progetto, la realizzazione ed il collaudo delle opere interagenti con i terreni e con le rocce:
 - opere di fondazione delle strutture in elevato;
 - opere di sostegno;
 - opere in sotterraneo;
 - opere e manufatti di materiali sciolti naturali.
- b) il progetto, la realizzazione ed il collaudo degli interventi nei terreni e nelle rocce:
 - fronti di scavo;
 - miglioramento e/o consolidamento 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.

7.1.2. SCOPO DELLE NORME

Le norme definiscono le procedure per garantire la sicurezza, la durabilità, la robustezza ed il rispetto delle condizioni di esercizio delle opere di cui al punto 7.1.1.

7.1.3. PRESCRIZIONI GENERALI

Le scelte progettuali devono tener conto delle prestazioni attese delle opere, dei caratteri geologici del sito ed essere basati su una preventiva modellazione geotecnica dei terreni, ottenuta attraverso specifici studi, rilievi, indagini e prove.

Le indagini per la caratterizzazione del sito, per la definizione del modello geologico e per la modellazione geotecnica del terreno vanno commisurate all'importanza ed all'estensione dell'opera e alle conseguenze che gli interventi possono produrre sull'ambiente circostante, in tutte le fasi realizzative e ad opera ultimata, con particolare riferimento alle opere esistenti.

I risultati degli studi, delle indagini e delle modellazioni geotecniche debbono essere esposti in specifici distinti documenti.

Qualora le indagini integrative, effettuate durante l'esecuzione dell'opera, comportino una revisione della caratterizzazione geotecnica di progetto, questo andrà aggiornato alle nuove conoscenze, nello spirito del metodo "osservazionale".

Qualora l'opera ed i suoi effetti sul terreno abbiano grande rilevanza, occorre approntare un programma di monitoraggio che preveda un congruo periodo di osservazione anche dopo la fine della costruzione dell'opera.

7.2. ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO

Il progetto delle opere interagenti con il terreno deve articolarsi nelle seguenti fasi:

- modellazione geologica del sito;
- indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica;
- scelta della tipologia e tecnologia degli interventi e loro dimensionamento;
- descrizione delle fasi e delle modalità costruttive;
- verifiche della sicurezza e delle prestazioni;
- piani di controllo e monitoraggio delle principali grandezze (spostamenti assoluti e relativi dell'opera interagente con il terreno e della struttura in elevato, carichi piezometrici, ecc).

7.2.1. MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

Il modello geologico del sito deve essere orientato alla ricostruzione dei caratteri stratigrafici, litologici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio. Esso deve essere sviluppato in modo da costituire utile elemento di riferimento per l'inquadramento, da parte del progettista, delle problematiche geotecniche a piccola e grande scala e del programma delle indagini.

Il modello geologico di riferimento sarà validato e supportato da indagini specifiche in funzione dell'importanza dell'opera.

7.2.2. INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

La caratterizzazione geotecnica consiste nella individuazione, in funzione del tipo di opera e/o di intervento, delle caratteristiche chimico-fisiche e meccaniche del terreno, necessarie alla definizione del modello geotecnico, alla valutazione della sicurezza, della funzionalità in relazione alle prestazioni attese, durabilità e robustezza delle opere.

I parametri fisici e meccanici da attribuire ai terreni, espressi questi ultimi attraverso valori caratteristici, devono essere desunti da specifiche prove eseguite in laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e/o attraverso l'elaborazione dei risultati di prove e misure in sito.

È responsabilità del progettista definire il piano delle indagini e la caratterizzazione geotecnica corrispondente alle diverse fasi del progetto (preliminare, definitivo ed esecuti-

vo), tenendo conto anche delle ulteriori indagini e studi che dovranno essere svolte durante l'esecuzione dell'opera.

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 faranno parte dell'elenco depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.

Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione potrà essere basata sull'esperienza e sulle conoscenze disponibili, ferma restando la piena responsabilità del progettista sulle ipotesi e sulle scelte progettuali.

7.2.3. SCELTA DELLA TIPOLOGIA E TECNOLOGIA DEGLI INTERVENTI E LORO DIMENSIONAMENTO

Le scelte progettuali, fatta salva l'importanza degli aspetti economici, devono essere basate su una caratterizzazione geotecnica del sottosuolo, sulle tecnologie disponibili, sulla effettiva costruibilità e sugli obiettivi prestazionali da soddisfare.

