

STAZIONE APPALTANTE



DIREZIONE GENERALE CURA DEL TERRITORIO E DELL'AMBIENTE

IDROVIA FERRARESE

2° Lotto 1 str/PARTE. Lavori di realizzazione del ponte provvisorio e dell'annessa viabilità di Via della Pace a Final di Rero.

RUP:

DOTT. CLAUDIO MICCOLI
REGIONE EMILIA-ROMAGNA
AGENZIA REGIONALE PER LA SICUREZZA TERRITORIALE E LA PROTEZIONE CIVILE
SERVIZIO AREA RENO PO DI VOLANO - SEDE DI FERRARA

PROGETTAZIONE:



Via Carlo Cattaneo, 20 - 37121 VERONA (VR)
Tel. +39 045 8053611 - Fax. +39 045 8011558
E-Mail: technical@technical.it

S.p.A.



DIRETTORE TECNICO:
DOTT. ING. SIMONE VENTURINI

INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
DOTT. ING. ALESSANDRA PARIS

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO ELABORATO:

RELAZIONE TECNICA DELLE STRUTTURE
PONTE PER VIABILITA' PROVVISORIA
SPALLE

ELABORATO N° :

II080P-PE-RT002-C1

		ELABORATO		CONTROLLATO		APPROVATO	
SIGLA		G.MARCOLINI		A.PARIS		S.VENTURINI	
REVISIONE	N.	DATA	DESCRIZIONE				
	1	20/06/2018	EMISSIONE PER APPROVAZIONE				
	2	10/07/2018	REVISIONE A SEGUITO VERIFICA				
	3						

NOME FILE :

II080P-PE-RT002-C1.doc

DATA:

LUGLIO 2018

SCALA :

Regione Emilia Romagna
Direzione Generale Cura del Territorio e dell'Ambiente

IDROVIA FERRARESE
2° Lotto 1 str/PARTE - Lavori di realizzazione del ponte provvisorio e
dell'annessa viabilità di Via della Pace a Final di Rero

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE TECNICA DELLE STRUTTURE
PONTE PER VIABILITA' PROVVISORIA – SPALLE

INDICE

1. INTRODUZIONE	5
1.1. Oggetto e scopo	5
1.2. Inquadramento generale dell'intervento	5
1.3. Criteri e vincoli per la definizione della configurazione ottimale di progetto	6
1.4. Descrizione dell'opera	7
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	11
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	12
3.1. Calcestruzzi (Secondo EN206- UNI 11104)	12
3.2. Acciaio per armature (Secondo NTC 2018 – D.M. 17/01/2018)	12
3.3. Acciaio strutturale (Secondo NTC 2018 – D.M. 17/01/2018)	13
4. AZIONI DI CALCOLO	14
4.1. Analisi dei carichi	14
4.1.1. Carichi permanenti	14
4.1.2. Carichi mobili	14
4.1.3. Azione di frenamento	15
4.1.4. Azione centrifuga	15
4.1.5. Azione indotta dal vento	15
4.1.6. Azioni sismiche	16
5. ANALISI STRUTTURALE	25
5.1. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi	25
5.2. Verifiche agli stati limite di esercizio	26
5.3. Combinazioni di carico	29
6. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO	34
7. SPALLA S1 – SPONDA SINISTRA	36
7.1. Carichi trasmessi dall'impalcato	36
7.1.1. Carichi permanenti e mobili	36
7.2. Carichi agenti sulla spalla	37
7.2.1. Carichi permanenti e mobili	37
7.2.2. Carichi eccezionali ed in fase di costruzione	38
7.3. Verifiche sezione A-A	39
7.3.1. Caratteristiche meccaniche dei palancolati e dei tiranti	39

7.3.2.	Fasi di calcolo della struttura	41
7.3.3.	Risultati analisi numeriche	42
7.3.4.	Verifiche agli stati limite ultimi	45
7.3.5.	Verifiche agli stati limite di vita	57
7.3.6.	Capacità portante palancolato anteriore	62
7.3.7.	Verifiche di stabilità globale	64
7.3.8.	Verifiche agli stati limite di esercizio	65
7.4.	Verifiche sezione B-B	68
7.4.1.	Caratteristiche meccaniche dei palancolati e dei tiranti	68
7.4.2.	Fasi di calcolo della struttura	69
7.4.3.	Risultati analisi numeriche	70
7.4.4.	Verifiche agli stati limite ultimi	72
7.4.5.	Verifiche agli stati limite di vita	81
7.4.6.	Verifiche di stabilità globale	85
7.4.7.	Verifiche agli stati limite di esercizio	86
7.5.	Verifiche trave frontale in c.a.	88
7.5.1.	Verifiche stati limite ultimi	88
7.5.2.	Verifiche stati limite di esercizio	93
7.6.	Verifiche cordolo laterale in c.a.	98
7.6.1.	Verifiche stati limite ultimi	98
7.6.2.	Verifiche stati limite di esercizio	100
8.	SPALLA S2 – SPONDA DESTRA	103
8.1.	Carichi trasmessi dall'impalcato	103
8.1.1.	Carichi permanenti e mobili	103
8.2.	Carichi agenti sulla spalla	104
8.2.1.	Carichi permanenti e mobili	104
8.2.2.	Carichi eccezionali ed in fase di costruzione	105
8.3.	Verifiche sezione C-C	106
8.3.1.	Caratteristiche meccaniche dei palancolati e dei tiranti	106
8.3.2.	Fasi di calcolo della struttura	108
8.3.3.	Risultati analisi numeriche	109
8.3.4.	Verifiche agli stati limite ultimi	112
8.3.5.	Capacità portante palancolato anteriore	122
8.3.6.	Verifiche di stabilità globale	124
8.3.7.	Verifiche agli stati limite di esercizio	125
8.4.	Verifiche sezione D-D	128
8.4.1.	Caratteristiche meccaniche dei palancolati e dei tiranti	128
8.4.2.	Fasi di calcolo della struttura	129
8.4.3.	Risultati analisi numeriche	130
8.4.4.	Verifiche agli stati limite ultimi	132

8.4.5. Verifiche di stabilità globale	139
8.4.6. Verifiche agli stati limite di esercizio	141
8.5. Verifiche trave frontale in c.a.	143
8.6. Verifiche cordolo laterale in c.a.	143
APPENDICE A: OUTPUT ANALISI PLAXIS DELLE SEZIONI	144
Sezione A-A Spalla sinistra	145
Sezione B-B Spalla sinistra	156
Sezione C-C Spalla destra	162
Sezione D-D Spalla destra	173

1. INTRODUZIONE

1.1. Oggetto e scopo

Le strutture oggetto della presente relazione si riferiscono all'intervento di realizzazione di un'arteria provvisoria per il passaggio dei mezzi pesanti alternativa alla Strada Provinciale 15 in Final di Rero nel Comune di Tresigallo (FE).

1.2. Inquadramento generale dell'intervento

Il ponte esistente che attraversa l'idrovia a Final di Rero nel Comune di Tresigallo (FE) versa in condizioni di grave ammaloramento. Pertanto la stazione appaltante ha ritenuto, a seguito di indagini sui materiali e controlli effettuati sulla struttura, di declassare il ponte e quindi inibirlo al traffico pesante.

Per questo motivo è risultato necessario prevedere la realizzazione di un ponte a carattere provvisorio che garantisca la funzionalità delle arterie stradali ai mezzi pesanti, fin tanto che non venga realizzato il nuovo ponte sull'idrovia.

La nuova viabilità provvisoria a doppio senso di marcia (vedi Figura 1.1), oggetto del presente progetto, prevede l'attraversamento dell'idrovia circa 100 m a valle dell'attuale ponte di Final di Rero, mediante ponte provvisorio in carpenteria metallica ad unica campata, con conseguente uscita in Via della Pace.

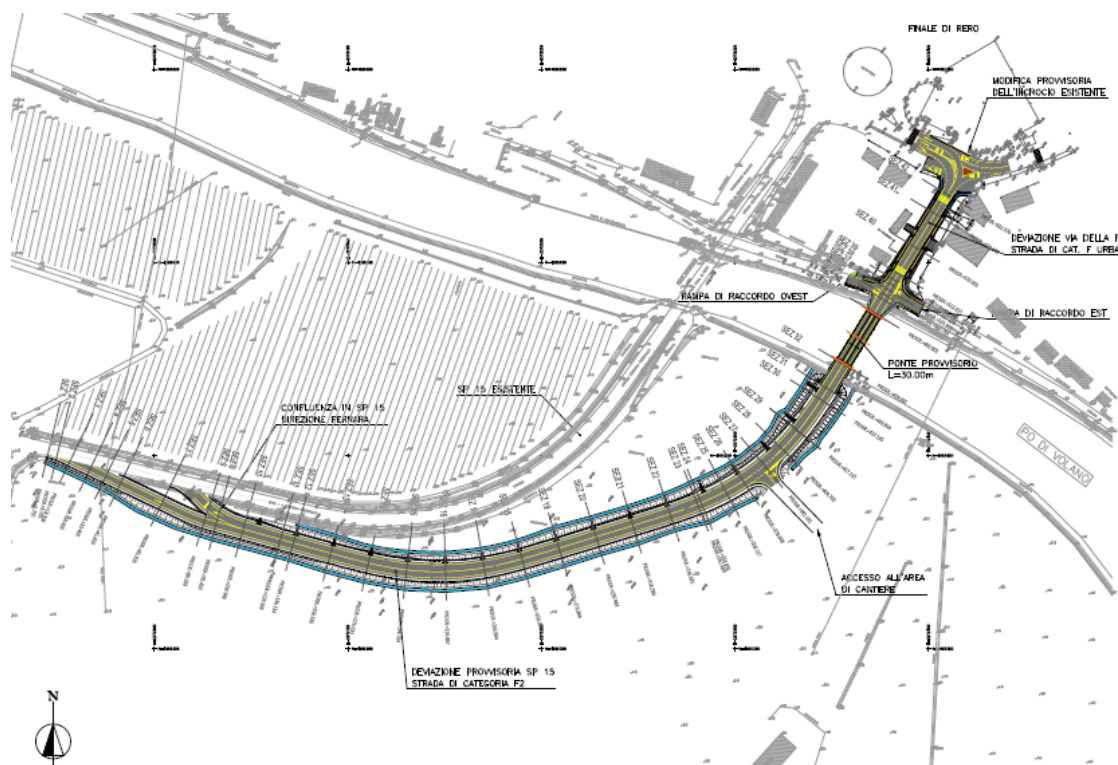


Figura 1.1 – Planimetria viabilità provvisoria Final di Rero

L'opera stradale di attraversamento dell'idrovia è costituita quindi da un ponte in carpenteria metallica e da due spalle (destra e sinistra idrografica) a sostegno dell'impalcato.

1.3. Criteri e vincoli per la definizione della configurazione ottimale di progetto

La nuova viabilità provvisoria, prevede un ponte a travi in carpenteria metallica sorretto da spalle realizzate mediante l'utilizzo di palancole metallici.

La scelta è ricaduta su tale tipologia per i seguenti motivi:

- facilità e velocità di montaggio e smontaggio del ponte in carpenteria metallica;
- velocità realizzativa delle spalle del ponte e minor impatto ambientale, grazie all'impiego di palancole metalliche rispetto alle tradizionali fondazioni su pali;
- riduzione dei getti in opera limitati ai soli coronamenti in testa alle palancole;
- riduzione delle demolizioni per il ripristino dello stato esistente.

La scelta progettuale inoltre è stata condizionata da due vincoli importanti:

- tirante d'aria minimo da garantire di 3,95 m che ha condizionato la scelta delle spalle, preferendo diminuire la luce del ponte a 30 m a beneficio di un maggiore spazio per effettuare il raccordo altimetrico verticale con la viabilità esistente in Via della Pace;
- ponte a doppio senso di marcia, che ha condizionato la necessità di acquisire delle aree private in Via della Pace.

1.4. Descrizione dell'opera

L'opera stradale di attraversamento dell'idrovia è costituita da un ponte in carpenteria metallica e da due spalle (destra e sinistra idrografica) a sostegno dell'impalcato.

Il ponte considerato in progetto è una struttura modulare in carpenteria metallica ad unica campata di 30 m in semplice appoggio. E' costituito quindi da moduli affiancati, ognuno dei quali ha due appoggi per lato; ha una larghezza fuori tutto di 8,50 m e una larghezza della carreggiata di 7,50 m.

Il ponte soddisfa i requisiti ed i criteri della 1° categoria stradale. Inoltre è posizionato in modo da garantire il franco minimo di navigabilità richiesto dall'Ente proprietario e quantificato in 3,95 m in mezzzeria. La sezione navigabile minima garantita dall'opera provvisoria risulta quindi pari a 30 m x 3,95 m.

Le rampe e le spalle a sostegno del ponte hanno una morfologia particolare; mentre infatti sul lato destra idrografica la forma in pianta è pressochè rettangolare, sul lato opposto la spalla assume una forma trapezoidale, ovvero i risvolti che costituiscono la spalla subiscono uno svasamento rispetto all'asse longitudinale della strada per meglio consentire l'accesso dalle due rampe laterali che confluiscono in quel punto. In questo modo si soddisfano maggiormente i requisiti di sicurezza stradale, in quanto si rende migliore la visibilità in prossimità dell'incrocio, ed inoltre la spalla su questo lato si ammorsa nel terreno in maniera più solida rispondendo ai requisiti di sicurezza statica dell'opera stessa.

Le spalle, nel particolare, sono costituite da palancolati metallici mutuamente tirantati e collegati in testa mediante una trave di coronamento in c.a. di 1,20 m x 1,20 m che funge da appoggio diretto del ponte, ed un cordolo in c.a. di 1,00 m x 1,00 m che sormonta invece i palancolati che costituiscono i risvolti.

Il palancolato di testa, di lunghezza circa 9 m, è considerato nelle calcolazioni sia come struttura di contenimento che come struttura di appoggio del ponte stesso. Il palancolato ha un infissione minima di circa 22 m nel terreno naturale e risulta ancorato mediante tiranti in barre di acciaio di diametro pari a 3" ad un palancolato posteriore di lunghezza totale pari a circa 7 m e posto ad una distanza di 20 m da quello frontale.

I palancolati che formano i risvolti, di lunghezza variabile dagli 8 ai 22 m, hanno invece solo funzione di sostegno della rampa stradale. Questi sono infissi per almeno 7 m nel terreno naturale e risultano mutuamente tirantati attraverso barre di acciaio di diametro pari a 2,5". Tutti i tiranti sono posti ad interasse di 2,40 m e servono per limitare i cedimenti orizzontali delle strutture di sostegno, col fine di soddisfare i requisiti di sicurezza e funzionalità dell'opera.

Di seguito si riportano una planimetria ed una sezione tipo dell'intervento:

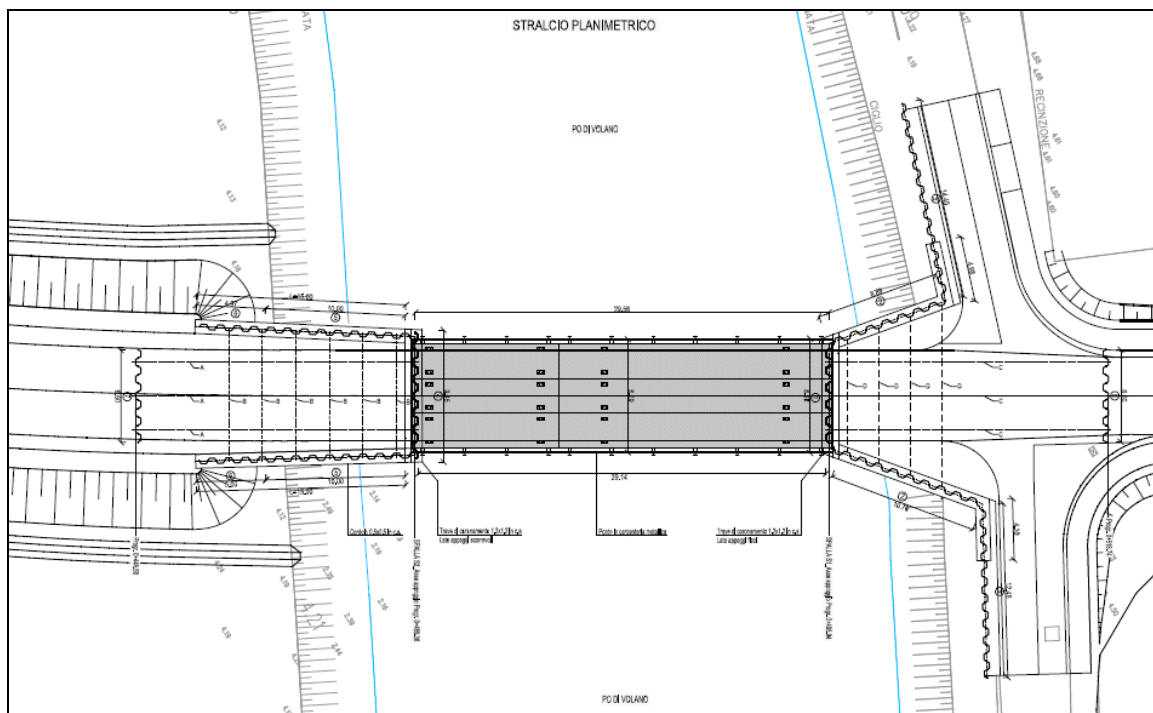


Figura 1.2 – Planimetria ponte provvisorio

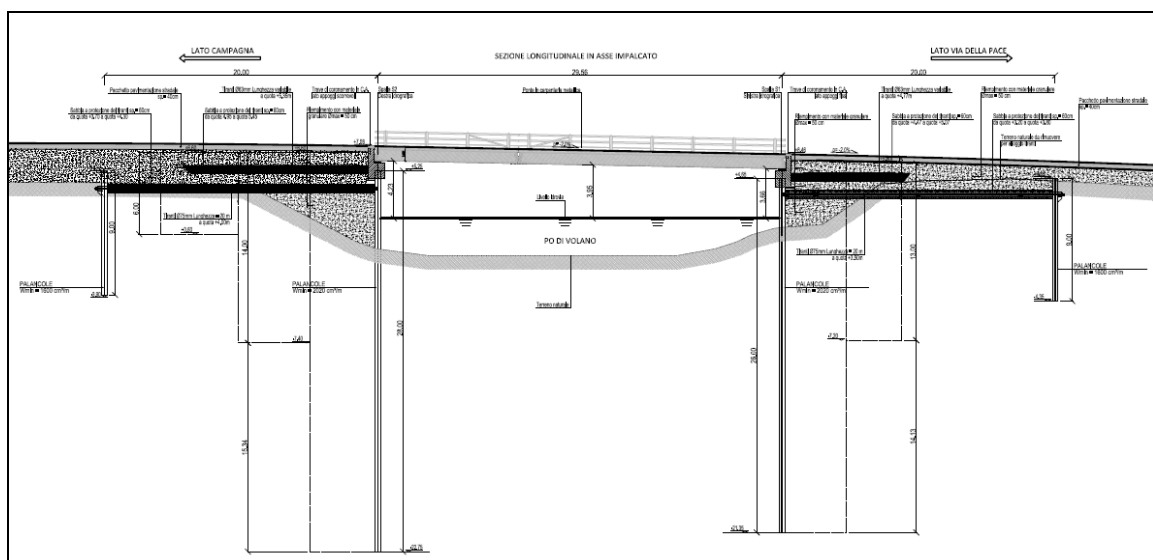


Figura 1.3 – Sezione longitudinale ponte provvisorio

Di seguito si riportano le principali caratteristiche geometriche delle spalle.

SPALLA DESTRA	SPALLA SINISTRA
Altezza palancolato frontale: 6,0 m	Altezza palancolato frontale: 4,0 m
Infissione palancolato frontale: 22,0 m	Infissione palancolato frontale: 22,0 m
Altezza max palancolato risvolti laterali: 7,0 m	Altezza max palancolato risvolti laterali: 5,0 m
Infissione min risvolti laterali: 7,0 m	Infissione min risvolti laterali: 7,0 m
Altezza muro paraghiaia: 1.20 m	Altezza muro paraghiaia: 1.20 m
Spessore muro paraghiaia: 0.40 m	Spessore muro paraghiaia: 0.40 m
Dimensioni cordolo frontale: 1,20x1,20 m	Dimensioni cordolo frontale: 1,20x1,20 m
Dimensioni cordolo laterale: 1,00x1,00 m	Dimensioni cordolo laterale: 1,00x1,00 m

Le strutture oggetto della presente relazione riguardano esclusivamente le spalle a sostegno del ponte provvisorio.

La relazione di calcolo degli impalcati metallici è invece oggetto di altra relazione che dovrà essere fornita dall'impresa nell'ambito del progetto costruttivo in funzione della fornitura del ponte in carpenteria metallica.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La normativa adottata per il calcolo e la verifica delle opere è di seguito elencata:

Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”

Circolare Min.LL.PP. del 02/02/2009, Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso, e per le strutture metalliche”, di cui al DM.LL.PP. precedente

UNI EN 1992-2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”

UNI EN 1993-2005: “Progettazione delle strutture di acciaio”

UNI EN 1993-5-2007: “Progettazione delle strutture di acciaio-Pali e palancole”

UNI EN 1994-2005: “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo”

UNI EN 1997-2005: “Progettazione geotecnica”

UNI EN 206-1-2001: Calcestruzzo, ”Specificazione, prestazione, produzione e conformità”

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1. Calcestruzzi (Secondo EN206- UNI 11104)

Travi e Cordoli

Classe di esposizione

Classe di resistenza

Modulo elastico

Resistenza caratteristica a compressione cilindrica

Resistenza media a compressione cilindrica

Resistenza di calcolo a compressione

Resistenza a trazione (valore medio)

Resistenza caratteristica a trazione

Resistenza caratteristica a trazione per flessione

Copriferro

	XF1-XC4	
	C32/40	
$E_c =$	33.600	N/mm ²
$f_{ck} =$	32,00	N/mm ²
$f_{cm} =$	38,00	N/mm ²
$f_{cd} =$	17,70	N/mm ²
$f_{ctm} =$	3,00	N/mm ²
$f_{ctk} =$	2,11	N/mm ²
$f_{cfk} =$	2,54	N/mm ²
$C_{min} =$	30	mm

Per il calcestruzzo ordinario armato si assume il seguente peso per unità di volume:

$$\rho'_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$$

3.2. Acciaio per armature (Secondo NTC 2018 – D.M. 17/01/2018)

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

	B450C	
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450 N/mm ²
tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} =$	540 N/mm ²
resistenza di calcolo a trazione	$f_{vd} =$	391,30 N/mm ²
modulo elastico	$E_s =$	206.000 N/mm ²

3.3. Acciaio strutturale (Secondo NTC 2018 – D.M. 17/01/2018)

Tutti i palancolati previsti nel progetto sono costituiti da acciaio S355GP, normato secondo la EN 10248-1, avente una tensione di snervamento $f_y \geq 355$ MPa e una tensione di rottura $f_u \geq 480$ MPa.

Le barre di ancoraggio (tiranti) previste sono costituite da acciaio S355J0 (ex Fe510-C), $f_y = 355$ MPa.

Si è previsto il medesimo materiale S355J0, normato secondo la EN 10025, per tutti i componenti di carpenteria metallica previsti in progetto e per le carpenterie metalliche necessarie all'ancoraggio dei tiranti ai palancolati, e avente una tensione di snervamento f_y in funzione dello spessore “t” pari a:

$f_y \geq 355$ MPa	$t \leq 16$ mm
$f_y \geq 345$ MPa	$(16\text{mm} < t \leq 40\text{mm})$
$f_y \geq 335$ MPa	$(40\text{mm} < t \leq 63\text{mm})$
$f_y \geq 325$ MPa	$(63\text{mm} < t \leq 80\text{mm})$
$f_y \geq 315$ MPa	$(80\text{mm} < t \leq 100\text{mm})$

Per la parte di acciaio impalcato metallico fare riferimento alla relativa relazione tecnica.

4. AZIONI DI CALCOLO

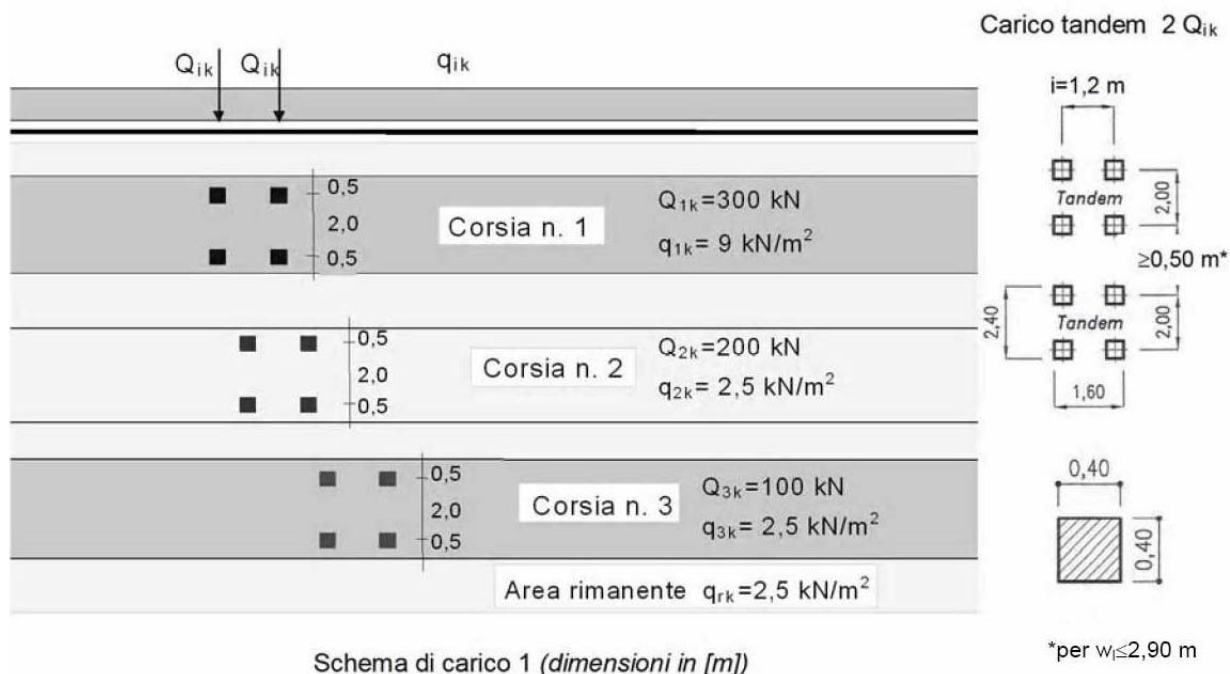
4.1. Analisi dei carichi

4.1.1. Carichi permanenti

I carichi permanenti che gravano su spalle oggetto della presente relazione sono costituiti dal peso proprio dell'impalcato, realizzato con struttura modulare in carpenteria metallica, dal peso proprio degli elementi strutturali, dal riempimento delle spalle in materiale granulare e dal pacchetto di pavimentazione conteggiati all'interno del modello agli elementi finiti.

4.1.2. Carichi mobili

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.





Schema di carico 5

Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata, per i ponti di 1^a Categoria.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

Si precisa che secondo il Nuovo Testo Unico del 17 gennaio 2018, i carichi mobili includono gli effetti dinamici.

4.1.3. Azione di frenamento

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1, e per i ponti di 1^a categoria è uguale a:

$$180 \text{ kN} < [q_3 = 0,6 \times (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \times w_1 \times L] < 900 \text{ kN}$$

4.1.4. Azione centrifuga

Poiché l'asse del viadotto è parallelo all'asse stradale, l'azione centrifuga non presenta componente trasversale per le strutture.

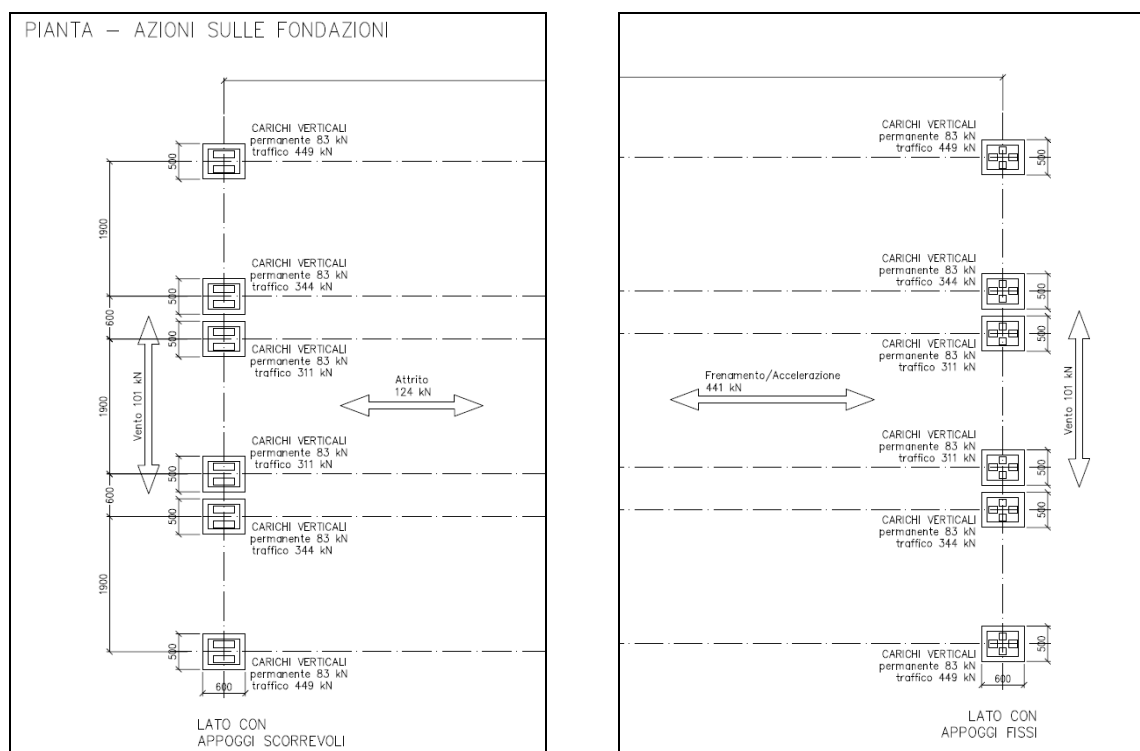
4.1.5. Azione indotta dal vento

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. 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 assomiglia ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

Per riassumere i carichi permanenti e mobili provenienti dal ponte di campata 30 m, vengono di seguito riportati nel seguente schema:



4.1.6. Azioni sismiche

Nel presente progetto la Normativa permette di considerare l'opera come provvisoria con una durata prevista in progetto inferiore a 10 anni, in quanto avente una vita utile di 4 anni.

Di seguito si riporta la nota presa dalla Normativa:

2.4.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

¹ Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

Nel progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della esistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, trattandosi in realtà di opera provvisoria di 4 anni l'opera ricade all'interno del tipo di costruzione 1: “Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva” (paragrafo 2.4 dell'aggiornamento delle “Nuove Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 17 gennaio 2018”). La vita nominale risulta pertanto $V_N \leq 10$ anni.

Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un'eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe II: "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti."

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico assume valore unitario.

$$V_R = V_N \times C_U = 10 \text{ anni} \times 1.0 = 10 \text{ anni}$$

Dal momento che V_R risulta inferiore di 35 anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

Le probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, sono pari al 10% nel caso dello stato limite SLV.

Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno T_R considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad:

- a_g il valore previsto dalla pericolosità sismica;
- F_0 e T_C^* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{35}{\ln(1 - 0.1)} = 332 \text{ anni}$$

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine. L'accelerazione al sito a_g è espressa in $g/10$; F_0 è adimensionale, T_{C^*} è espresso in secondi.

Il comune di Tresigallo (Provincia di Ferrara) ha Latitudine = 44.8169 e Longitudine = 11.8957.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

11,8957

LATITUDINE

44,8169

☒ Ricerca per comune

REGIONE

Emilia-Romagna

PROVINCIA

Ferrara

COMUNE

Tresigallo

Elaborazioni grafiche

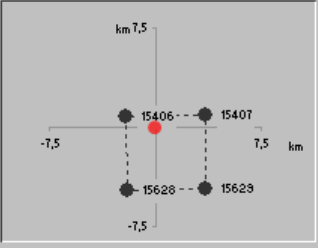
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri


Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

☐ Sito esterno al reticolo
☒ Interpolazione su 3 nodi
☐ Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - T_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

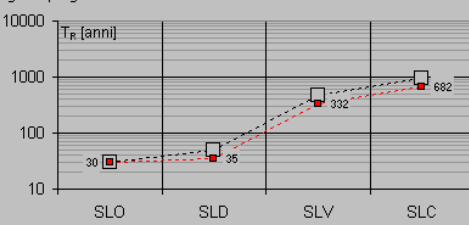
Stati limite di esercizio - SLE $\left\{ \begin{array}{l} \text{SLO} - P_{VR} = 81\% \\ \text{SLD} - P_{VR} = 63\% \end{array} \right.$

Stati limite ultimi - SLU $\left\{ \begin{array}{l} \text{SLV} - P_{VR} = 10\% \\ \text{SLC} - P_{VR} = 5\% \end{array} \right.$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno §

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0.035	2.537	0.250
SLD	35	0.037	2.540	0.258
SLV	332	0.095	2.564	0.288
SLC	682	0.126	2.590	0.287

Categoria di sottosuolo

In base a quanto si desume dall'indagine geotecnica effettuata e, in tal caso, si fa rimando alla relazione geotecnica e ai dati ricavati delle indagini geognostiche, i sondaggi più significativi risultano i seguenti: P3/14 e P4/14 integrativi rispetto alla campagna 2014 oltre che a quelli già presenti nelle campagne geognostiche precedenti relative agli anni 2004 e 2008. In base alla natura del terreno e ai parametri individuati, il suolo presente è classificabile in Categoria C: "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina). Da ciò si ricava il parametro $S = S_s \times S_T$ che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed S_T il coefficiente di amplificazione topografica.

$$S_s = 1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$$

$$S_s = 1.446$$

$S_T = 1$ per una categoria topografica T1, da cui:

$$S = S_s \cdot S_T = 1.446$$

Valutazione dell'azione sismica per opere di sostegno

Le spalle del ponte costituite da palancolati metallici, che hanno funzione di sostegno, sono state trattate come paratie secondo il cap. 7.11.6.3.1 delle NTC 2018, in quanto possono sviluppare meccanismi duttili.

La Normativa prevede che, in mancanza di studi specifici, che la componente orizzontale a_h dell'accelerazione equivalente può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max}$$

dove g è l'accelerazione di gravità, k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale, α è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e β è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

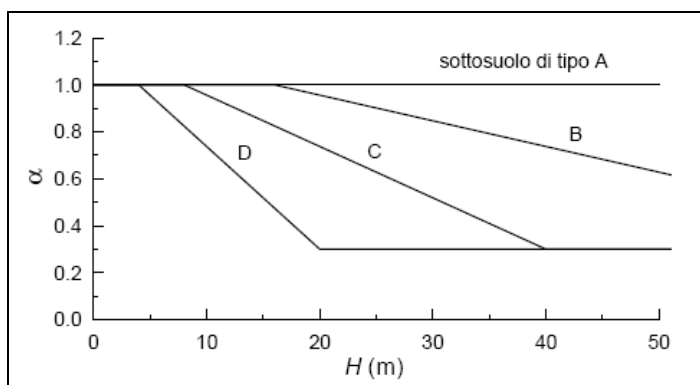
L'accelerazione di picco a_{\max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come

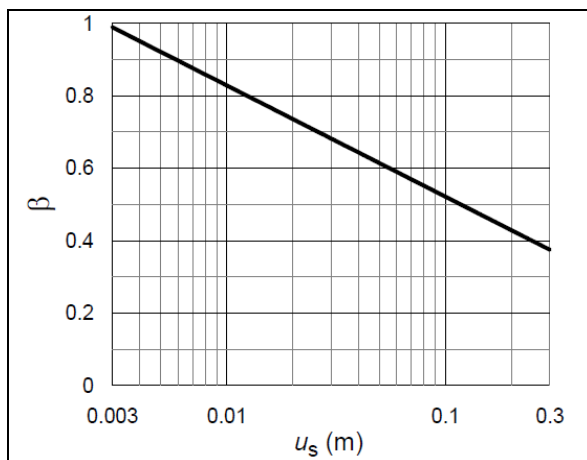
$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Nel caso in questione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 1 \cdot 1.446 \cdot 0.095 = 0.137g$$

I coefficienti α e β invece si ricavano dai seguenti grafici presenti in Normativa e funzione dell'altezza massima della struttura e dello spostamento massimo che l'opera può tollerare senza riduzione di resistenza.





Considerando H come l'altezza complessiva della paratia si dovrebbero ottenere i seguenti coefficienti:

$$\alpha = 0.5$$

$$\beta = 0.45$$

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max} = 0.5 \cdot 0.45 \cdot 0.137 = 0.03g$$

Trattandosi però di un'opera di spalla, a favore di sicurezza, si è considerata un'altezza inferiore e pari a circa 10 m coincidente con l'altezza della paratia fuori terra, al fine di massimizzare l'accelerazione. Con tale assunzione si ottengono i seguenti coefficienti e l'accelerazione sismica equivalente:

$$\alpha = 0.9$$

$$\beta = 0.6$$

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max} = 0.9 \cdot 0.6 \cdot 0.137 = 0.075g$$

5. ANALISI STRUTTURALE

5.1. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi

Le verifiche delle sezioni più sollecitate sono state condotte seguendo le prescrizioni del D.M.17/01/18 e seguendo le indicazioni della norma UNI EN 1992-2005 e UNI EN 1993-5-2007.

Più specificatamente la verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto della verifica agli stati limite ultimi, e delle verifiche nei riguardi della fessurazione, delle tensioni di esercizio e dei cedimenti.

Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi

Si è verificato che il valore di progetto degli effetti delle azioni, ovvero delle sollecitazioni flettenti M_d sia minore dei corrispondenti momenti resistenti M_r delle sezioni di progetto.

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico.

Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato nel D.M. 17 gennaio 2018.

5.2. Verifiche agli stati limite di esercizio

Definizione degli stati limite di fessurazione

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

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

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

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

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

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

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

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

Condizioni ambientali

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

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in esame si considera l'opera sottoposta a condizioni ordinarie.

Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso. Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari. Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione.

Scelta degli stati limite di fessurazione

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

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

Verifiche allo stato limite di fessurazione

Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

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

Stato limite di apertura delle fessure

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

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 \cdot w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

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

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

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. ε_{sm} può essere calcolato tenendo conto dell'effetto del "tension stiffening" nel rispetto della limitazione:

$$\varepsilon_{sm} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con σ_s tensione nell'acciaio dell'armatura tesa (per sezione fessurata) nelle condizioni di carico considerate ed E_s è il modulo elastico dell'acciaio.

Verifiche delle tensioni in esercizio

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

Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

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

$$\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione caratteristica quasi permanente.}$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk}$$

Verifiche dei cedimenti

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e frequente delle azioni, si calcolano i limiti di deformabilità verticali ed orizzontali; che devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura.

5.3. Combinazioni di carico

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV. A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi 1, 2a e 2b.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

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

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{c1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{c2}, \gamma_{c3}, \gamma_{c4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Sono state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi distinguendo lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali A1 e lo stato limite di resistenza del terreno (GEO), facente riferimento ai coefficienti parziali A2.

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza dei palancolati tirantati, si è utilizzato l'Approccio 1 nelle combinazioni 1 ($A1+M1+R1$) e 2 ($A2+M2+R1$) impiegando i seguenti coefficienti:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Per quel che concerne le verifiche di capacità portante delle opere di fondazione (palancole), si è utilizzato l'Approccio 2 (A1+M1+R3) impiegando i seguenti coefficienti:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Le verifiche di stabilità globale vengono eseguite con l'Approccio 1 combinazione 2 (A2+M2+R2) in cui il coefficiente R2 è riportato nella seguente tabella:

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Agli stati limite di esercizio si sono considerate le verifiche per le combinazioni rara e frequente.

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

SLE RARA: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE FREQUENTE: $G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE QUASI PERMANENTE: $G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLU SISMICA: $E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

SLU ECCEZIONALE: $G_1 + G_2 + P + A_d + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

6. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO

Le indagini eseguite in sito ed in laboratorio in anni diversi evidenziano un sostanziale accordo tra i risultati ottenuti.

I risultati delle prove penetrometriche statiche CPTE P3/14 e P4/14 confermano sostanzialmente le caratteristiche stratigrafiche e meccaniche dei terreni di fondazione relativi alla sezione stratigrafica di riferimento rappresentativa dei terreni dove sorgerà il nuovo ponte di Final di Rero.

Si fornisce un assetto stratigrafico unico per entrambe le spalle del ponte in progetto. Il livello idrico della falda è posto a 1.5 m da piano campagna.

Final di Rero – Ponte provvisorio sul Po di Volano – Stratigrafia di progetto		
Profondità (m da p.c.)	Unità geotecnica (n°)	Descrizione
0 / 3	I	limo sabbioso a tratti argilloso
3 / 10	II	sabbia fine e sabbia limosa
10 / 26	III	limo argilloso e argilla limosa con presenza di lenti sabbiose
26 / 40	IV	sabbia fine con sottili intercalazioni limose

In base ai risultati delle prove eseguite nella campagna d'indagini del 2014 si conferma la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione del limitrofo ponte nuovo su fiume Po di Volano.

Si riportano di seguito i valori sopraindicati:

Livello	Sigla	γ (kN/m ³)	IP (-)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C_v (m ² /s)	C_u (kPa)	C' kPa	ϕ' (°)
PRIMO	LS	18,50			40					28
SECONDO	SL	18,50			40					34
TERZO	LA	19,00	20÷30	1,0		1 E-6	4,00E-06	45	10	25
QUARTO	SL	18,50			50					34

Livello	Sigla	E_{01} (MPa)	G_{max} (Mpa)	CR (-)	RR (-)	C_{cr} (%)	M (Mpa)	ν (-)	k_0 (-)
PRIMO	LS	2	10					0,30	0,50
SECONDO	SL	10	40					0,30	0,45
TERZO	LA	3	15	0,11	0,02	0,0015	4	0,35	0,50
QUARTO	SL	20	80					0,30	0,45

Tabella 6.1 – Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione

Per i materiali da costruzione si fa riferimento ai seguenti parametri:

Livello	Sigla	γ (kN/m ³)	IP (-)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C_v (m ² /s)	C_u (kPa)	C' (kPa)	ϕ' (°)	E_{01} (Mpa)	G_{max} (Mpa)	CR (-)	RR (-)	C_{cr} (%)	ν (-)	k_0 (-)
RIEMPIMENTO	R	18,50								37	30	80				0,30	0,38

7. SPALLA S1 – SPONDA SINISTRA

La spalla S1 è costituita da un palancolato frontale su cui sono presenti gli appoggi fissi del ponte e da due palancolati di risvolto.