7.2.4. DESCRIZIONE DELLE FASI E DELLE MODALITÀ COSTRUTTIVE

Il progetto dell'opera deve esaminare con completezza tutte le fasi costruttive, individuando eventuali aspetti di criticità e il loro effetto sull'ambiente circostante.

7.2.5. 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) vanno effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure, illustrati nei paragrafi successivi.

7.2.5.1 Verifiche nei confronti degli stati limiti ultimi (SLU)

Deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

ove E_d è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e R_d è il valore di progetto della resistenza del terreno. Nella verifica della suddetta condizione, si richiama quanto specificato al paragrafo 2.3, ovvero che il Progettista ed il Committente, di concerto, possono utilizzare modelli di calcolo diversi da quelli indicati nel seguito, purchè vengano rispettati i livelli di sicurezza e di prestazioni attese del presente Capitolo.

La resistenza R_d è determinata:

- A. in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici di resistenza, divisi per il coefficiente parziale γ_m specificato nella successiva tabella 7.2.I;
- B. sulla base di misure dirette, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Tab. 7.2.I Coefficienti parziali per i parametri del terreno.

PARAMETRO	PARAMETRO AL QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFF. PARZIALE	
		γ_m	
		M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}=1,00$	$\gamma_{\varphi'}=1,25$
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}=1,00$	$\gamma_{c'}=1,25$
Resistenza non drenata	c_{uk}	$\gamma_{cu}=1,00$	$\gamma_{cu}=1,40$
Peso dell'unità di volume	γ	$\gamma_{\gamma}=1,00$	$\gamma_{\gamma}=1,00$

Per le rocce ed i materiali lapidei non fratturati la resistenza può essere rappresentata dalla resistenza a compressione uniassiale q_u . Al valore caratteristico dovrà 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.

L'estrapolazione dei risultati di prove su modello deve essere accompagnata dalla verifica della corrispondenza delle condizioni di prova a quelle reali.

7.2.5.2 Azioni

Le azioni ed i relativi coefficienti parziali γ_f sono indicati nella Tabella 7.2.II.

I coefficienti di combinazione ψ vanno assunti come specificato nei Capitoli 2 e 3.

Tab. 7.2.II - Coefficienti parziali relativi alle azioni per le verifiche di stati limite ultimi (SLU)

AZIONE	SIMBOLO γ_f	COEFFICIENTE PARZIALE (A1)	COEFFICIENTE PARZIALE (A2)
Permanente sfavorevole	γ_G	1,4	1,0
Permanente favorevole		1,0	1,0
Variabile sfavorevole	γ_Q	1,5	1,3
Variabile favorevole		0	0

Solitamente, ma non necessariamente, i coefficienti della colonna A1, combinati con quelli della colonna M1 della Tabella 7.2.I, sono rilevanti per stabilire la capacità strutturale delle opere che interagiscono con il terreno, mentre i coefficienti della colonna A2, combinati con quelli della colonna M2 della Tabella 7.2.I, sono rilevanti per il dimensionamento geotecnico. Tranne nei casi in cui una delle due combinazioni sia manifestamente più restrittiva, le verifiche degli stati limite SLU devono essere condotte con entrambe le combinazioni (A1+M1 e A2+M2). Fanno eccezione i pali e gli ancoraggi, per i quali valgono i criteri riportati nei relativi paragrafi.

Nelle verifiche al galleggiamento, i relativi coefficienti parziali sono indicati nella Tabella 7.2.III.

Tab. 7.2.III - Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di galleggiamento.

AZIONE	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE GALLEGGIAMENTO
Permanente sfavorevole	γ_G	1,0
Permanente favorevole		0,9
Variabile sfavorevole	γ_Q	1,5
Variabile favorevole		0

7.2.5.3 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.

7.2.6. MONITORAGGIO DEL COMPLESSO OPERA-TERRENO

Il monitoraggio del complesso opera-terreno consiste nella installazione di un'appropriata strumentazione e nella misura di grandezze fisiche significative, quali ad esempio spostamenti, pressioni neutre ecc., prima, durante e dopo la costruzione del manufatto.

Il monitoraggio deve consentire di verificare la corrispondenza tra le ipotesi progettuali e i comportamenti osservati e di controllare il comportamento delle opere nel tempo.

7.3. OPERE INTERAGENTI CON I TERRENI E CON LE ROCCE

7.3.1. FONDAZIONI DELLE STRUTTURE IN ELEVATO

Le scelte progettuali per le opere di fondazione vanno fatte contestualmente e congruentemente con quelle delle strutture in elevato.

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 ed in presenza dell'opera e di eventuali scavi, riporti o interventi di altra natura, necessari alla sua realizzazione.

7.3.1.1 Fondazioni dirette

Fondazioni dirette o superficiali sono quelle che trasferiscono l'azione proveniente dalla struttura in elevato agli strati superficiali del terreno.

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta in relazione alle caratteristiche ed alle prestazioni da raggiungere della struttura in elevato, alle caratteristiche dei terreni ed alle condizioni idrogeologiche.

Il piano di fondazione deve essere posto al di fuori del campo di variazioni significative di contenuto d'acqua del terreno ed essere sempre posto a profondità tale da non risentire di fenomeni di erosione o scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale.

VERIFICA DI SICUREZZA (SLU DEL COMPLESSO FONDAZIONE-TERRENO)

Deve essere rispettata la condizione di cui al paragrafo 7.2.5.1., nella quale le azioni di calcolo, ottenute applicando i coefficienti del caso A1 (A2), sono confrontate con la resistenza di progetto R_d , ottenuta applicando i coefficienti del caso M1 (M2), in base a quanto specificato al paragrafo 7.2.5.2.

Per i terreni a grana fine, la precedente condizione deve essere verificata sia a breve che a lungo termine.

VERIFICHE IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO (SLE)

Il progetto deve indicare l'entità degli spostamenti e delle distorsioni, compatibili con la funzionalità della struttura in elevato, e deve essere sviluppato in modo che gli spostamenti attesi e le distorsioni risultino inferiori a quelle compatibili. Si intendono tali gli spostamenti e le distorsioni che non provocano effetti incompatibili con la durabilità e l'esercizio dell'opera, nelle diverse condizioni di carico.

Dimensioni, forma e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto delle prestazioni specificate in progetto, tenendo presente che i requisiti legati allo SLE possono risultare più restrittivi di quelli legati allo SLU.

7.3.1.2 Fondazioni su pali

Fondazioni indirette o su pali sono quelle che trasferiscono l'azione della struttura in elevato agli strati profondi del terreno.

Il progetto di una fondazione su pali comprende 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.

7.3.1.2.1 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

Deve essere rispettata la condizione di cui al paragrafo 7.2.5.1. In particolare, ottenute le azioni di calcolo tramite l'applicazione dei coefficienti del caso A2, la resistenza di calcolo R_d del palo singolo può essere determinata con:

- a) metodi di calcolo analitici, dove R_d viene calcolato con riferimento ai parametri del terreno, ottenuti da prove sperimentali, oppure tramite metodi empirici che utilizzano direttamente il risultato di prove in sito (prove penetrometriche, ecc.);
- b) risultati di prove di carico statico su pali di prova;
- c) metodi di calcolo basati sull'osservazione del comportamento dei pali durante la battitura.

(a) Con riferimento alle procedure che prevedono l'utilizzo diretto dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza a compressione $R_{c,k}$ e a trazione $R_{t,k}$ sarà

dato dal minore dei valori ottenuti applicando i coefficienti di riduzione ξ_3, ξ_4 , riportati nella Tabella 7.3.III, alle resistenze R_{cal} dedotte dai risultati delle suddette prove, ossia:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

La resistenza di progetto si otterrà applicando alla resistenza caratteristica i coefficienti parziali γ_R della Tabella 7.3.I.

Analoga procedura si seguirà nel caso $R_{c,cal}$ derivi dall'utilizzo dei parametri meccanici del terreno, assunti con i loro valori caratteristici.

(b) Quando si determina il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ dalla resistenza $R_{c,m}$ misurata nel corso di una o più prove di carico, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione sarà pari al minore dei valori ottenuti applicando i coefficienti di riduzione ξ , riportati nella Tabella 7.3.II:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_1}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{media}}{\xi_1}; \frac{(R_{t,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

Il valore di calcolo della resistenza risulterà quindi pari a $R_d = R_k / \gamma_R$, con i valori dei coefficienti parziali γ_R riportati nella Tabella 7.3.I.