Il palancolato di testa (sez. A-A) ha un'altezza sull'alloggio del ponte pari a circa 4.20 m a partire dalla quota del fondale esistente in cui si infiggono le palancole e si intesta nella trave di ripartizione alla quota +4.65 s.l.m.. Il paraghiaia ha spessore costante pari ad 0.40 m ed un'altezza di 1.10 m.

Il palancolato è vincolato ad un palancolato posteriore che funge da ancora, completamente immerso ed avente lunghezza totale pari a 10 m, attraverso dei tiranti di diametro pari a 3" posti ad interasse di 2.40 m.

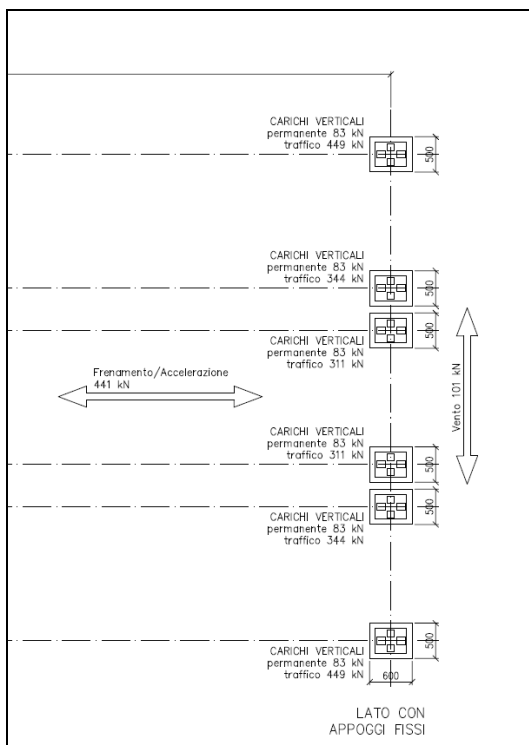
Sui due lati sono presenti i due palancolati di risvolto (sez. B-B), mutuamente tirantati attraverso dei tiranti di diametro pari a 2.5" ed interasse di 2.40 m, che hanno un'altezza massima pari a circa 5.10 m a partire dalla quota del fondale esistente in cui si infiggono le palancole e si intestano nel cordolo di coronamento alla quota +5.80 m s.l.m..

L'infissione nel terreno del palancolato frontale e parte del risvolto è di circa 22 m, mentre quella dei risvolti è pari a 7 m.

7.1. Carichi trasmessi dall'impalcato

7.1.1. Carichi permanenti e mobili

Di seguito si riporta lo schema di appoggio del ponte in carpenteria metallica in cui sono indicati i carichi permanenti e mobili agenti sul lato con gli appoggi fissi:



I carichi introdotti nel modello PLAXIS per le verifiche di resistenza e stabilità globale sono riferiti ad una striscia di 7 m della spalla (distanza tra gli appoggi estremi) e sono riportati di seguito:

Carico	Sigla	Pos.1 (kN)	Pos.2 (kN)	Pos.3 (kN)	Pos.4 (kN)	Pos.5 (kN)	Pos.6 (kN)	Lineare (kN/m)
Permanente	G_1	83	83	83	83	83	83	71
Mobile	Q_t	449	344	311	311	344	449	315
Frenatura	Q_f	73.5	73.5	73.5	73.5	73.5	73.5	63

7.2. Carichi agenti sulla spalla

7.2.1. Carichi permanenti e mobili

Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata, per i ponti di 1^a Categoria.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

7.2.2. Carichi eccezionali ed in fase di costruzione

Dalle NTC 2018 si ricava il carico eccezionale agente sul sicurvia dovuto al veicolo in svio che risulta pari a 100 kN applicato su una larghezza di 0.5 m e ad un'altezza di 1 m dal piano stradale.

Considerando il carico ripartito su due piedritti posti ad interasse di 1.5 m ottengo:

$$F_x = 100/0.5/2 = 100 \text{ kN per piedritto}$$

che per un interasse di 1.5 m risulta:

$$F_{l,x} = 67 \text{ kN/m}$$

Durante le fasi di cantiere si tiene in considerazione della presenza di un mezzo pesante sulla spalla a distanza di circa 7 m dal palancolato frontale e a distanza di circa 1.6 m dai risvolti.

Considerando una gru di peso 84 t e dovendo alzare 35 t per modulo di impalcato, il carico sui 4 piedini risulta:

$$N_{sd} = (pp + pi)/4 + (pi \cdot b_{max})/i/2 = (84 + 35)/4 + (35 \cdot 27)/9.5/2 = 79.5 \text{ t} = 795 \text{ kN}$$

In cui:

pp = il peso della gru

pi = peso impalcato

b_{max} = braccio massimo della gru per il carico di 35 t

Considerando la distanza più corta dal palancolato e ipotizzando una distribuzione a 45° dal piedino (circa 1x1 m), ottengo un'area di ripartizione del carico pari a 3.6x3.6 m e quindi una pressione di:

$$p = N_{sd} / A = 795 / 12.96 = 60 \text{ kPa}$$

7.3. Verifiche sezione A-A

Il dimensionamento e la verifica dei palancolati è stato condotto analizzando la struttura in condizioni statiche mediante una modellazione agli elementi finiti bidimensionale in stato piano di deformazione.

Per tale analisi delle sollecitazioni e delle deformazioni delle paratie in progetto nelle varie fasi di lavoro è stato impiegato un metodo di calcolo che permette di simulare l'interazione terreno-struttura: le pareti studiate vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito da una rigidezza flessionale EJ , mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici. Tale metodo è implementato nel codice di calcolo PLAXIS, che consente di simulare la storia tensionale del terreno e delle strutture con esso interagenti nelle diverse fasi di realizzazione e di esercizio, e che fornisce anche la valutazione delle sollecitazioni interne e delle deformazioni delle strutture dei palancolati; tale codice di calcolo consente inoltre di effettuare le verifiche in condizioni sismiche assegnando al modello le componenti di accelerazione del sisma di progetto e conducendo analisi di tipo pseudo-statico; il programma opera, nella definizione delle spinte delle terre in presenza di sisma, in maniera congruente a quanto indicato dalla Normativa sismica in vigore.

In tutti i calcoli i parametri di rigidezza e di resistenza, nonché le azioni e le sollecitazioni, si riferiscono a un metro lineare di paratia.

Le verifiche terranno conto di entrambe le combinazioni di calcolo A1+M1 e A2+M2 e faranno riferimento ai risultati più conservativi.

7.3.1. Caratteristiche meccaniche dei palancolati e dei tiranti

Palancolato lato idrovia:

- palancole portanti di lunghezza $L = 26,00$ m;

- momento d'inerzia parete $J = 42420 \text{ cm}^4/\text{m}$ e momento d'inerzia singola palanca $J = 7910 \text{ cm}^4$;
- modulo di resistenza parete $W_{\min} = 2020 \text{ cm}^3/\text{m}$ e modulo di resistenza singola palanca $W_{\min} = 520 \text{ cm}^3$;

Palancolato lato terra:

- palancole portanti di lunghezza $L = 9,00 \text{ m}$;
- momento d'inerzia parete $J = 30400 \text{ cm}^4/\text{m}$ e momento d'inerzia singola palanca $J = 5700 \text{ cm}^4$;
- modulo di resistenza parete $W_{\min} = 1600 \text{ cm}^3/\text{m}$ e modulo di resistenza singola palanca $W_{\min} = 415 \text{ cm}^3$;

Tiranti a quota +3,60 m s.l.m.:

- diametro $\phi = 75 \text{ mm}$ (3,0") ($\phi_{\text{core}} = 66.2 \text{ mm}$ ridotto per filettatura, $\phi_{\text{shaft}} = 71.0 \text{ mm}$ ridotto per il fusto);
- interasse $i = 2,40 \text{ m}$;

Trave di ripartizione a quota +3,60 m s.l.m.:

- 2 UPN300 $s = 160 \text{ mm}$;
- momento d'inerzia trave doppia $J = 16060 \text{ cm}^4$;
- modulo di resistenza trave doppia $W_{\min} = 1071 \text{ cm}^3$;

Nella seguente figura si riporta lo schema della sezione analizzata.

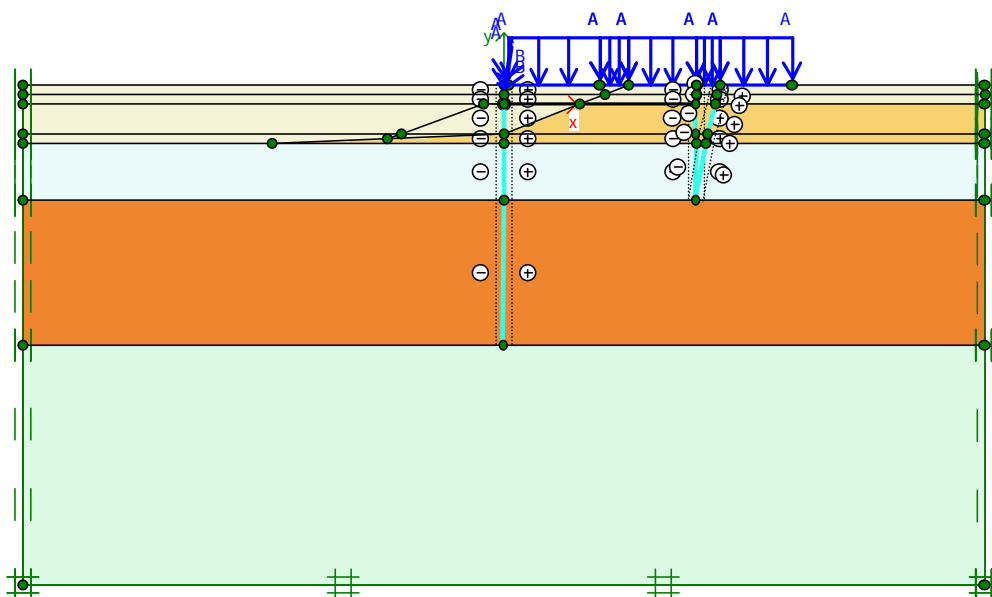


Figura 7.1 – Sezione di calcolo A-A spalla sinistra con Plaxis

7.3.2. Fasi di calcolo della struttura

Fasi di calcolo per struttura in esercizio

- Fase 1: Realizzazione rilevato
- Fase 2: Infissione delle palancole lato idrovia lato terra con piano di posa a quota piano campagna.
- Fase 3: Riempimento fino alla quota +3,40 m s.l.m..
- Fase 4: Posa dei tiranti alla quota. +3,60 m s.l.m.
- Fase 5: Riempimento fino alla quota +6,20 m s.l.m..
- Fase 6: Applicazione sovraccarico uniforme mezzi cantiere sulla spalla a tergo di 60 kN/m^2 .
- Fase 7: Applicazione carico verticale permanente ponte di 71 kN/m .
- Fase 8: Applicazione sovraccarico uniforme sulla spalla a tergo di 20 kN/m^2 .
- Fase 9: Applicazione sovraccarico traffico verticale di 315 kN/m .

Fase 10: Applicazione sovraccarico frenatura orizzontale di 63 kN/m.

Fase 11: Applicazione carico sismico orizzontale.

7.3.3. Risultati analisi numeriche

Nelle tabelle di seguito riportate sono riassunte le sollecitazioni massime in termini di momento flettente (M_{max}) e taglio (T_{max}). Per una visualizzazione grafica dei risultati, si rimanda all'Appendice A.

Approccio progettuale A1+M1

Palancolato spalla sinistra idrografica											
Palancolato anteriore tirantato											
(infissione 22 m)											
Risultati analisi SLU - Sollecitazioni massime combinazione 1 (DA1-C1)											
descrizione fase	z (s.l.m.)	T (kN/m)	M (kNm/m)	γ_G-Q	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_G-Q	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Riempimento	-5.1	-2.38	47.37	1.3				1			
	-4	21.44	38.82	1.3				1			
Tiranti	-5.1	-2.36	47.40	1.3	1			1			
	-4	21.44	38.84	1.3	1			1			
Riempimento finale	-5.1	6.70	62.48	1.3	1			1			
	-4	42.49	33.47	1.3	1			1			
Carico perm. Ponte	-5.1	6.37	67.42	1.3				1	1	0.9	0.8
	-4	42.97	37.17	1.3				1	1	0.9	0.8
Acc. Rampa	-5.1	8.73	72.03	1.5				1	0.75	0.8	0
	-4	49.75	34.82	1.5				1	0.75	0.8	0
Acc. Traffico vert	-5.1	9.43	91.38	1.5				1	0.75	0.8	0
	-4	45.57	51.86	1.5				1	0.75	0.8	0
Acc. Traffico orizz	-5.1	-6.16	106.11	1.5				1	0	0	0
	-4	38.18	85.99	1.5				1	0	0	0
COMB. SLU											
1 - Config. Riemp 1	T (kN/m)	-3	M (kNm/m)			62	z			-5.10	
2 - Config. Riemp 1	T (kN/m)	28	M (kNm/m)			50	z			-4.00	
3 - Config. Riemp finale	T (kN/m)	9	M (kNm/m)			81	z			-5.10	
4 - Config. Riemp finale	T (kN/m)	55	M (kNm/m)			44	z			-4.00	
5 - Config. Definitiva + ponte	T (kN/m)	8	M (kNm/m)			87.6	z			-5.10	
6 - Config. Definitiva + ponte	T (kN/m)	56	M (kNm/m)			48.3	z			-4.00	
7 - Config. Definitiva + ponte+acc+traff	T (kN/m)	15	M (kNm/m)			121.5	z			-5.10	
8 - Config. Definitiva + ponte+acc+traff	T (kN/m)	69	M (kNm/m)			61.3	z			-4.00	
9 - Config. Definitiva + ponte+traff+acc	T (kN/m)	-3	M (kNm/m)			186.8	z			-5.10	
10 - Config. Definitiva + ponte+traff+acc	T (kN/m)	60	M (kNm/m)			140.9	z			-4.00	
11 - Config. Definitiva + ponte+carichi contemp.	T (kN/m)	-2	M (kNm/m)			188.5	z			-5.10	
12 - Config. Definitiva + ponte+carichi contemp.	T (kN/m)	63	M (kNm/m)			140.0	z			-4.00	

Tabella 7.1 – Sezione A-A spalla sinistra – palancolato anteriore – Sollecitazioni di calcolo secondo l'approccio 1 combinazione 1

Palancolato spalla sinistra idrografica												
Palancolato posteriore tirantato												
(infissione 10 m)												
Risultati analisi SLU - Sollecitazioni massime combinazione 1 (DA1-C1)												
descrizione fase	z (s.l.m.)	T (kN/m)	M (kNm/m)	$\gamma_G \cdot Q$	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\gamma_G \cdot Q$	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Riempimento	0	11.42	37.26	1.3				1				
	0	9.49	5.49	1.3				1				
Tiranti	0	11.42	37.29	1.3	1			1				
	0	9.49	5.45	1.3	1			1				
Riempimento finale	0	-8.27	32.00	1.3	1			1				
	0	2.27	10.42	1.3	1			1				
Carico perm. Ponte	0	-7.92	32.99	1.3				1	1	0.9	0.8	
	0	1.66	8.42	1.3				1	1	0.9	0.8	
Acc. Rampa	0	-8.66	25.53	1.5				1	0.75	0.8	0	
	0	-3.27	0.48	1.5				1	0.75	0.8	0	
Acc. Traffico vert	0	-6.96	39.48	1.5				1	0.75	0.8	0	
	0	-0.63	-0.54	1.5				1	0.75	0.8	0	
Acc. Traffico orizz	0	-1.14	63.57	1.5				1	0	0	0	
	0	-37.56	-37.37	1.5				1	0	0	0	
COMB. SLU												
1 - Config. Riemp 1	T (kN/m)	15	M (kNm/m)		48	z					0.00	
2 - Config. Riemp 1	T (kN/m)	12	M (kNm/m)		7	z					0.00	
3 - Config. Scavo	T (kN/m)	-11	M (kNm/m)		42	z					0.00	
4 - Config. Scavo	T (kN/m)	3	M (kNm/m)		14	z					0.00	
5 - Config. Definitiva + ponte	T (kN/m)	-10	M (kNm/m)		42.9	z					0.00	
6 - Config. Definitiva + ponte	T (kN/m)	2	M (kNm/m)		10.9	z					0.00	
7 - Config. Definitiva + ponte+acc+traff	T (kN/m)	-10	M (kNm/m)		39.0	z					0.00	
8 - Config. Definitiva + ponte+acc+traff	T (kN/m)	-8	M (kNm/m)		-11.0	z					0.00	
9 - Config. Definitiva + ponte+traff+acc	T (kN/m)	0	M (kNm/m)		90.1	z					0.00	
10 - Config. Definitiva + ponte+traff+acc	T (kN/m)	-66	M (kNm/m)		-80.1	z					0.00	
11 - Config. Definitiva + ponte+carichi contemp.	T (kN/m)	0	M (kNm/m)		87.3	z					0.00	
12 - Config. Definitiva + ponte+carichi contemp.	T (kN/m)	-67	M (kNm/m)		-83.1	z					0.00	

Tabella 7.2 – Sezione A-A spalla sinistra – palancolato posteriore – Sollecitazioni di calcolo secondo l'approccio 1 combinazione 1

Tiranti spalla sinistra idrografica												
Palancolato anteriore tirantato												
(quota +0.0 m s.l.m.)												
Risultati analisi SLU - Sollecitazioni tiranti combinazione 1 (DA1-C1)												
fase	z (m)	N (kN/m)	$\gamma_G \cdot Q$	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\gamma_G \cdot Q$	ψ_0	ψ_1	ψ_2		
Tiranti	1	0.00	1.3	1								
Riempimento finale	2	33.00	1.3	1								
Carico perm. Ponte	3	35.00	1.3	1			1	1	0.9	0.8		
Acc. Rampa	4	40.00	1.5	1			1	0.75	0.75	0		
Acc. Traffico vert	5	43.00	1.5	1			1	0.75	0.75	0		
Acc. Traffico orizz	6	97.00	1.5	1			1	0	0	0		
1 - Config. Definitiva + ponte		46					1					
2 - Config. Definitiva + ponte+acc sp + traff		62										
3 - Config. Definitiva + ponte + traff+acc sp		63					1					
4 - Config. Definitiva + ponte + traff orizz+acc sp		153										
Nmax		153 kN/m										
i		2.4 m										
N		367.50 kN										

Tabella 7.3 – Sezione A-A spalla sinistra – tiranti – Sollecitazioni di calcolo secondo l'approccio 1 combinazione 1

Approccio progettuale A2+M2

Palancolato spalla sinistra idrografica											
Palancolato anteriore tirantato											
(infissione 22 m)											
Risultati analisi SLU - Sollecitazioni massime combinazione 2 (DA1-C2)											
descrizione fase	z (s.l.m.)	T (kN/m)	M (kNm/m)	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
COMB. SLU											
1 - Config. Riemp 1	T (kN/m)	-1	M (kNm/m)		-3		Z				-2.65
2 - Config. Riemp 1	T (kN/m)	9	M (kNm/m)		6		Z				0.00
3 - Config. Riemp finale	T (kN/m)	-6	M (kNm/m)		59		Z				-2.65
4 - Config. Riemp finale	T (kN/m)	10	M (kNm/m)		7		Z				0.00
5 - Config. Definitiva + ponte	T (kN/m)	-7	M (kNm/m)		65		Z				-2.65
6 - Config. Definitiva + ponte	T (kN/m)	11	M (kNm/m)		8		Z				0.00
7 - Config. Definitiva + ponte+acc+traff	T (kN/m)	-5	M (kNm/m)		79		Z				-2.65
8 - Config. Definitiva + ponte+acc+traff	T (kN/m)	13	M (kNm/m)		9		Z				0.00
9 - Config. Definitiva + ponte+traff+acc	T (kN/m)	-4	M (kNm/m)		150		Z				-6.25
10 - Config. Definitiva + ponte+traff+acc	T (kN/m)	92	M (kNm/m)		88		Z				0.00

Tabella 7.4 – Sezione A-A spalla sinistra – palancolato anteriore – Sollecitazioni di calcolo secondo l'approccio 1 combinazione 2

Palancolato spalla sinistra idrografica											
Palancolato posteriore tirantato											
(infissione 10 m)											
Risultati analisi SLU - Sollecitazioni massime combinazione 2 (DA1-C2)											
descrizione fase	z (s.l.m.)	T (kN/m)	M (kNm/m)	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
COMB. SLU											
1 - Config. Riemp 1	T (kN/m)	0	M (kNm/m)		3		Z				0.00
2 - Config. Riemp 1	T (kN/m)	-6	M (kNm/m)		-2		Z				0.00
3 - Config. Riemp finale	T (kN/m)	-6	M (kNm/m)		36		Z				0.00
4 - Config. Riemp finale	T (kN/m)	-9	M (kNm/m)		-2		Z				0.00
5 - Config. Definitiva + ponte	T (kN/m)	-6	M (kNm/m)		38		Z				0.00
6 - Config. Definitiva + ponte	T (kN/m)	-10	M (kNm/m)		-3		Z				0.00
7 - Config. Definitiva + ponte+acc+traff	T (kN/m)	-4	M (kNm/m)		32		Z				0.00
8 - Config. Definitiva + ponte+acc+traff	T (kN/m)	-21	M (kNm/m)		-10		Z				0.00
9 - Config. Definitiva + ponte+traff+acc	T (kN/m)	2	M (kNm/m)		82		Z				0.00
10 - Config. Definitiva + ponte+traff+acc	T (kN/m)	-61	M (kNm/m)		-59		Z				0.00

Tabella 7.5 – Sezione A-A spalla sinistra – palancolato posteriore – Sollecitazioni di calcolo secondo l'approccio 1 combinazione 2

Tiranti spalla sinistra idrografica											
Palancolato anteriore tirantato											
(quota +0.0 m s.l.m.)											
Risultati analisi SLU - Sollecitazioni tiranti combinazione 2 (DA1-C2)											
fase	z (m)	N (kN/m)	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
1 - Config. Riemp 1	0	0.00	1				1				
2 - Config. Riemp 2	0	44.00	1				1				
3 - Config. Definitiva + ponte	0	45.00	1				1				
4 - Config. Definitiva + ponte+acc+traff	0	58.00	1.3				1.3	0.75	0.75	0	
5 - Config. Definitiva + ponte+traff+acc	0	126.00	1.3				1.3	0.75	0.75	0	
Nmax		126	kN/m								
i		2.4	m								
N		302.40	kN								

Tabella 7.6 – Sezione A-A spalla sinistra – tiranti – Sollecitazioni di calcolo secondo l'approccio 1 combinazione 2

7.3.4. Verifiche agli stati limite ultimi

Approccio progettuale A1-M1Palancolato anteriore (lato idrovia) in fase di cantiere:

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

$$M_{sd} = 116 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 74 \text{ kN/m}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

S_a = spessore anima singolo profilo

$$S_a = 9,0 \text{ mm}$$

$$W_{el} = 2020 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_v \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 63,00 \cdot \frac{35,5 / \sqrt{3}}{1,05} = 1230 \text{ kN} / \text{m} > V_{sd}$$

Essendo $V_{sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliante; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,2020 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 683 \text{ kNm} / \text{m} > M_{sd}$$

Palancolato posteriore (lato terra) in fase di cantiere:

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

$$M_{sd} = 27 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 48 \text{ kN/m}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

S_a = spessore anima singolo profilo

$$S_a = 9,0 \text{ mm}$$

$$W_{el} = 1600 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_v \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 63,00 \cdot \frac{35,5 / \sqrt{3}}{1,05} = 1230 \text{ kN} / \text{m} > V_{sd}$$

Essendo $V_{sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliante; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,1600 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 540 \text{ kNm} / \text{m} > M_{sd}$$

Palancolato anteriore (lato idrovia) in fase di esercizio:

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

$$M_{sd} = 189 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 69 \text{ kN/m}$$

$$N_{sd} = 611 \text{ kN/m}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

S_a = spessore anima singolo profilo

$$S_a = 9,0 \text{ mm}$$

$$W_{el} = 2020 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_v \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 63,00 \cdot \frac{35,5 / \sqrt{3}}{1,05} = 1230 \text{ kN} / \text{m} > V_{Sd}$$

Essendo $V_{Sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliante; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,2020 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 683 \text{ kNm} / \text{m} > M_{Sd}$$

Si esegue la verifica ad instabilità del palancolato, essendo soggetto sia ad azione assiale che a momento flettente.

La verifica, richiamata al paragrafo 5.2.3 dell'EN 1993-5-2007, risulta:

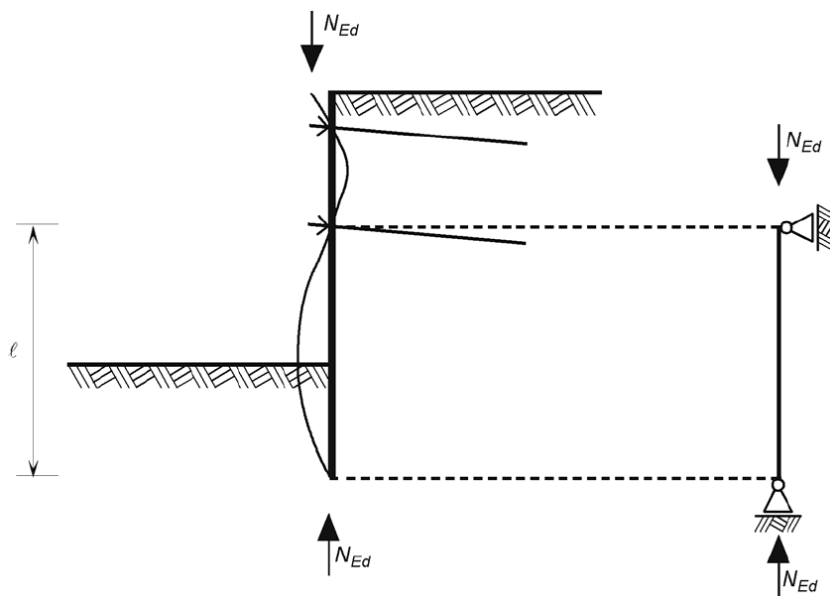
$$\frac{N_{ed}}{N_{cr}} = \frac{611}{24593} = 0,025 \leq 0,04$$

dove:

$$N_{cr} = \frac{EJ \cdot \beta_D \cdot \pi^2}{l^2} = \frac{210000 \cdot 424200000 \cdot 0,7 \cdot \pi^2}{5000^2} = 24593 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\beta_D = 0,7$$

$l = 5 \text{ m}$, lunghezza di libera inflessione secondo il seguente schema:



La verifica risulta soddisfatta.

Palancolato posteriore (lato terra) in fase di esercizio:

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

$$M_{sd} = 90 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 67 \text{ kN/m}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

S_a = spessore anima singolo profilo

$$S_a = 9,0 \text{ mm}$$

$$W_{el} = 1600 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_V \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 63,00 \cdot \frac{35,5 / \sqrt{3}}{1,05} = 1230 \text{ kN} / \text{m} > V_{Sd}$$

Essendo $V_{sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliante; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,1600 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 540 \text{ kNm} / m > M_{sd}$$

Tiranti in fase di cantiere:

La sollecitazione di calcolo vale:

$$N_{sd} = 80 \text{ kN/m}$$

Tale sollecitazione è da confrontare con le caratteristiche resistenti della sezione.

Considerando barre $\phi = 75 \text{ mm}$ (diametro di nocciolo $\phi_{\text{core}} = 66,2 \text{ mm}$ per filettatura; diametro fusto $\phi_{\text{shaft}} = 71 \text{ mm}$) poste ad interasse di 2,40 m si ottiene:

$$N_{Rd,shaft} = A_{shaft} \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0} \cdot i} = 39,60 \cdot \frac{35,5}{1,05 \cdot 2,4} = 558 \text{ kN} / m > N_{sd}$$
$$N_{Rd,core} = k_t \cdot A_{core} \frac{f_{uK}}{\gamma_{M2} \cdot i} = 0,6 \cdot 34,40 \cdot \frac{50}{1,25 \cdot 2,4} = 344 \text{ kN} / m > N_{sd}$$

La verifica è soddisfatta.

Tiranti in fase di esercizio:

La sollecitazione di calcolo vale:

$$N_{sd} = 153 \text{ kN/m}$$

Tale sollecitazione è da confrontare con le caratteristiche resistenti della sezione.

Considerando barre $\phi = 75$ mm (diametro di nocciolo $\phi_{\text{core}} = 66,2$ mm per filettatura; diametro fusto $\phi_{\text{shaft}} = 71$ mm) poste ad interasse di 2,40 m si ottiene:

$$N_{Rd,shaft} = A_{shaft} \frac{f_{yK}}{\gamma_{M0} \cdot i} = 39,60 \cdot \frac{35,5}{1,05 \cdot 2,4} = 558 \text{ kN} / m > N_{Sd}$$

$$N_{Rd,core} = k_t \cdot A_{core} \frac{f_{uK}}{\gamma_{M2} \cdot i} = 0,6 \cdot 34,40 \cdot \frac{50}{1,25 \cdot 2,4} = 344 \text{ kN} / m > N_{Sd}$$

La verifica è soddisfatta.

Piastre tiranti e bulloni in esercizio:

La sollecitazione di calcolo per la verifica delle piastre di tiranti risulta:

$$F_{ed,t} = 153 \cdot 1,20 \cdot 2 = 368 \text{ kN}$$

La sollecitazione di calcolo per la verifica delle piastre dei bulloni risulta:

$$F_{ed,b} = 153 \cdot 1,20 = 184 \text{ kN}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della piastra per tiranti:

$$\phi = 3'' (81 \text{ mm})$$

$$b_a = 180 \text{ mm}$$

$$h_a = 220 \text{ mm}$$

$$t_a = 80 \text{ mm}$$

$$s = 160 \text{ mm}$$

$$n = 2$$

$$d' = 96 \text{ mm}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della piastra per bulloni:

$$\phi = 2'' (54 \text{ mm})$$

$$b_a = 180 \text{ mm}$$

$$h_a = 220 \text{ mm}$$

$$t_a = 50 \text{ mm}$$

$$s = 160 \text{ mm}$$

$$d' = 67 \text{ mm}$$

Le verifiche risultano:

$$F_{Rd,pl,t} = \frac{4}{3} \cdot (b_a - \phi) \cdot \frac{n}{2n-1} \cdot X \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{t_a}{X} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{4}{3} \cdot (180 - 81) \cdot \frac{2}{3} \cdot 84 \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{80}{84} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{325}{1.25} = 1785 \text{ kN} > F_{ed,t}$$

$$\text{in cui } X = \frac{h_a - d' + 2(n-1)(s - d')}{2n-1} = \frac{220 - 96 + 2(2-1)(160 - 96)}{2 \cdot 2 - 1} = 84 \text{ mm}$$

$$F_{Rd,pl,b} = \frac{4}{3} \cdot (b_a - \phi) \cdot X \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{t_a}{X} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{4}{3} \cdot (180 - 67) \cdot 153 \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{50}{153} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{325}{1.25} = 893 \text{ kN} > F_{ed,b} \text{ in}$$

$$\text{cui } X = h_a - d' = 153 \text{ mm}$$

Trave di ripartizione in esercizio:

La trave di ripartizione viene realizzata con due profili UPN300 accostati, distanti tra loro 160 mm.

Le sollecitazioni di calcolo, ottenute a favore di sicurezza considerando una luce tra i vincoli pari all'interasse tra i tiranti, valgono:

$$V_{sd} = 253 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 166 \text{ kNm}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

$$W_{pl} = 1264 \text{ cm}^3$$

$$A_v = (A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f) \cdot 2 = 70,24 \text{ cm}^2$$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_V \frac{f_{yK} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 70,24 \cdot \frac{35,5 / \sqrt{3}}{1,05} = 1371 kN > V_{Sd}$$

Essendo $V_{Sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliante; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,1264 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 427 kNm > M_{Sd}$$

Approccio progettuale A2-M2

Palancolato anteriore (lato idrovia) in fase di esercizio:

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

$$M_{sd} = 150 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 92 \text{ kN/m}$$

$$N_{sd} = 517 \text{ kN/m}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

S_a = spessore anima singolo profilo

$$S_a = 9,0 \text{ mm}$$

$$W_{el} = 2020 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_V \frac{f_{yK} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 63,00 \cdot \frac{35,5 / \sqrt{3}}{1,05} = 1230 kN / m > V_{Sd}$$

Essendo $V_{Sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliante; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,2020 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 683 \text{ kNm} / \text{m} > M_{Sd}$$

Si esegue la verifica ad instabilità del palancolato, essendo soggetto sia ad azione assiale che a momento flettente.

La verifica, richiamata al paragrafo 5.2.3 dell'EN 1993-5-2007, risulta:

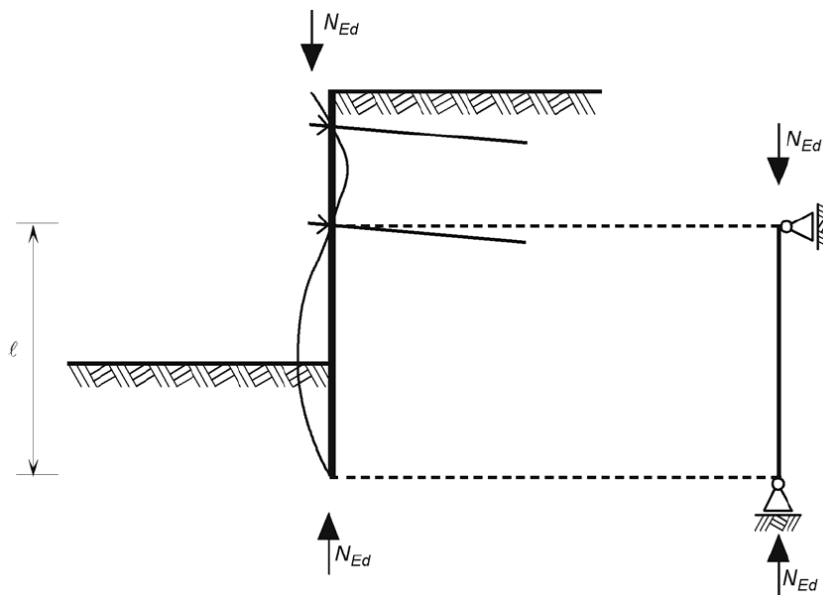
$$\frac{N_{ed}}{N_{cr}} = \frac{517}{24593} = 0.021 \leq 0.04$$

dove:

$$N_{cr} = \frac{EJ \cdot \beta_D \cdot \pi^2}{l^2} = \frac{210000 \cdot 424200000 \cdot 0.7 \cdot \pi^2}{5000^2} = 24593 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\beta_D = 0.7$$

$l = 5 \text{ m}$, lunghezza di libera inflessione secondo il seguente schema:



La verifica risulta soddisfatta.

Palancolato posteriore (lato terra) in fase di esercizio:

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

$$M_{sd} = 82 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 61 \text{ kN/m}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

S_a = spessore anima singolo profilo

$$S_a = 9,0 \text{ mm}$$

$$W_{el} = 1600 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_v \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 63,00 \cdot \frac{35,5 / \sqrt{3}}{1,05} = 1230 \text{ kN} / \text{m} > V_{sd}$$

Essendo $V_{sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliante; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,1600 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 540 \text{ kNm} / \text{m} > M_{sd}$$

Tiranti in fase di esercizio:

La sollecitazione di calcolo vale:

$$N_{sd} = 126 \text{ kN/m}$$

Tale sollecitazione è da confrontare con le caratteristiche resistenti della sezione.

Considerando barre $\phi = 75 \text{ mm}$ (diametro di nocciolo $\phi_{\text{core}} = 66,2 \text{ mm}$ per filettatura; diametro fusto $\phi_{\text{shaft}} = 71 \text{ mm}$) poste ad interasse di 2,40 m si ottiene:

$$N_{Rd,shaft} = A_{shaft} \frac{f_{yK}}{\gamma_{M0} \cdot i} = 39,60 \cdot \frac{35,5}{1,05 \cdot 2,4} = 558 kN / m > N_{Sd}$$
$$N_{Rd,core} = k_t \cdot A_{core} \frac{f_{uK}}{\gamma_{M2} \cdot i} = 0,6 \cdot 34,40 \cdot \frac{50}{1,25 \cdot 2,4} = 344 kN / m > N_{Sd}$$

La verifica è soddisfatta.

Piastre tiranti e bulloni in esercizio:

La sollecitazione di calcolo per la verifica delle piastre di tiranti risulta:

$$F_{ed,t} = 126 \cdot 1,20 \cdot 2 = 302 \text{ kN}$$

La sollecitazione di calcolo per la verifica delle piastre dei bulloni risulta:

$$F_{ed,b} = 126 \cdot 1,20 = 151 \text{ kN}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della piastra per tiranti:

$$\phi = 3'' (81 \text{ mm})$$

$$b_a = 180 \text{ mm}$$

$$h_a = 220 \text{ mm}$$

$$t_a = 80 \text{ mm}$$

$$s = 160 \text{ mm}$$

$$n = 2$$

$$d' = 96 \text{ mm}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della piastra per bulloni:

$$\phi = 2'' (54 \text{ mm})$$

$$b_a = 180 \text{ mm}$$

$$h_a = 220 \text{ mm}$$

$$t_a = 50 \text{ mm}$$

$$s = 160 \text{ mm}$$

$$d' = 67 \text{ mm}$$

Le verifiche risultano:

$$F_{Rd,pl,t} = \frac{4}{3} \cdot (b_a - \phi) \cdot \frac{n}{2n-1} \cdot X \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{t_a}{X} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{4}{3} \cdot (180 - 81) \cdot \frac{2}{3} \cdot 84 \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{80}{84} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{325}{1.25} = 1785 kN > F_{ed,t}$$

$$\text{in cui } X = \frac{h_a - d' + 2(n-1)(s - d')}{2n-1} = \frac{220 - 96 + 2(2-1)(160 - 96')}{2 \cdot 2 - 1} = 84 mm$$

$$F_{Rd,pl,b} = \frac{4}{3} \cdot (b_a - \phi) \cdot X \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{t_a}{X} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{4}{3} \cdot (180 - 54) \cdot 153 \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{50}{153} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{325}{1.25} = 990 kN > F_{ed,b}$$

$$\text{in cui } X = h_a - d' = 153 \text{ mm}$$

Trave di ripartizione in esercizio:

La trave di ripartizione viene realizzata con due profili UPN300 accostati, distanti tra loro 160 mm.

Le sollecitazioni di calcolo, ottenute a favore di sicurezza considerando una luce tra i vincoli pari all'interasse tra i tiranti, valgono:

$$V_{sd} = 208 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 136 \text{ kNm}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

$$W_{pl} = 1264 \text{ cm}^3$$

$$A_v = (A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f) \cdot 2 = 70,24 \text{ cm}^2$$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_v \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 70,24 \cdot \frac{35,5 / \sqrt{3}}{1,05} = 1371 kN > V_{Sd}$$

Essendo $V_{Sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliente; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,1264 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 427 kNm > M_{Sd}$$

7.3.5. Verifiche agli stati limite di vita

L'analisi sismica è stata condotta con PLAXIS.

L'implementazione del carico sismico dovuto al peso proprio del ponte in carpenteria metallica e al peso del traffico è stato valutato tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$M = G_1 + \psi_{21} \cdot Q_t = 99.6 + 0.2 \cdot 441.6 = 188 \text{ t}$$

La forza orizzontale applicata in testa al palancolato della spalla con appoggi fissi risulta pari a:

$$F_h = M \cdot a_{\max} = 188 \cdot 0.137g = 260 \text{ kN}$$

che spalmata su 7 m di spalla risulta:

$$F_h = 38 \text{ kN/m}$$

Palancolato anteriore (lato idrovia) in condizioni sismiche:

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

$$M_{sd} = 167 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 217 \text{ kN/m}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

S_a = spessore anima singolo profilo

$$S_a = 9,0 \text{ mm}$$

$$W_{el} = 2020 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_v \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 63,00 \cdot \frac{35,5 / \sqrt{3}}{1,05} = 1230 \text{ kN} / \text{m} > V_{sd}$$

Essendo $V_{sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliante; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,2020 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 683 \text{ kNm} / \text{m} > M_{sd}$$

Palancolato posteriore (lato terra) in condizioni sismiche:

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

$$M_{sd} = 92 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 146 \text{ kN/m}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

S_a = spessore anima singolo profilo

$$S_a = 9,0 \text{ mm}$$

$$W_{el} = 1600 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_v \frac{f_{yK} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 63,00 \cdot \frac{35,5 / \sqrt{3}}{1,05} = 1230 \text{ kN} / \text{m} > V_{Sd}$$

Essendo $V_{Sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliente; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,1600 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 540 \text{ kNm} / \text{m} > M_{Sd}$$

Tiranti in condizioni sismiche:

La sollecitazione di calcolo vale:

$$N_{sd} = 330 \text{ kN/m}$$

Tale sollecitazione è da confrontare con le caratteristiche resistenti della sezione.

Considerando barre $\phi = 75 \text{ mm}$ (diametro di nocciolo $\phi_{core} = 66,2 \text{ mm}$ per filettatura; diametro fusto $\phi_{shaft} = 71 \text{ mm}$) poste ad interasse di 2,40 m si ottiene:

$$N_{Rd,shaft} = A_{shaft} \frac{f_{yK}}{\gamma_{M0} \cdot i} = 39,60 \cdot \frac{35,5}{1,05 \cdot 2,4} = 558 \text{ kN} / \text{m} > N_{Sd}$$

$$N_{Rd,core} = k_t \cdot A_{core} \frac{f_{uK}}{\gamma_{M2} \cdot i} = 0,6 \cdot 34,40 \cdot \frac{50}{1,25 \cdot 2,4} = 344 \text{ kN} / \text{m} > N_{Sd}$$

La verifica è soddisfatta.

Piastre tiranti e bulloni in condizioni sismiche:

La sollecitazione di calcolo per la verifica delle piastre di tiranti risulta:

$$F_{ed,t} = 330 \cdot 1.20 \cdot 2 = 792 \text{ kN}$$

La sollecitazione di calcolo per la verifica delle piastre dei bulloni risulta:

$$F_{ed,b} = 330 \cdot 1.20 = 396 \text{ kN}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della piastra per tiranti:

$$\phi = 3'' (81 \text{ mm})$$

$$b_a = 180 \text{ mm}$$

$$h_a = 220 \text{ mm}$$

$$t_a = 80 \text{ mm}$$

$$s = 160 \text{ mm}$$

$$n = 2$$

$$d' = 96 \text{ mm}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della piastra per bulloni:

$$\phi = 2'' (54 \text{ mm})$$

$$b_a = 180 \text{ mm}$$

$$h_a = 220 \text{ mm}$$

$$t_a = 50 \text{ mm}$$

$$s = 160 \text{ mm}$$

$$d' = 67 \text{ mm}$$

Le verifiche risultano:

$$F_{Rd,pl,t} = \frac{4}{3} \cdot (b_a - \phi) \cdot \frac{n}{2n-1} \cdot X \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{t_a}{X} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{4}{3} \cdot (180 - 81) \cdot \frac{2}{3} \cdot 84 \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{80}{84} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{325}{1.25} = 1785 \text{ kN} > F_{ed,t}$$

$$\text{in cui } X = \frac{h_a - d' + 2(n-1)(s - d')}{2n-1} = \frac{220 - 96 + 2(2-1)(160 - 96)}{2 \cdot 2 - 1} = 84 \text{ mm}$$

$$F_{Rd,pl,b} = \frac{4}{3} \cdot (b_a - \phi) \cdot X \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{t_a}{X} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{4}{3} \cdot (180 - 67) \cdot 153 \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{50}{153} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{355}{1.25} = 893 kN > F_{ed,b}$$

in cui $X = h_a - d' = 153 \text{ mm}$

Trave di ripartizione in condizioni sismiche:

La trave di ripartizione viene realizzata con due profili UPN300 accostati, distanti tra loro 160 mm.