Tab. 7.3.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei pali da applicare alle resistenze caratteristiche desunte da prove di carico

RESISTENZA	SIMBOLO γ_R	PALI INFISSI	PALI TRIVELLATI	PALI A ELICA CONTINUA
Punta	γ_b	1,35	1,6	1,45
Laterale (compressione)	γ_s	1,35	1,3	1,30
Totale (compressione)	γ_t	1,35	1,5	1,40
Laterale in trazione	γ_{st}	1,60	1,6	1,60

Tab. 7.3.II - Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali dai risultati di prove di carico statico

n = numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

Tab. 7.3.III - Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali dai risultati di prove in sito

n = numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

(c) Nel caso infine si faccia riferimento a formule dinamiche, utilizzando i risultati di misure effettuate nel corso dell'infissione dei pali, la validità dell'approccio dovrà essere documentata da precedenti esperienze, basate sul comportamento di pali simili, installati in circostanze analoghe, o basate sul confronto con prove di carico.

Oltre alle verifiche della capacità portante dell'insieme palo-terreno, occorrerà procedere alla verifica del palo quale componente strutturale.

7.3.1.2.2. Verifiche in condizioni di esercizio - SLE

Vale quanto riportato per le fondazioni dirette, tenendo conto del diverso grado di mobilitazione della portata di base e della portata per attrito lungo il fusto, in funzione del livello di carico applicato.

Nel progetto di una fondazione su pali è ammesso l'impiego dei pali con funzione di riduzione o regolazione dei cedimenti. In questo caso, il carico limite della fondazione dev'essere valutato con riferimento alla sola piastra.

7.3.1.2.3 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.

7.3.1.2.4 CONTROLLI - PROVE DI CARICO

Le prove per la determinazione del carico limite ultimo del singolo palo (prove di progetto), devono essere spinte a valori del carico assiale tali da consentire di tracciare diagrammi significativi per la ricerca del carico limite ultimo sulla base dei cedimenti della testa del palo in funzione dei carichi applicati; in ogni caso si devono raggiungere valori pari ad almeno 2 volte il carico assiale massimo di esercizio.

Se si esegue una sola prova di carico di progetto, questa deve essere ubicata dove le condizioni del terreno sono più sfavorevoli.

Sui pali di fondazione vengono eseguite prove di carico statiche di collaudo per controllare se il comportamento dei pali corrisponde a quello previsto in progetto. Queste prove devono essere spinte ad un carico assiale almeno pari a 1.5 volte il carico assiale massimo di esercizio. Per i pali di grosso diametro si potrà ricorrere a prove eseguite su pali aventi la stessa lunghezza ma diametro inferiore, purchè adeguatamente motivate.

Il numero e l'ubicazione delle prove di carico di collaudo devono essere stabiliti in base all'importanza dell'opera e al grado di omogeneità del sottosuolo; in ogni caso il numero di prove deve essere pari ad almeno l'1 % del numero totale di pali con un minimo di 2.

Ai fini della valutazione dell'integrità del palo possono essere eseguite prove di carico dinamiche, da tarare con quelle statiche di progetto, e controlli non distruttivi.

7.3.2 OPERE DI SOSTEGNO

Le norme si applicano a tutte le opere ed interventi aventi lo scopo di sostenere un fronte di terreno instabile:

- muri, per i quali la funzione di sostegno è affidata al peso proprio ed a quello del terreno direttamente gravante su di esso (muri a gravità, muri a mensola, muri a contraforti);
- paratie, per le quali la funzione di sostegno è assicurata principalmente dalla resistenza a flessione della struttura, dalla reazione di volumi di terreno e da eventuali ancoraggi;
- 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 (terra armata; terra rinforzata; muri cellulari; ecc).

7.3.2.1 Criteri generali di progetto

La scelta del tipo di opera di sostegno deve essere effettuata in funzione dei requisiti di funzionalità, delle caratteristiche meccaniche dei terreni, delle loro condizioni di stabilità, di quelle dei materiali di riporto, della incidenza sulla sicurezza di dispositivi complementari (rinforzi; drenaggi; tiranti ed 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 già esistenti, il comportamento dell'opera di sostegno deve garantirne i previsti livelli di funzionalità e stabilità. In particolare, 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 dovranno 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.

7.3.2.2 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 di stabilità con riferimento a cinematismi riconducibili allo scivolamento sul piano di posa, al ribaltamento ed alla rottura dell'insieme fondazione-terreno, nonché la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno terreno.

VERIFICA DI SICUREZZA (SLU)

Deve risultare rispettata la condizione di cui al paragrafo 7.2.5.1. e la verifica deve essere condotta secondo la lettera A dello stesso paragrafo, con le azioni di calcolo determinate applicando i coefficienti del caso A1 (A2), confrontate con la resistenza di calcolo, determinata applicando i coefficienti del caso M1 (M2).

In generale, le ipotesi di calcolo delle spinte devono essere giustificate sulla base dei prevedibili spostamenti relativi manufatto-terreno. Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali non si terrà conto in generale del contributo di resistenza 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 di tale resistenza sarà 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. La stabilità del fondo dello scavo deve essere verificata nei riguardi di fenomeni di rottura per sollevamento o per sifonamento. I criteri di sicurezza adottati devono essere commisurati anche al livello di rappresentatività del modello di calcolo adottato e agli scenari di rischio.

Nel caso di strutture miste o composite le verifiche di stabilità globale devono essere accompagnate da verifiche di funzionalità e durabilità degli elementi singoli.

7.3.2.3. 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 di quella 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.

7.3.3. TIRANTI DI ANCORAGGIO

I tiranti di ancoraggio 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.

7.3.3.1 Criteri di progetto

Ai fini del progetto delle opere di sostegno, i tiranti si distinguono in provvisori e permanenti.

I tiranti 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 tirante 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 tiranti di ancoraggio attivi impiegati per il sostegno permanente, deve essere predisposto un adeguato piano di monitoraggio per verificarne l'efficacia nel tempo; 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.

VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

Deve risultare rispettata la condizione di cui al paragrafo 7.2.5.1. Ai fini della verifica della fondazione dell'ancoraggio, l'azione di progetto, determinata applicando i coefficienti del caso A2, sarà confrontata con la resistenza di progetto R_{ad} , determinata con:

- a) metodi di calcolo, basati sui risultati di prove in sito e di laboratorio;
- b) risultati di prove di carico su ancoraggi di prova.

Nel caso (a), la verifica viene effettuata utilizzando una procedura analoga a quella indicata per i pali in trazione.

Nel caso (b) per il calcolo del valore $R_{ad} = R_{ak} / \gamma_R$, devono essere utilizzati i coefficienti parziali γ_R (nello specifico γ_a) riportati nella seguente Tabella 7.3.IV.

Tab. 7.3.IV - Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi pretesi (a bulbo iniettato)

RESISTENZA	SIMBOLO γ	COEFFICIENTE PARZIALE
Temporanei	$\gamma_{a,t}$	1,30
Permanenti	$\gamma_{a,p}$	1,50

Per i metodi di valutazione di R_{ak} attraverso prove di carico, dai valori di resistenza ricavati $R_{a,m}$ si dedurrà il valore caratteristico R_{ak} applicando i fattori di riduzione ξ_a riportati nella Tabella 7.3.V

Tab. 7.3.V - Coefficienti di riduzione ξ_a per prove su ancoraggi

n = numero di prove	1	2	>2
ξ_{a1}	1,50	1,35	1,30
ξ_{a2}	1,50	1,25	1,10

Il valore della resistenza caratteristica R_{ak} sarà dato dal minore dei valori derivanti dall'applicazione di ξ_{a1} e ξ_{a2} rispettivamente al valor medio e al valor minimo dei risultati ottenuti nel corso delle prove:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,m})_{\text{medio}}}{\xi_{a1}}; \frac{(R_{a,m})_{\text{min}}}{\xi_{a2}} \right\}$$

7.3.3.3.2 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 transitori indotti dall'esecuzione dei tiranti.

7.3.3.3.3 PROVE DI CARICO

I tiranti preliminari di prova (tiranti 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.

I tiranti 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 di tiranti è inferiore a 30,
- 3 se il numero di tiranti è compreso tra 31 e 100,
- 7 se il numero di tiranti è compreso tra 101 e 200,
- 8 se il numero di tiranti è compreso tra 201 e 500,
- 10 se il numero di tiranti è superiore a 500.

Le prove di collaudo, da effettuarsi su tutti i tiranti, 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 sui tiranti preliminari di prova.

7.3.4. OPERE IN SOTTERRANEO

Le presenti norme definiscono le procedure tecniche per il progetto, la costruzione e il collaudo delle opere in sotterraneo quali le gallerie, le caverne, i pozzi, che comportano operazioni coordinate di asportazione del terreno e di messa in opera di rivestimenti e di interventi necessari alla stabilizzazione a breve ed a lungo termine di cavità.