Le sollecitazioni di calcolo, ottenute a favore di sicurezza considerando una luce tra i vincoli pari all'interasse tra i tiranti, valgono:

$$V_{sd} = 544 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 356 \text{ kNm}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

$$W_{pl} = 1264 \text{ cm}^3$$

$$A_v = (A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f) \cdot 2 = 70,24 \text{ cm}^2$$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 70,24 \cdot \frac{35,5 / \sqrt{3}}{1,05} = 1371 kN > V_{sd}$$

Essendo $V_{sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliante; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,1264 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 427 kNm > M_{sd}$$

7.3.6. Capacità portante palancolato anteriore

La capacità portante delle palancole anteriori è stata valutata utilizzando i metodi provenienti dalla teoria dell'ingegneria geotecnica e delle fondazioni, ed in particolare il metodo α e β per terreni coesivi ed incoerenti

A favore di sicurezza, nel calcolo della capacità portante, non si è considerato il contributo dei risvolti, uniti tramite i gargami e le travi di coronamento in c.a., ed è stato considerato solamente il contributo offerto dalla resistenza laterale.

Per il calcolo della resistenza laterale tutti gli strati di terreno sono stati considerati, a favore di sicurezza, di tipo incoerente, non tenendo in considerazione della resistenza al taglio in condizioni drenate perché si considera che il suo contributo venga perso già in fase di infissione del palancolato. Si considera pertanto una resistenza laterale calcolata con il solo contributo dell'angolo di attrito che per elementi infissi in acciaio vale 20° .

Di seguito si riportano le verifiche effettuate seguendo l'Approccio 2 A1+M1+R3.

Data: Luglio 2018

Rev.: 1

Doc.: II080P-PE -RT002-C1

SPALLA SINISTRA IDROGRAFICA CAPACITA' PORTANTE DELLE PALANCOLE A1+M1+R3 Dati palancole									
L	26	m							
H	3.5	m							
Infissione	22.5	m							
Palancole	Larssen 605								
	Wall [m]	E single	D double						
A [cm ²]	177.3	106.4	212.8						
J [cm ⁴]	42420	7910	50900						
W _{el} [cm ³]	2020	520	2420						
W _{pl} [cm ³]	2340	-	-						
S coating area [m ² /m]	2.9	1.88	3.62						
Stratigrafia									
Strato	Tipo	Spessore [m]	Sp. Interessato	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ'	c _u [kPa]		
LS	incoerente	2	2	18.5	8.5	28			
SL-1	incoerente	7	7	18.5	8.5	34			
LA	incoerente	16	13.5	19	9	25	45		
SL-2	incoerente	13	0	18.5	8.5	34			
σ'v0	Tanδ	K	K addensament	OCR	α	β	αC _u [kPa]	βσ'v0 [kPa]	
8.5	0.3640	0.5305	0.5305	1		0.19309656		1.641321	
46.75	0.3640	0.4408	0.4408	1		0.160440662		7.500601	
141.75	0.3640	0.5774	0.5774	1	0.78	0.210149767	35.1	29.78873	
191.25	0.3640	0.4408	0.4408	1		0.160440662		30.68428	
Superficie [m²]									
Wall	E single	D double							
5.8	3.76	7.24							
20.3	13.16	25.34							
39.15	25.38	48.87							
0	0	0							
Qs - Resistenza laterale									
Wall [kN/m]	E single [kN]	D double [kN]		Terreno	Qp - Resistenza di punta				
9.5	6.2	11.9		coesivo	Wall [kN/m]	E single [kN]	double [kN]		
152.3	98.7	190.1		%	7.18065	4.3092	8.6184		
1166.2	756.0	1455.8			10%	10%	10%		
0.0	0.0	0.0			0.718065	0.43092	0.86184		
1328.0	860.9	1657.7		Nq					
				70					
	Wall [kN/m]	E single [kN]	D double [kN]						
Q _{s,d}	679.3	440.4	847.9						
Q _{p,d}	0.4	0.2	0.4						
Q_{R,d}	679.7	440.6	848.4						
	Y _R			ξ					
	R1	R2	R3						
Base	1	1.45	1.15	1.7					
Laterale in compression	1	1.45	1.15						
Totale	1	1.45	1.15						
Laterale in trazione	1	1.6	1.25						
N _{sd}	611	399	800						
Verifica	OK	OK	OK						
c.s.	1.11	1.10	1.06						

7.3.7. Verifiche di stabilità globale

Le verifiche di stabilità globale sono eseguite secondo l'approccio A2-M2-R2.

Il coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza R2 da rispettare è pari a 1,1.

Di seguito si riportano le curve di scivolamento eseguite col programma PLAXIS e la tabella con i coefficienti di sicurezza.

Combinazione	Fs
Spinta terre riempimento finale	1,56
Spinta terre + perm. ponte	1,65
Spinta terre + acc. traffico spalla	1,67
Spinta terre + acc. traffico ponte	1,36
Condizione sismica	1,60

Tabella 7.7 – Tabella dei coefficienti parziali di sicurezza

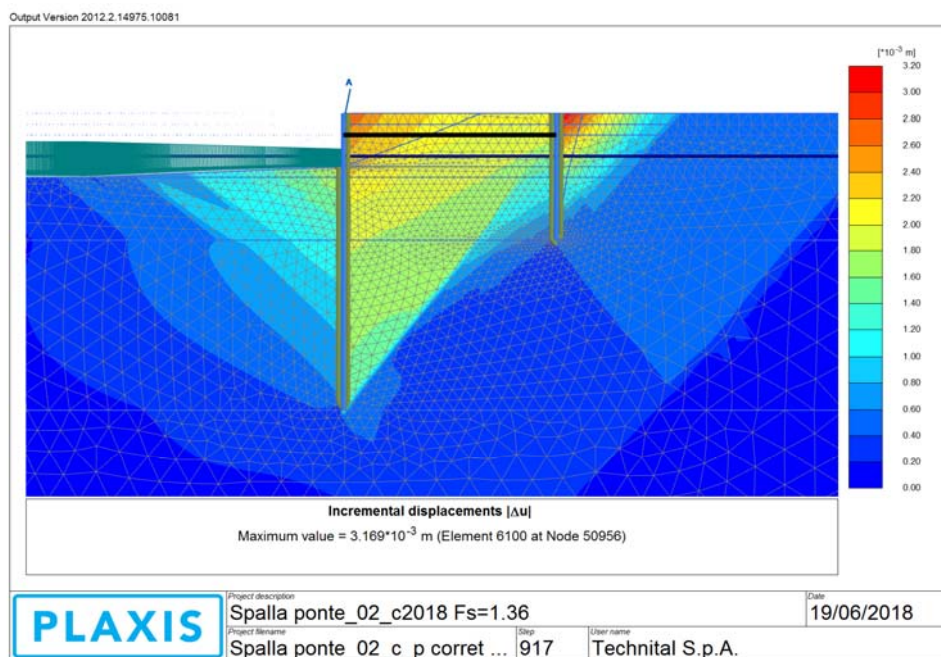


Figura 7.2 – Sezione A-A spalla sinistra – Stabilità globale in esercizio

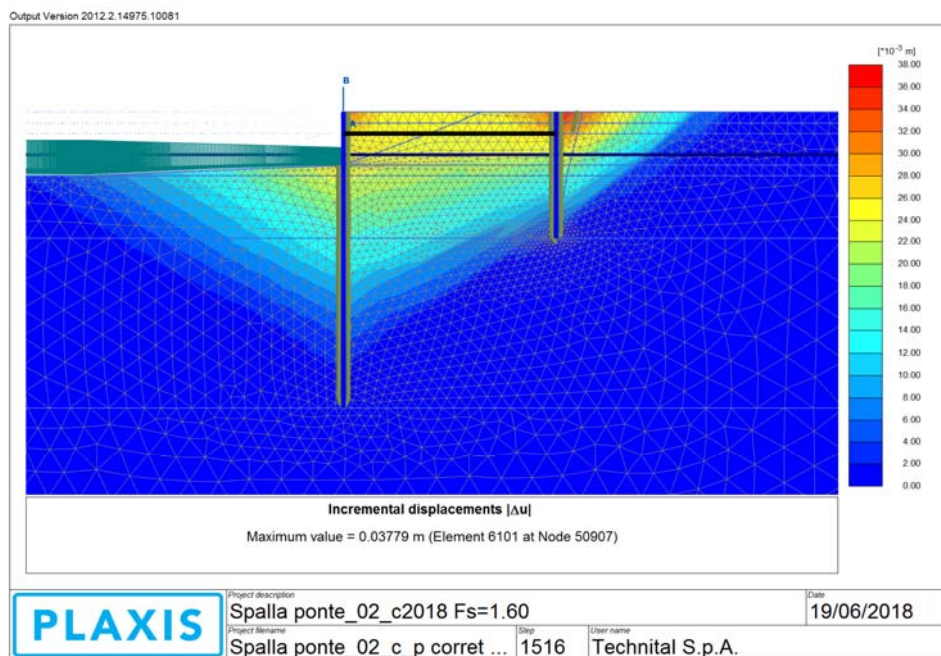


Figura 7.3 – Sezione A-A spalla sinistra – Stabilità globale in condizione sismica

7.3.8. Verifiche agli stati limite di esercizio

Per la verifica agli stati limite di esercizio, per le combinazioni di carico descritte nel Capitolo 5, si fa riferimento ai dati ottenuti dall'analisi numerica condotta con "Plaxis", come definito in premessa.

Nel caso della verifica agli stati limite di esercizio per le combinazioni di carico analizzate, i coefficienti di combinazione delle azioni sono elencati nelle tabelle riportate nel Capitolo 5; le combinazioni agli stati limite di esercizio saranno quindi ottenute applicando i coefficienti di tali tabelle alle deformazioni relative alle azioni corrispondenti.

Nella seguenti tabelle si riportano i valori di deformazioni massime delle palancole in termini di freccia massima orizzontale (Δu_x) e verticale (Δu_y); i valori sono riferiti alla posizione verticale dell'asse dei palancolati.

Palancolato spalla sinistra idrografica										
Palancolato anteriore tirantato										
(Infissione 22 m)										
Risultati analisi SLE - Spostamenti massimi combinazione 1 (DA1-C1)										
fase		z (m)	ux (m)	uy (m)	Δux (m)	Δuy (m)	γG-Q	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
Riempimento	1	1.00	-0.021	-0.010			1			
Tiranti	2	1.00	-0.021	-0.010	0.000	0.000	1			
Riempimento finale	3	1.00	-0.031	-0.026	-0.009	-0.016	1			
Carico perm. Ponte	4	1.00	-0.032	-0.030	-0.001	-0.004	1	1	0.9	0.8
Acc. Rampa	5	1.00	-0.032	-0.030	0.00	0.00	1	0.75	0.75	0
Acc. Traffico vert	6	1.00	-0.039	-0.051	-0.01	-0.02	1	0.75	0.75	0
Acc. Traffico orizz	7	1.00	-0.048	-0.032	-0.0162	-0.0011	1	0	0	0

Il cedimento massimo, ottenuto a fine costruzione, risulta:

$$u_{\max,x} = -3,10 \text{ cm}$$

$$u_{\max,y} = -2,60 \text{ cm}$$

Combinazione Rara						
fase		z (m)	ux (m)	uy (m)	Δux (m)	Δuy (m)
1 - Config. Definitiva + ponte		1.00	-0.032	-0.030	-0.001	-0.004
2 - Config. Definitiva + ponte+acc sp + traff		1.00	-0.037	-0.046	-0.005	-0.016
3 - Config. Definitiva + ponte + traff+acc sp		1.00	-0.039	-0.051	-0.007	-0.021
4 - Config. Definitiva + ponte + traff orizz+acc sp		1.00	-0.054	-0.047	-0.022	-0.017

Combinazione Frequente						
fase		z (m)	ux (m)	uy (m)	Δux (m)	Δuy (m)
1 - Config. Definitiva + ponte		1.00	-0.032	-0.030	-0.001	-0.004
2 - Config. Definitiva + ponte+acc sp + traff		1.00	-0.037	-0.046	-0.005	-0.016
3 - Config. Definitiva + ponte + traff+acc sp		1.00	-0.037	-0.046	-0.005	-0.016
4 - Config. Definitiva + ponte + traff orizz+acc sp		1.00	-0.037	-0.046	-0.005	-0.016

Il cedimento massimo, in combinazione rara, risulta:

$$\delta_{\max,x} = -2,20 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max,y} = -2,10 \text{ cm}$$

Il cedimento massimo, in combinazione frequente, risulta:

$$\delta_{\max,x} = -0,50 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max,y} = -1,60 \text{ cm}$$

I cedimenti ottenuti sono, per la tipologia di analisi bidimensionale, sovrastimati a favore di sicurezza. Per avere una stima più precisa si potrebbe considerare la metà dei valori ottenuti.

I valori ricavati rispettano i limiti di deformabilità della struttura e rientrano nelle limitazioni imposte dai giunti strutturali (50 mm per l'appoggio fisso e 50 mm per l'appoggio scorrevole).

Il cedimento massimo, in combinazione sismica, risulta:

$$\delta_{\max,x} = -8,00 \text{ cm}$$

Considerando un cedimento sismico orizzontale minimo di 2 cm sulla sponda destra (poiché non collegata all'impalcato) il giunto sismico da realizzare per evitare il martellamento tra le strutture di spalla e la struttura ponte deve essere pari a:

$$u_s = 10 \text{ cm}$$

Tale giunto deve essere realizzato sulla spalla destra ad appoggi scorrevoli, poiché è l'unico punto in cui il ponte ha libertà di movimento.

7.4. Verifiche sezione B-B

7.4.1. Caratteristiche meccaniche dei palancolati e dei tiranti

Palancolato laterale:

- palancole portanti di lunghezza $L = 14,00$ m;
- momento d'inerzia parete $J = 30400$ cm⁴/m e momento d'inerzia singola palanca $J = 5700$ cm⁴;
- modulo di resistenza parete $W_{\min} = 1600$ cm³/m e modulo di resistenza singola palanca $W_{\min} = 415$ cm³;

Tiranti a quota +5,00 m s.l.m.:

- diametro $\phi = 63$ mm (2,5") ($\phi_{\text{core}} = 54.7$ mm ridotto per filettatura, $\phi_{\text{shaft}} = 59.0$ mm ridotto per il fusto);
- interasse $i = 2,40$ m;

Trave di ripartizione a quota +5,00 m s.l.m.:

- 2 UPN300 $s = 160$ mm;
- momento d'inerzia trave doppia $J = 16060$ cm⁴;
- modulo di resistenza trave doppia $W_{\min} = 1071$ cm³;

Nella seguente figura si riporta lo schema della sezione analizzata.

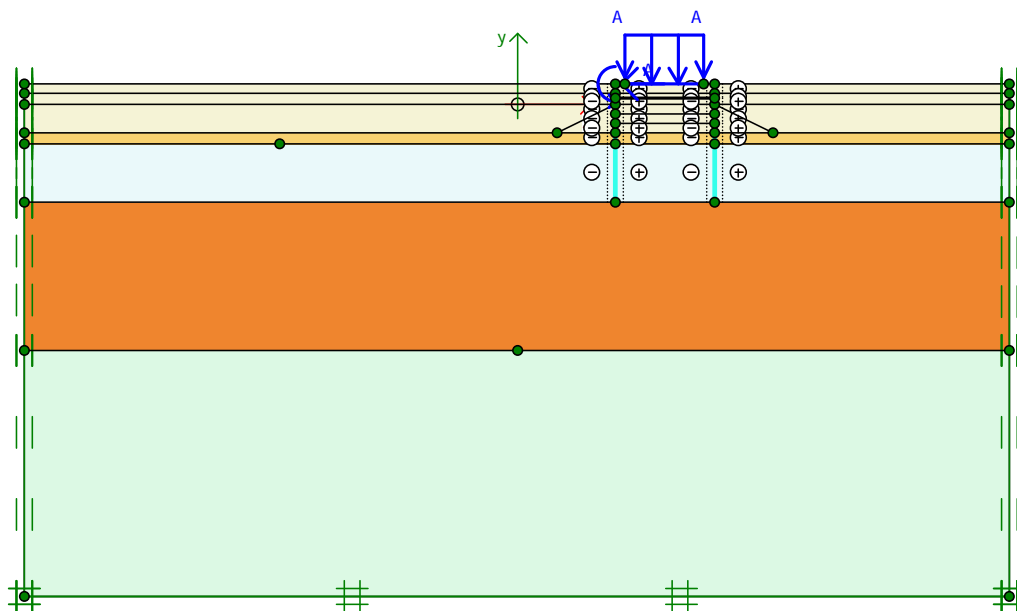


Figura 7.4 – Sezione di calcolo B-B spalla sinistra con Plaxis

7.4.2. Fasi di calcolo della struttura

Fasi di calcolo per struttura in esercizio

- Fase 1: Realizzazione rilevato
- Fase 2: Infissione delle palancole laterali
- Fase 3: Riempimento fino alla quota +4,50 m s.l.m..
- Fase 4: Posa dei tiranti alla quota. +5,00 m s.l.m.
- Fase 5: Riempimento fino alla quota +6,20 m s.l.m..
- Fase 6: Applicazione sovraccarico uniforme mezzi cantiere sulla spalla a tergo di 60 kN/m^2 .
- Fase 7: Applicazione sovraccarico uniforme cat. 1 sulla spalla a tergo di 20 kN/m^2 .
- Fase 8: Applicazione carico eccezionale veicolo in svio di 67 kN/m e relativo momento.
- Fase 9: Applicazione carico sismico.

7.4.3. Risultati analisi numeriche

Nelle tabelle di seguito riportate sono riassunte le sollecitazioni massime in termini di momento flettente (M_{\max}) e taglio (T_{\max}). Per una visualizzazione grafica dei risultati, si rimanda all'Appendice A.

Approccio progettuale A1+M1

Palancolato spalla sinistra idrografica - sezBB											
Palancolato risolto tirantato											
(infissione 7 m)											
Risultati analisi SLU - Sollecitazioni massime combinazione 1 (DA1-C1)											
descrizione fase	z (s.l.m.)	T (kN/m)	M (kNm/m)	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Riempimento 3	-2.0	1.66	0.64	1.3				1			
	0.5	0.00	0.00	1.3				1			
Tiranti	-2.0	1.66	0.63	1.3	1			1			
	0.5	-0.01	0.00	1.3	1			1			
Riempimento finale	-2.0	1.62	-24.49	1.3	1			1			
	0.5	-22.73	4.55	1.3	1			1			
Acc. Rampa	-2.0	-0.04	-35.86	1.5				1	0.75	0.75	0
	0.5	-30.19	4.17	1.5				1	0.75	0.75	0
Veicolo in svio	0.5	-43.37	158.46	1.5				1	0.75	0.75	0
	0.5	-43.37	158.46	1.5				1	0.75	0.75	0
COMB. SLU											
1 - Config. Riemp 3	T (kN/m)	2	M (kNm/m)		1			z			-2.00
2 - Config. Riemp 3	T (kN/m)	0	M (kNm/m)		0			z			0.50
3 - Config. Riemp finale	T (kN/m)	2	M (kNm/m)		-32			z			-2.00
4 - Config. Riemp finale	T (kN/m)	-30	M (kNm/m)		6			z			0.50
5 - Config. Definitiva + riemp + acc.	T (kN/m)	0	M (kNm/m)		-48.9			z			-2.00
6 - Config. Definitiva + riemp + acc.	T (kN/m)	-41	M (kNm/m)		5.3			z			0.50
7 - Config. Eccezionale + riemp + svio	T (kN/m)	-43	M (kNm/m)		158.5			z			0.50
8 - Config. Eccezionale + riemp + svio	T (kN/m)	-43	M (kNm/m)		158.5			z			0.50

Tabella 7.8 – Sezione B-B spalla sinistra – palancolato laterale – Sollecitazioni di calcolo secondo l'approccio 1 combinazione 1

Tiranti spalla sinistra idrografica - sezBB											
Palancolato risolto tirantato											
(quota +0.0 m s.l.m.)											
Risultati analisi SLU - Sollecitazioni tiranti combinazione 1 (DA1-C1)											
fase	z (m)	N (kN/m)	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Tiranti	1 0.50	0.00	1.3	1							
Riempimento finale	2 0.50	32.00	1.3	1							
Acc. Rampa	3 0.50	40	1.5	1			1	0.75	0.75	0	
Veicolo in svio	4 0.50	110.00	1.5	1			1	0.75	0.75	0	
1 - Config. Definitiva		42					1				
2 - Config. Definitiva + riemp + acc		54									
3 - Config. Eccezionale + riemp + svio		110					1				
Nmax		110 kN/m									
i		2.4 m									
N		264.00 kN									

Tabella 7.9 – Sezione B-B spalla sinistra – tiranti – Sollecitazioni di calcolo secondo l'approccio 1 combinazione 1

Approccio progettuale A2+M2

Palancolato spalla sinistra idrografica - sezBB											
Palancolato risolto tirantato											
(infissione 7 m)											
Risultati analisi SLU - Sollecitazioni massime combinazione 2 (DA1-C2)											
descrizione fase	z (s.l.m.)	T (kN/m)	M (kNm/m)	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
COMB. SLU											
1 - Config. Riemp 3	T (kN/m)	5	M (kNm/m)		3		z				-2.50
2 - Config. Riemp 3	T (kN/m)	0	M (kNm/m)		0		z				0.50
3 - Config. Riemp finale	T (kN/m)	2	M (kNm/m)		-67		z				-2.50
4 - Config. Riemp finale	T (kN/m)	-41	M (kNm/m)		5		z				0.50
5 - Config. Definitiva + riemp + acc.	T (kN/m)	-1	M (kNm/m)		-88		z				-2.50
6 - Config. Definitiva + riemp + acc.	T (kN/m)	-56	M (kNm/m)		6		z				0.50
7 - Config. Eccezionale + riemp + svio	T (kN/m)	-69	M (kNm/m)		159		z				0.50
8 - Config. Eccezionale + riemp + svio	T (kN/m)	-69	M (kNm/m)		159		z				0.50

Tabella 7.10 – Sezione B-B spalla sinistra – palancolato laterale – Sollecitazioni di calcolo secondo l'approccio 1 combinazione 2

Tiranti spalla sinistra idrografica - sezBB											
Palancolato risolto tirantato											
(quota +0.0 m s.l.m.)											
Risultati analisi SLU - Sollecitazioni tiranti combinazione 2 (DA1-C2)											
fase		z (m)	N (kN/m)	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Tiranti	1	0.50	0.00	1	1						
Riempimento finale	2	0.50	50.00	1	1						
Acc. Rampa	3	0.50	68	1.3	1			1	0.75	0.75	0
Acc. Svio	4	0.50	136.00	1	1			1	0.75	0.75	0
1 - Config. Definitiva			50					1			
2 - Config. Definitiva + riemp + acc			73								
3 - Config. Eccezionale + riemp + svio			136					1			
Nmax			136 kN/m								
i			2.4 m								
N			326.40 kN								

Tabella 7.11 – Sezione B-B spalla sinistra – tiranti – Sollecitazioni di calcolo secondo l'approccio 1 combinazione 2

7.4.4. Verifiche agli stati limite ultimi

Approccio progettuale A1-M1Palancolato laterale in fase di cantiere:

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

$$M_{sd} = 62 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 74 \text{ kN/m}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

S_a = spessore anima singolo profilo

$$S_a = 9,0 \text{ mm}$$

$$W_{el} = 1600 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_v \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \frac{\sqrt{3}}{\sqrt{3}} = 63,00 \cdot \frac{35,5/\sqrt{3}}{1,05} = 1230 \text{ kN} / \text{m} > V_{sd}$$

Essendo $V_{sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliente; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,1600 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 540 \text{ kNm} / \text{m} > M_{sd}$$

Palancolato laterale in fase di esercizio:

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

$$M_{sd} = 158 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 43 \text{ kN/m}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

S_a = spessore anima singolo profilo

$$S_a = 9,0 \text{ mm}$$

$$W_{el} = 1600 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_v \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 63,00 \cdot \frac{35,5 / \sqrt{3}}{1,05} = 1230 \text{ kN} / \text{m} > V_{sd}$$

Essendo $V_{sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliante; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,1600 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 540 \text{ kNm} / \text{m} > M_{sd}$$

Tiranti in fase di cantiere:

La sollecitazione di calcolo vale:

$$N_{sd} = 88 \text{ kN/m}$$

Tale sollecitazione è da confrontare con le caratteristiche resistenti della sezione.

Considerando barre $\phi = 63 \text{ mm}$ (diametro di nocciolo $\phi_{\text{core}} = 54,7 \text{ mm}$ per filettatura; diametro fusto $\phi_{\text{shaft}} = 59,0 \text{ mm}$) poste ad interasse di 2,40 m si ottiene:

$$N_{Rd,shaft} = A_{shaft} \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0} \cdot i} = 27,30 \cdot \frac{35,5}{1,05 \cdot 2,4} = 385 \text{ kN} / \text{m} > N_{sd}$$

$$N_{Rd,core} = k_t \cdot A_{core} \frac{f_{uK}}{\gamma_{M2} \cdot i} = 0,6 \cdot 23,50 \cdot \frac{50}{1,25 \cdot 2,4} = 235 kN / m > N_{Sd}$$

La verifica è soddisfatta.

Tiranti in fase di esercizio:

La sollecitazione di calcolo vale:

$$N_{sd} = 110 \text{ kN/m}$$

Tale sollecitazione è da confrontare con le caratteristiche resistenti della sezione.

Considerando barre $\phi = 63 \text{ mm}$ (diametro di nocciolo $\phi_{core} = 54,7 \text{ mm}$ per filettatura; diametro fusto $\phi_{shaft} = 59,0 \text{ mm}$) poste ad interasse di $2,40 \text{ m}$ si ottiene:

$$N_{Rd,shaft} = A_{shaft} \frac{f_{yK}}{\gamma_{M0} \cdot i} = 27,30 \cdot \frac{35,5}{1,05 \cdot 2,4} = 385 kN / m > N_{Sd}$$

$$N_{Rd,core} = k_t \cdot A_{core} \frac{f_{uK}}{\gamma_{M2} \cdot i} = 0,6 \cdot 23,50 \cdot \frac{50}{1,25 \cdot 2,4} = 235 kN / m > N_{Sd}$$

La verifica è soddisfatta.

Piastre tiranti e bulloni in esercizio:

La sollecitazione di calcolo per la verifica delle piastre di tiranti risulta:

$$F_{ed,t} = 110 \cdot 1,20 \cdot 2 = 264 \text{ kN}$$

La sollecitazione di calcolo per la verifica delle piastre dei bulloni risulta:

$$F_{ed,b} = 110 \cdot 1,20 = 132 \text{ kN}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della piastra per tiranti:

$$\phi = 2,5'' (68 \text{ mm})$$

$$b_a = 180 \text{ mm}$$

$$h_a = 220 \text{ mm}$$

$$t_a = 80 \text{ mm}$$

$$s = 160 \text{ mm}$$

$$n = 2$$

$$d' = 81 \text{ mm}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della piastra per bulloni:

$$\phi = 2'' (54 \text{ mm})$$

$$b_a = 180 \text{ mm}$$

$$h_a = 220 \text{ mm}$$

$$t_a = 50 \text{ mm}$$

$$s = 160 \text{ mm}$$

$$d' = 67 \text{ mm}$$

Le verifiche risultano:

$$F_{Rd,pl,t} = \frac{4}{3} \cdot (b_a - \phi) \cdot \frac{n}{2n-1} \cdot X \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{t_a}{X} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{4}{3} \cdot (180 - 81) \cdot \frac{2}{3} \cdot 99 \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{80}{99} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{325}{1.25} = 1621 \text{ kN} > F_{ed,t}$$

$$\text{in cui } X = \frac{h_a - d' + 2(n-1)(s - d')}{2n-1} = \frac{220 - 81 + 2(2-1)(160 - 81)}{2 \cdot 2 - 1} = 99 \text{ mm}$$

$$F_{Rd,pl,b} = \frac{4}{3} \cdot (b_a - \phi) \cdot X \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{t_a}{X} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{4}{3} \cdot (180 - 54) \cdot 153 \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{50}{153} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{325}{1.25} = 990 \text{ kN} > F_{ed,b}$$

$$\text{in cui } X = h_a - d' = 153 \text{ mm}$$

Trave di ripartizione in esercizio:

La trave di ripartizione viene realizzata con due profili UPN300 accostati, distanti tra loro 160 mm.

Le sollecitazioni di calcolo, ottenute a favore di sicurezza considerando una luce tra i vincoli pari all'interasse tra i tiranti, valgono:

$$V_{sd} = 181 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 119 \text{ kNm}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

$$W_{pl} = 1264 \text{ cm}^3$$

$$A_v = (A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f) \cdot 2 = 70,24 \text{ cm}^2$$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_v \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 70,24 \cdot \frac{35,5 / \sqrt{3}}{1,05} = 1371 \text{ kN} > V_{sd}$$

Essendo $V_{sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliante; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,1264 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 427 \text{ kNm} > M_{sd}$$

Approccio progettuale A2-M2Palancolato laterale in fase di cantiere:

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

$$M_{sd} = 106 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 98 \text{ kN/m}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

S_a = spessore anima singolo profilo

$$S_a = 9,0 \text{ mm}$$

$$W_{el} = 1600 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_v \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 63,00 \cdot \frac{35,5/\sqrt{3}}{1,05} = 1230 \text{ kN} / \text{m} > V_{sd}$$

Essendo $V_{sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliente; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,1600 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 540 \text{ kNm} / \text{m} > M_{sd}$$

Palancolato laterale in fase di esercizio:

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

$$M_{sd} = 159 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 69 \text{ kN/m}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

S_a = spessore anima singolo profilo

$S_a = 9,0 \text{ mm}$

$W_{el} = 1600 \text{ cm}^3/\text{m}$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_v \frac{f_{yK} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 63,00 \cdot \frac{35,5 / \sqrt{3}}{1,05} = 1230 \text{ kN} / \text{m} > V_{Sd}$$

Essendo $V_{Sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliante; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,1600 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 540 \text{ kNm} / \text{m} > M_{Sd}$$

Tiranti in fase di cantiere:

La sollecitazione di calcolo vale:

$N_{sd} = 120 \text{ kN/m}$

Tale sollecitazione è da confrontare con le caratteristiche resistenti della sezione.

Considerando barre $\phi = 63 \text{ mm}$ (diametro di nocciolo $\phi_{\text{core}} = 54,7 \text{ mm}$ per filettatura; diametro fusto $\phi_{\text{shaft}} = 59,0 \text{ mm}$) poste ad interasse di $2,40 \text{ m}$ si ottiene:

$$N_{Rd, \text{shaft}} = A_{\text{shaft}} \frac{f_{yK}}{\gamma_{M0} \cdot i} = 27,30 \cdot \frac{35,5}{1,05 \cdot 2,4} = 385 \text{ kN} / \text{m} > N_{Sd}$$

$$N_{Rd, \text{core}} = k_t \cdot A_{\text{core}} \frac{f_{uK}}{\gamma_{M2} \cdot i} = 0,6 \cdot 23,50 \cdot \frac{50}{1,25 \cdot 2,4} = 235 \text{ kN} / \text{m} > N_{Sd}$$

La verifica è soddisfatta.

Tiranti in fase di esercizio:

La sollecitazione di calcolo vale:

$$N_{sd} = 136 \text{ kN/m}$$

Tale sollecitazione è da confrontare con le caratteristiche resistenti della sezione.

Considerando barre $\phi = 63 \text{ mm}$ (diametro di nocciolo $\phi_{core} = 54,7 \text{ mm}$ per filettatura; diametro fusto $\phi_{shaft} = 59,0 \text{ mm}$) poste ad interasse di $2,40 \text{ m}$ si ottiene:

$$N_{Rd,shaft} = A_{shaft} \frac{f_{yK}}{\gamma_{M0} \cdot i} = 27,30 \cdot \frac{35,5}{1,05 \cdot 2,4} = 385 \text{ kN/m} > N_{sd}$$

$$N_{Rd,core} = k_t \cdot A_{core} \frac{f_{uK}}{\gamma_{M2} \cdot i} = 0,6 \cdot 23,50 \cdot \frac{50}{1,25 \cdot 2,4} = 235 \text{ kN/m} > N_{sd}$$

La verifica è soddisfatta.

Piastre tiranti e bulloni in esercizio:

La sollecitazione di calcolo per la verifica delle piastre di tiranti risulta:

$$F_{ed,t} = 136 \cdot 1,20 \cdot 2 = 326 \text{ kN}$$

La sollecitazione di calcolo per la verifica delle piastre dei bulloni risulta:

$$F_{ed,b} = 136 \cdot 1,20 = 163 \text{ kN}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della piastra per tiranti:

$$\phi = 2,5'' (68 \text{ mm})$$

$$b_a = 180 \text{ mm}$$

$$h_a = 220 \text{ mm}$$

$$t_a = 80 \text{ mm}$$

$$s = 160 \text{ mm}$$

$$n = 2$$

$$d' = 81 \text{ mm}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della piastra per bulloni:

$$\phi = 2'' (54 \text{ mm})$$

$$b_a = 180 \text{ mm}$$

$$h_a = 220 \text{ mm}$$

$$t_a = 50 \text{ mm}$$

$$s = 160 \text{ mm}$$

$$d' = 67 \text{ mm}$$

Le verifiche risultano:

$$F_{Rd,pl,t} = \frac{4}{3} \cdot (b_a - \phi) \cdot \frac{n}{2n-1} \cdot X \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{t_a}{X} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{4}{3} \cdot (180 - 81) \cdot \frac{2}{3} \cdot 99 \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{80}{99} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{325}{1.25} = 1621 \text{ kN} > F_{ed,t}$$

$$\text{in cui } X = \frac{h_a - d' + 2(n-1)(s - d')}{2n-1} = \frac{220 - 81 + 2(2-1)(160 - 81)}{2 \cdot 2 - 1} = 99 \text{ mm}$$

$$F_{Rd,pl,b} = \frac{4}{3} \cdot (b_a - \phi) \cdot X \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{t_a}{X} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{4}{3} \cdot (180 - 54) \cdot 153 \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{50}{153} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{325}{1.25} = 990 \text{ kN} > F_{ed,b}$$

$$\text{in cui } X = h_a - d' = 153 \text{ mm}$$

Trave di ripartizione in esercizio:

La trave di ripartizione viene realizzata con due profili UPN300 accostati, distanti tra loro 160 mm.

Le sollecitazioni di calcolo, ottenute a favore di sicurezza considerando una luce tra i vincoli pari all'interasse tra i tiranti, valgono:

$$V_{sd} = 225 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 147 \text{ kNm}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

$$W_{pl} = 1264 \text{ cm}^3$$

$$A_v = (A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f) \cdot 2 = 70,24 \text{ cm}^2$$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_v \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 70,24 \cdot \frac{35,5 / \sqrt{3}}{1,05} = 1371 \text{ kN} > V_{sd}$$

Essendo $V_{sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliante; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,1264 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 427 \text{ kNm} > M_{sd}$$

7.4.5. Verifiche agli stati limite di vita

Palancolato laterale in condizione sismica:

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

$$M_{sd} = 91 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 73 \text{ kN/m}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

S_a = spessore anima singolo profilo

$$S_a = 9,0 \text{ mm}$$

$$W_{el} = 1600 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_v \frac{f_{yK} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 63,00 \cdot \frac{35,5 / \sqrt{3}}{1,05} = 1230 \text{ kN} / \text{m} > V_{Sd}$$

Essendo $V_{Sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliante; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,1600 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 540 \text{ kNm} / \text{m} > M_{Sd}$$

Tiranti in condizione sismica:

La sollecitazione di calcolo vale:

$$N_{sd} = 61 \text{ kN/m}$$

Tale sollecitazione è da confrontare con le caratteristiche resistenti della sezione.

Considerando barre $\phi = 63 \text{ mm}$ (diametro di nocciolo $\phi_{core} = 54,7 \text{ mm}$ per filettatura; diametro fusto $\phi_{shaft} = 59,0 \text{ mm}$) poste ad interasse di 2,40 m si ottiene:

$$N_{Rd,shaft} = A_{shaft} \frac{f_{yK}}{\gamma_{M0} \cdot i} = 27,30 \cdot \frac{35,5}{1,05 \cdot 2,4} = 385 \text{ kN} / \text{m} > N_{Sd}$$

$$N_{Rd,core} = k_t \cdot A_{core} \frac{f_{uK}}{\gamma_{M2} \cdot i} = 0,6 \cdot 23,50 \cdot \frac{50}{1,25 \cdot 2,4} = 235 \text{ kN} / \text{m} > N_{Sd}$$

La verifica è soddisfatta.

Piastre tiranti e bulloni in condizione sismica:

La sollecitazione di calcolo per la verifica delle piastre di tiranti risulta:

$$F_{ed,t} = 61 \cdot 1.20 \cdot 2 = 146 \text{ kN}$$

La sollecitazione di calcolo per la verifica delle piastre dei bulloni risulta:

$$F_{ed,b} = 61 \cdot 1.20 = 74 \text{ kN}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della piastra per tiranti:

$$\phi = 2,5'' (68 \text{ mm})$$

$$b_a = 180 \text{ mm}$$

$$h_a = 220 \text{ mm}$$

$$t_a = 80 \text{ mm}$$

$$s = 160 \text{ mm}$$

$$n = 2$$

$$d' = 81 \text{ mm}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della piastra per bulloni:

$$\phi = 2'' (54 \text{ mm})$$

$$b_a = 180 \text{ mm}$$

$$h_a = 220 \text{ mm}$$

$$t_a = 50 \text{ mm}$$

$$s = 160 \text{ mm}$$

$$d' = 67 \text{ mm}$$

Le verifiche risultano:

$$F_{Rd,pl,t} = \frac{4}{3} \cdot (b_a - \phi) \cdot \frac{n}{2n-1} \cdot X \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{t_a}{X} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{4}{3} \cdot (180 - 81) \cdot \frac{2}{3} \cdot 99 \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{80}{99} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{325}{1.25} = 1621 \text{ kN} > F_{ed,t}$$

$$\text{in cui } X = \frac{h_a - d' + 2(n-1)(s-d')}{2n-1} = \frac{220 - 81 + 2(2-1)(160 - 81)}{2 \cdot 2 - 1} = 99 \text{ mm}$$

$$F_{Rd,pl,b} = \frac{4}{3} \cdot (b_a - \phi) \cdot X \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{t_a}{X} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{4}{3} \cdot (180 - 54) \cdot 153 \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{50}{153} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{325}{1.25} = 990 \text{ kN} > F_{ed,b}$$

$$\text{in cui } X = h_a - d' = 153 \text{ mm}$$

Trave di ripartizione in condizione sismica:

La trave di ripartizione viene realizzata con due profili UPN300 accostati, distanti tra loro 160 mm.

Le sollecitazioni di calcolo, ottenute a favore di sicurezza considerando una luce tra i vincoli pari all'interasse tra i tiranti, valgono:

$$V_{sd} = 100 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 66 \text{ kNm}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

$$W_{pl} = 1264 \text{ cm}^3$$

$$A_v = (A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f) \cdot 2 = 70,24 \text{ cm}^2$$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{\sqrt{3}}{1,05} = 70,24 \cdot \frac{35,5}{1,05} = 1371 \text{ kN} > V_{sd}$$

Essendo $V_{sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliente; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,1264 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 427 kNm > M_{Sd}$$

7.4.6. Verifiche di stabilità globale

Le verifiche di stabilità globale sono eseguite secondo l'approccio A2-M2-R2.

Il coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza R2 da rispettare è pari a 1,1.

Di seguito si riportano le curve di scivolamento eseguite col programma PLAXIS e la tabella con i coefficienti di sicurezza.