7.3.4.1 Prescrizioni generali

L'approccio progettuale deve prevedere metodi atti a prevenire e contrastare sia nelle fasi esecutive che ad opere ultimate gli effetti legati alla variazione dello stato tensionale indotta dalla rimozione di volumi di terreno. A tale scopo esso deve in generale definire:

- geometria e tracciato dell'intervento;
- metodo e tecniche di scavo;
- interventi di stabilizzazione delle pareti di scavo a breve e a lungo termine, definiti e quantificati con riferimento alla soluzione media di progetto e con le relative variabilità;
- eventuali tecniche di miglioramento e di rinforzo dei terreni e delle rocce;
- sistemi per l'intercettazione ed il controllo delle acque sotterranee;
- individuazione delle problematiche relative a possibili risentimenti al contorno;
- 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 ricollocazione dei materiali di risulta degli scavi.

7.3.4.2 Caratterizzazione geologica

L'ampiezza e l'approfondimento degli studi e delle indagini devono essere commisurati alla complessità geologica ed alla vulnerabilità ambientale del sito. In ogni caso dovranno essere acquisiti elementi sui caratteri stratigrafici e strutturali delle formazioni interessate, conseguenti all'evoluzione tettonica, con descrizione dei litotipi intercettati dall'opera. Il modello geologico costruito sulla base dei dati di letteratura e di rilevamento diretto dovrà essere confrontato, verificato e validato con i dati provenienti da specifiche e mirate indagini dirette ed indirette. Verifiche preliminari sulle condizioni di

stabilità del territorio dovranno riguardare le zone di "imbocco" ed i tratti con modesta "copertura". Nel caso di scavi e gallerie poco profonde in ambiente urbano, le indagini dovranno mirare alla ricostruzione della evoluzione geomorfologica superficiale recente connessa anche alla rimodellazione antropica del territorio avvenuta in epoca storica, con particolare riferimento alla individuazione di cavità naturali ed artificiali.

7.3.4.3 Indagini e caratterizzazione geotecnica

Le indagini geotecniche dovranno consentire una modellazione del comportamento dei terreni e delle rocce necessaria alla previsione del comportamento tenso-deformativo dell'ammasso nelle diverse fasi di scavo.

In tale ottica, il modello geotecnico sarà riferito alle situazioni medie più probabili, contemplando anche le possibili variabilità delle grandezze caratteristiche del modello stesso.

In casi di scavi di grande estensione e profondità e comunque in situazioni geologiche complesse dove viene adottato il "metodo osservazionale" di cui al punto 7.1.3, saranno svolte anche indagini e prove integrative in corso d'opera. In questi casi il progetto definirà la soluzione costruttiva di cui al punto 7.3.4.4 c) e gli scenari sia di possibili alternative da mettere in opera in funzione dei parametri scelti per verificare la rispondenza delle condizioni riscontrate alle previsioni di progetto, sia di possibili ottimizzazioni nell'ambito delle variabilità della soluzione adottata, sulla base degli stessi parametri e di criteri predefiniti in progetto.

Indagini di particolare impegno, quali ad esempio pozzi, cunicoli e speciali campi prova potranno essere presi in considerazione nei casi di opere di notevole importanza o di ammassi di particolare complessità strutturale.

Nel caso di scavi in ambiente urbano, indagini e studi saranno rivolti anche alla valutazione dello stato di consistenza, dei caratteri strutturali e delle condizioni di stabilità di manufatti ed infrastrutture esistenti, di preesistenze archeologiche e di cavità naturali ed artificiali.

7.3.4.4 Criteri di progetto

Sulla base del modello geotecnico del sottosuolo, il progetto deve comprendere la previsione gli effetti direttamente indotti dagli scavi e i risentimenti al contorno, sia nelle fasi costruttive che ad opere ultimate. Da essi devono derivare la scelta del metodo e delle tecniche di scavo, la individuazione degli interventi necessari ad assicurare le azioni di precontenimento e di contenimento della cavità a breve e lungo termine.

L'azione di precontenimento, che viene esercitata a monte del fronte di scavo, ha lo scopo di rendere minima la differenza tra il profilo teorico della cavità prima dello scavo e quello che si ottiene effettivamente dopo lo scavo. Tale azione, che anticipa quella sviluppata dal rivestimento, può essere esercitata da trattamenti di miglioramento e/o rinforzo del terreno oppure da altri provvedimenti protettivi del nucleo di avanzamento quali ad esempio, nel caso di gallerie, "prevolte" in terreno consolidato o in betoncino fibrorinforzato.

L'azione di contenimento, che viene esercitata a valle del fronte di scavo, ha lo scopo di rendere minima la variazione nel tempo del profilo teorico della cavità a seguito dello