Combinazione	Fs
Spinta terre riemp. finale	2,10
Spinta terre + acc. traffico spalla	2,00
Condizione sismica	1,32

Tabella 7.12 – Tabella dei coefficienti parziali di sicurezza

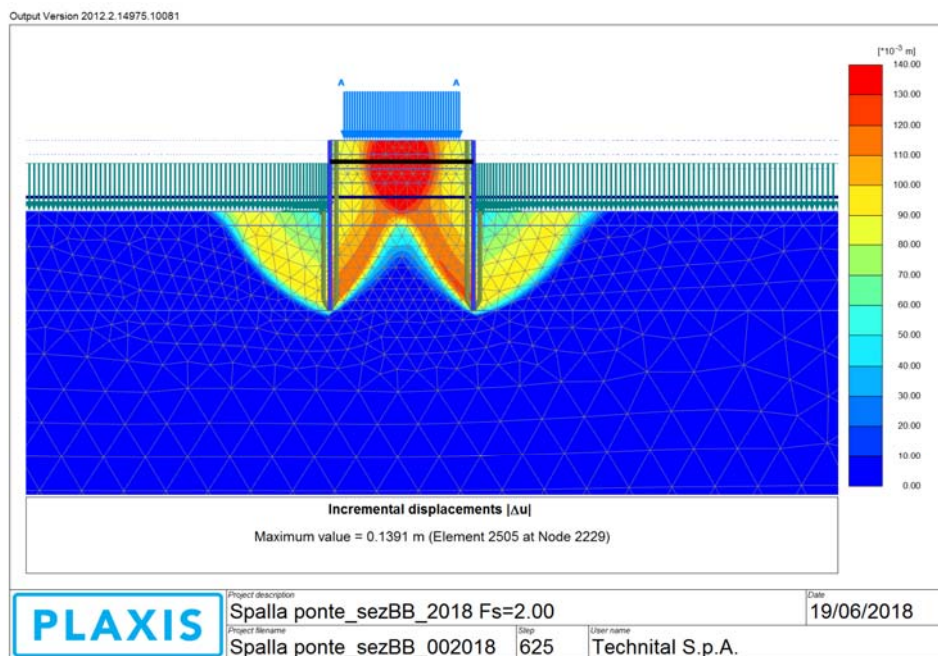


Figura 7.5 – Sezione B-B spalla sinistra – Stabilità globale in esercizio

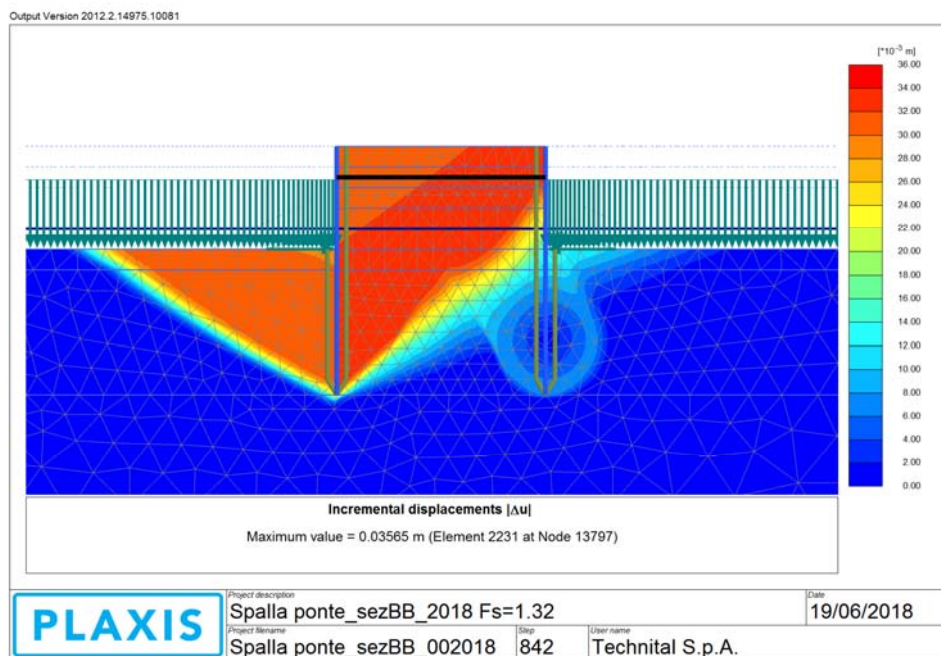


Figura 7.6 – Sezione B-B spalla sinistra – Stabilità globale in condizione sismica

7.4.7. Verifiche agli stati limite di esercizio

Palancolato spalla sinistra idrografica - sezBB										
Palancolato risolto tirantato										
(infissione 7 m)										
Risultati analisi SLE - Spostamenti massimi combinazione 1 (DA1-C1)										
fase		z (m)	ux (m)	uy (m)	Δux (m)	Δuy (m)	γG-Q	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
Riempimento 3	1	2.00	0.000	-0.021			1			
Tiranti	2	2.00	0.000	-0.021	0.000	0.000	1			
Riempimento finale	3	2.00	-0.001	-0.059	-0.002	-0.038	1			
Acc. Rampa	4	2.00	-0.001	-0.065	0.001	-0.006	1	0.75	0.75	0
Veicolo in svio	5	2.00	-0.047	-0.067	-0.05	-0.01	1	0.75	0.75	0

Il cedimento massimo, ottenuto a fine costruzione, risulta:

$$u_{\max,x} = -0,10 \text{ cm}$$

$$u_{\max,y} = -5,90 \text{ cm}$$

Combinazione Rara						
fase		z (m)	ux (m)	uy (m)	Δux (m)	Δuy (m)
1 - Config. Definitiva			-0.001	-0.059		
2 - Config. Definitiva + riemp + acc			-0.001	-0.065	0.001	-0.006
3 - Config. Eccezionale + riemp + svio			-0.047	-0.067	-0.046	-0.008

Combinazione Frequente						
fase		z (m)	ux (m)	uy (m)	Δux (m)	Δuy (m)
1 - Config. Definitiva			-0.001	-0.059		
2 - Config. Definitiva + riemp + acc			-0.001	-0.064	0.001	-0.004
3 - Config. Eccezionale + riemp + svio						

Il cedimento massimo, in combinazione eccezionale, risulta:

$$\delta_{\max,x} = -4,60 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max,y} = -0,80 \text{ cm}$$

Il cedimento massimo, in combinazione rara e frequente, risulta:

$$\delta_{\max,x} = -0,10 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max,y} = -0,40 \text{ cm}$$

I cedimenti ottenuti sono, per la tipologia di analisi bidimensionale, sovrastimati a favore di sicurezza. Per avere una stima più precisa si potrebbe considerare la metà dei valori ottenuti.

I valori ricavati rispettano i limiti di deformabilità della struttura.

Il cedimento massimo, in combinazione sismica, risulta:

$$\delta_{\max,x} = -5,00 \text{ cm}$$

Il valore ricavato rispetta i limiti di deformabilità della struttura.

7.5. Verifiche trave frontale in c.a.

7.5.1. Verifiche stati limite ultimi

La trave frontale in c.a. ha dimensioni 1,20 m x 1,20 m e presenta a tergo un muro paraghiaia alto 1,10 m e spesso circa 0,44 m (0,38 m per la spalla opposta). Di seguito si riporta la sezione tipo.

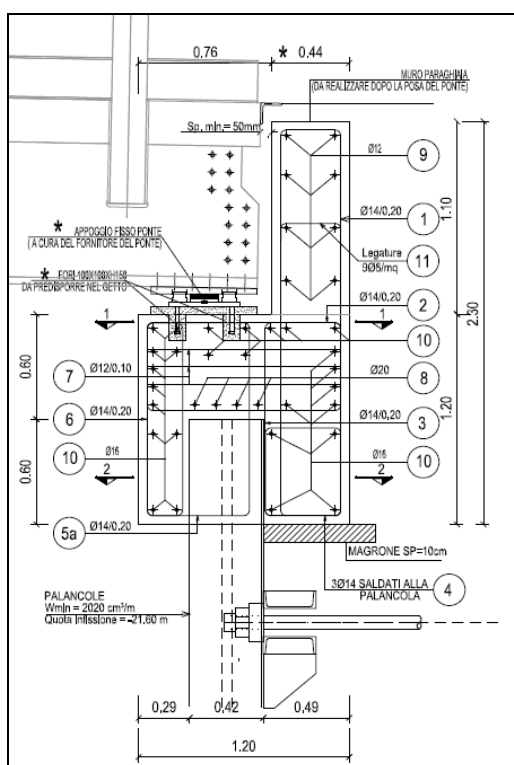


Figura 7.7 – Sezione trave frontale in c.a. di appoggio ponte

Le sollecitazioni di calcolo vengono di seguito calcolate:

$$S_t = 0.5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot k_a = 0.5 \cdot 19 \cdot 2.4^2 \cdot 0.3 = 17 \text{ kN/m}$$

$$S_q = q \cdot H = 20 \cdot 2.4 \cdot 0.3 = 14.5 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd} = F_r = 441/7 = 64 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = S_t * b_1 + S_q * b_2 + V_{sd} * b_3 = 17*0.6*1.3 + 14,5*0.95*1.5 + 64*0.5*1.5 = 82 \text{ kNm/m}$$

$$N_{sd} = p.p. + N_p = 36 + 72 = 108 \text{ kN/m}$$

$$V_1 = S_t + S_q + V_{sd} = 17*1.3 + 14.5*1.5 + 64*1.5 = 140 \text{ kN/m}$$

$$V_2 = V_{sd} = 1.5*64 = 96 \text{ kN/m}$$

L'incastro della palanca all'interno della trave deve essere pari a:

$$\alpha = M/N = 82/108 = 0.76$$

$$d = 0.42$$

c = 1.48 da interpolazione lineare del valore α

$$t = d*c = 0.42*1.48 = 0.6 \text{ m}$$

Verifica delle mensole

$$A_s = \phi 14/20$$

$$P_{rd,1} = A_s * f_{yd} * \lambda = 770*391/1.6 = 188 \text{ kN/m} > V_1 = 140 \text{ kN/m}$$

$$P_{rc,1} = 0.4*b*d*f_{cd}*c/(1+\lambda^2) = 0.4*1000*400*16.46*1.5/(1+1.6^2) = 1110 \text{ kN/m} > V_1 = 140 \text{ kN/m}$$

$$A_s = \phi 14/20$$

$$P_{rd,2} = A_s * f_{yd} * \lambda = 770*391/2.4 = 125 \text{ kN/m} > V_2 = 96 \text{ kN/m}$$

$$P_{rc,2} = 0.4*b*d*f_{cd}*c/(1+\lambda^2) = 0.4*1000*400*16.46*1.5/(1+2.4^2) = 584 \text{ kN/m} > V_2 = 96 \text{ kN/m}$$

Verifica staffe saldate alle palancole

$$A_s = 3\phi 14/\text{palanca a 2 bracci}$$

$$V_{sd} = M_{sd} * i / z = 82*1.2/0.5 = 196 \text{ kN/m}$$

$$V_{rd} = A_s * f_{yd} / \sqrt{3} = 462*2*391/\sqrt{3} = 208 \text{ kN/m} > V_{sd}$$

Verifica a fenditura

$$N_{app} = (311+344)*1.5 + 83*2*1.3 = 1198 \text{ kN}$$

$$T_{sd} = N_{app} / 4 = 1198/4=300 \text{ kN/m}$$

$$A_s = 3\phi 12/20$$

$$T_{rd} = A_s * f_{yd} = 3*113*5 = 662 \text{ kN/m} > T_{sd}$$

Verifica collegamento appoggi

Gli appoggi certificati devono essere dimensionati per ricevere i carichi di progetto e sono a cura della fornitura del ponte metallico.

Gli appoggi risultano zancati al calcestruzzo mediante connettori di ancoraggio a taglio con testa a martello di lunghezza pari 15 cm.

La sollecitazione di calcolo su ogni appoggio vale:

$$V_{A,sd} = F_{fr}/4 = 110 \text{ kN/appoggio}$$

4 ϕ 25/appoggio di cui 2 solo resistenti a taglio

$$V_{A,rd} = 2*(0.6*f_{u,b}*A_{res}/\gamma_{M2}) = 2*(0.6*500*383/1.25) = 184 \text{ kN} > V_{A,sd}$$

Verifica trave longitudinale

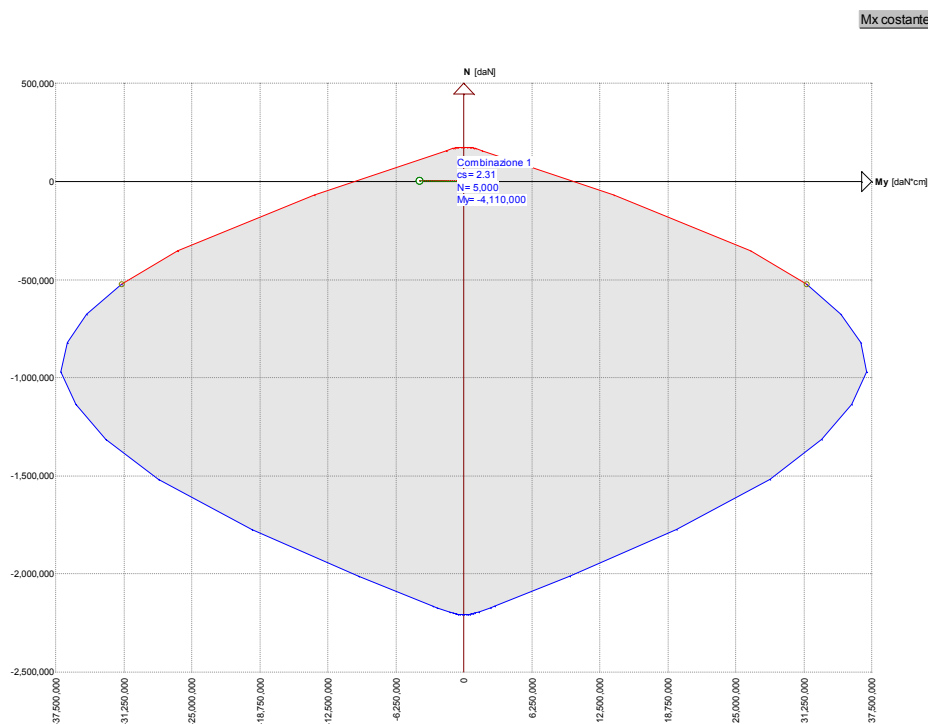
Le sollecitazioni di calcolo valgono:

$$N_{sd} = 50 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 411 \text{ kNm}$$

La sezione è armata nella direzione trasversale con 7 ϕ 16 correnti.

Il diagramma M-N risulta:



Paraghiaia

Le sollecitazioni di calcolo agli SLU valgono:

Comb 1

$$M_{sd} = 10 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 20 \text{ kN/m}$$

Comb 2

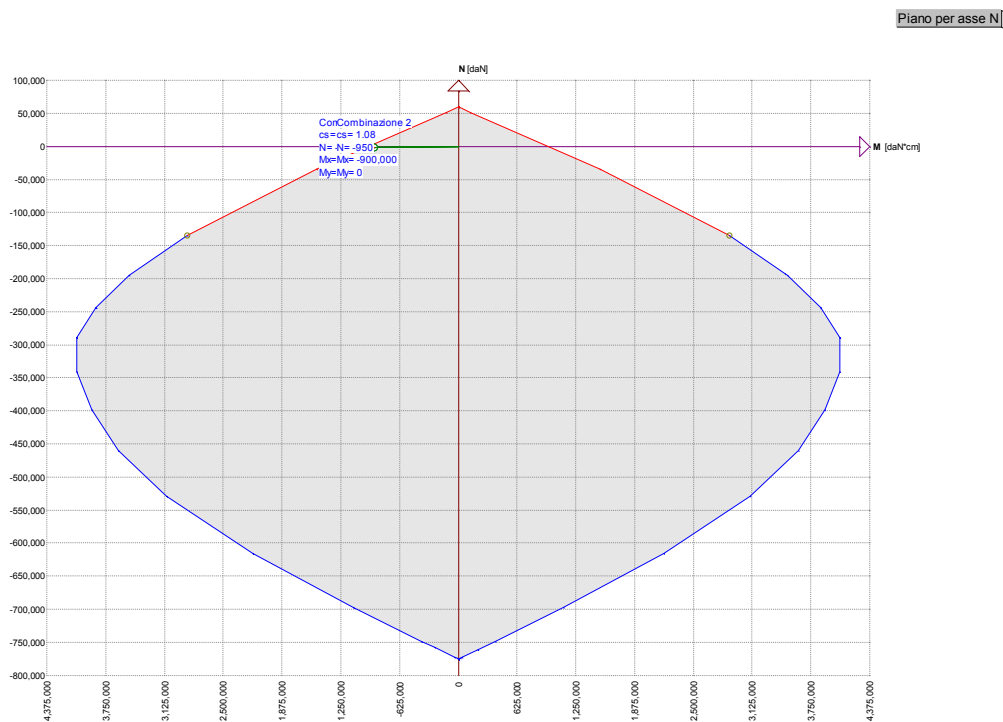
$$M_{sd} = 90 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 97 \text{ kN/m}$$

La combinazione sismica non è dimensionante.

La sezione è armata nella direzione trasversale con $\phi 14/20$.

Il diagramma M-N risulta:



La verifica al taglio per sezioni non armate a taglio risulta:

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
f _{ck}	32.0 N/mm ²	C450		b	1000 mm
γ _c	1.5	f _{yk}	450 N/mm ²	h	380 mm
f _{cd} =0.85f _{ck} /γ _c	18.1 N/mm ²	γ _S	1.15	c	50 mm
		f _{yd}	391 N/mm ²	d	330 mm
		E _S	200,000 N/mm ²	As1	770 mm ²
		σ _{yd}	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	9.5 kN	σ^{cp}	0.025 N/mm ²	<	3.62667
(+ = compression)					
k	1.778				
v _{min}	0.470				
ρ_l	0.002	<	0.02		
VRd =	139 kN				
VRd min =	156 kN				

Se $V_{Ed} > 156 \text{ kN}$ allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

$V_{Rd} > V_{sd}$ Verifica soddisfatta

7.5.2. Verifiche stati limite di esercizio

Verifica trave longitudinale

Le sollecitazioni di calcolo per la combinazione rara valgono:

$$M_{sdy, \text{rara}} = 344 \text{ kNm}$$

$$M_{sdy, \text{qp}} = 250 \text{ kNm}$$

Le tensioni resistenti valgono:

$$\sigma_{c, \text{rd}, \text{rara}} = 19.9 \text{ MPa} > 2.6 \text{ MPa} = \sigma_{c, \text{sd}}$$

$$\sigma_{c, \text{rd}, \text{qp}} = 14.9 \text{ MPa} > 1.9 \text{ MPa} = \sigma_{c, \text{sd}}$$

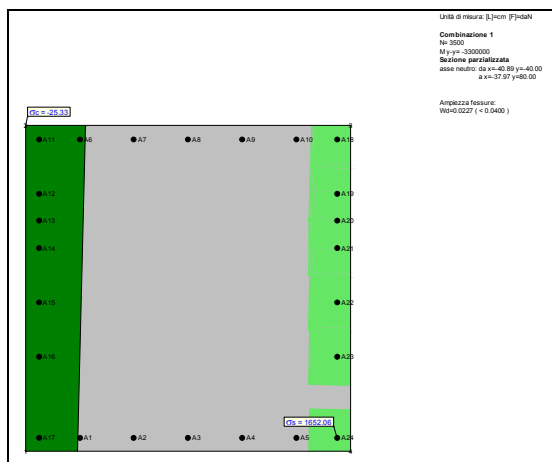
$$\sigma_{s, \text{rd}} = 360 \text{ MPa} > 172 \text{ MPa} = \sigma_{s, \text{sd}}$$

Le verifiche a fessurazione si riferiscono alla combinazione frequente e quasi permanente e valgono:

Combinazione frequente

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

$$M_{sdy} = 330 \text{ kNm}$$



Armature efficaci: Area totale = 14.00 cm²

$$A_{cls,eff} = 1723 \text{ cm}^2 \quad \rho_{eff} = 0.0082$$

Tensione baricentrica = 162 MPa

Copriferro = 5 cm

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \Phi_{equivalente} = 16 \text{ mm}$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31625 MPa

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.52 \text{ MPa}$

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa $K_t = 0.4$

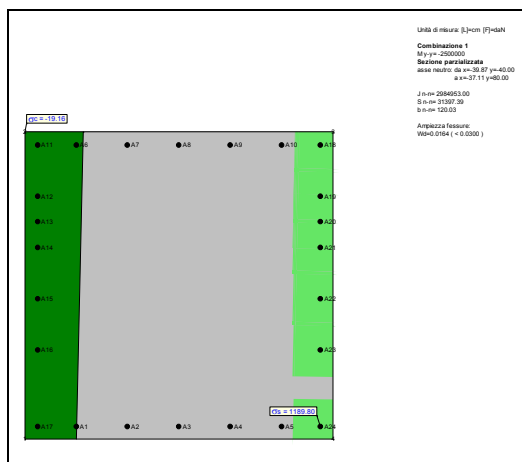
Deformazione media $\epsilon_{sm} = 0.000476$ Distanza fessure $\Delta_{s,max} = 47.6$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0227 (<0.03)$

Combinazione quasi permanente

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

$$M_{sdy} = 250 \text{ kNm}$$



Armature efficaci: Area totale = 14.00 cm²

$$A_{cls,eff} = 1728 \text{ cm}^2 \quad \rho_{eff} = 0.0081$$

Tensione baricentrica = 117 MPa

Copriferro = 5 cm

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \Phi_{equivalente} = 16 \text{ mm}$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31625 MPa

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.52 \text{ MPa}$

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa $K_t = 0.4$

Deformazione media $\epsilon_{sm} = 0.000343$ Distanza fessure $\Delta_{s,max} = 47.6$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0164$ (< 0.02)

Verifica paraghiaia

Le sollecitazioni di calcolo per la combinazione rara valgono:

$$M_{sdy, rara} = 66,5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{sdy, fr} = 27 \text{ kNm/m}$$

$$M_{sdy, qp} = 11 \text{ kNm/m}$$

Le tensioni resistenti valgono:

$$\sigma_{c,rd,rara} = 19.9 \text{ MPa} > 5.4 \text{ MPa} = \sigma_{c,sd}$$

$$\sigma_{c,rd,qp} = 14.9 \text{ MPa} > 0.9 \text{ MPa} = \sigma_{c,sd}$$

$$\sigma_{s,rd} = 360 \text{ MPa} > 276 \text{ MPa} = \sigma_{s,sd}$$

Le verifiche a fessurazione si riferiscono alla combinazione frequente e quasi permanente e valgono:

Combinazione frequente

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

$$M_{sdy} = 27 \text{ kNm/m}$$

Unità di misura: [L]=cm [F]=daN

Combinazione 1

N= 950

M s x= - 270000

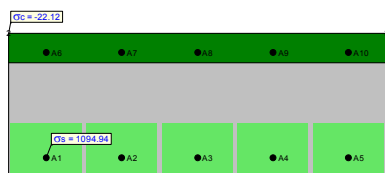
Sezione parzializzata

asse neutro: da x=50.00 y=0.33

a x=50.00 y=0.33

Ampiezza fessure:

Wd=0.0183 (< 0.0300)



Armature efficaci: Area totale = 7.70 cm²

$$A_{cls,eff} = 1331 \text{ cm}^2 \quad \rho_{eff} = 0.0058$$

Tensione baricentrica = 109 MPa

Copriferro = 5 cm

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \Phi_{equivalente} = 14 \text{ mm}$$

Modulo elastico calcestruzzo = 33625 MPa

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 3.0 \text{ MPa}$

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa $K_t = 0.4$

Deformazione media $\epsilon_{sm} = 0.000328$ Distanza fessure $\Delta_{s\ max} = 55.3$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0183$ (<0.03)

Combinazione quasi permanente

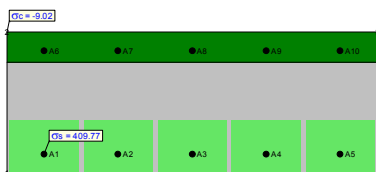
Le sollecitazioni di calcolo valgono:

$M_{sdy} = 11$ kNm/m

Unità di misura: [L]=cm [F]=daN

Combinazione 1
N° -950
M x a = -110000
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=50.00 y=29.81
a x=50.00 y=29.81

Ampiezza fessure:
Wd=0.0069 (< 0.0200)



Armature efficaci: Area totale = 7.70 cm²

$A_{cls,eff} = 1331$ cm² $\rho_{eff} = 0.0058$

Tensione baricentrica = 41 MPa

Copriferro = 5 cm

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\Phi_{equivalente} = 14$ mm

Modulo elastico calcestruzzo = 33625 MPa

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 3.0$ MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa $K_t = 0.4$

Deformazione media $\epsilon_{sm} = 0.000123$ Distanza fessure $\Delta_{s\ max} = 55.3$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0069$ (<0.02)

7.6. Verifiche cordolo laterale in c.a.

7.6.1. Verifiche stati limite ultimi

Il cordolo laterale in c.a. ha dimensioni 1,00 m x 1,00 m. Di seguito si riporta la sezione tipo.

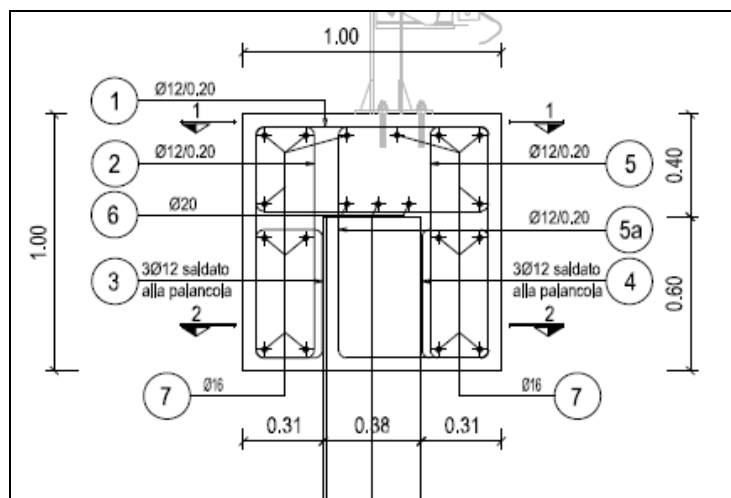


Figura 7.8 – Sezione cordolo laterale in c.a.

Le sollecitazioni di calcolo sono quelle che riguardano la combinazione eccezionale di urto da veicolo in svio, e valgono:

$$M_{sd} = 67 \text{ kNm/m}$$

$$N_{sd} = 25 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd} = 67 \text{ kNm/m}$$

L'incastro della palanca all'interno della trave deve essere pari a:

$$\alpha = M/N = 67/108 = 2.68$$

$$d = 0.38$$

$c = 1.6$ da interpolazione lineare del valore α

$$t = d \cdot c = 0.38 \cdot 1.6 = 0.6 \text{ m}$$

Verifica delle mensole

$$A_s = \phi 12/20$$

$$P_{rd,1} = A_s * f_{yd} * \lambda = 565 * 391 / 2.4 = 92 \text{ kN/m} > V_{sd} = 67 \text{ kN/m}$$

$$P_{rc,1} = 0.4 * b * d * f_{cd} * c / (1 + \lambda^2) = 0.4 * 1000 * 300 * 16.46 * 1.5 / (1 + 2.4^2) = 438 \text{ kN/m} > V_{sd} = 67 \text{ kN/m}$$

Verifica staffe saldate alle palancole

$$A_s = 3\phi 12/\text{palancola a 2 bracci}$$

$$V_{sd} = M_{sd} * i / z = 67 * 1.2 / 0.5 = 160 \text{ kN/m}$$

$$V_{rd} = A_s * f_{yd} / \sqrt{3} = 340 * 2 * 391 / \sqrt{3} = 160 \text{ kN/m} > V_{sd}$$

Verifica trave longitudinale

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

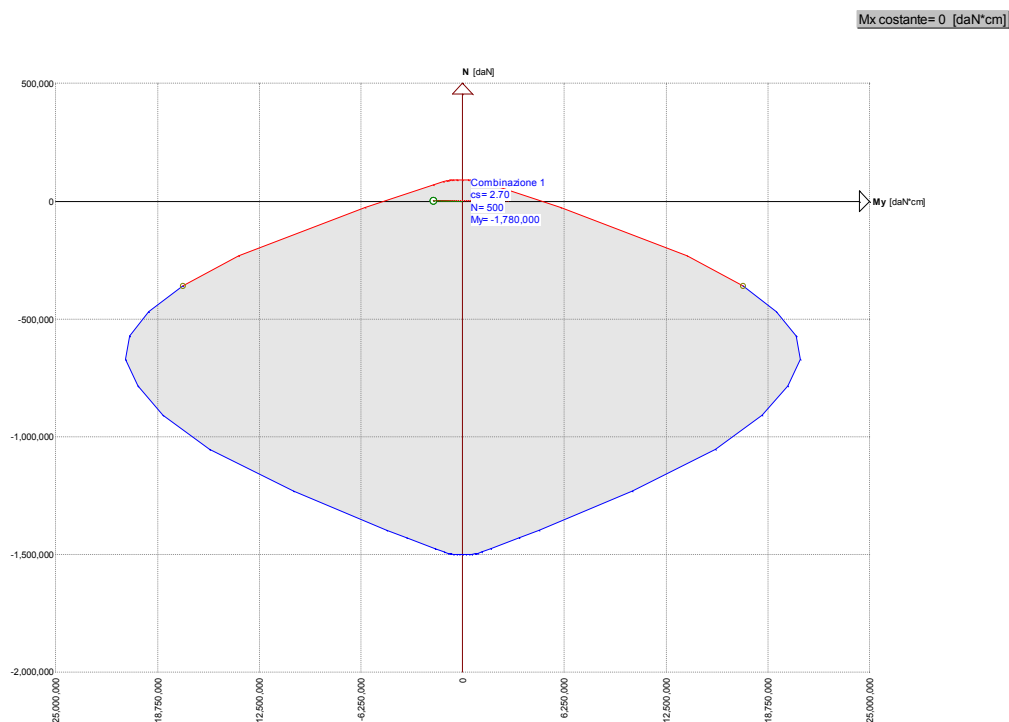
$$N_{sd} = 5 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 178 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = 69 \text{ kNm}$$

La sezione è armata nella direzione trasversale con 4 ϕ 16 correnti.

Il diagramma M-N risulta:



7.6.2. Verifiche stati limite di esercizio

Verifica trave longitudinale

Le sollecitazioni di calcolo per la combinazione rara valgono:

$$M_{sdy, \text{rara}} = 116 \text{ kNm}$$

$$M_{sdy, \text{qp}} = 100 \text{ kNm}$$

Le tensioni resistenti valgono:

$$\sigma_{c, \text{rd}, \text{rara}} = 19.9 \text{ MPa} > 1.8 \text{ MPa} = \sigma_{c, \text{sd}}$$

$$\sigma_{c, \text{rd}, \text{qp}} = 14.9 \text{ MPa} > 1.5 \text{ MPa} = \sigma_{c, \text{sd}}$$

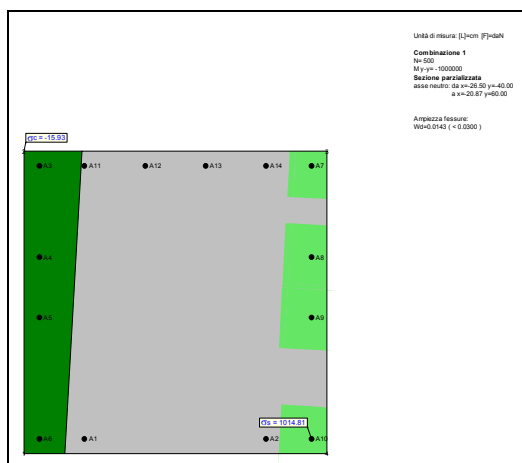
$$\sigma_{s, \text{rd}} = 360 \text{ MPa} > 117 \text{ MPa} = \sigma_{s, \text{sd}}$$

Le verifiche a fessurazione si riferiscono alla combinazione frequente e quasi permanente e valgono:

Combinazione frequente

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

$$M_{sdy} = 100 \text{ kNm}$$



Armature efficaci: Area totale = 8.00 cm²

$$A_{cls,eff} = 1048 \text{ cm}^2 \quad \rho_{eff} = 0.0077$$

Tensione baricentrica = 98 MPa

Copriferro = 5 cm

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \Phi_{equivalente} = 16 \text{ mm}$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31625 MPa

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.52 \text{ MPa}$

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa $K_t = 0.4$

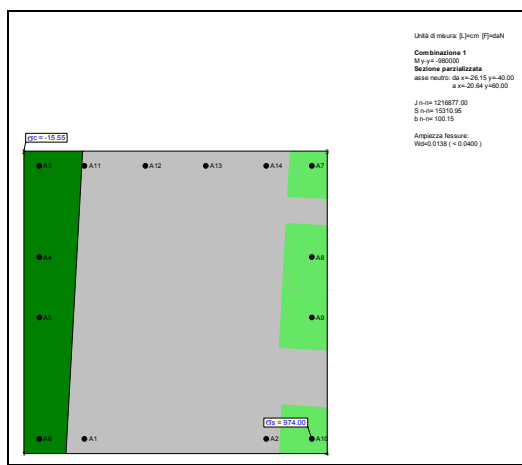
Deformazione media $\epsilon_{sm} = 0.000287$ Distanza fessure $\Delta_{s \max} = 49.75$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0143$ (<0.03)

Combinazione quasi permanente

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

$$M_{sdy} = 98 \text{ kNm}$$



Armature efficaci: Area totale = 8.00 cm^2

$$A_{cls,eff} = 1052 \text{ cm}^2 \quad \rho_{eff} = 0.0076$$

Tensione baricentrica = 94 MPa

Copriferro = 5 cm

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \Phi_{equivalente} = 16 \text{ mm}$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31625 MPa

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.52 \text{ MPa}$

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa $K_t = 0.4$

Deformazione media $\epsilon_{sm} = 0.000276$ Distanza fessure $\Delta_{s \max} = 49.88$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0138 (< 0.02)$

8. SPALLA S2 – SPONDA DESTRA

La spalla S2 è costituita da un palancolato frontale su cui sono presenti gli appoggi scorrevoli del ponte e da due palancolati di risvolto.

Il palancolato di testa (sez. C-C) ha un'altezza sull'alloggio del ponte pari a circa 6.40 m a partire dalla quota del fondale esistente in cui si infiggono le palancole e si intesta nella trave di ripartizione alla quota +5.25 s.l.m.. Il paraghiaia ha spessore costante pari ad 0.40 m ed un'altezza di 1.10 m.

Il palancolato è vincolato ad un palancolato posteriore che funge da ancora, completamente immerso ed avente lunghezza totale pari a 10 m, attraverso dei tiranti di diametro pari a 3" posti ad interasse di 2.40 m.

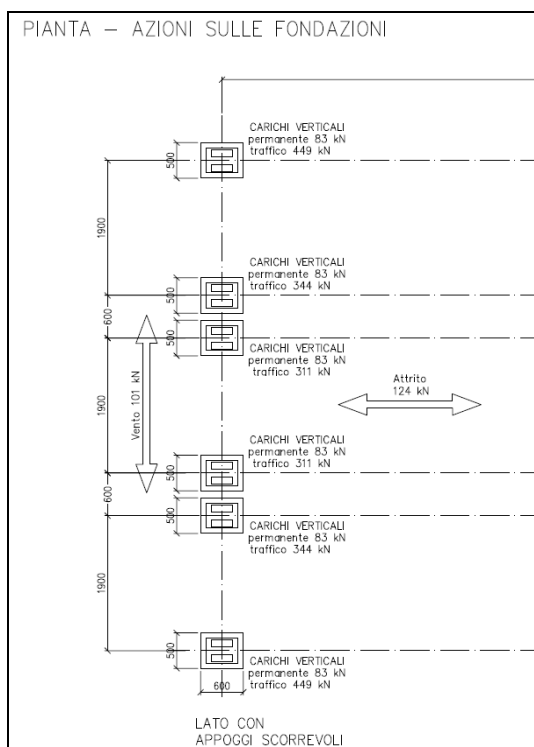
Sui due lati sono presenti i due palancolati di risvolto (sez. D-D), mutuamente tirantati attraverso dei tiranti di diametro pari a 2.5" ed interasse di 2.40 m, che hanno un'altezza massima pari a circa 6.60 m a partire dalla quota del fondale esistente in cui si infiggono le palancole e si intestano nel cordolo di coronamento alla quota +6.60 m s.l.m..

L'infissione nel terreno del palancolato frontale è di 22 m, mentre quella dei risvolti è pari a 7 m.

8.1. Carichi trasmessi dall'impalcato

8.1.1. Carichi permanenti e mobili

Di seguito si riporta lo schema di appoggio del ponte in carpenteria metallica in cui sono indicati i carichi permanenti e mobili agenti sul lato con gli appoggi scorrevoli:



I carichi introdotti nel modello PLAXIS per le verifiche di resistenza e stabilità globale sono riferiti ad una striscia di 7 m della spalla (distanza tra gli appoggi estremi) e sono riportati di seguito:

Carico	Sigla	Pos.1	Pos.2	Pos.3	Pos.4	Pos.5	Pos.6	Lineare
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN/m)
Permanente	G_1	83	83	83	83	83	83	71
Mobile	Q_t	449	344	311	311	344	449	315
Attrito	Q_f	21	21	21	21	21	21	18

8.2. Carichi agenti sulla spalla

8.2.1. Carichi permanenti e mobili

Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata, per i ponti di 1^a Categoria.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

8.2.2. Carichi eccezionali ed in fase di costruzione

Dalle NTC 2018 si ricava il carico eccezionale agente sul sicurvita dovuto al veicolo in svio che risulta pari a 100 kN applicato su una larghezza di 0.5 m e ad un'altezza di 1 m dal piano stradale.

Considerando il carico ripartito su due piedritti posti ad interasse di 1.5 m ottengo:

$$F_x = 100/0.5/2 = 100 \text{ kN per piedritto}$$

che per un interasse di 1.5 m risulta:

$$F_{l,x} = 67 \text{ kN/m}$$

8.3. Verifiche sezione C-C

Il dimensionamento e la verifica dei palancolati è stato condotto analizzando la struttura in condizioni statiche mediante una modellazione agli elementi finiti bidimensionale in stato piano di deformazione.

Per tale analisi delle sollecitazioni e delle deformazioni delle paratie in progetto nelle varie fasi di lavoro è stato impiegato un metodo di calcolo che permette di simulare l'interazione terreno-struttura: le pareti studiate vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito da una rigidezza flessionale EJ , mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici. Tale metodo è implementato nel codice di calcolo PLAXIS, che consente di simulare la storia tensionale del terreno e delle strutture con esso interagenti nelle diverse fasi di realizzazione e di esercizio, e che fornisce anche la valutazione delle sollecitazioni interne e delle deformazioni delle strutture dei palancolati; tale codice di calcolo consente inoltre di effettuare le verifiche in condizioni sismiche assegnando al modello le componenti di accelerazione del sisma di progetto e conducendo analisi di tipo pseudo-statico; il programma opera, nella definizione delle spinte delle terre in presenza di sisma, in maniera congruente a quanto indicato dalla Normativa sismica in vigore.

In tutti i calcoli i parametri di rigidezza e di resistenza, nonché le azioni e le sollecitazioni, si riferiscono a un metro lineare di paratia.

Le verifiche terranno conto di entrambe le combinazioni di calcolo A1+M1 e A2+M2 e faranno riferimento ai risultati più conservativi.

8.3.1. Caratteristiche meccaniche dei palancolati e dei tiranti

Palancolato lato idrovia:

- palancole portanti di lunghezza $L = 28,00$ m;

- momento d'inerzia parete $J = 42420 \text{ cm}^4/\text{m}$ e momento d'inerzia singola palanca $J = 7910 \text{ cm}^4$;
- modulo di resistenza parete $W_{\min} = 2020 \text{ cm}^3/\text{m}$ e modulo di resistenza singola palanca $W_{\min} = 520 \text{ cm}^3$;

Palancolato lato terra:

- palancole portanti tipo di lunghezza $L = 9,00 \text{ m}$;
- momento d'inerzia parete $J = 30400 \text{ cm}^4/\text{m}$ e momento d'inerzia singola palanca $J = 5700 \text{ cm}^4$;
- modulo di resistenza parete $W_{\min} = 1600 \text{ cm}^3/\text{m}$ e modulo di resistenza singola palanca $W_{\min} = 415 \text{ cm}^3$;

Tiranti a quota +4,00 m s.l.m.:

- diametro $\phi = 75 \text{ mm}$ (3,0") ($\phi_{\text{core}} = 66.2 \text{ mm}$ ridotto per filettatura, $\phi_{\text{shaft}} = 71.0 \text{ mm}$ ridotto per il fusto);
- interasse $i = 2,40 \text{ m}$;

Trave di ripartizione a quota +4,00 m s.l.m.:

- 2 UPN300 $s = 160 \text{ mm}$;
- momento d'inerzia trave doppia $J = 16060 \text{ cm}^4$;
- modulo di resistenza trave doppia $W_{\min} = 1071 \text{ cm}^3$;

Nella seguente figura si riporta lo schema della sezione analizzata.

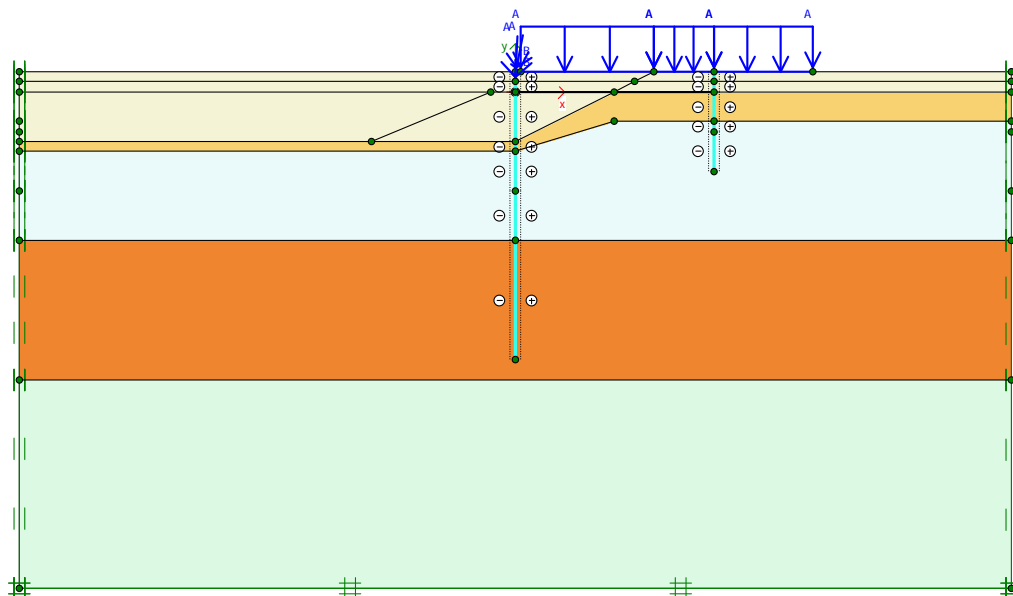


Figura 8.1 – Sezione di calcolo C-C spalla destra con Plaxis

8.3.2. Fasi di calcolo della struttura

Fasi di calcolo per struttura in esercizio

- Fase 1: Realizzazione rilevato
- Fase 2: Infissione delle palancole lato idrovia e lato terra con piano di posa a quota piano campagna.
- Fase 3: Riempimento fino alla quota +3,75 m s.l.m..
- Fase 4: Posa dei tiranti alla quota. +4,00 m s.l.m.
- Fase 5: Riempimento fino alla quota +6,65 m s.l.m..
- Fase 6: Applicazione carico verticale permanente ponte di 71 kN/m.
- Fase 7: Applicazione sovraccarico uniforme sulla spalla a tergo di 20 kN/m².
- Fase 8: Applicazione sovraccarico traffico verticale di 315 kN/m.
- Fase 9: Applicazione sovraccarico attrito orizzontale di 18 kN/m.
- Fase 10: Applicazione carico sismico.

8.3.3. Risultati analisi numeriche

Nelle tabelle di seguito riportate sono riassunte le sollecitazioni massime in termini di momento flettente (M_{\max}) e taglio (T_{\max}). Per una visualizzazione grafica dei risultati, si rimanda all'Appendice A.

Approccio progettuale A1+M1

Palancolato spalla destra idrografica											
Palancolato anteriore tirantato											
(infissione 24 m)											
Risultati analisi SLU - Sollecitazioni massime combinazione 1 (DA1-C1)											
descrizione fase	z (s.l.m.)	T (kN/m)	M (kNm/m)	γ_G-Q	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_G-Q	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Riempimento	-7.65	-13.06	136.57	1.3				1			
	-6	43.68	120.94	1.3				1			
Tiranti	-7.65	-13.07	136.56	1.3	1			1			
	-6	43.67	120.94	1.3	1			1			
Riempimento finale	-7.65	-2.91	162.43	1.3	1			1			
	-6	72.54	102.78	1.3	1			1			
Carico perm. Ponte	-7.65	-1.98	166.97	1.3				1	1	0.9	0.8
	-6	73.36	104.45	1.3				1	1	0.9	0.8
Acc. Rampa	-7.65	4.06	180.44	1.5				1	0.75	0.8	0
	-6	83.57	101.70	1.5				1	0.75	0.8	0
Acc. Traffico vert	-7.65	9.91	189.10	1.5				1	0.75	0.8	0
	-6	76.23	108.70	1.5				1	0.75	0.8	0
Acc. Attrito orizz	-7.65	-1.85	171.20	1.5				1	0.6	0.6	0.5
	-6	73.44	108.29	1.5				1	0.6	0.6	0.5
COMB. SLU											
1 - Config. Riemp 1	T (kN/m)	-17	M (kNm/m)			178	z				-7.65
2 - Config. Riemp 1	T (kN/m)	57	M (kNm/m)			157	z				-6.00
3 - Config. Scavo	T (kN/m)	-4	M (kNm/m)			211	z				-7.65
4 - Config. Scavo	T (kN/m)	94	M (kNm/m)			134	z				-6.00
5 - Config. Definitiva + ponte	T (kN/m)	-3	M (kNm/m)			217.1	z				-7.65
6 - Config. Definitiva + ponte	T (kN/m)	95	M (kNm/m)			135.8	z				-6.00
7 - Config. Definitiva + ponte+acc+traff	T (kN/m)	20	M (kNm/m)			266.0	z				-7.65
8 - Config. Definitiva + ponte+acc+traff	T (kN/m)	114	M (kNm/m)			139.9	z				-6.00
9 - Config. Definitiva + ponte+traff+acc	T (kN/m)	22	M (kNm/m)			271.7	z				-7.65
10 - Config. Definitiva + ponte+traff+acc	T (kN/m)	111	M (kNm/m)			144.8	z				-6.00
11 - Config. Definitiva + ponte+carichi contemp.	T (kN/m)	25	M (kNm/m)			276.8	z				-7.65
12 - Config. Definitiva + ponte+carichi contemp.	T (kN/m)	115	M (kNm/m)			143.8	z				-6.00

Tabella 8.1 – Sezione C-C spalla destra – palancolato anteriore – Sollecitazioni di calcolo secondo l'approccio 1 combinazione 1

Palancolato spalla destra idrografica											
Palancolato posteriore tirantato											
(infissione 10 m)											
Risultati analisi SLU - Sollecitazioni massime combinazione 1 (DA1-C1)											
descrizione fase	z (s.l.m.)	T (kN/m)	M (kNm/m)	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Riempimento	-3.5	0.75	1.39	1.3				1			
	0	-0.03	0.00	1.3				1			
Tiranti	-3.5	0.75	1.42	1.3	1			1			
	0	-0.01	0.00	1.3	1			1			
Riempimento finale	-3.5	-2.27	33.90	1.3	1			1			
	0	24.26	-6.42	1.3	1			1			
Carico perm. Ponte	-3.5	-2.45	37.05	1.3				1	1	0.9	0.8
	0	26.44	-7.34	1.3				1	1	0.9	0.8
Acc. Rampa	-3.5	-0.25	40.24	1.5				1	0.75	0.8	0
	0	28.08	-8.88	1.5				1	0.75	0.8	0
Acc. Traffico vert	-3.5	-1.49	51.80	1.5				1	0.75	0.8	0
	0	34.99	-12.74	1.5				1	0.75	0.8	0
Acc. Traffico orizz	-3.5	-1.81	46.93	1.5				1	0	0	0
	0	34.50	-16.45	1.5				1	0	0	0
COMB. SLU											
1 - Config. Riemp 1	T (kN/m)	1	M (kNm/m)		2	z					-3.50
2 - Config. Riemp 1	T (kN/m)	0	M (kNm/m)		0	z					0.00
3 - Config. Scavo	T (kN/m)	-3	M (kNm/m)		44	z					-3.50
4 - Config. Scavo	T (kN/m)	32	M (kNm/m)		-8	z					0.00
5 - Config. Definitiva + ponte	T (kN/m)	-3	M (kNm/m)		48.2	z					-3.50
6 - Config. Definitiva + ponte	T (kN/m)	34	M (kNm/m)		-9.5	z					0.00
7 - Config. Definitiva + ponte+acc+traff	T (kN/m)	1	M (kNm/m)		69.5	z					-3.50
8 - Config. Definitiva + ponte+acc+traff	T (kN/m)	46	M (kNm/m)		-17.9	z					0.00
9 - Config. Definitiva + ponte+traff+acc	T (kN/m)	2	M (kNm/m)		88.7	z					-3.50
10 - Config. Definitiva + ponte+traff+acc	T (kN/m)	61	M (kNm/m)		-33.1	z					0.00
11 - Config. Definitiva + ponte+carichi contemp.	T (kN/m)	3	M (kNm/m)		89.9	z					-3.50
12 - Config. Definitiva + ponte+carichi contemp.	T (kN/m)	62	M (kNm/m)		-33.6	z					0.00

Tabella 8.2 – Sezione C-C spalla destra – palancolato posteriore – Sollecitazioni di calcolo secondo l'approccio 1 combinazione 1

Tiranti spalla destra idrografica											
Palancolato anteriore tirantato											
(quota +0.0 m s.l.m.)											
Risultati analisi SLU - Sollecitazioni tiranti combinazione 1 (DA1-C1)											
fase	z (m)	N (kN/m)	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Tiranti	1 0.00	0.00	1.3	1							
Riempimento finale	2 0.00	41.00	1.3	1							
Carico perm. Ponte	3 0.00	43.00	1.3	1			1	1	0.9	0.8	
Acc. Rampa	4 0.00	48.00	1.5	1			1	0.75	0.75	0	
Acc. Traffico vert	5 0.00	54.00	1.5	1			1	0.75	0.75	0	
Acc. Attrito orizz	6 0.00	58.00	1.5	1			1	0.6	0.6	0.5	
1 - Config. Definitiva + ponte		56					1				
2 - Config. Definitiva + ponte+acc sp + traff		89									
3 - Config. Definitiva + ponte + traff+acc sp		92					1				
4 - Config. Definitiva + ponte + attrito orizz+acc sp		96									
Nmax		96 kN/m									
i		2.4 m									
N		231.36 kN									

Tabella 8.3 – Sezione C-C spalla destra – tiranti – Sollecitazioni di calcolo secondo l'approccio 1 combinazione 1

Approccio progettuale A2+M2

Palancolato spalla destra idrografica											
Palancolato anteriore tirantato											
(infissione 24 m)											
Risultati analisi SLU - Sollecitazioni massime combinazione 2 (DA1-C2)											
descrizione fase	z (s.l.m.)	T (kN/m)	M (kNm/m)	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
1 - Config. Riemp 1	T (kN/m)	-19	M (kNm/m)			117	z				-3.70
2 - Config. Riemp 1	T (kN/m)	48	M (kNm/m)			96	z				-6.00
3 - Config. Riemp finale	T (kN/m)	-16	M (kNm/m)			161	z				-3.70
4 - Config. Riemp finale	T (kN/m)	81	M (kNm/m)			57	z				-6.00
5 - Config. Definitiva + ponte	T (kN/m)	-17	M (kNm/m)			167	z				-3.70
6 - Config. Definitiva + ponte	T (kN/m)	82	M (kNm/m)			58	z				-6.00
7 - Config. Definitiva + ponte+acc+traff	T (kN/m)	-15	M (kNm/m)			192	z				-3.70
8 - Config. Definitiva + ponte+acc+traff	T (kN/m)	95	M (kNm/m)			48	z				-6.00
9 - Config. Definitiva + ponte+traff+acc	T (kN/m)	1	M (kNm/m)			212	z				-3.70
10 - Config. Definitiva + ponte+traff+acc	T (kN/m)	86	M (kNm/m)			61	z				-6.00

Tabella 8.4 – Sezione C-C spalla destra – palancolato anteriore – Sollecitazioni di calcolo secondo l'approccio 1 combinazione 2

Palancolato spalla destra idrografica											
Palancolato posteriore tirantato											
(infissione 10 m)											
Risultati analisi SLU - Sollecitazioni massime combinazione 2 (DA1-C2)											
descrizione fase	z (s.l.m.)	T (kN/m)	M (kNm/m)	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
COMB. SLU											
1 - Config. Riemp 1	T (kN/m)	-3	M (kNm/m)			27	z				-3.50
2 - Config. Riemp 1	T (kN/m)	18	M (kNm/m)			0	z				0.00
3 - Config. Scavo	T (kN/m)	-5	M (kNm/m)			71	z				-3.50
4 - Config. Scavo	T (kN/m)	43	M (kNm/m)			-10	z				0.00
5 - Config. Definitiva + ponte	T (kN/m)	-4	M (kNm/m)			73	z				-3.50
6 - Config. Definitiva + ponte	T (kN/m)	44	M (kNm/m)			-12	z				0.00
7 - Config. Definitiva + ponte+acc+traff	T (kN/m)	-4	M (kNm/m)			79	z				-3.50
8 - Config. Definitiva + ponte+acc+traff	T (kN/m)	48	M (kNm/m)			-17	z				0.00
9 - Config. Definitiva + ponte+traff+acc	T (kN/m)	0	M (kNm/m)			87	z				-3.50
10 - Config. Definitiva + ponte+traff+acc	T (kN/m)	56	M (kNm/m)			-28	z				0.00

Tabella 8.5 – Sezione C-C spalla destra – palancolato posteriore – Sollecitazioni di calcolo secondo l'approccio 1 combinazione 2

Tiranti spalla destra idrografica											
Palancolato anteriore tirantato											
(quota +0.0 m s.l.m.)											
Risultati analisi SLU - Sollecitazioni tiranti combinazione 2 (DA1-C2)											
fase	z (m)	N (kN/m)	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
1 - Config. Riemp 1	0	39.00	1				1				
2 - Config. Riemp 2	0	66.00	1				1				
3 - Config. Definitiva + ponte	0	67.00	1				1				
4 - Config. Definitiva + ponte+acc+traff	0	80.00	1.3				1.3	0.75	0.75		0
5 - Config. Definitiva + ponte+traff+acc	0	92.00	1.3				1.3	0.75	0.75		0
Nmax		92	kN/m								
l		2.4	m								
N		220.80	kN								

Tabella 8.6 – Sezione C-C spalla destra – tiranti – Sollecitazioni di calcolo secondo l'approccio 1 combinazione 2

8.3.4. Verifiche agli stati limite ultimi

Approccio progettuale A1-M1Palancolato anteriore (lato idrovia) in fase di esercizio:

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

$$M_{sd} = 272 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 115 \text{ kN/m}$$

$$N_{sd} = 652 \text{ kN/m}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

 S_a = spessore anima singolo profilo

$$S_a = 9,0 \text{ mm}$$

$$W_{el} = 2020 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_v \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 63,00 \cdot \frac{35,5 / \sqrt{3}}{1,05} = 1230 \text{ kN} / \text{m} > V_{sd}$$

Essendo $V_{sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliente; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,2020 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 683 \text{ kNm} / \text{m} > M_{sd}$$

Si esegue la verifica ad instabilità del palancolato, essendo soggetto sia ad azione assiale che a momento flettente.

La verifica, richiamata al paragrafo 5.2.3 dell'EN 1993-5-2007, risulta:

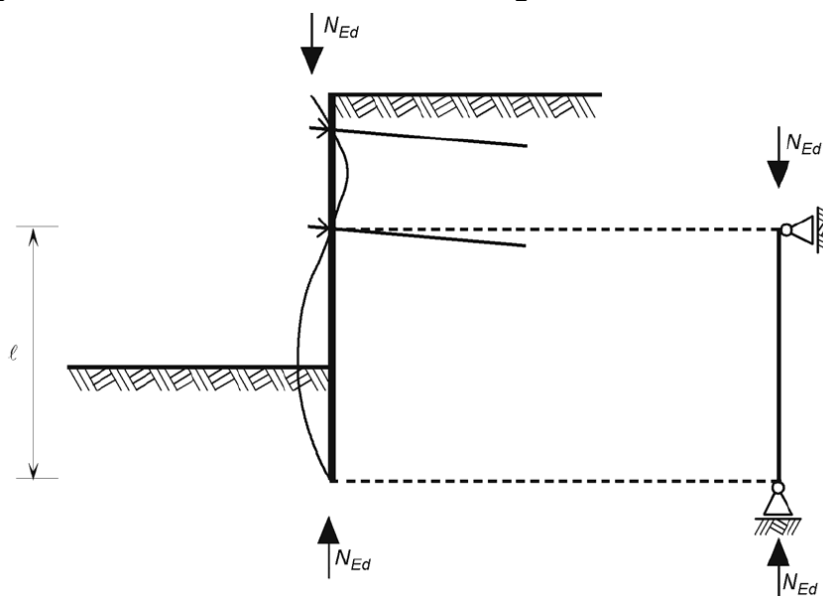
$$\frac{N_{ed}}{N_{cr}} = \frac{652}{17078} = 0.038 \leq 0.04$$

dove:

$$N_{cr} = \frac{EJ \cdot \beta_D \cdot \pi^2}{l^2} = \frac{210000 \cdot 424200000 \cdot 0.7 \cdot \pi^2}{6000^2} = 17078 \text{ kN / m}$$

$$\beta_D = 0.7$$

$l = 6 \text{ m}$, lunghezza di libera inflessione secondo il seguente schema:



La verifica risulta soddisfatta.

Palancolato posteriore (lato terra) in fase di esercizio:

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

$$M_{sd} = 95 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 77 \text{ kN/m}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

S_a = spessore anima singolo profilo

$$S_a = 9,0 \text{ mm}$$

$$W_{el} = 1600 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_v \frac{f_{yK} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 63,00 \cdot \frac{35,5 / \sqrt{3}}{1,05} = 1230 \text{ kN} / \text{m} > V_{Sd}$$

Essendo $V_{Sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliante; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,1600 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 540 \text{ kNm} / \text{m} > M_{Sd}$$

Tiranti in fase di esercizio:

La sollecitazione di calcolo vale:

$$N_{sd} = 96 \text{ kN/m}$$

Tale sollecitazione è da confrontare con le caratteristiche resistenti della sezione.

Considerando barre $\phi = 75 \text{ mm}$ (diametro di nocciolo $\phi_{core} = 66,2 \text{ mm}$ per filettatura; diametro fusto $\phi_{shaft} = 71 \text{ mm}$) poste ad interasse di 2,40 m si ottiene:

$$N_{Rd,shaft} = A_{shaft} \frac{f_{yK}}{\gamma_{M0} \cdot i} = 39,60 \cdot \frac{35,5}{1,05 \cdot 2,4} = 558 \text{ kN} / \text{m} > N_{Sd}$$

$$N_{Rd,core} = k_t \cdot A_{core} \frac{f_{uK}}{\gamma_{M2} \cdot i} = 0,6 \cdot 34,40 \cdot \frac{50}{1,25 \cdot 2,4} = 344 \text{ kN} / \text{m} > N_{Sd}$$

La verifica è soddisfatta.

Piastre tiranti e bulloni in esercizio:

La sollecitazione di calcolo per la verifica delle piastre di tiranti risulta:

$$F_{ed,t} = 96 \cdot 1.20 \cdot 2 = 232 \text{ kN}$$

La sollecitazione di calcolo per la verifica delle piastre dei bulloni risulta:

$$F_{ed,b} = 96 \cdot 1.20 = 116 \text{ kN}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della piastra per tiranti:

$$\phi = 3'' (81 \text{ mm})$$

$$b_a = 180 \text{ mm}$$

$$h_a = 220 \text{ mm}$$

$$t_a = 80 \text{ mm}$$

$$s = 160 \text{ mm}$$

$$n = 2$$

$$d' = 96 \text{ mm}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della piastra per bulloni:

$$\phi = 2'' (54 \text{ mm})$$

$$b_a = 180 \text{ mm}$$

$$h_a = 220 \text{ mm}$$

$$t_a = 50 \text{ mm}$$

$$s = 160 \text{ mm}$$

$$d' = 67 \text{ mm}$$

Le verifiche risultano:

$$F_{Rd,pl,t} = \frac{4}{3} \cdot (b_a - \phi) \cdot \frac{n}{2n-1} \cdot X \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{t_a}{X} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{4}{3} \cdot (180 - 81) \cdot \frac{2}{3} \cdot 84 \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{80}{84} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{325}{1.25} = 1875 \text{ kN} > F_{ed,t}$$

$$\text{in cui } X = \frac{h_a - d' + 2(n-1)(s - d')}{2n-1} = \frac{220 - 96 + 2(2-1)(160 - 96')}{2 \cdot 2 - 1} = 84 \text{ mm}$$

$$F_{Rd,pl,b} = \frac{4}{3} \cdot (b_a - \phi) \cdot X \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{t_a}{X} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{4}{3} \cdot (180 - 67) \cdot 153 \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{50}{153} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{325}{1.25} = 893 \text{ kN} > F_{ed,b} \text{ in}$$

cui $X = h_a - d' = 153 \text{ mm}$

Trave di ripartizione in esercizio:

La trave di ripartizione viene realizzata con due profili UPN300 accostati, distanti tra loro 160 mm.

Le sollecitazioni di calcolo, ottenute a favore di sicurezza considerando una luce tra i vincoli pari all'interasse tra i tiranti, valgono:

$$V_{sd} = 160 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 105 \text{ kNm}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

$$W_{pl} = 1264 \text{ cm}^3$$

$$A_v = (A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f) \cdot 2 = 70,24 \text{ cm}^2$$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_v \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 70,24 \cdot \frac{35,5 / \sqrt{3}}{1,05} = 1371 \text{ kN} > V_{sd}$$

Essendo $V_{sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliente; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,1264 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 427 \text{ kNm} > M_{sd}$$

Approccio progettuale A2-M2Palancolato anteriore (lato idrovia) in fase di esercizio:

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

$$M_{sd} = 212 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 95 \text{ kN/m}$$

$$N_{sd} = 528 \text{ kN/m}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

S_a = spessore anima singolo profilo

$$S_a = 9,0 \text{ mm}$$

$$W_{el} = 2020 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_v \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 63,00 \cdot \frac{35,5 / \sqrt{3}}{1,05} = 1230 \text{ kN} / \text{m} > V_{sd}$$

Essendo $V_{sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliente; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,2020 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 683 \text{ kNm} / \text{m} > M_{sd}$$

Si esegue la verifica ad instabilità del palancolato, essendo soggetto sia ad azione assiale che a momento flettente.

La verifica, richiamata al paragrafo 5.2.3 dell'EN 1993-5-2007, risulta:

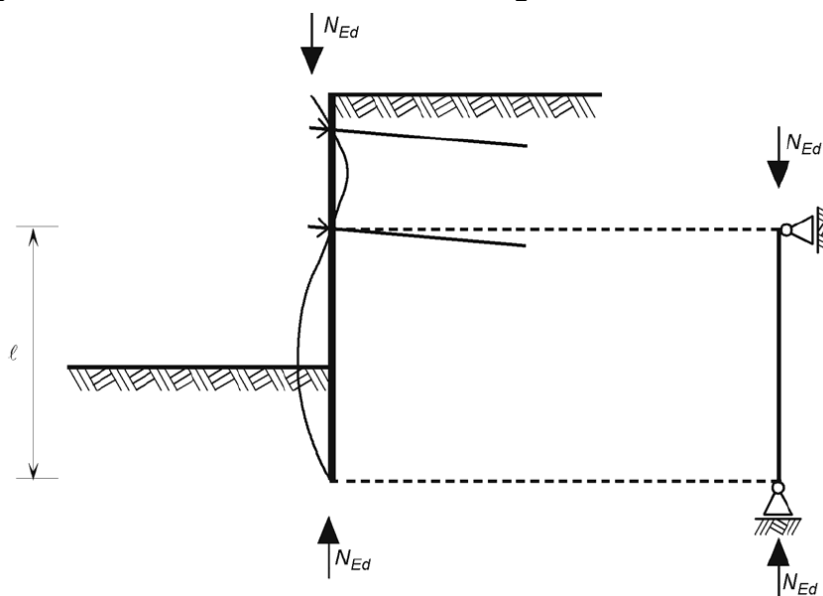
$$\frac{N_{ed}}{N_{cr}} = \frac{528}{17078} = 0.030 \leq 0.04$$

dove:

$$N_{cr} = \frac{EJ \cdot \beta_D \cdot \pi^2}{l^2} = \frac{210000 \cdot 424200000 \cdot 0.7 \cdot \pi^2}{6000^2} = 17078 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\beta_D = 0.7$$

$l = 6 \text{ m}$, lunghezza di libera inflessione secondo il seguente schema:



La verifica risulta soddisfatta.

Palancolato posteriore (lato terra) in fase di esercizio:

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

$$M_{sd} = 87 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 56 \text{ kN/m}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

S_a = spessore anima singolo profilo

$$S_a = 9,0 \text{ mm}$$

$$W_{el} = 1600 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_v \frac{f_{yK} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 63,00 \cdot \frac{35,5 / \sqrt{3}}{1,05} = 1230 \text{ kN} / \text{m} > V_{Sd}$$

Essendo $V_{Sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliente; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,1600 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 540 \text{ kNm} / \text{m} > M_{Sd}$$

Tiranti in fase di esercizio:

La sollecitazione di calcolo vale:

$$N_{sd} = 92 \text{ kN/m}$$

Tale sollecitazione è da confrontare con le caratteristiche resistenti della sezione.

Considerando barre $\phi = 75 \text{ mm}$ (diametro di nocciolo $\phi_{\text{core}} = 66,2 \text{ mm}$ per filettatura; diametro fusto $\phi_{\text{shaft}} = 71 \text{ mm}$) poste ad interasse di 2,40 m si ottiene:

$$N_{Rd,shaft} = A_{shaft} \frac{f_{yK}}{\gamma_{M0} \cdot i} = 39,60 \cdot \frac{35,5}{1,05 \cdot 2,4} = 558 \text{ kN} / \text{m} > N_{Sd}$$

$$N_{Rd,core} = k_t \cdot A_{core} \frac{f_{uK}}{\gamma_{M2} \cdot i} = 0,6 \cdot 34,40 \cdot \frac{50}{1,25 \cdot 2,4} = 344 \text{ kN} / \text{m} > N_{Sd}$$

La verifica è soddisfatta.

Piastre tiranti e bulloni in esercizio:

La sollecitazione di calcolo per la verifica delle piastre di tiranti risulta:

$$F_{ed,t} = 92 \cdot 1.20 \cdot 2 = 221 \text{ kN}$$

La sollecitazione di calcolo per la verifica delle piastre dei bulloni risulta:

$$F_{ed,b} = 92 \cdot 1.20 = 110 \text{ kN}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della piastra per tiranti:

$$\phi = 3'' (81 \text{ mm})$$

$$b_a = 180 \text{ mm}$$

$$h_a = 220 \text{ mm}$$

$$t_a = 80 \text{ mm}$$

$$s = 160 \text{ mm}$$

$$n = 2$$

$$d' = 96 \text{ mm}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della piastra per bulloni:

$$\phi = 2'' (54 \text{ mm})$$

$$b_a = 180 \text{ mm}$$

$$h_a = 220 \text{ mm}$$

$$t_a = 50 \text{ mm}$$

$$s = 160 \text{ mm}$$

$$d' = 67 \text{ mm}$$

Le verifiche risultano:

$$F_{Rd,pl,t} = \frac{4}{3} \cdot (b_a - \phi) \cdot \frac{n}{2n-1} \cdot X \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{t_a}{X} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{4}{3} \cdot (180 - 81) \cdot \frac{2}{3} \cdot 84 \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{80}{84} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{325}{1.25} = 1785 \text{ kN} > F_{ed,t}$$

$$\text{in cui } X = \frac{h_a - d' + 2(n-1)(s - d')}{2n-1} = \frac{220 - 96 + 2(2-1)(160 - 96)}{2 \cdot 2 - 1} = 84 \text{ mm}$$

$$F_{Rd,pl,b} = \frac{4}{3} \cdot (b_a - \phi) \cdot X \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{t_a}{X} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{4}{3} \cdot (180 - 54) \cdot 153 \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{50}{153} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{325}{1.25} = 990 kN > F_{ed,b}$$

in cui $X = h_a - d' = 153 \text{ mm}$

Trave di ripartizione in esercizio:

La trave di ripartizione viene realizzata con due profili UPN300 accostati, distanti tra loro 160 mm.

Le sollecitazioni di calcolo, ottenute a favore di sicurezza considerando una luce tra i vincoli pari all'interasse tra i tiranti, valgono:

$$V_{sd} = 152 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 100 \text{ kNm}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

$$W_{pl} = 1264 \text{ cm}^3$$

$$A_v = (A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f) \cdot 2 = 70,24 \text{ cm}^2$$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 70,24 \cdot \frac{35,5 / \sqrt{3}}{1,05} = 1371 kN > V_{sd}$$

Essendo $V_{sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliante; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,1264 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 427 kNm > M_{sd}$$

8.3.5. Capacità portante palancolato anteriore

La capacità portante delle palancole anteriori è stata valutata utilizzando i metodi provenienti dalla teoria dell'ingegneria geotecnica e delle fondazioni, ed in particolare il metodo α e β per terreni coesivi ed incoerenti

A favore di sicurezza, nel calcolo della capacità portante, non si è considerato il contributo dei risvolti, uniti tramite i gargami e le travi di coronamento in c.a., ed è stato considerato solamente il contributo offerto dalla resistenza laterale.

Per il calcolo della resistenza laterale tutti gli strati di terreno sono stati considerati, a favore di sicurezza, di tipo incoerente, non tenendo in considerazione della resistenza al taglio in condizioni drenate perché si considera che il suo contributo venga perso già in fase di infissione del palancolato. Si considera pertanto una resistenza laterale calcolata con il solo contributo dell'angolo di attrito che per elementi infissi in acciaio vale 20° .

Di seguito si riportano le verifiche effettuate seguendo l'Approccio 2 A1+M1+R3.

Data: Luglio 2018

Rev.: 1

Doc.: II080P-PE -RT002-C1

SPALLA DESTRA IDROGRAFICA CAPACITA' PORTANTE DELLE PALANCOLE A1+M1+R3 Dati palancole								
L	28	m						
H	5.7	m						
Infissione	22.3	m						
Palancole	Larssen 605							
	Wall [m]	E single	D double					
A [cm ²]	177.3	106.4	212.8					
J [cm ⁴]	42420	7910	50900					
W _{el} [cm ³]	2020	520	2420					
W _{pl} [cm ³]	2340	-	-					
S coating area [m ² /m]	2.9	1.88	3.62					
Stratigrafia								
Strato	Tipo	Spessore [m]	Sp. Interessato	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ'	c _u [kPa]	
LS	incoerente	2	2	18.5	8.5	28		
SL-1	incoerente	7	7	18.5	8.5	34		
LA	incoerente	16	13.3	19	9	25	45	
SL-2	incoerente	13	0	18.5	8.5	34		
σ'v0	Tanδ	Ko	K addensament	OCR	α	β	αC _u [kPa]	βσ'v0 [kPa]
8.5	0.3640	0.5305	0.5305	1		0.19309656		1.641320756
46.75	0.3640	0.4408	0.4408	1		0.160440662		7.500600957
140.85	0.3640	0.5774	0.5774	1	0.78	0.210149767	35.1	29.59959462
189.55	0.3640	0.4408	0.4408	1		0.160440662		30.41152752
Superficie [m²]								
Wall	E single	D double						
5.8	3.76	7.24						
20.3	13.16	25.34						
38.57	25.004	48.146						
0	0	0						
Qs - Resistenza laterale				Qp - Resistenza di punta				
Wall [kN/m]	E single [kN]	D double [kN]		Terreno	Wall [kN/m]	E single [kN]	D double [kN]	
9.5	6.2	11.9		coesivo	7.18065	4.3092	8.6184	
152.3	98.7	190.1		%	10%	10%	10%	
1141.7	740.1	1425.1			0.718065	0.43092	0.86184	
0.0	0.0	0.0		Nq				
1303.4	845.0	1627.1		70				
	Wall [kN/m]	E single [kN]	D double [kN]					
Q _{s,d}	666.7	432.2	832.3					
Q _{p,d}	0.4	0.2	0.4					
Q_{R,d}	667.1	432.4	832.7					
	Y _R			ξ				
	R1	R2	R3					
Base	1	1.45	1.15	1.7				
Laterale in compression	1	1.45	1.15					
Totale	1	1.45	1.15					
Laterale in trazione	1	1.6	1.25					
N _{sd}	652	399	800					
Verifica	OK	OK	OK					
c.s.	1.02	1.08	1.04					

8.3.6. Verifiche di stabilità globale

Le verifiche di stabilità globale sono eseguite secondo l'approccio A2-M2-R2.

Il coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza R2 da rispettare è pari a 1,1.

Di seguito si riportano le curve di scivolamento eseguite col programma PLAXIS e la tabella con i coefficienti di sicurezza.

Combinazione	Fs
Spinta terre riempimento finale	2,27
Spinta terre + perm. ponte	1,81
Spinta terre + acc. traffico spalla	1,79
Spinta terre + acc. traffico ponte	1,62
Condizione sismica	1,20

Tabella 8.7 – Tabella dei coefficienti parziali di sicurezza

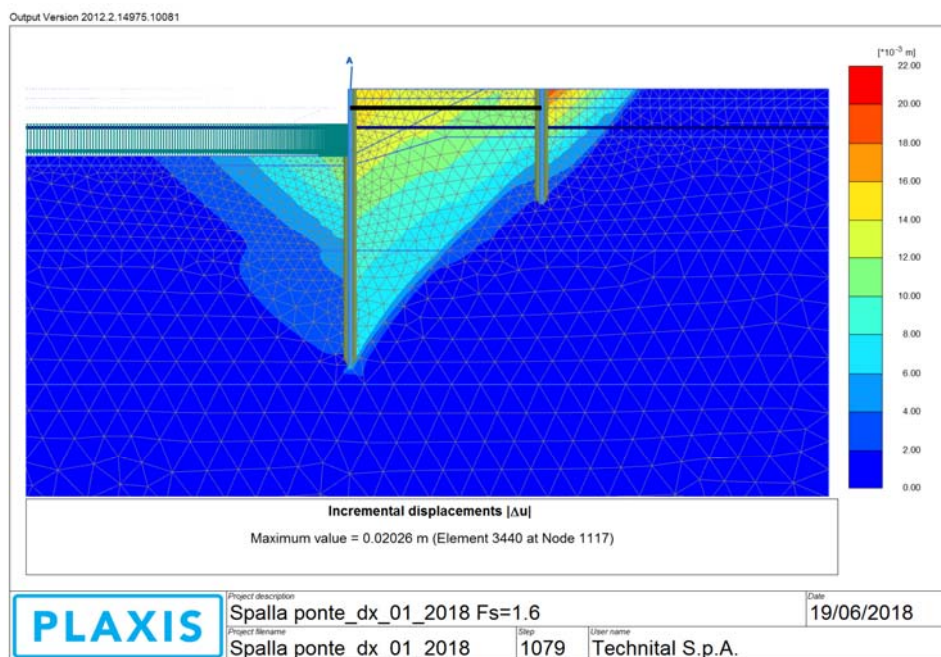


Figura 8.2 – Sezione C-C spalla destra – Stabilità globale in esercizio

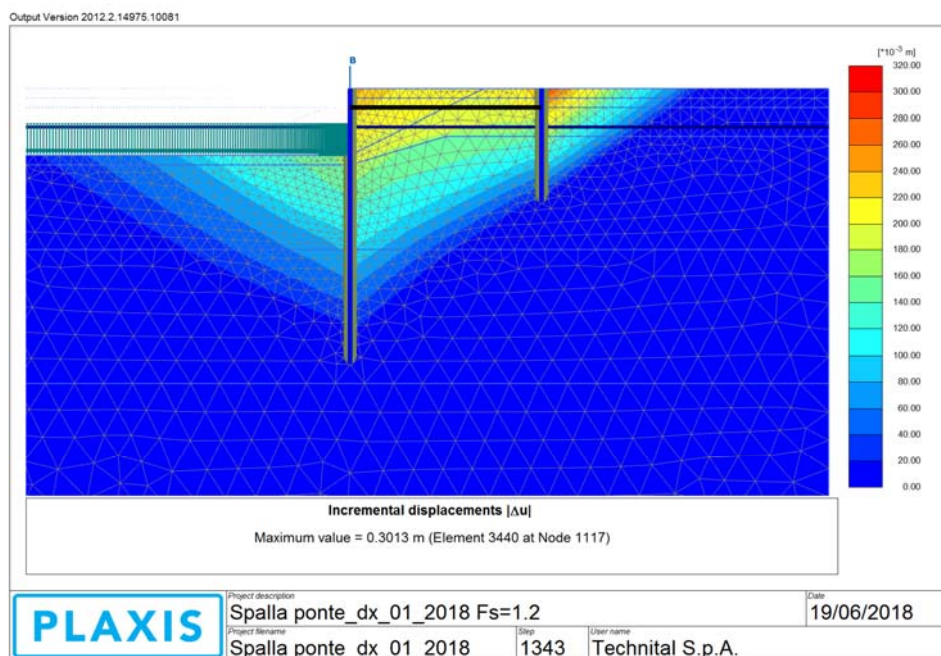


Figura 8.3 – Sezione C-C spalla destra – Stabilità globale in condizioni sismiche

8.3.7. Verifiche agli stati limite di esercizio

Per la verifica agli stati limite di esercizio, per le combinazioni di carico descritte nel Capitolo 5, si fa riferimento ai dati ottenuti dall'analisi numerica condotta con "Plaxis", come definito in premessa.

Nel caso della verifica agli stati limite di esercizio per le combinazioni di carico analizzate, i coefficienti di combinazione delle azioni sono elencati nelle tabelle riportate nel Capitolo 5; le combinazioni agli stati limite di esercizio saranno quindi ottenute applicando i coefficienti di tali tabelle alle deformazioni relative alle azioni corrispondenti.

Nella seguenti tabelle si riportano i valori di deformazioni massime delle palancole in termini di freccia massima orizzontale (Δu_x) e verticale (Δu_y); i valori sono riferiti alla posizione verticale dell'asse dei palancolati.

Palancolato spalla destra idrografica										
Palancolato anteriore tirantato										
(Infissione 24 m)										
Risultati analisi SLE - Spostamenti massimi combinazione 1 (DA1-C1)										
fase		z (m)	ux (m)	uy (m)	Δux (m)	Δuy (m)	γG-Q	ψ0	ψ1	ψ2
Riempimento	1	1.00	-0.062	-0.015			1			
Tiranti	2	1.00	-0.062	-0.015	0.000	0.000	1			
Riempimento finale	3	1.00	-0.071	-0.034	-0.009	-0.019	1			
Carico perm. Ponte	4	1.00	-0.073	-0.038	-0.002	-0.005	1	1	0.9	0.8
Acc. Rampa	5	1.00	-0.076	-0.045	0.00	-0.01	1	0.75	0.75	0
Acc. Traffico vert	6	1.00	-0.082	-0.060	-0.01	-0.02	1	0.75	0.75	0
Acc. Attrito orizz	7	1.00	-0.076	-0.039	0.00	0.00	1	0.6	0.6	0.5

Il cedimento massimo, ottenuto a fine costruzione, risulta:

$$u_{\max,x} = -7,10 \text{ cm}$$

$$u_{\max,y} = -3,40 \text{ cm}$$

Combinazione Rara						
fase		z (m)	ux (m)	uy (m)	Δux (m)	Δuy (m)
1 - Config. Definitiva + ponte		1.00	-0.073	-0.038	-0.002	-0.005
2 - Config. Definitiva + ponte+acc sp + traff		1.00	-0.085	-0.062	-0.012	-0.023
3 - Config. Definitiva + ponte + traff+acc sp		1.00	-0.087	-0.065	-0.014	-0.027
4 - Config. Definitiva + ponte + traff orizz+acc sp		1.00	-0.086	-0.060	-0.013	-0.022

Combinazione Frequente						
fase		z (m)	ux (m)	uy (m)	Δux (m)	Δuy (m)
1 - Config. Definitiva + ponte		1.00	-0.073	-0.038	-0.002	-0.005
2 - Config. Definitiva + ponte+acc sp + traff		1.00	-0.084	-0.060	-0.012	-0.022
3 - Config. Definitiva + ponte + traff+acc sp		1.00	-0.084	-0.060	-0.012	-0.022
4 - Config. Definitiva + ponte + traff orizz+acc sp		1.00	-0.084	-0.060	-0.012	-0.022

Il cedimento massimo, in combinazione rara, risulta:

$$\delta_{\max,x} = -1,40 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max,y} = -2,70 \text{ cm}$$

Il cedimento massimo, in combinazione frequente, risulta:

$$\delta_{\max,x} = -1,20 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max,y} = -2,20 \text{ cm}$$

I cedimenti ottenuti sono, per la tipologia di analisi bidimensionale, sovrastimati a favore di sicurezza. Per avere una stima più precisa si potrebbe considerare la metà dei valori ottenuti.

I valori ricavati rispettano i limiti di deformabilità della struttura e rientrano nelle limitazioni imposte dai giunti strutturali (50 mm per l'appoggio fisso e 50 mm per l'appoggio scorrevole).

8.4. Verifiche sezione D-D

8.4.1. Caratteristiche meccaniche dei palancolati e dei tiranti

Palancolato laterale:

- palancole portanti di lunghezza $L = 14,00$ m;
- momento d'inerzia parete $J = 30400$ cm⁴/m e momento d'inerzia singola palanca $J = 5700$ cm⁴;
- modulo di resistenza parete $W_{\min} = 1600$ cm³/m e modulo di resistenza singola palanca $W_{\min} = 415$ cm³;

Tiranti a quota +5,20 m s.l.m.:

- diametro $\phi = 63$ mm (2,5") ($\phi_{\text{core}} = 54.7$ mm ridotto per filettatura, $\phi_{\text{shaft}} = 59.0$ mm ridotto per il fusto);
- interasse $i = 2,40$ m;

Trave di ripartizione a quota +5,20 m s.l.m.:

- 2 UPN300 $s = 160$ mm;
- momento d'inerzia trave doppia $J = 16060$ cm⁴;
- modulo di resistenza trave doppia $W_{\min} = 1071$ cm³;

Nella seguente figura si riporta lo schema della sezione analizzata.

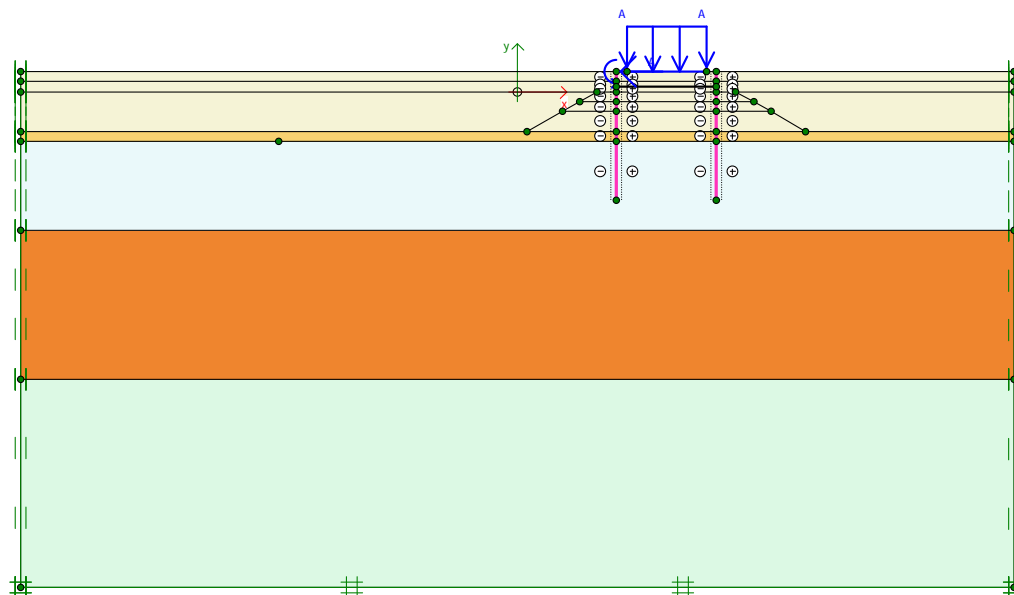


Figura 8.4 – Sezione di calcolo D-D spalla destra con Plaxis

8.4.2. Fasi di calcolo della struttura

Fasi di calcolo per struttura in esercizio

- Fase 1: Realizzazione rilevato
- Fase 2: Infissione delle palancole laterali
- Fase 3: Riempimento fino alla quota +5,20 m s.l.m..
- Fase 4: Posa dei tiranti alla quota. +5,45 m s.l.m.
- Fase 5: Riempimento fino alla quota +6,65 m s.l.m..
- Fase 6: Applicazione sovraccarico uniforme sulla spalla a tergo di 20 kN/m².
- Fase 7: Applicazione carico eccezionale veicolo in svio di 67 kN/m e relativo momento.
- Fase 8: Applicazione carico sismico.

8.4.3. Risultati analisi numeriche

Nelle tabelle di seguito riportate sono riassunte le sollecitazioni massime in termini di momento flettente (M_{\max}) e taglio (T_{\max}). Per una visualizzazione grafica dei risultati, si rimanda all'Appendice A.

Approccio progettuale A1+M1

Palancolato spalla destra idrografica - sezBB											
Palancolato risolto tirantato											
(infissione 7 m)											
Risultati analisi SLU - Sollecitazioni massime combinazione 1 (DA1-C1)											
descrizione fase	z (s.l.m.)	T (kN/m)	M (kNm/m)	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Riempimento 3	-5.75	-4.81	79.82	1.3				1			
	-4.75	31.42	62.55	1.3				1			
Tiranti	-5.75	-4.81	79.82	1.3	1			1			
	-4.75	31.43	62.53	1.3	1			1			
Riempimento finale	-5.75	14.48	70.81	1.3	1			1			
	-4.75	49.39	29.91	1.3	1			1			
Acc. Rampa	-5.75	21.23	66.46	1.5				1	0.75	0.75	0
	-4.75	54.74	18.15	1.5				1	0.75	0.75	0
Veicolo in svio	0.5	-69.72	158.37	1.5				1	0.75	0.75	0
	0.5	55.39	42.23	1.5				1	0.75	0.75	0
COMB. SLU											
1 - Config. Riemp 3	T (kN/m)	-6	M (kNm/m)		104			z			-5.75
2 - Config. Riemp 3	T (kN/m)	41	M (kNm/m)		81			z			-4.75
3 - Config. Riemp finale	T (kN/m)	19	M (kNm/m)		92			z			-5.75
4 - Config. Riemp finale	T (kN/m)	64	M (kNm/m)		39			z			-4.75
5 - Config. Definitiva + riemp + acc.	T (kN/m)	29	M (kNm/m)		85.5			z			-5.75
6 - Config. Definitiva + riemp + acc.	T (kN/m)	72	M (kNm/m)		21.2			z			-4.75
7 - Config. Eccezionale + riemp + svio	T (kN/m)	-70	M (kNm/m)		158.4			z			0.50
8 - Config. Eccezionale + riemp + svio	T (kN/m)	55	M (kNm/m)		42.2			z			0.50

Tabella 8.8 – Sezione D-D spalla destra – palancolato laterale – Sollecitazioni di calcolo secondo l'approccio 1 combinazione 1

Tiranti spalla destra idrografica - sezBB											
Palancolato risolto tirantato											
(quota +0.0 m s.l.m.)											
Risultati analisi SLU - Sollecitazioni tiranti combinazione 1 (DA1-C1)											
fase		z (m)	N (kN/m)	$\gamma_G \cdot Q$	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\gamma_G \cdot Q$	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Tiranti	1	0.50	0.00	1.3	1						
Riempimento finale	2	0.50	39.00	1.3	1						
Acc. Rampa	3	0.50	52	1.5	1			1	0.75	0.75	0
Veicolo in svio	4	0.50	136.00	1.5	1			1	0.75	0.75	0
1 - Config. Definitiva			51					1			
2 - Config. Definitiva + riemp + acc			70								
3 - Config. Eccezionale + riemp + svio			136					1			
Nmax			136 kN/m								
i			2.4 m								
N			326.40 kN								

Tabella 8.9 – Sezione D-D spalla destra – tiranti – Sollecitazioni di calcolo secondo l'approccio 1 combinazione 1

Approccio progettuale A2+M2

Palancolato spalla destra idrografica - sezBB												
Palancolato risolto tirantato												
(infissione 7 m)												
Risultati analisi SLU - Sollecitazioni massime combinazione 2 (DA1-C2)												
descrizione fase	z (s.l.m.)	T (kN/m)	M (kNm/m)	$\gamma_G \cdot Q$	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\gamma_G \cdot Q$	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
COMB. SLU												
1 - Config. Riemp 3	T (kN/m)	-18	M (kNm/m)		97		z				-6.88	
2 - Config. Riemp 3	T (kN/m)	34	M (kNm/m)		83		z				-5.00	
3 - Config. Riemp finale	T (kN/m)	0	M (kNm/m)		88		z				-6.88	
4 - Config. Riemp finale	T (kN/m)	55	M (kNm/m)		27		z				-5.00	
5 - Config. Definitiva + riemp + acc.	T (kN/m)	8	M (kNm/m)		86		z				-6.88	
6 - Config. Definitiva + riemp + acc.	T (kN/m)	63	M (kNm/m)		7		z				-5.00	
7 - Config. Eccezionale + riemp + svio	T (kN/m)	-72	M (kNm/m)		159		z				0.50	
8 - Config. Eccezionale + riemp + svio	T (kN/m)	53	M (kNm/m)		27		z				0.50	

Tabella 8.10 – Sezione D-D spalla destra – palancolato laterale – Sollecitazioni di calcolo secondo l'approccio 1 combinazione 2

Tiranti spalla destra idrografica - sezBB											
Palancolato risolto tirantato											
(quota +0.0 m s.l.m.)											
Risultati analisi SLU - Sollecitazioni tiranti combinazione 2 (DA1-C2)											
fase		z (m)	N (kN/m)	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Tiranti	1	0.50	0.00	1	1						
Riempimento finale	2	0.50	52.00	1	1						
Acc. Rampa	3	0.50	74	1.3	1			1	0.75	0.75	0
Veicolo in svio	4	0.50	140.00	1	1			1	0.75	0.75	0
1 - Config. Definitiva			52					1			
2 - Config. Definitiva + riemp + acc			81								
3 - Config. Eccezionale + riemp + svio			140					1			
Nmax			140 kN/m								
i			2.4 m								
N			336.00 kN								

Tabella 8.11 – Sezione D-D spalla destra – tiranti – Sollecitazioni di calcolo secondo l'approccio 1 combinazione 2

8.4.4. Verifiche agli stati limite ultimi

Approccio progettuale A1-M1

Palancolato laterale in fase di esercizio:

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

$$M_{sd} = 158 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 72 \text{ kN/m}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

S_a = spessore anima singolo profilo

$$S_a = 9,0 \text{ mm}$$

$$W_{el} = 1600 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_v \frac{f_{yK} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 63,00 \cdot \frac{35,5 / \sqrt{3}}{1,05} = 1230 \text{ kN} / \text{m} > V_{Sd}$$

Essendo $V_{Sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliante; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yK}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,1600 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 540 \text{ kNm} / \text{m} > M_{Sd}$$

Tiranti in fase di esercizio:

La sollecitazione di calcolo vale:

$$N_{sd} = 136 \text{ kN/m}$$

Tale sollecitazione è da confrontare con le caratteristiche resistenti della sezione.

Considerando barre $\phi = 63 \text{ mm}$ (diametro di nocciolo $\phi_{\text{core}} = 54,7 \text{ mm}$ per filettatura; diametro fusto $\phi_{\text{shaft}} = 59,0 \text{ mm}$) poste ad interasse di 2,40 m si ottiene:

$$N_{Rd,shaft} = A_{shaft} \frac{f_{yK}}{\gamma_{M0} \cdot i} = 27,30 \cdot \frac{35,5}{1,05 \cdot 2,4} = 385 \text{ kN} / \text{m} > N_{Sd}$$

$$N_{Rd,core} = k_t \cdot A_{core} \frac{f_{uK}}{\gamma_{M2} \cdot i} = 0,6 \cdot 23,50 \cdot \frac{50}{1,25 \cdot 2,4} = 235 \text{ kN} / \text{m} > N_{Sd}$$

La verifica è soddisfatta.

Piastre tiranti e bulloni in esercizio:

La sollecitazione di calcolo per la verifica delle piastre di tiranti risulta:

$$F_{ed,t} = 136 \cdot 1,20 \cdot 2 = 326 \text{ kN}$$

La sollecitazione di calcolo per la verifica delle piastre dei bulloni risulta:

$$F_{ed,b} = 136 \cdot 1.20 = 163 \text{ kN}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della piastra per tiranti:

$$\phi = 2,5'' (68 \text{ mm})$$

$$b_a = 180 \text{ mm}$$

$$h_a = 220 \text{ mm}$$

$$t_a = 80 \text{ mm}$$

$$s = 160 \text{ mm}$$

$$n = 2$$

$$d' = 81 \text{ mm}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della piastra per bulloni:

$$\phi = 2'' (54 \text{ mm})$$

$$b_a = 180 \text{ mm}$$

$$h_a = 220 \text{ mm}$$

$$t_a = 50 \text{ mm}$$

$$s = 160 \text{ mm}$$

$$d' = 67 \text{ mm}$$

Le verifiche risultano:

$$F_{Rd,pl,t} = \frac{4}{3} \cdot (b_a - \phi) \cdot \frac{n}{2n-1} \cdot X \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{t_a}{X} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{4}{3} \cdot (180 - 81) \cdot \frac{2}{3} \cdot 99 \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{80}{99} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{325}{1.25} = 1621 \text{ kN} > F_{ed,t}$$

$$\text{in cui } X = \frac{h_a - d' + 2(n-1)(s - d')}{2n-1} = \frac{220 - 81 + 2(2-1)(160 - 81)}{2 \cdot 2 - 1} = 99 \text{ mm}$$

$$F_{Rd,pl,b} = \frac{4}{3} \cdot (b_a - \phi) \cdot X \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{t_a}{X} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{4}{3} \cdot (180 - 54) \cdot 153 \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{50}{153} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{325}{1.25} = 990 \text{ kN} > F_{ed,b}$$

$$\text{in cui } X = h_a - d' = 153 \text{ mm}$$

Trave di ripartizione in esercizio:

La trave di ripartizione viene realizzata con due profili UPN300 accostati, distanti tra loro 160 mm.

Le sollecitazioni di calcolo, ottenute a favore di sicurezza considerando una luce tra i vincoli pari all'interasse tra i tiranti, valgono:

$$V_{sd} = 224 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 147 \text{ kNm}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

$$W_{pl} = 1264 \text{ cm}^3$$

$$A_v = (A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f) \cdot 2 = 70,24 \text{ cm}^2$$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_v \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 70,24 \cdot \frac{35,5 / \sqrt{3}}{1,05} = 1371 \text{ kN} > V_{sd}$$

Essendo $V_{sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliante; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,1264 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 427 \text{ kNm} > M_{sd}$$

Approccio progettuale A2-M2Palancolato laterale in fase di esercizio:

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

$$M_{sd} = 159 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 72 \text{ kN/m}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

S_a = spessore anima singolo profilo

$$S_a = 9,0 \text{ mm}$$

$$W_{el} = 1600 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_v \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 63,00 \cdot \frac{35,5 / \sqrt{3}}{1,05} = 1230 \text{ kN} / \text{m} > V_{sd}$$

Essendo $V_{sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliante; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,1600 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 540 \text{ kNm} / \text{m} > M_{sd}$$

Tiranti in fase di esercizio:

La sollecitazione di calcolo vale:

$$N_{sd} = 140 \text{ kN/m}$$

Tale sollecitazione è da confrontare con le caratteristiche resistenti della sezione.

Considerando barre $\phi = 63 \text{ mm}$ (diametro di nocciolo $\phi_{\text{core}} = 54,7 \text{ mm}$ per filettatura; diametro fusto $\phi_{\text{shaft}} = 59,0 \text{ mm}$) poste ad interasse di 2,40 m si ottiene:

$$N_{Rd,shaft} = A_{shaft} \frac{f_{yK}}{\gamma_{M0} \cdot i} = 27,30 \cdot \frac{35,5}{1,05 \cdot 2,4} = 385 \text{ kN} / m > N_{Sd}$$
$$N_{Rd,core} = k_t \cdot A_{core} \frac{f_{uK}}{\gamma_{M2} \cdot i} = 0,6 \cdot 23,50 \cdot \frac{50}{1,25 \cdot 2,4} = 235 \text{ kN} / m > N_{Sd}$$

La verifica è soddisfatta.

Piastre tiranti e bulloni in esercizio:

La sollecitazione di calcolo per la verifica delle piastre di tiranti risulta:

$$F_{ed,t} = 140 \cdot 1,20 \cdot 2 = 336 \text{ kN}$$

La sollecitazione di calcolo per la verifica delle piastre dei bulloni risulta:

$$F_{ed,b} = 140 \cdot 1,20 = 168 \text{ kN}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della piastra per tiranti:

$$\phi = 2,5'' (68 \text{ mm})$$

$$b_a = 180 \text{ mm}$$

$$h_a = 220 \text{ mm}$$

$$t_a = 80 \text{ mm}$$

$$s = 160 \text{ mm}$$

$$n = 2$$

$$d' = 81 \text{ mm}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della piastra per bulloni:

$$\phi = 2'' (54 \text{ mm})$$

$$b_a = 180 \text{ mm}$$

$$h_a = 220 \text{ mm}$$

$$t_a = 50 \text{ mm}$$

$$s = 160 \text{ mm}$$

$$d' = 67 \text{ mm}$$

Le verifiche risultano:

$$F_{Rd,pl,t} = \frac{4}{3} \cdot (b_a - \phi) \cdot \frac{n}{2n-1} \cdot X \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{t_a}{X} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{4}{3} \cdot (180 - 81) \cdot \frac{2}{3} \cdot 99 \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{80}{99} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{325}{1.25} = 1621 kN > F_{ed,t}$$

$$\text{in cui } X = \frac{h_a - d' + 2(n-1)(s - d')}{2n-1} = \frac{220 - 81 + 2(2-1)(160 - 81)}{2 \cdot 2 - 1} = 99 mm$$

$$F_{Rd,pl,b} = \frac{4}{3} \cdot (b_a - \phi) \cdot X \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{t_a}{X} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{4}{3} \cdot (180 - 54) \cdot 153 \cdot \left(\sqrt{1 + 3 \left(\frac{50}{153} \right)^2} - 1 \right) \cdot \frac{325}{1.25} = 990 kN > F_{ed,b}$$

$$\text{in cui } X = h_a - d' = 153 \text{ mm}$$

Trave di ripartizione in esercizio:

La trave di ripartizione viene realizzata con due profili UPN300 accostati, distanti tra loro 160 mm.

Le sollecitazioni di calcolo, ottenute a favore di sicurezza considerando una luce tra i vincoli pari all'interasse tra i tiranti, valgono:

$$V_{sd} = 231 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 151 \text{ kNm}$$

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:

$$W_{pl} = 1264 \text{ cm}^3$$

$$A_v = (A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f) \cdot 2 = 70,24 \text{ cm}^2$$

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 70,24 \cdot \frac{35,5 / \sqrt{3}}{1,05} = 1371 kN > V_{sd}$$

Essendo $V_{sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliante; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,1264 \cdot 10^{-2} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,05} = 427 kNm > M_{sd}$$

8.4.5. Verifiche di stabilità globale

Le verifiche di stabilità globale sono eseguite secondo l'approccio A2-M2-R2.

Il coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza R2 da rispettare è pari a 1,1.

Di seguito si riportano le curve di scivolamento eseguite col programma PLAXIS e la tabella con i coefficienti di sicurezza.

Combinazione	Fs
Spinta terre riemp. finale	2,00
Spinta terre + acc. traffico spalla	1,64
Condizione sismica	1.50

Tabella 8.12 – Tabella dei coefficienti parziali di sicurezza

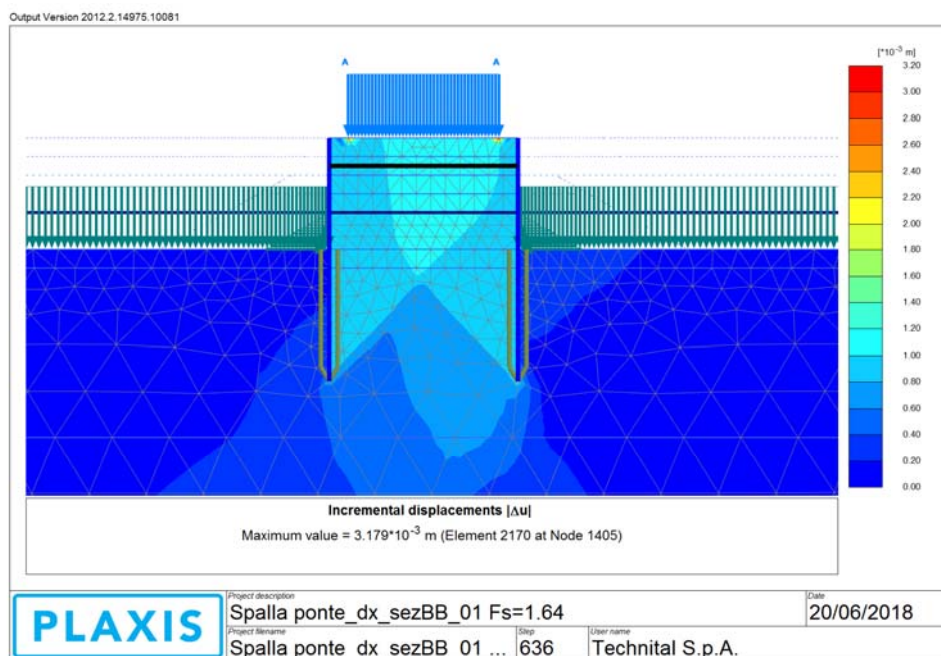


Figura 8.5 – Sezione D-D spalla destra – Stabilita' globale in esercizio

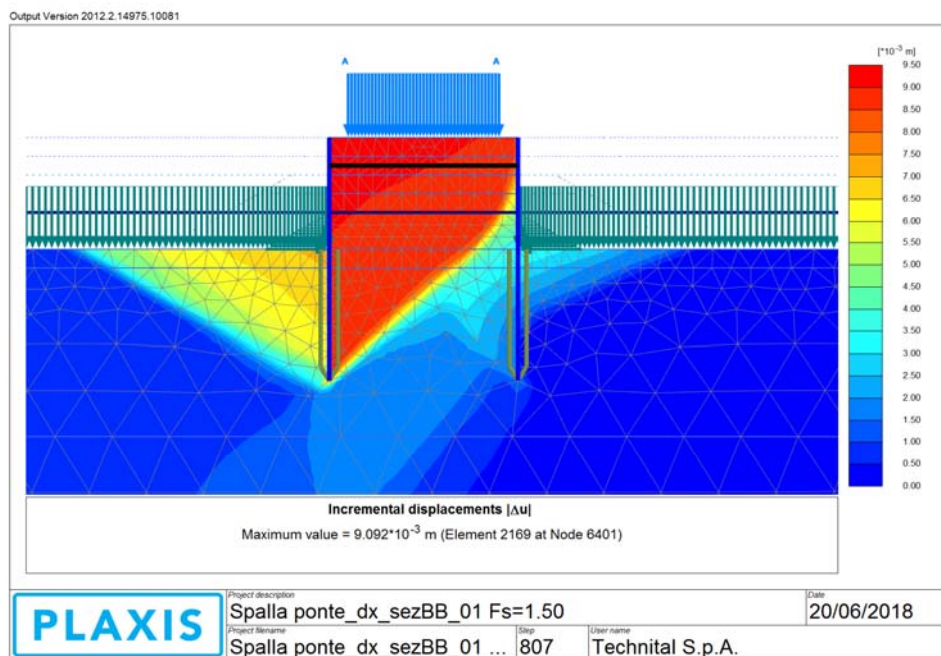


Figura 8.6 – Sezione D-D spalla destra – Stabilita' globale in condizioni sismiche

8.4.6. Verifiche agli stati limite di esercizio

Palancolato spalla destra idrografica - sezBB										
Palancolato risolto tirantato										
(infissione 7 m)										
Risultati analisi SLE - Spostamenti massimi combinazione 1 (DA1-C1)										
fase		z (m)	ux (m)	uy (m)	Δux (m)	Δuy (m)	γG-Q	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
Riempimento 3	1	2.00	-0.039	-0.043			1			
Tiranti	2	2.00	-0.039	-0.043	0.000	0.000	1			
Riempimento finale	3	2.00	-0.039	-0.077	0.000	-0.035	1			
Acc. Rampa	4	2.00	-0.038	-0.085	0.001	-0.007	1	0.75	0.75	0
Veicolo in svio	5	2.00	-0.077	-0.085	-0.04	-0.01	1	0.75	0.75	0

Il cedimento massimo, ottenuto a fine costruzione, risulta:

$$u_{\max,x} = -3,90 \text{ cm}$$

$$u_{\max,y} = -7,70 \text{ cm}$$

Combinazione Rara						
fase		z (m)	ux (m)	uy (m)	Δux (m)	Δuy (m)
1 - Config. Definitiva			-0.039	-0.077		
2 - Config. Definitiva + riemp + acc			-0.038	-0.085	0.001	-0.007
3 - Config. Eccezionale + riemp + svio			-0.077	-0.085	-0.038	-0.008

Combinazione Frequente						
fase		z (m)	ux (m)	uy (m)	Δux (m)	Δuy (m)
1 - Config. Definitiva			-0.039	-0.077		
2 - Config. Definitiva + riemp + acc			-0.039	-0.083	0.001	-0.006
3 - Config. Eccezionale + riemp + svio						

Il cedimento massimo, in combinazione rara e frequente, risulta:

$$\delta_{\max,x} = -0,10 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max,y} = -0,70 \text{ cm}$$

Il cedimento massimo, in combinazione eccezionale, risulta:

$$\delta_{\max,x} = -3,80 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max,y} = -0,80 \text{ cm}$$

I cedimenti ottenuti sono, per la tipologia di analisi bidimensionale, sovrastimati a favore di sicurezza. Per avere una stima più precisa si potrebbe considerare la metà dei valori ottenuti.

I valori ricavati rispettano i limiti di deformabilità della struttura.

8.5. Verifiche trave frontale in c.a.

Per le verifiche della trave frontale in c.a. si fa riferimento al paragrafo 7.5 della presente relazione.

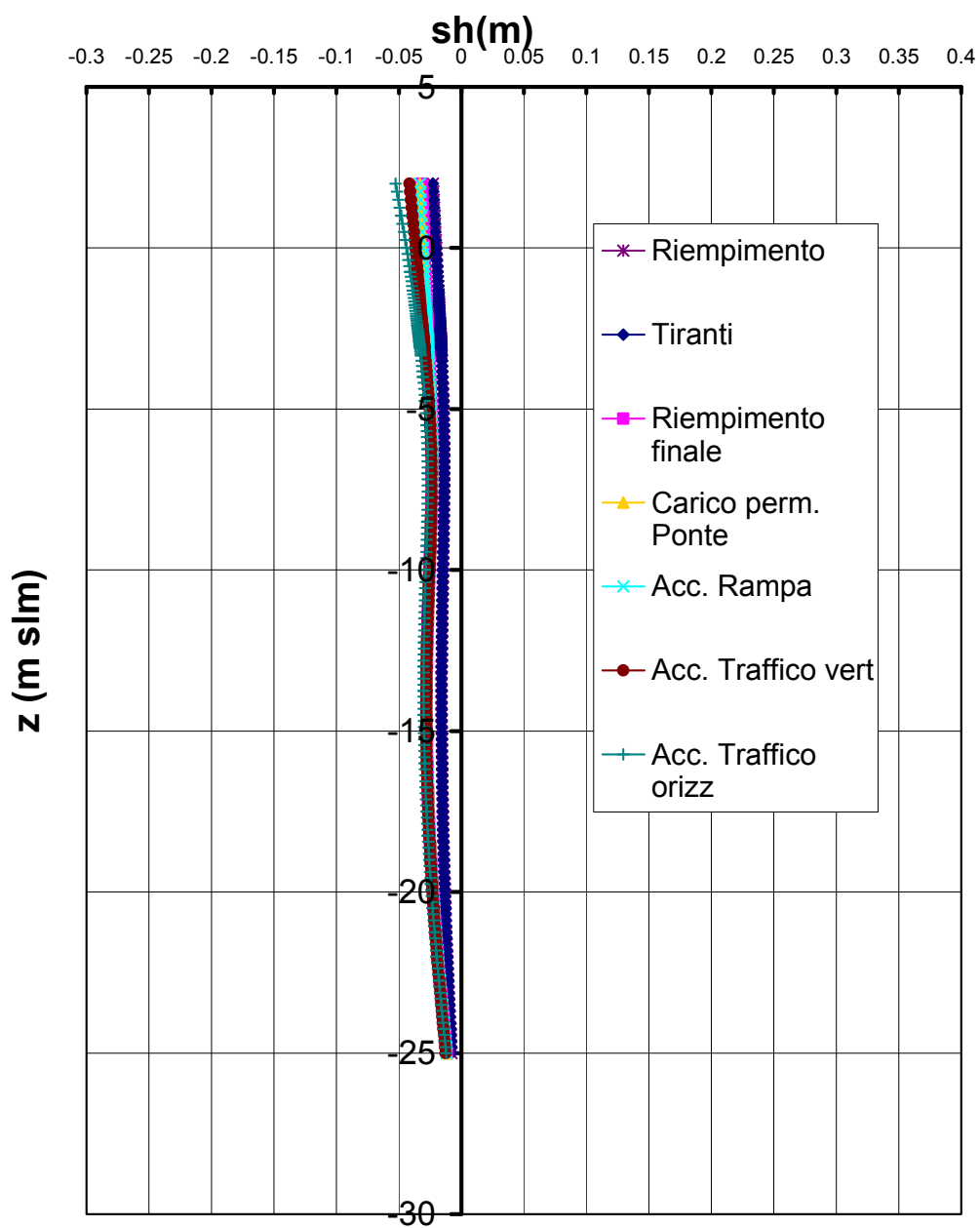
8.6. Verifiche cordolo laterale in c.a.

Per le verifiche del cordolo laterale in c.a. si fa riferimento al paragrafo 7.6 della presente relazione.

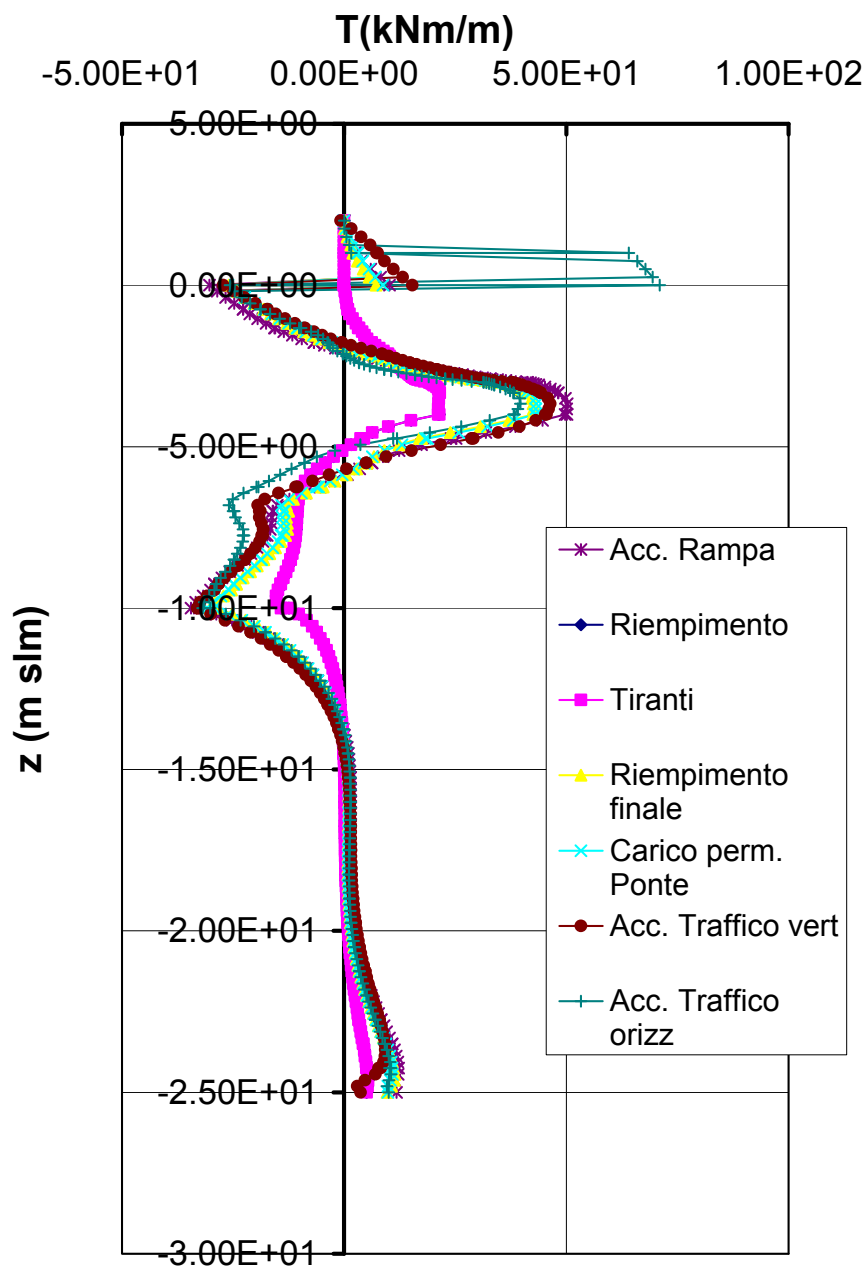
APPENDICE A: OUTPUT ANALISI PLAXIS DELLE SEZIONI

Sezione A-A Spalla sinistra

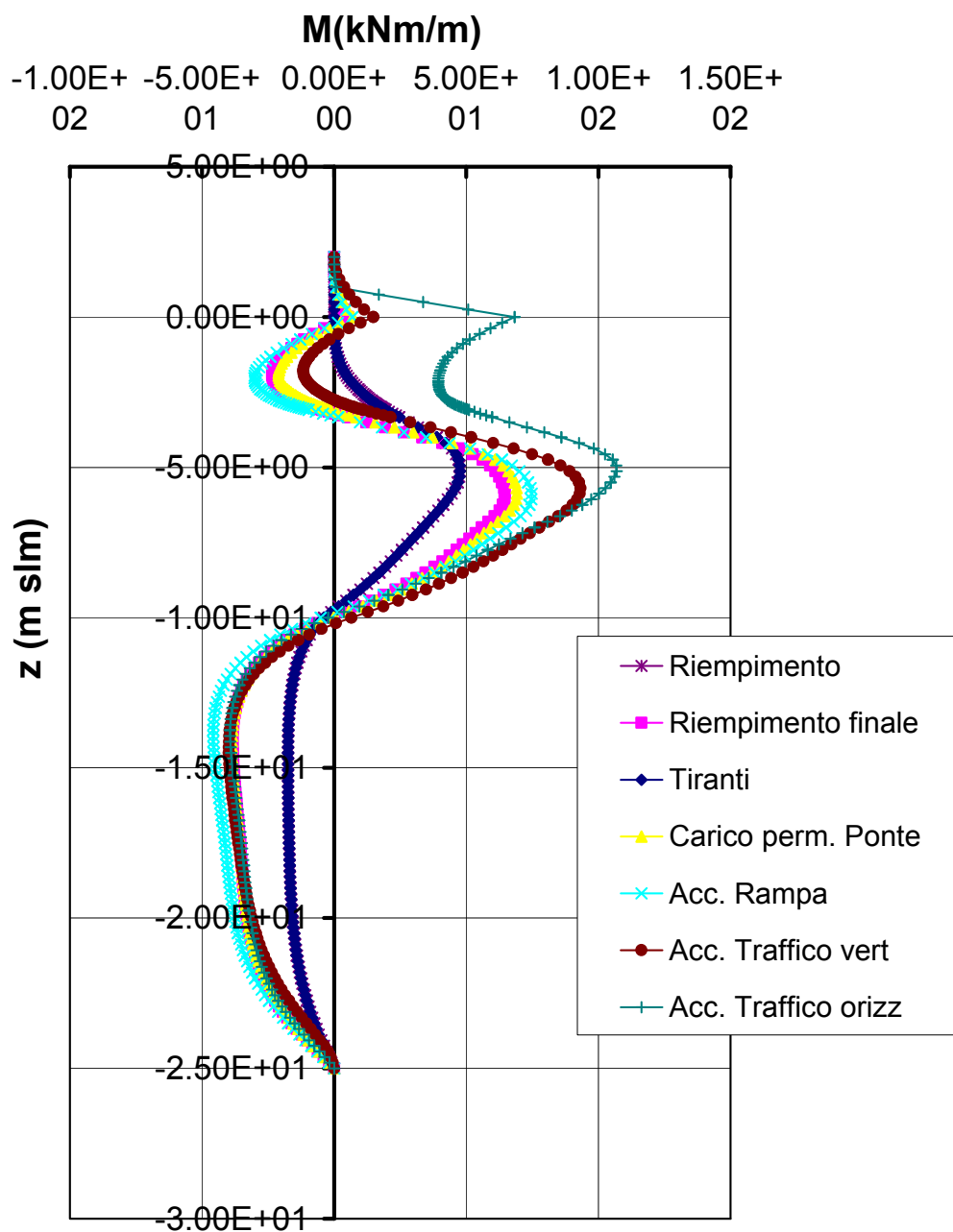
palancolato anteriore - DA1C1



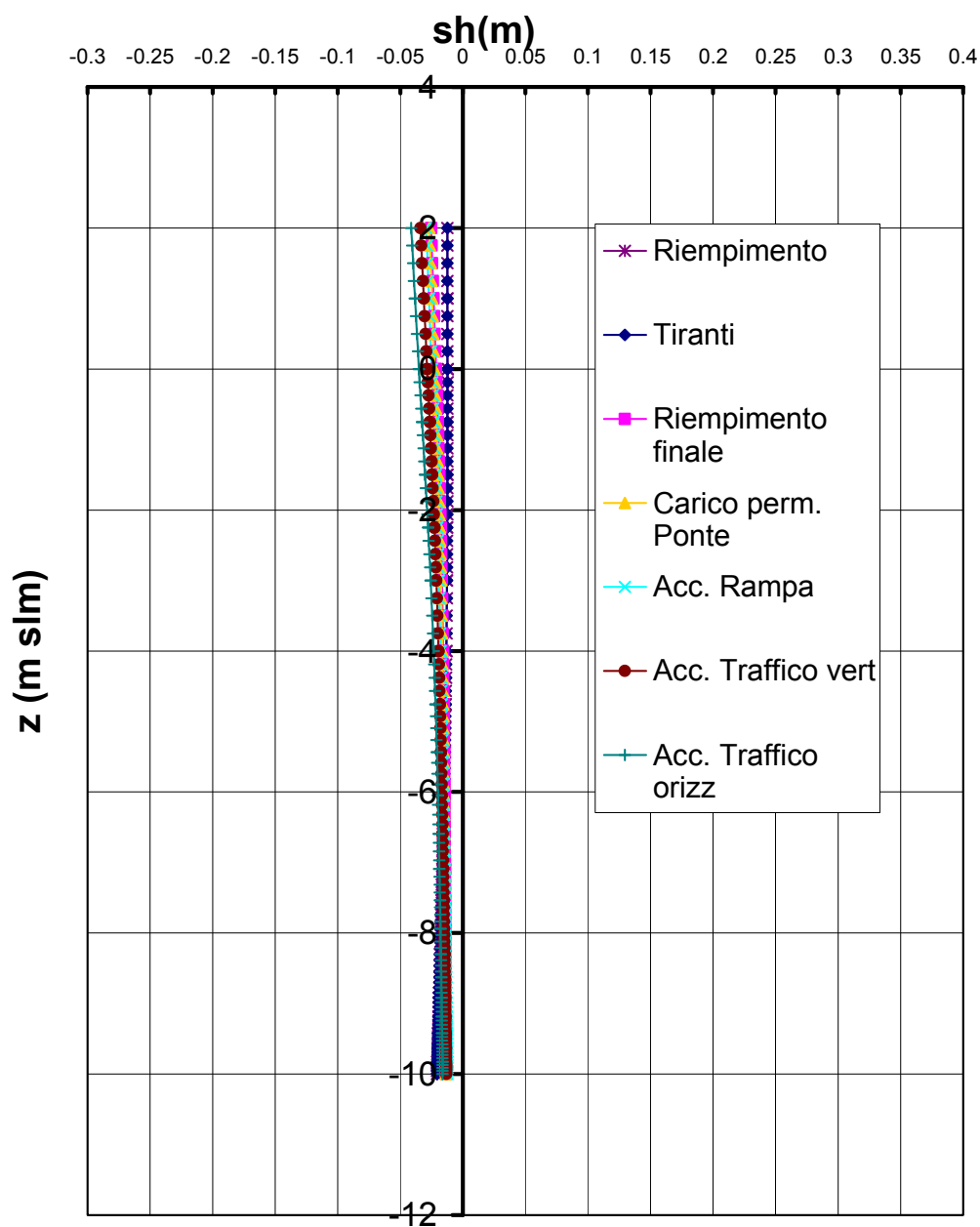
palancolato anteriore - DA1C1



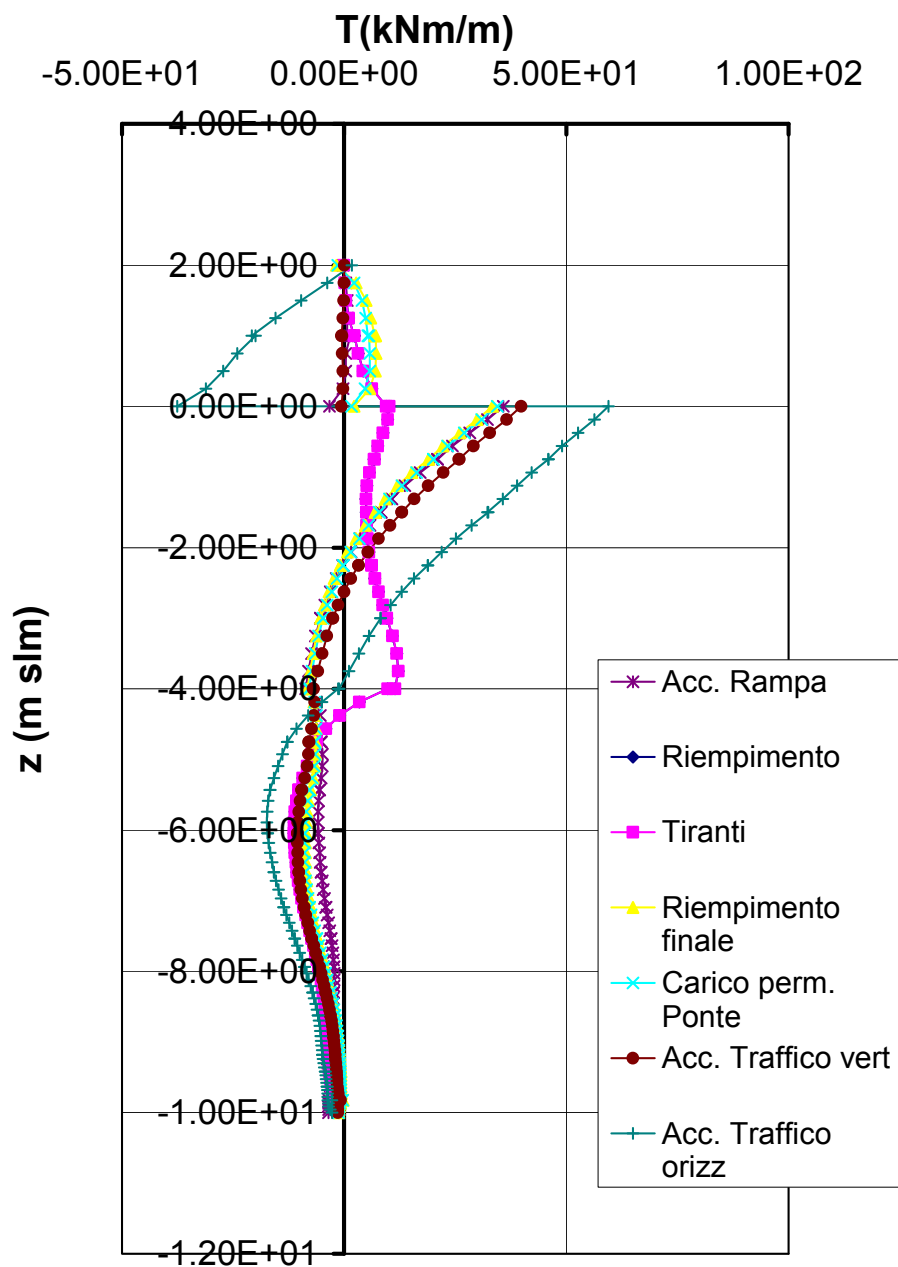
palancolato anteriore - DA1C1



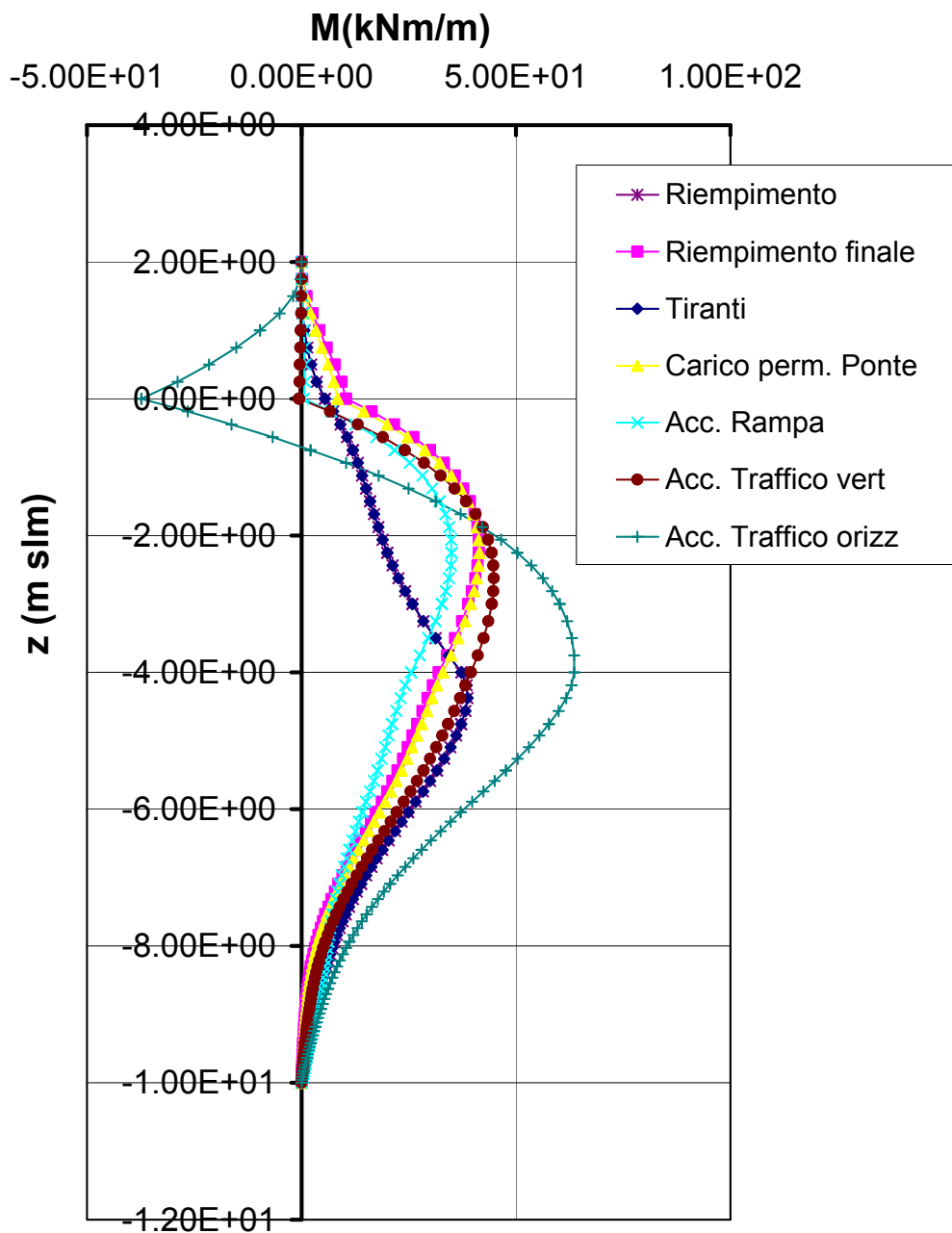
palancolato posteriore - DA1C1



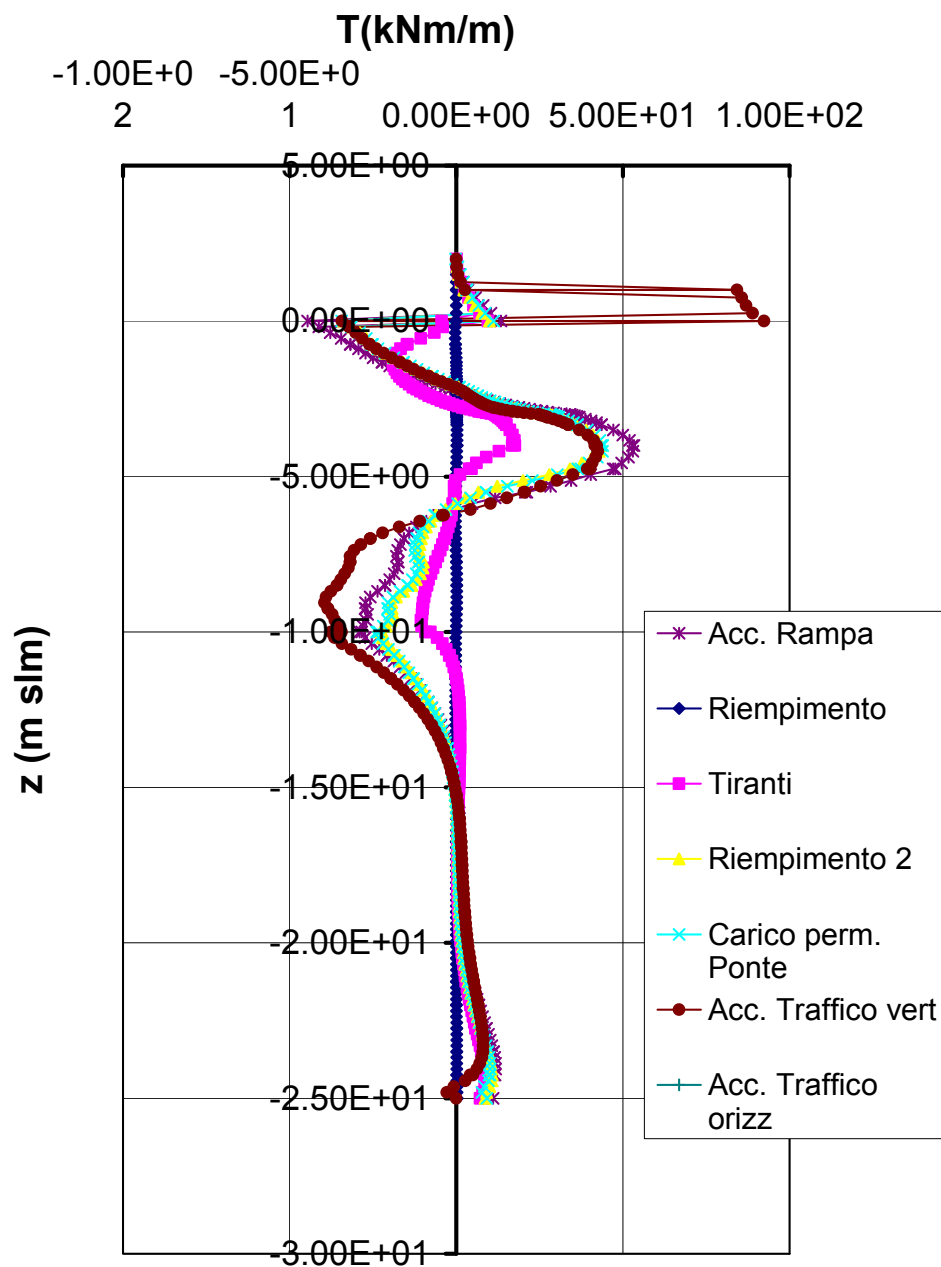
palancolato posteriore - DA1C1



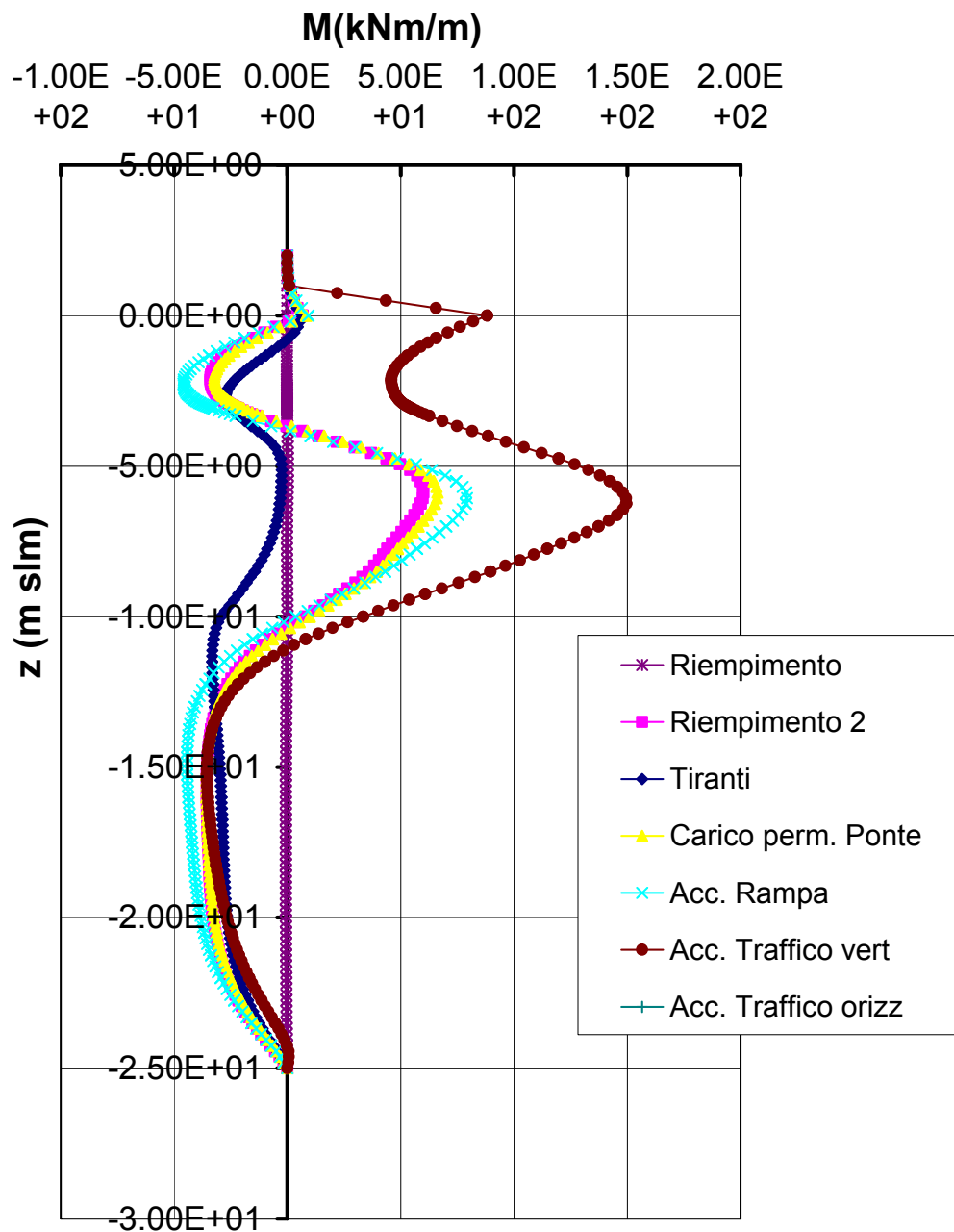
palancolato posteriore - DA1C1



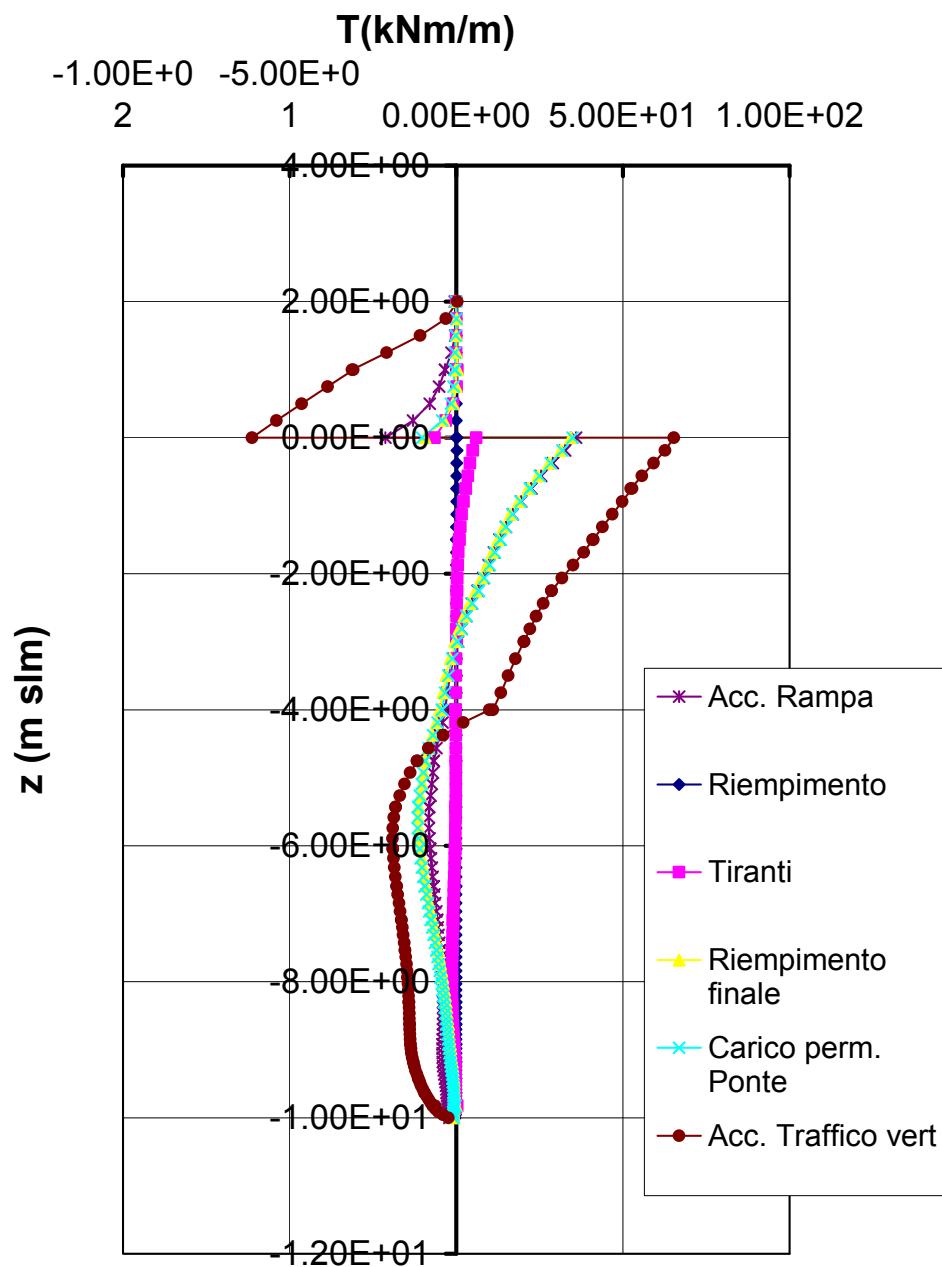
palancolato anteriore - DA1C2



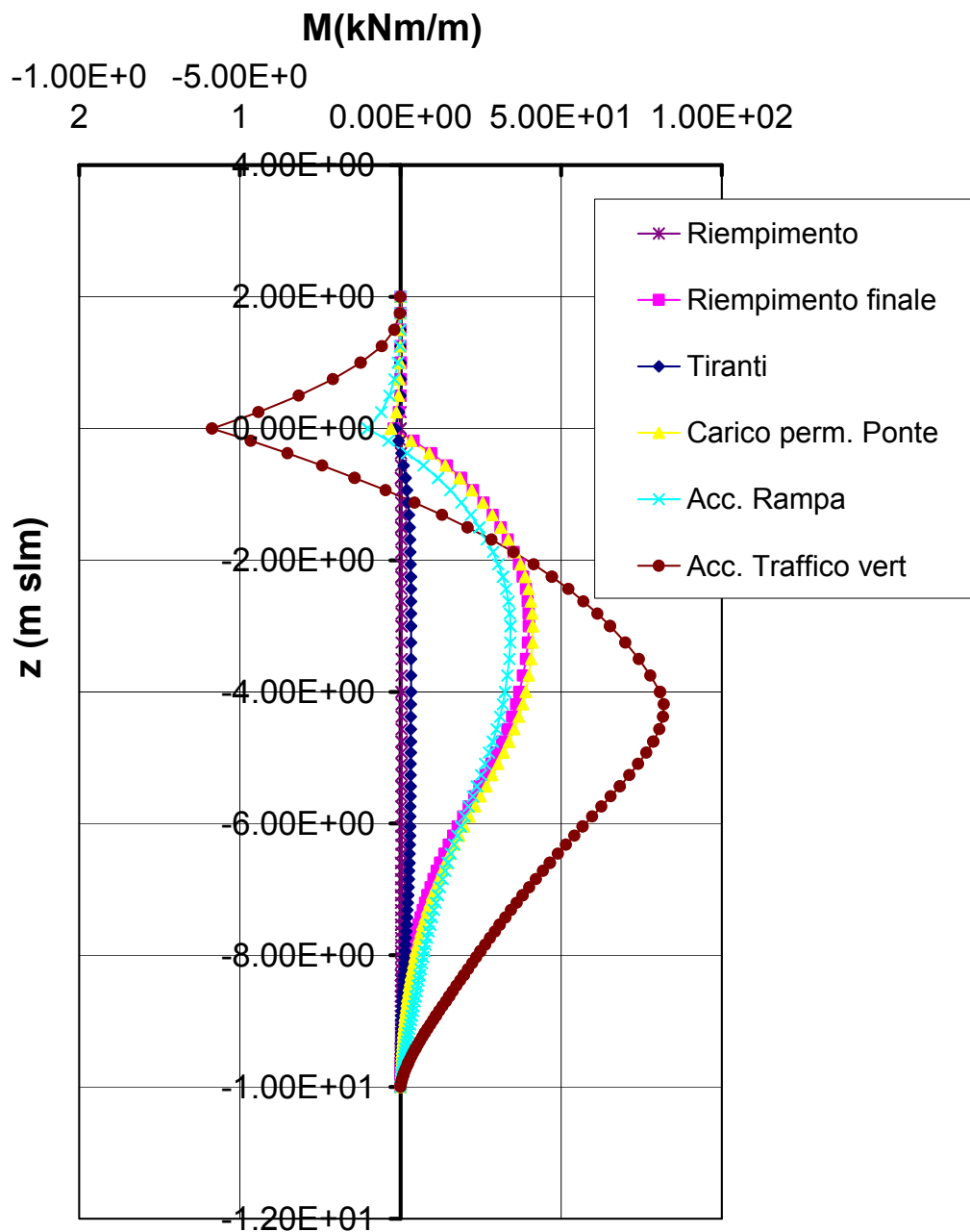
palancolato anteriore - DA1C2



palancolato posteriore - DA1C2

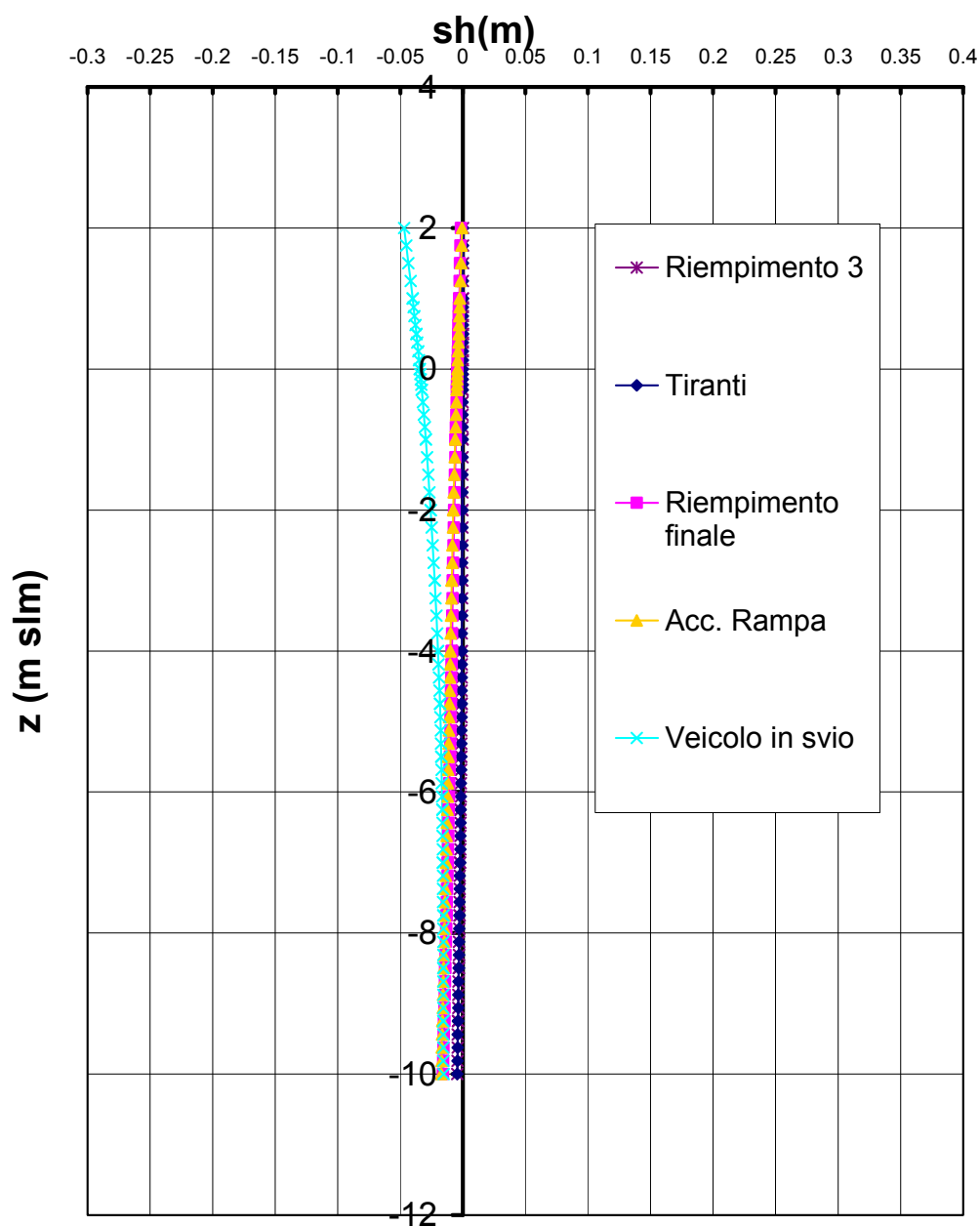


palancolato posteriore - DA1C2

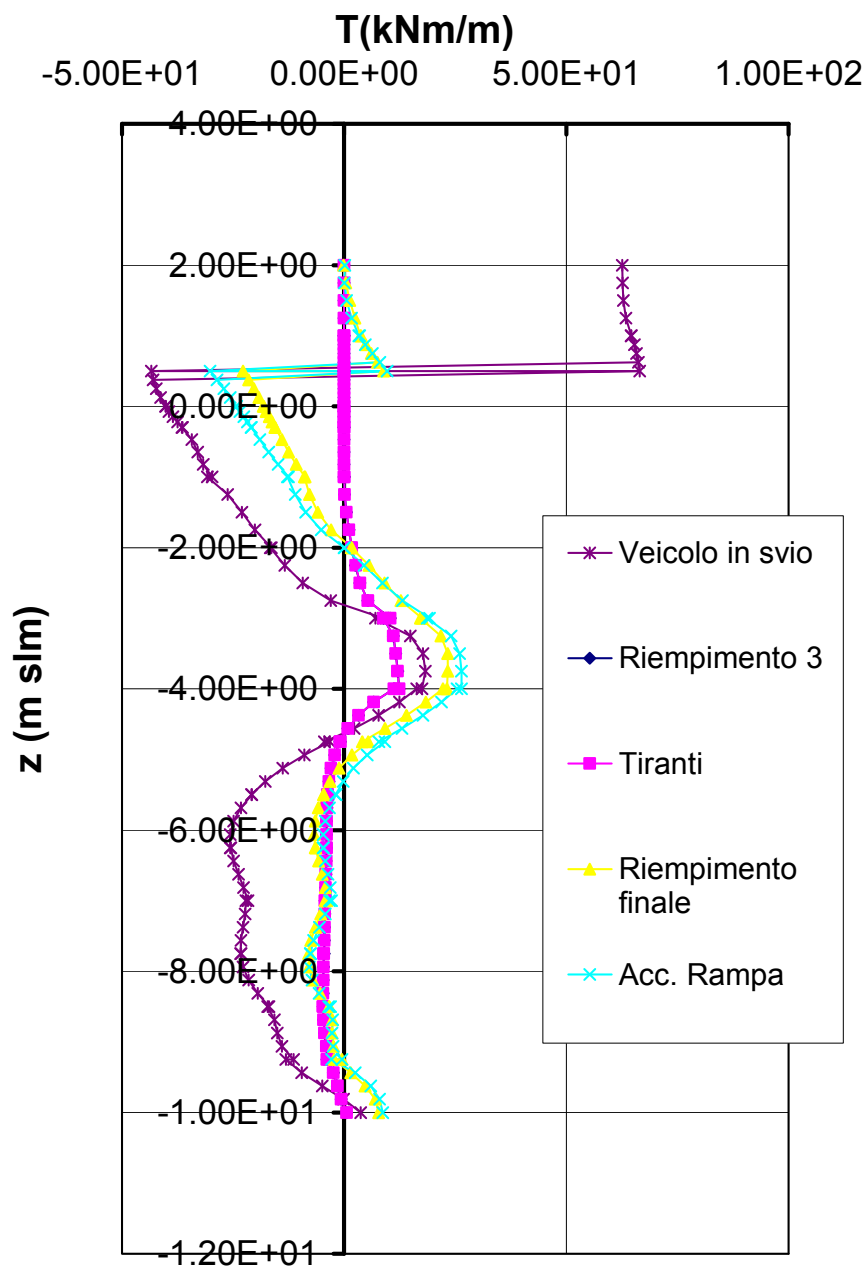


Sezione B-B Spalla sinistra

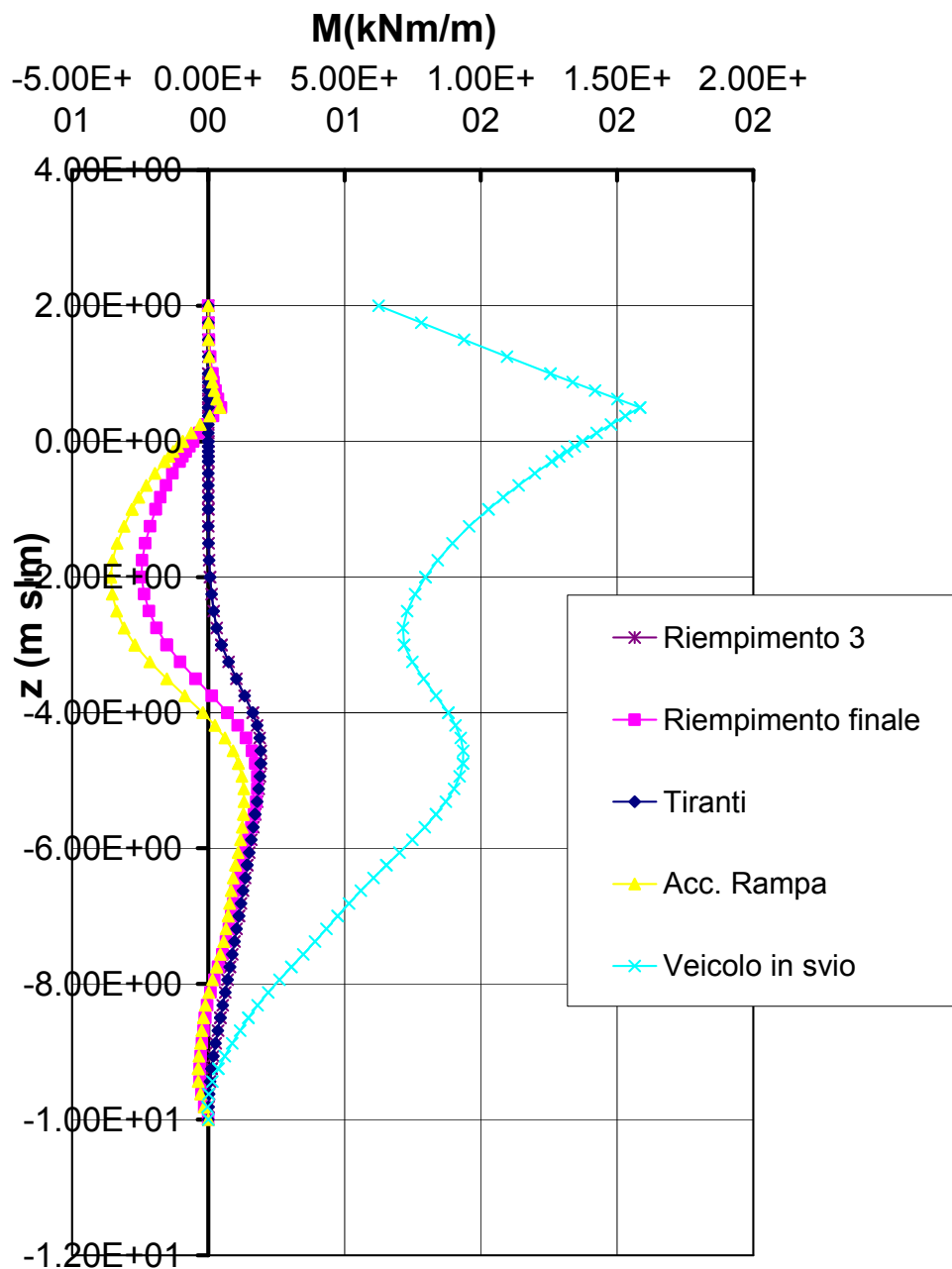
palancolato anteriore - DA1C1



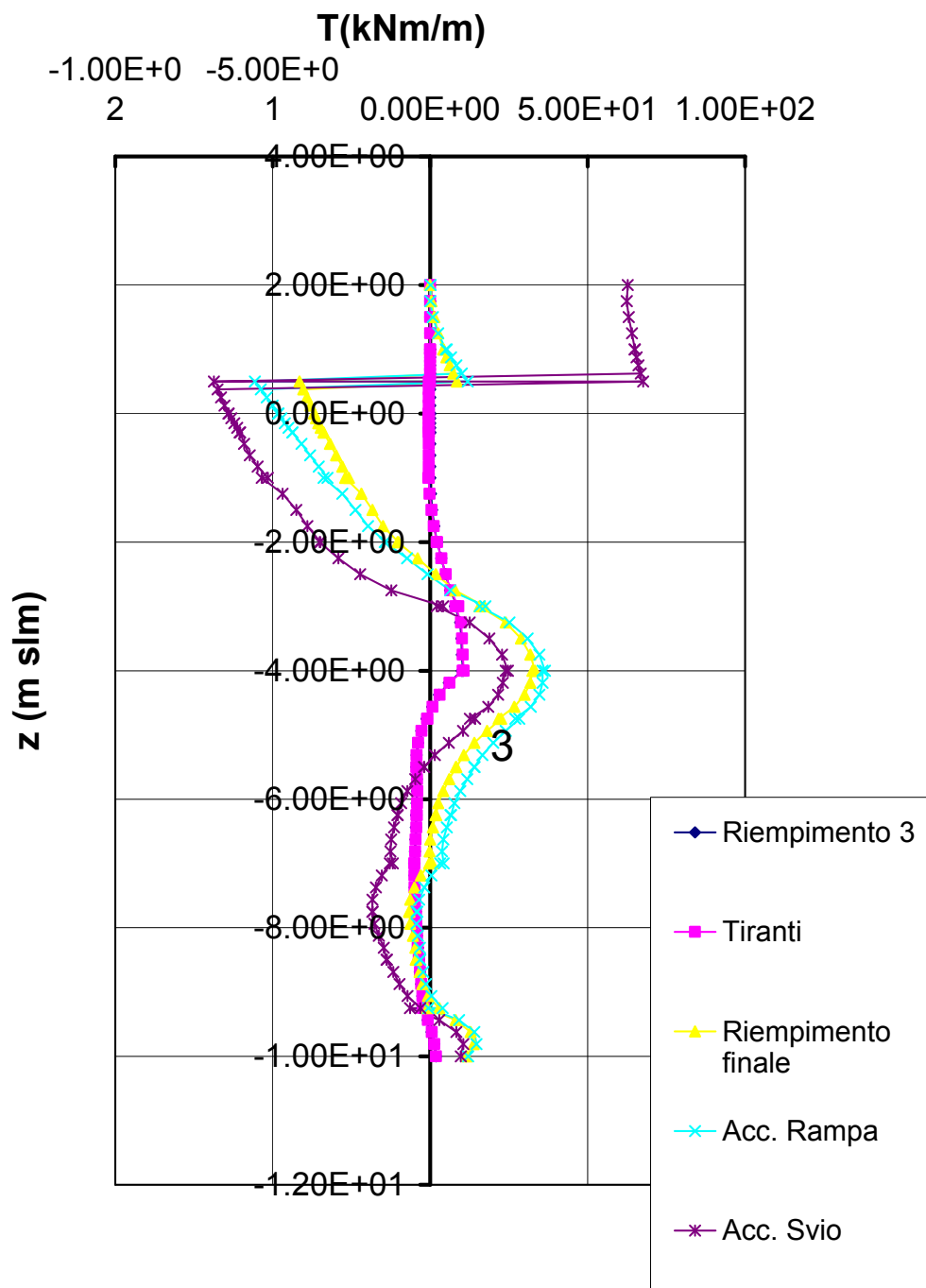
palancolato anteriore - DA1C1



palancolato anteriore - DA1C1



palancolato anteriore - DA1C2



palancolato anteriore - DA1C2

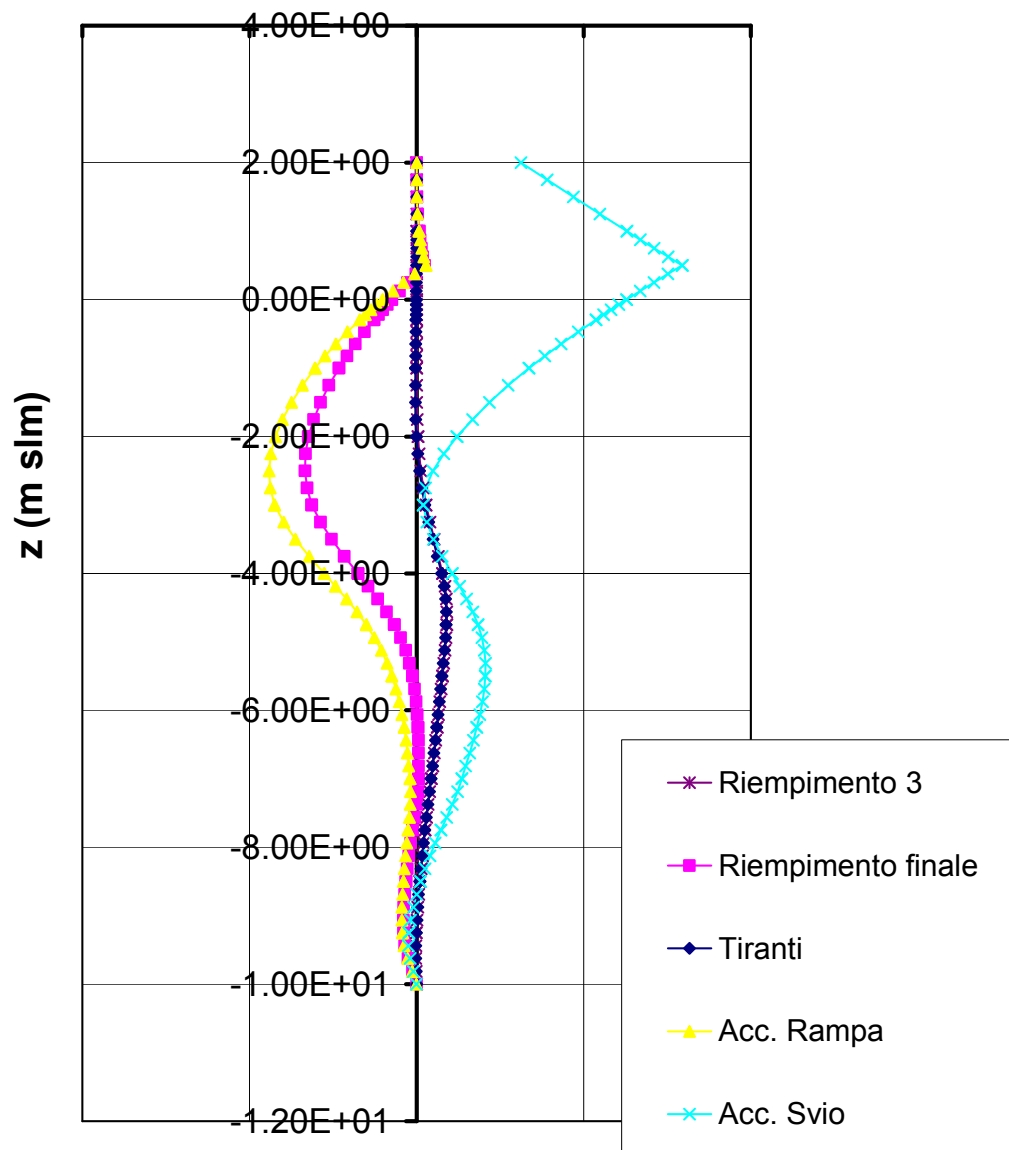
M(kNm/m)

-2.00E+0 -1.00E+0

2

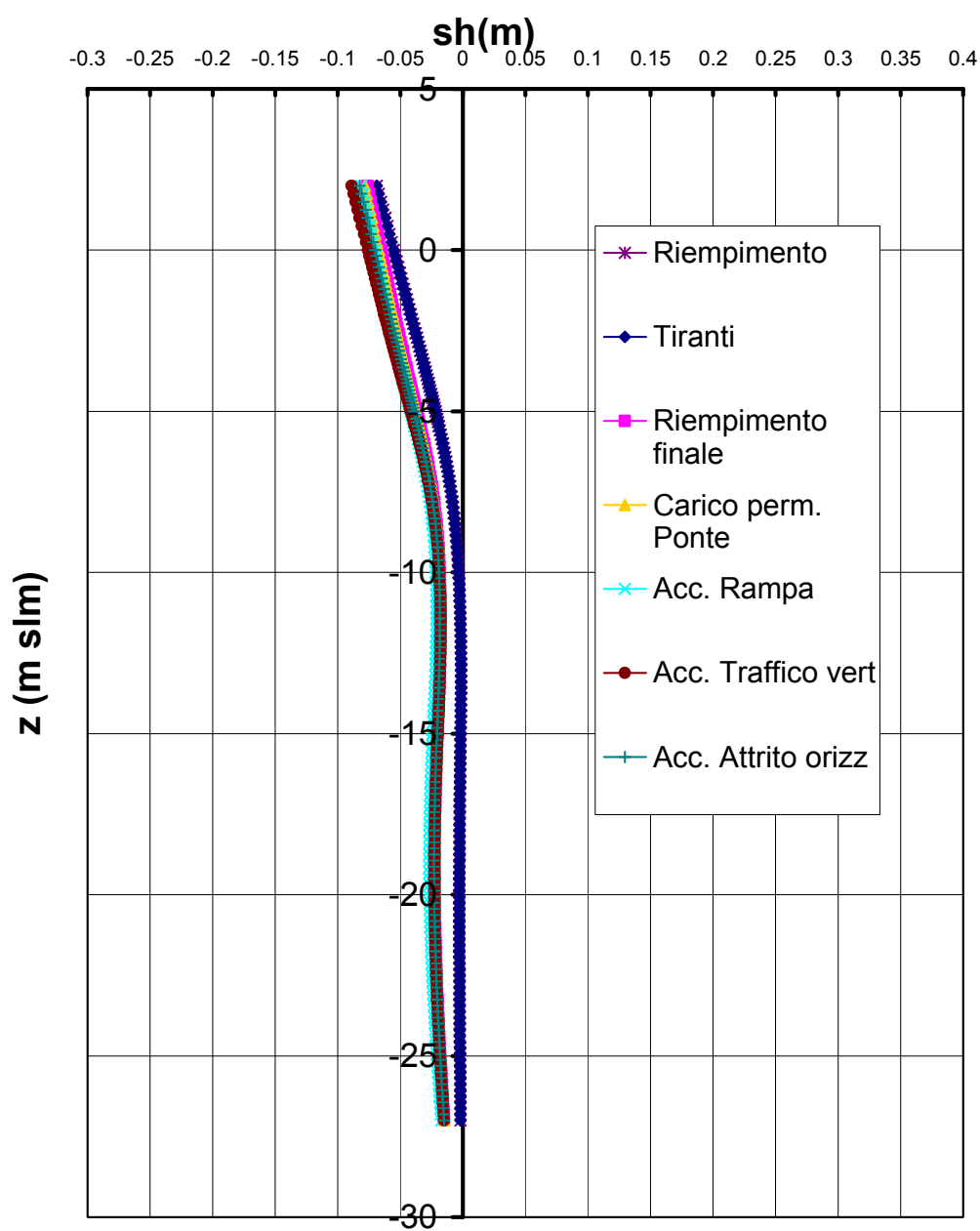
2

0.00E+00 1.00E+02 2.00E+02

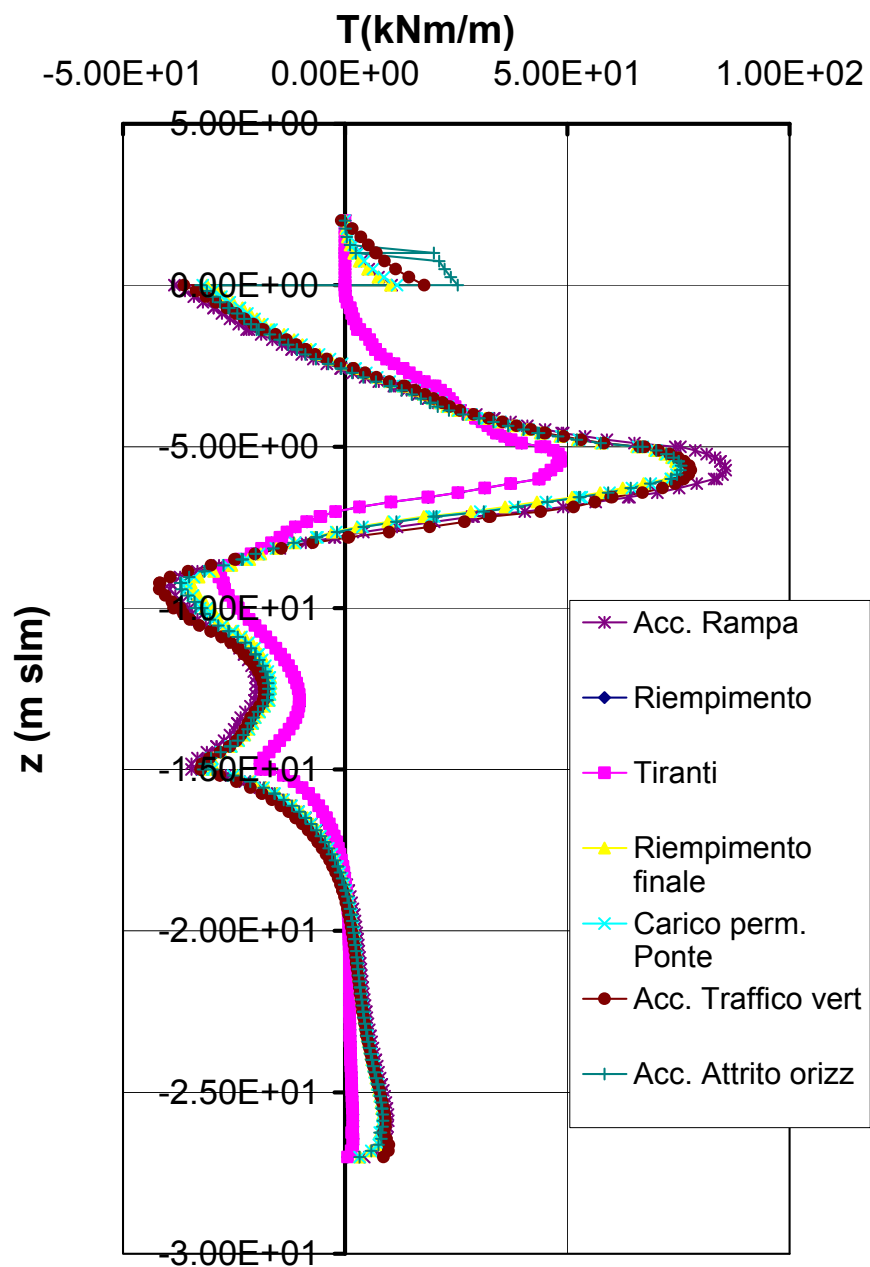


Sezione C-C Spalla destra

palancolato anteriore - DA1C1

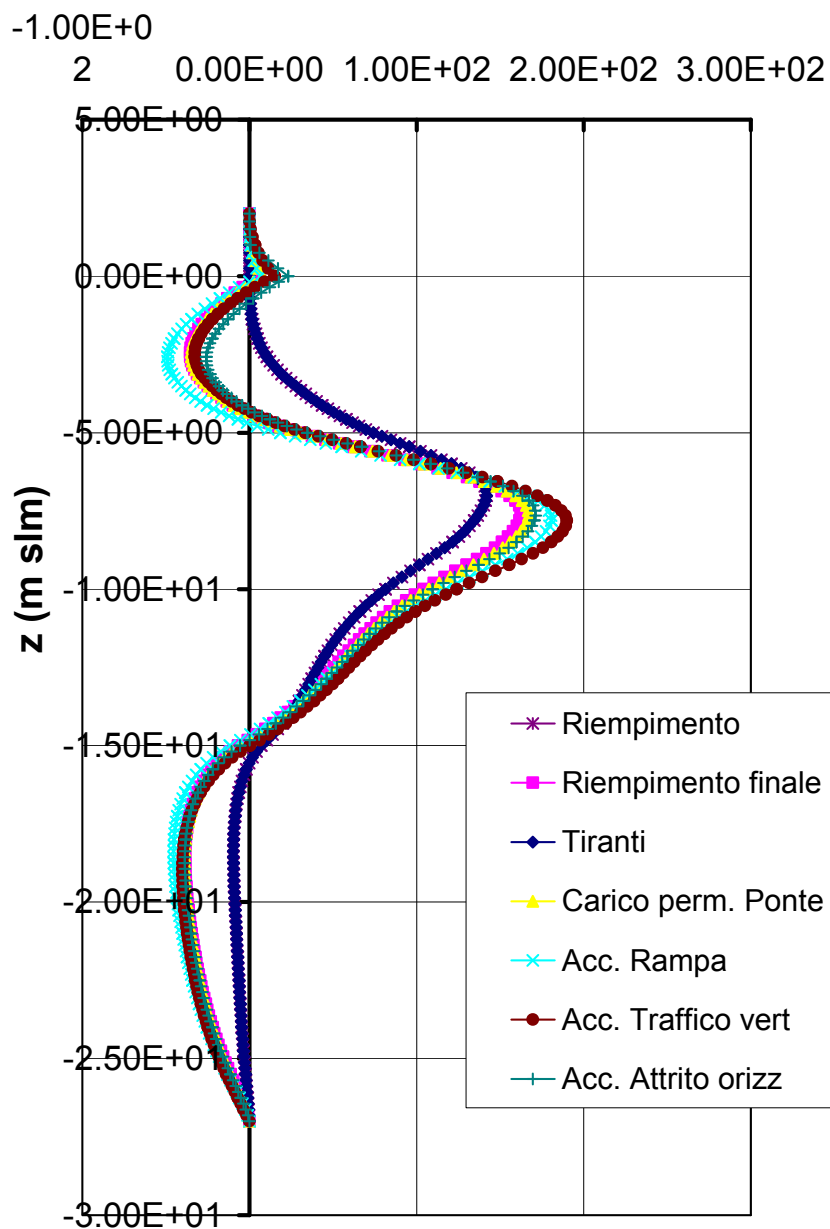


palancolato anteriore - DA1C1

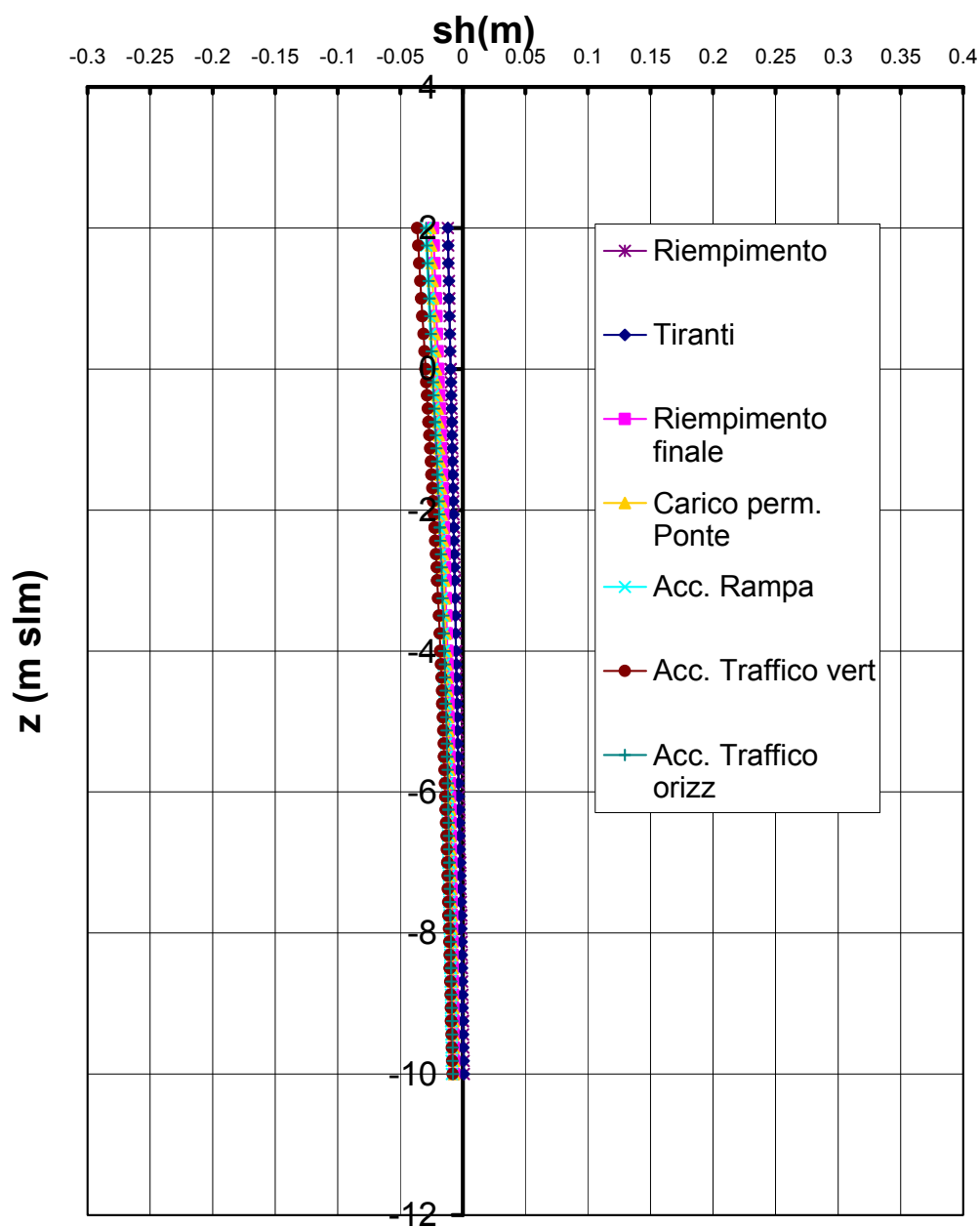


palancolato anteriore - DA1C1

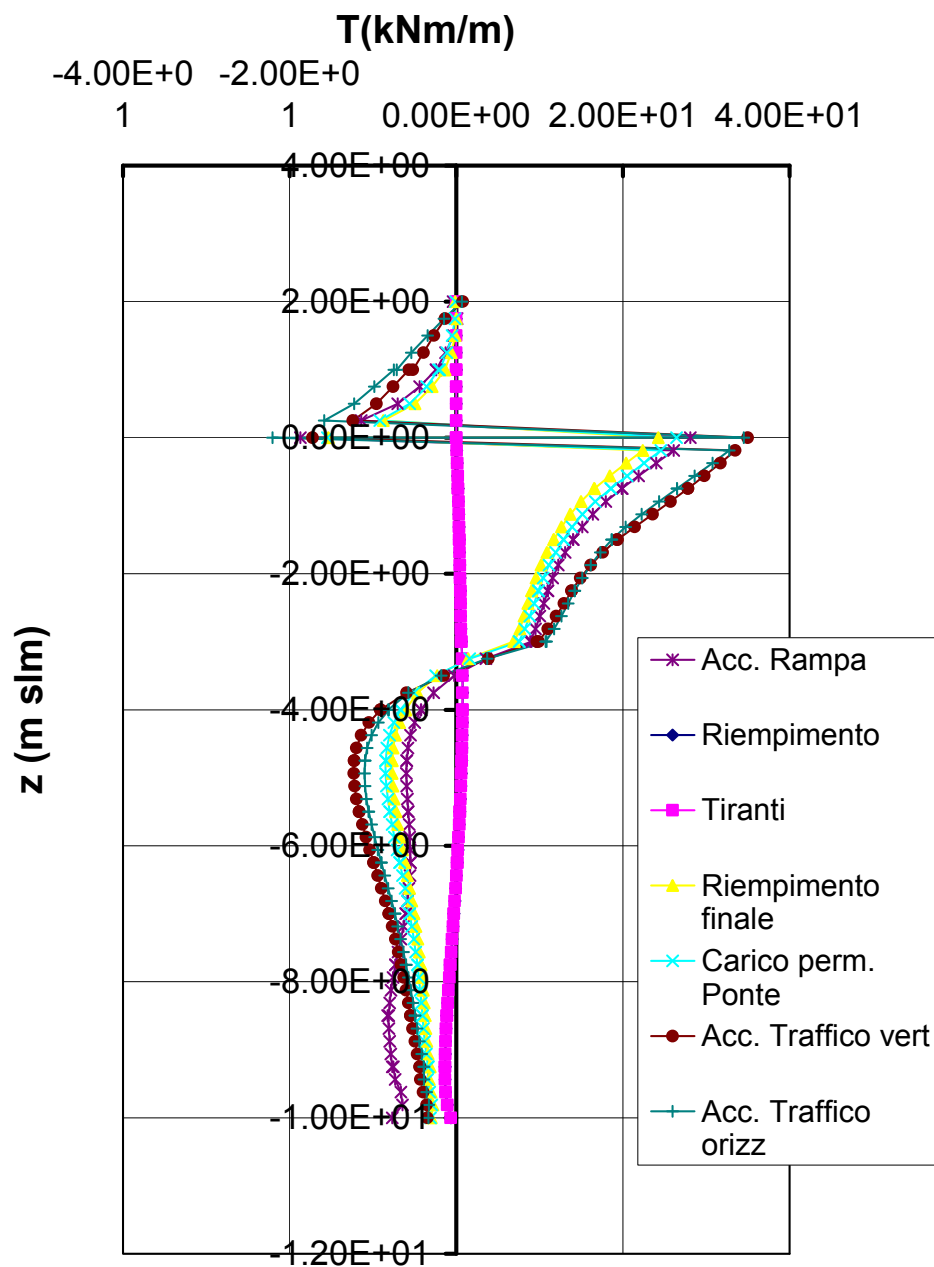
M(kNm/m)



palancolato posteriore - DA1C1

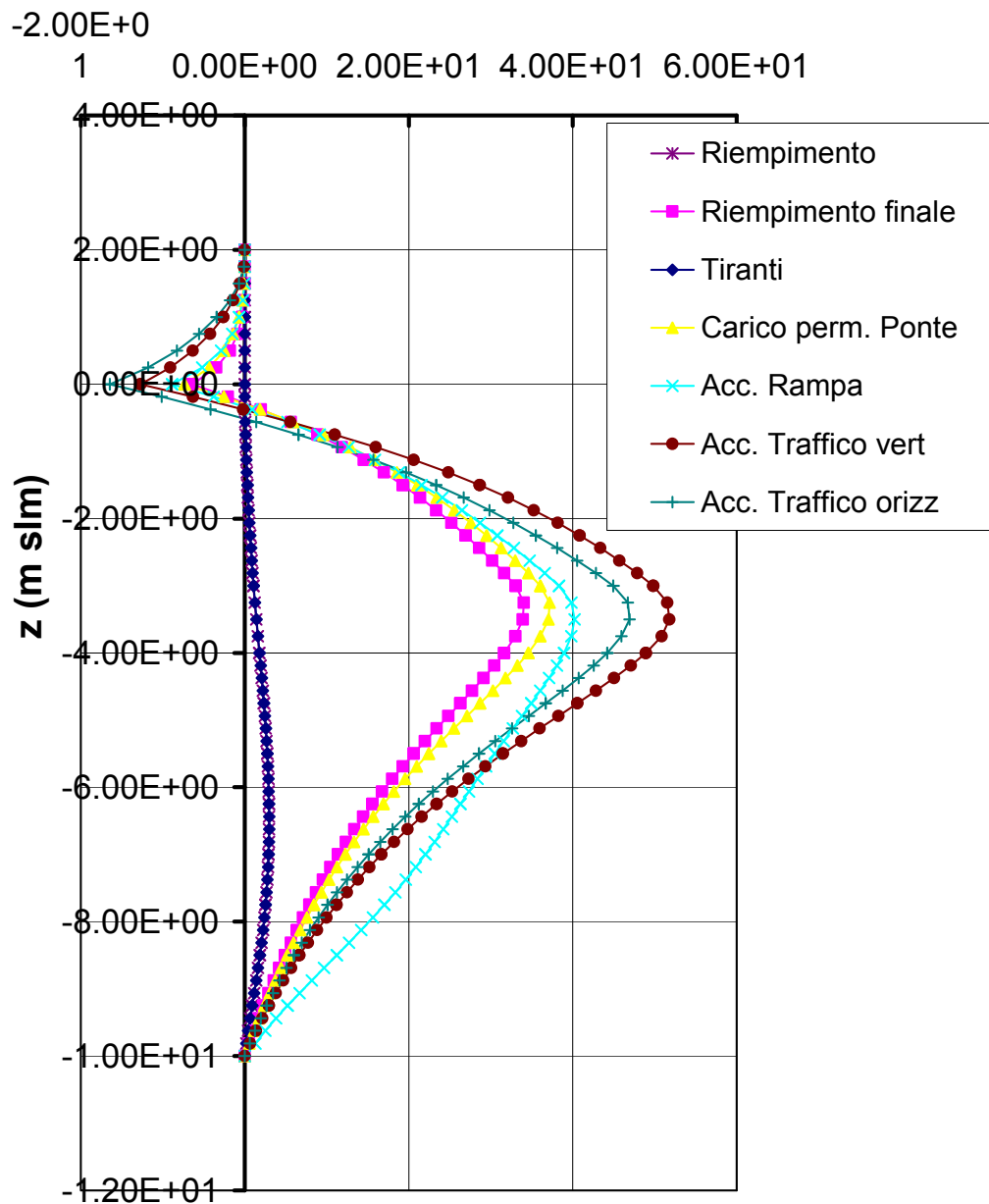


palancolato posteriore - DA1C1

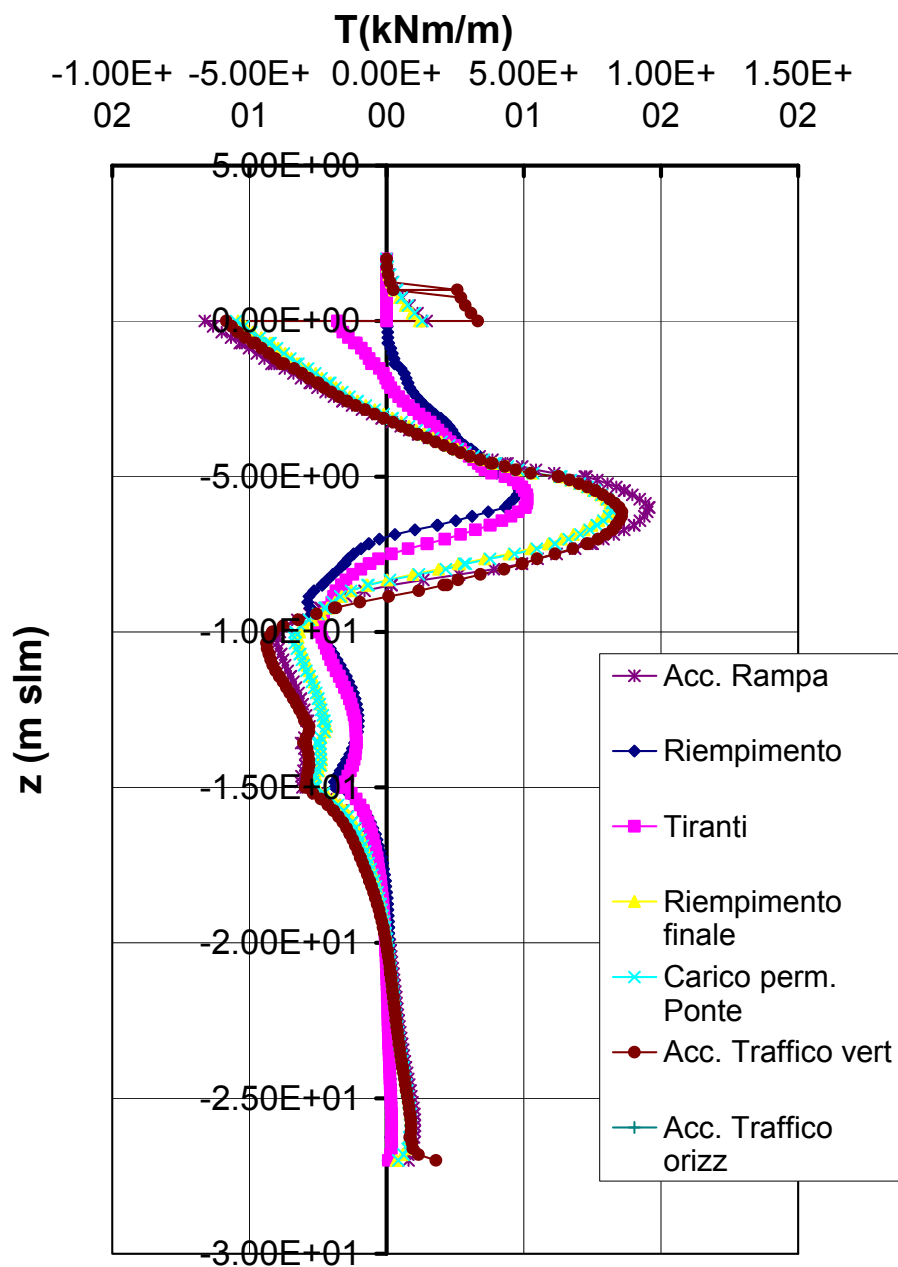


palancolato posteriore - DA1C1

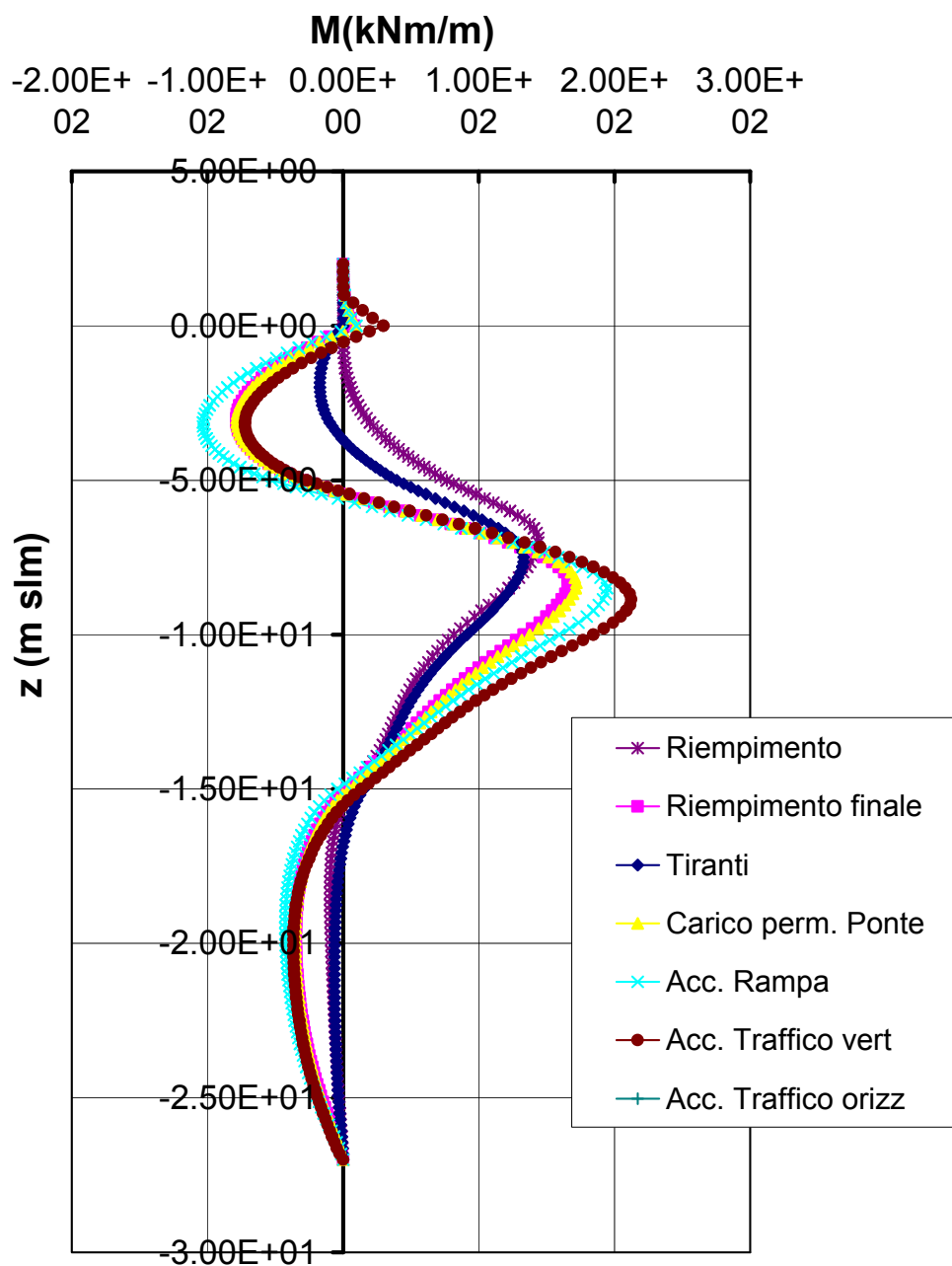
$M(\text{kNm/m})$



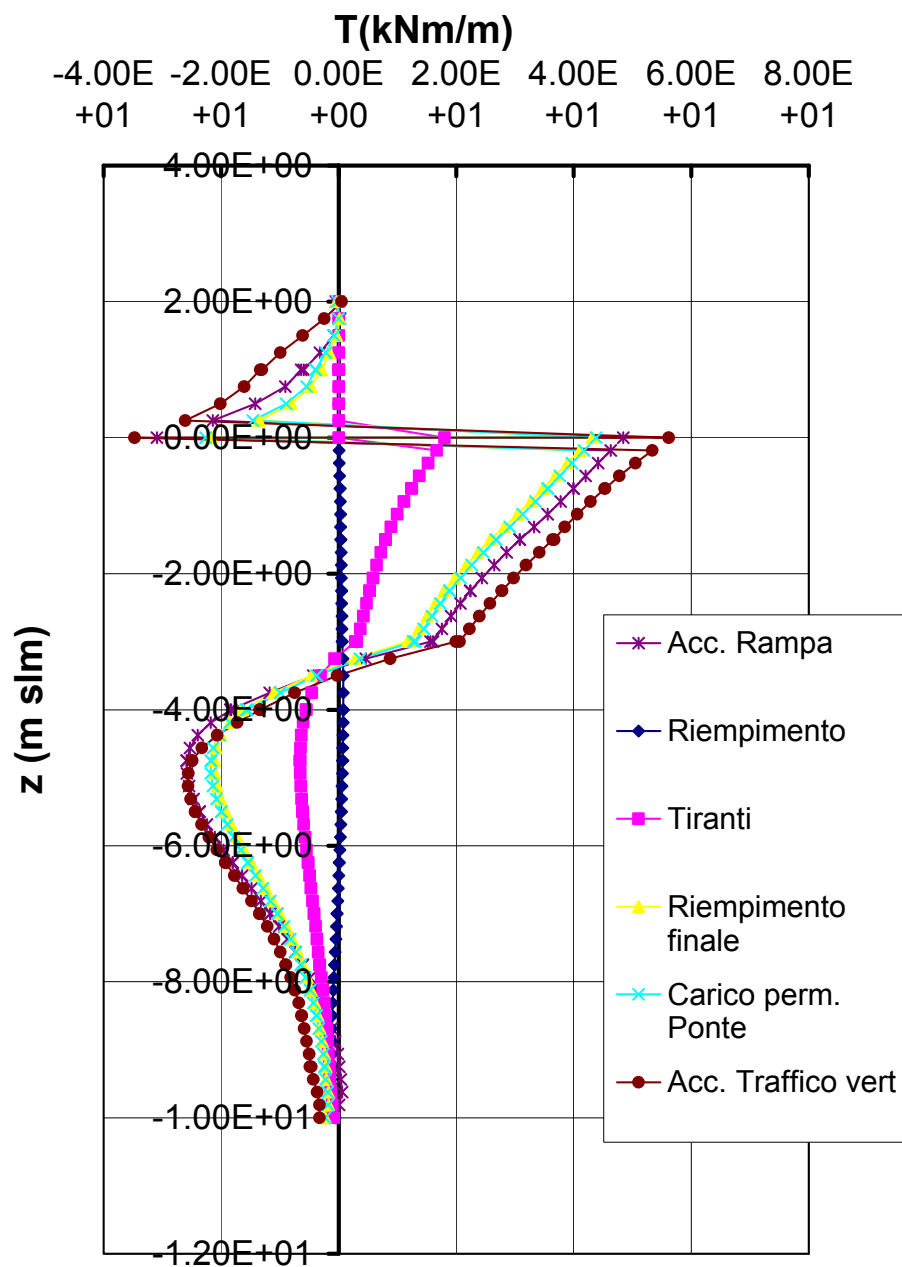
palancolato anteriore - DA1C2



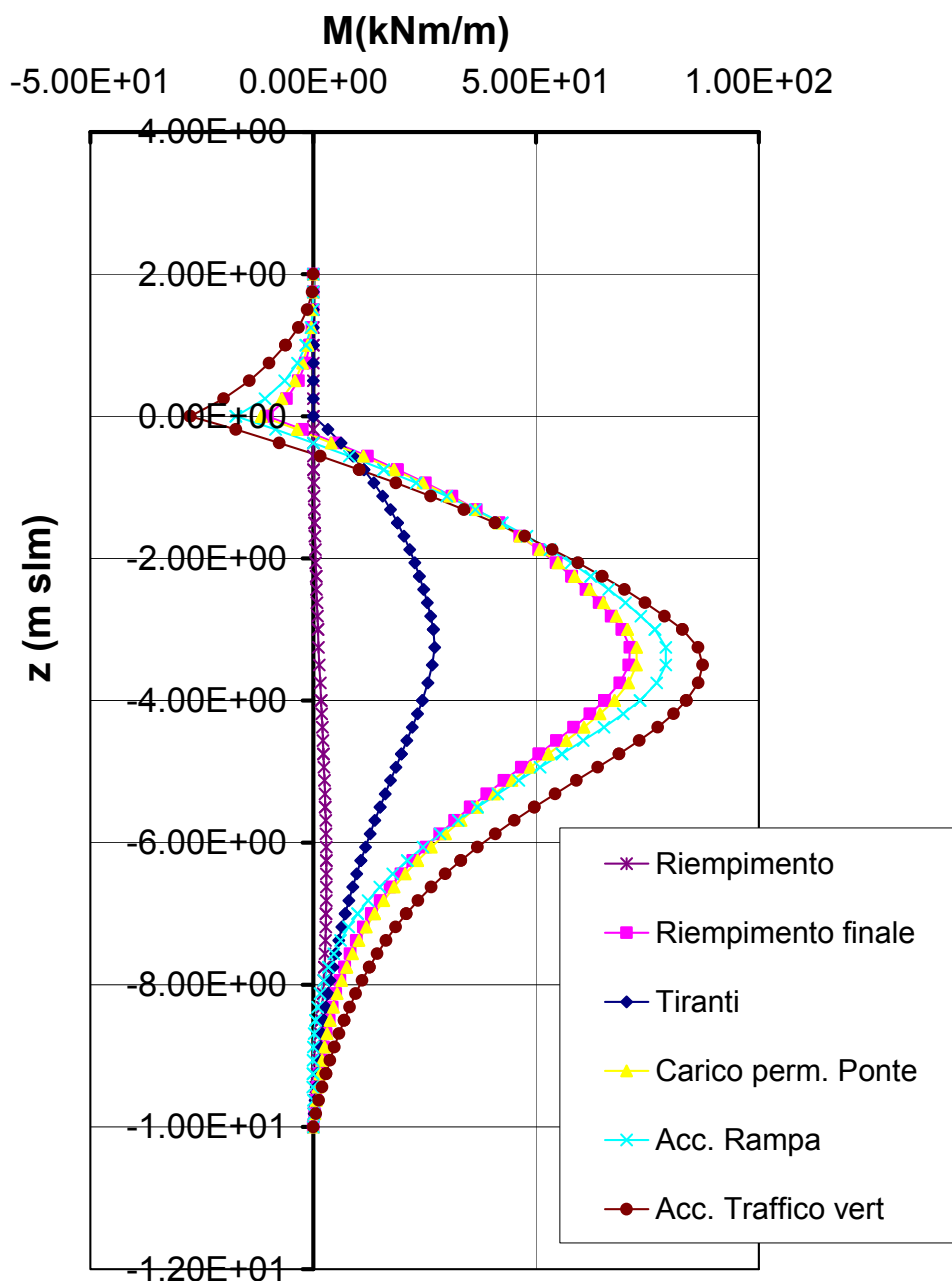
palancolato anteriore - DA1C2



palancolato posteriore - DA1C2

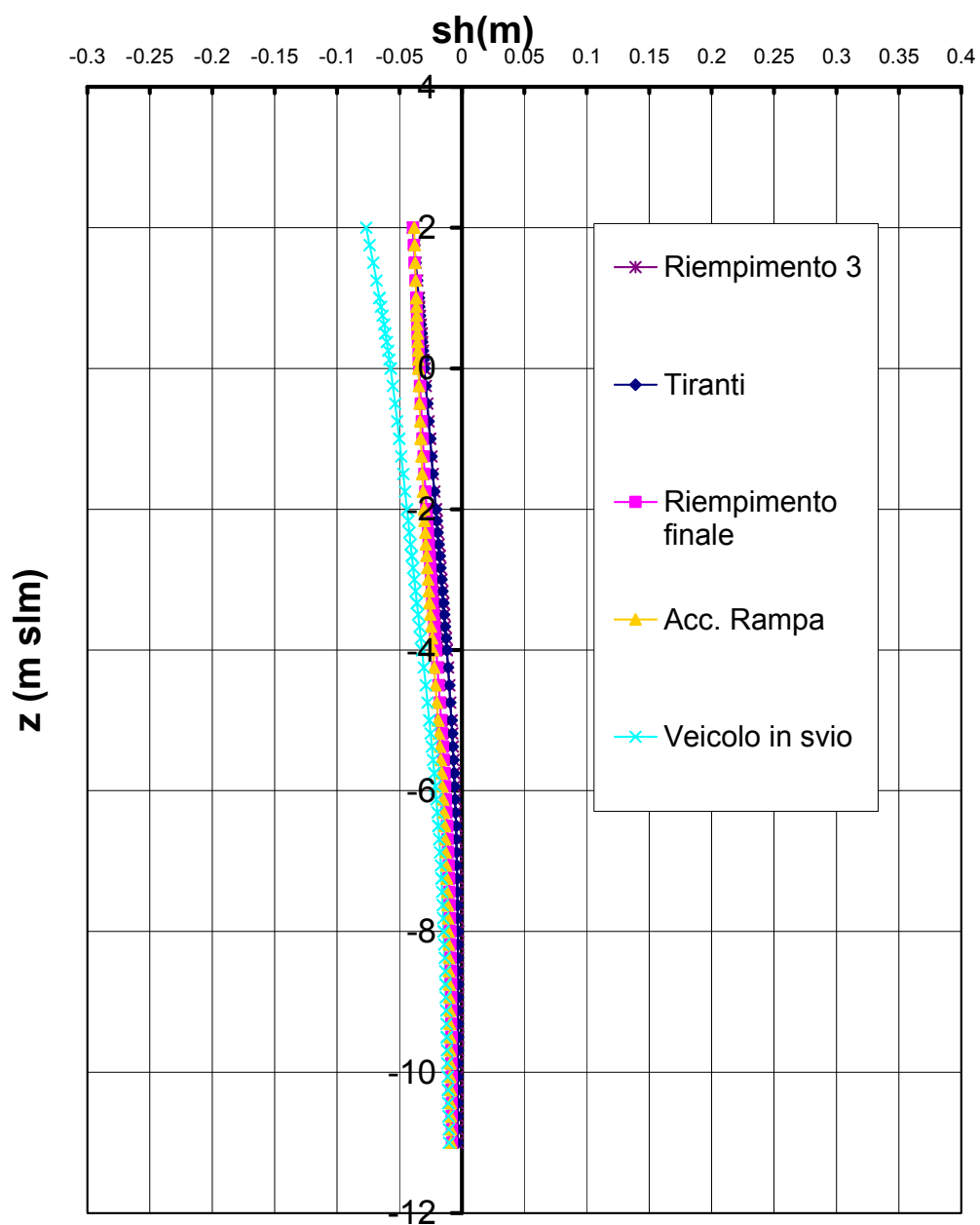


palancolato posteriore - DA1C2

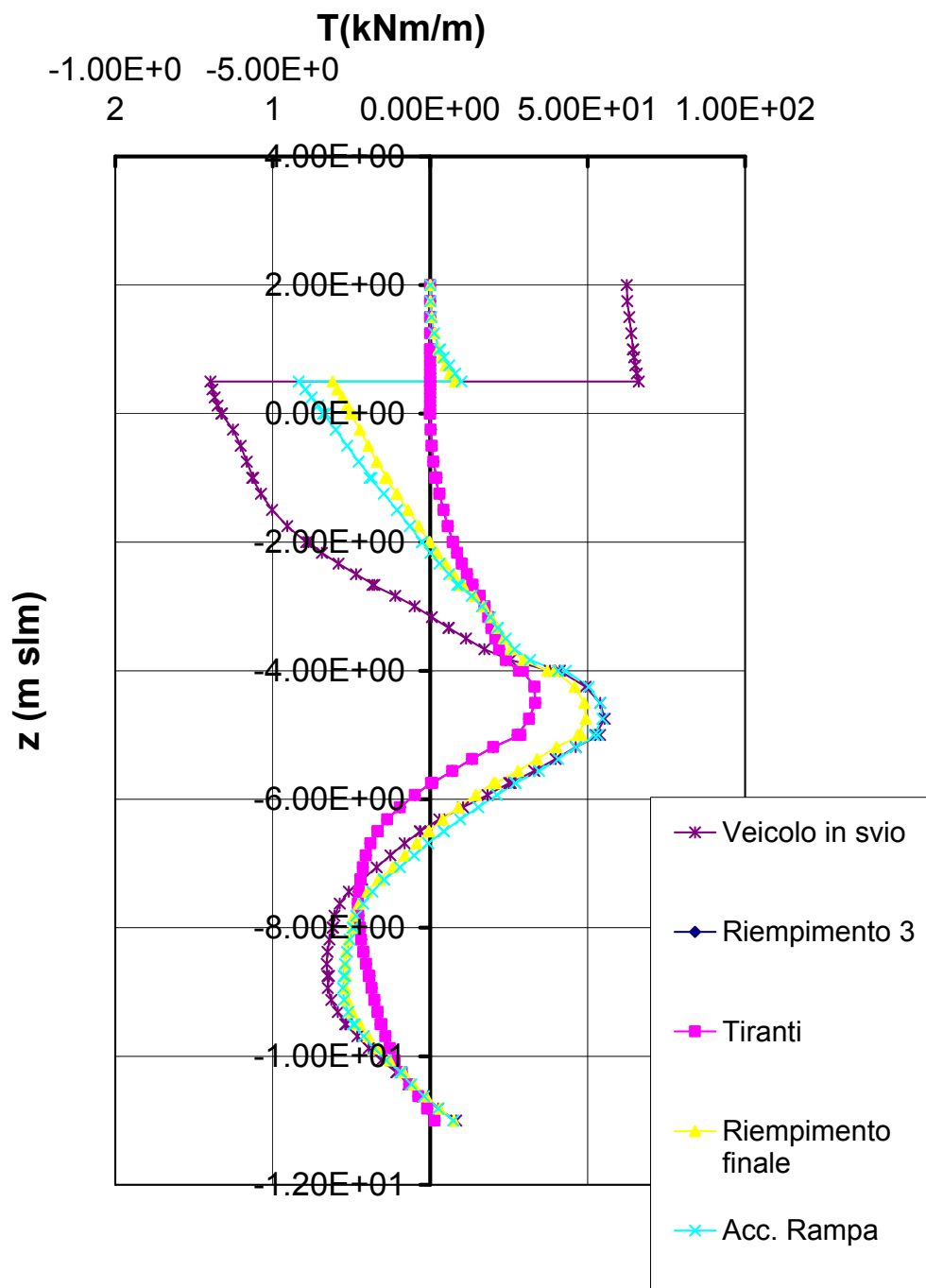


Sezione D-D Spalla destra

palancolato anteriore - DA1C1



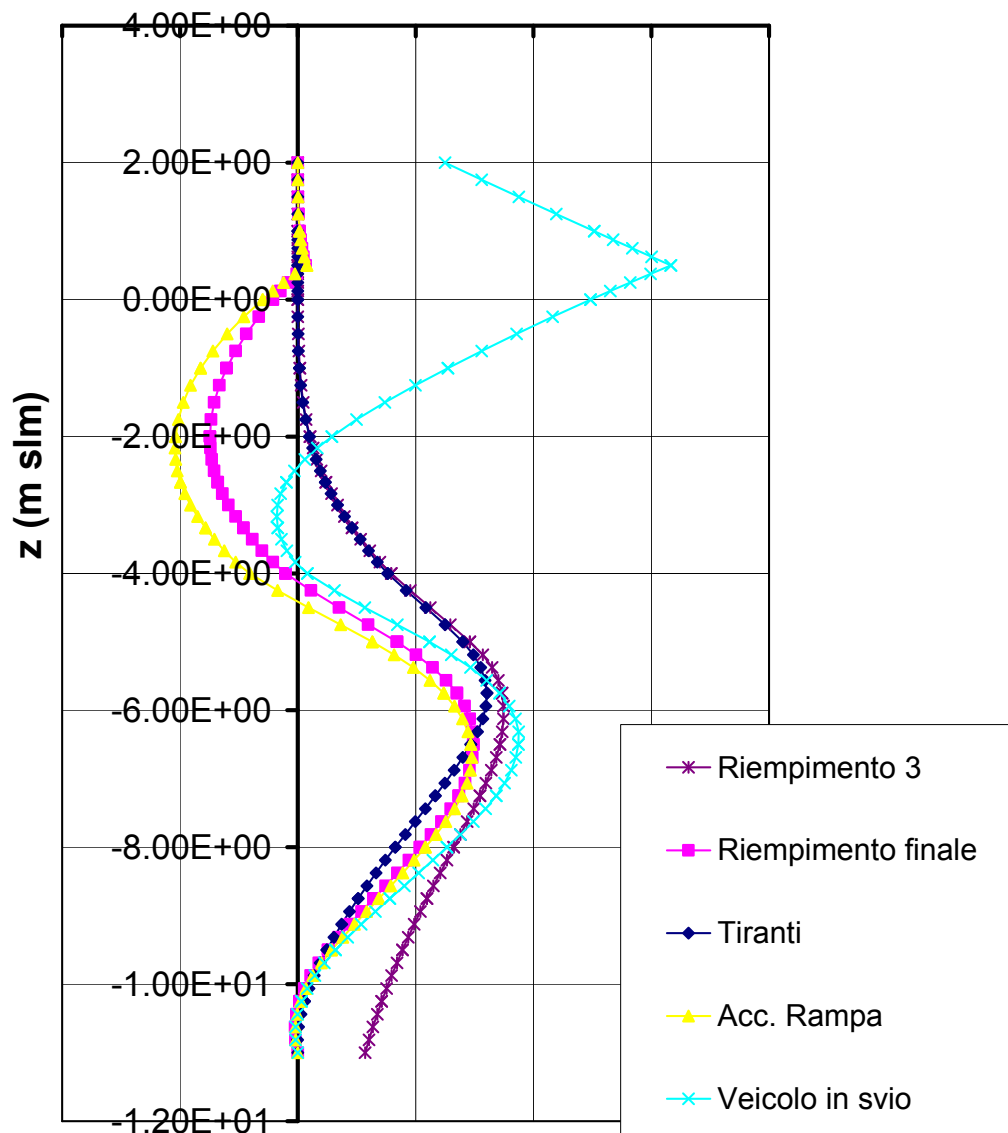
palancolato anteriore - DA1C1



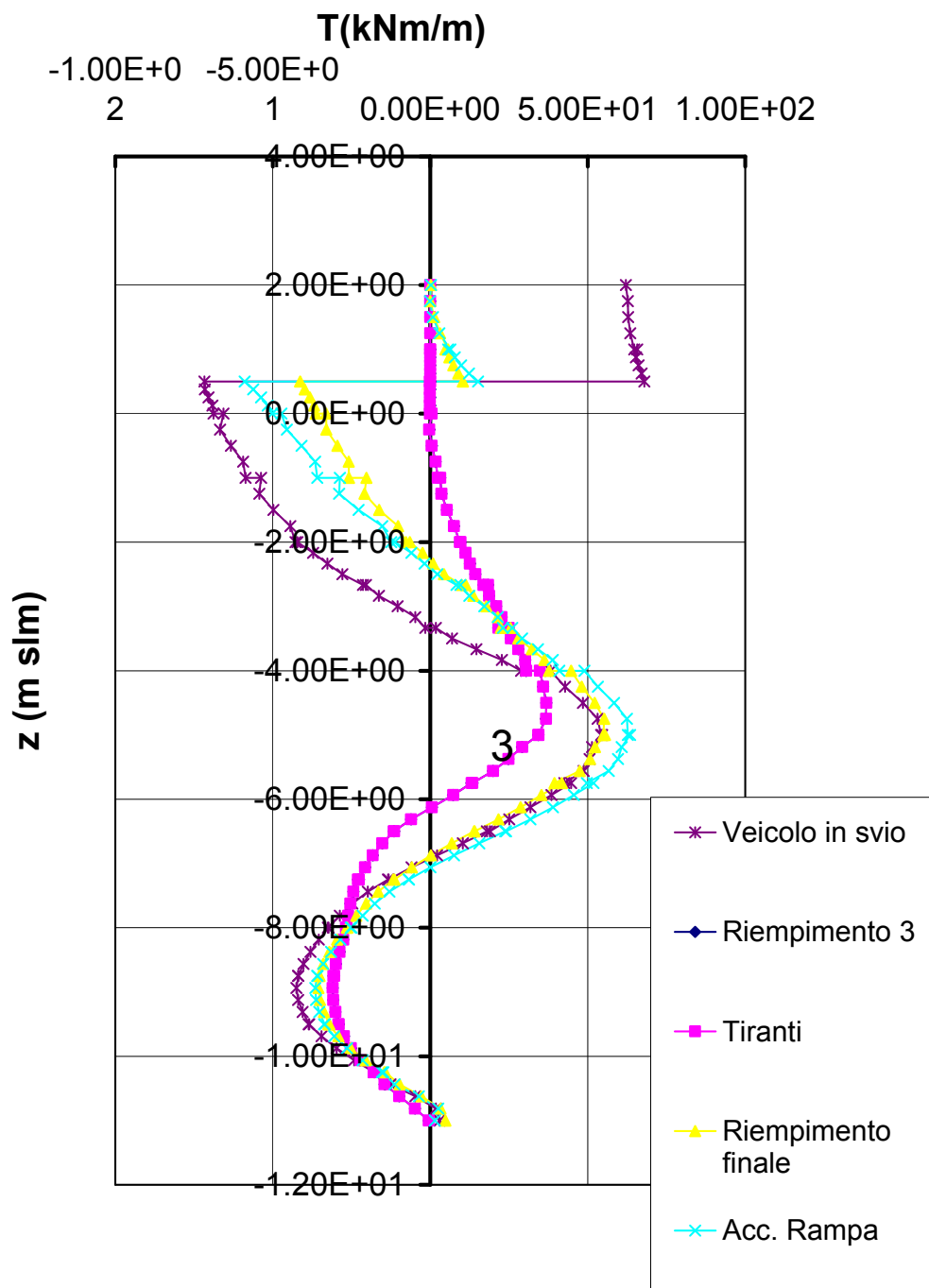
palancolato anteriore - DA1C1

M(kNm/m)

-1.00E -5.00E 0.00E 5.00E 1.00E 1.50E 2.00E
+02 +01 +00 +01 +02 +02 +02



palancolato anteriore - DA1C2



palancolato anteriore - DA1C2

