



AUTORITA' PORTUALE DI CAGLIARI

**Stazione Marittima - Molo Sanita'
Cagliari**

**COMPLETAMENTO DELLA BANCHINA
SUL LATO NORD-EST DEL PORTO CANALE
(Porto industriale di Cagliari)**

revisione	data	descrizione della modifica

Elaborato :	PROGETTO DEFINITIVO I LOTTO FUNZIONALE	Data :
R003		Febbraio 2011 Rev.01: 05.10.2015
	RELAZIONE DI CALCOLO	Scala :

Progetto :

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI
Provveditorato Interregionale OO.PP. Lazio-Abruzzo-Sardegna
Sede coordinata di Cagliari

Il Progettista

Dott. Ing. Andrea Botti

Consulenti

SEACON S.R.L.
Dott. Ing. Massimo Vitellozzi

Collaboratore

D.T. geom. Emanuele Fanni

DMS Geotechnical Engineering s.r.l.
Prof. Ing. Fabio Soccodato

Il Responsabile del procedimento
dell'Autorità Portuale

Dott. Ing. Alessandro Boggio

Dott. Ing. Marco Tartaglini

AUTORITA' PORTUALE DI CAGLIARI

**PORTO INDUSTRIALE DI CAGLIARI
COMPLETAMENTO DELLA BANCHINA SUL LATO NORD-EST
DEL PORTO CANALE**

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

INDICE

1. DESCRIZIONE DELLE OPERE	3
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO E CRITERI GENERALI DI PROGETTO E VERIFICA	4
3. RELAZIONE SUI MATERIALI E LORO CARATTERISTICHE	5
3.1 VALORI CARATTERISTICI E RESISTENZE DI CALCOLO	5
3.2 STATI LIMITE DI FESSURAZIONE PER IL CALCESTRUZZO ARMATO	6
3.3 VALORI LIMITE PER LE VERIFICHE TENSIONALI	6
3.4 PRESCRIZIONI SPECIFICHE PER IL CALCESTRUZZO E LA SUA DURABILITÀ	7
4. PRINCIPI PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E RELATIVE PRESTAZIONI ATTESE.....	9
4.1 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI	9
4.2 COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	10
4.3 COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE E COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI.....	10
5. AZIONE SISMICA.....	12
6. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO.....	13
6.1 COMBINAZIONI DI CARICO E SOLLECITAZIONI DI CALCOLO.....	13
7. PARATIA FRONTALE CONTINUA	32
7.1 VERIFICHE A SLU A SFORZO NORMALE, FLESSIONE E TAGLIO	33
7.2 VERIFICHE A SLE E VERIFICHE A FESSURAZIONE	34
8. SETTO DI ANCORAGGIO	35
8.1 VERIFICHE A SLU A SFORZO NORMALE, FLESSIONE E TAGLIO	36
8.2 VERIFICHE A SLE E VERIFICHE A FESSURAZIONE	38
9. SOLETTONE IN C.A. (H = 70).....	40
9.1 VERIFICHE A SLU A SFORZO NORMALE, FLESSIONE E TAGLIO	40
9.2 VERIFICHE A SLE E VERIFICHE A FESSURAZIONE	42
10. PALI IN C.A. D = 800 MM.....	43
10.1 VERIFICHE A SLU A SFORZO NORMALE, FLESSIONE E TAGLIO	44
11. VERIFICA DI STABILITA' DELLE TRAVI PORTA ROTAIA.....	46
11.1 VERIFICHE A SLU A FLESSIONE E TAGLIO	48
11.2 VERIFICHE A SLE E VERIFICHE A FESSURAZIONE	49
11.3 GIUNTO DI DILATAZIONE	51
12. VERIFICA DELL'ANCORAGGIO DELLA BITTA DA 1000 KN.....	52
13. VERIFICA DEI PARABORDI.....	53

1. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il progetto riguarda il completamento del banchinamento sul lato nord-est del porto canale di Cagliari. La nuova banchina ha una lunghezza di 317,50 m .

La quota di sommità della sovrastruttura è stata prevista pari +2,50 m s.m.m., mentre la quota di progetto dei fondali antistanti le banchine è stata assunta pari a -16.00 m s.m..

La tipologia costruttiva adottata per la realizzazione della banchina consiste di una paratia di contenimento in diaframmi di calcestruzzo armato , con sezione a T di dimensioni m. 2,5 x 2,5 , spessore 80 cm , lunghezza 33,50 m. ; la paratia è vincolata in testa ad un solettone di calcestruzzo armato imbasato su pali verticali, avente la funzione sia di tirante della paratia che di struttura destinata a sopportare i carichi verticali. Il solettone - di spessore costante pari a 0,70 m. - collega la trave di bordo ad una trave di ancoraggio lato terra , posta a m. 34,25 dalla trave di bordo , e fondata su setti in calcestruzzo armato di sezione 2,5 x 0,8 m. e lunghezza 33,50 m. , posti ad interasse pari a 5,0 m .

I pali verticali di fondazione del solettone sono di diametro pari a 0,80 m, disposti a quinconce ad interasse di 5,0 m in direzione sia normale sia longitudinale rispetto al fronte di banchina . La lunghezza dei pali è pari a 28,00 m,

La valutazione delle azioni sugli elementi strutturali avviene sulla base dei risultati dell'analisi geotecnica e di interazione terreno-struttura, per cui si rimanda alla specifica relazione.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO E CRITERI GENERALI DI PROGETTO E VERIFICA

Nell'esecuzione dei calcoli riportati nella presente relazione, nonché riguardo ai principi generali di progettazione, analisi e verifica, si fa riferimento alla vigente normativa ed in particolare:

- [1] **Legge 05/11/1971 n. 1086:** Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e da struttura metallica.
- [2] **Legge 02/02/1974 n. 64:** Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- [3] **D.M. Min. Infrastrutture 14/01/2008:** Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le costruzioni. (S.O. alla G.U. n.29 del 04.02.08 S.G.)
- [4] **Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 02/02/2009, n.617 C.S.LL.PP.:** Istruzioni per l'applicazione delle <<nuove Norme Tecniche per le costruzioni>> di cui al D.M. 14.01.2008. (S.O. alla G.U. n.27 del 26.02.2009, n.47)

Relativamente alla normativa tecnica utilizzata, i calcoli sono stati condotti con il recente D.M. 14/01/2008 [3], tenendo conto della relativa circolare esplicativa [4].

Tutti i calcoli di stabilità sono svolti secondo gli usuali metodi della Scienza e Tecnica delle Costruzioni e della geotecnica, nel rispetto delle normative vigenti sopra citate.

Le verifiche di sicurezza sono effettuate mediante il metodo degli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza ([3] p.2.3)

3. RELAZIONE SUI MATERIALI E LORO CARATTERISTICHE

Le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle opere in oggetto, a cui si è fatto riferimento per la redazione dei calcoli statici di seguito riportati, sono le seguenti:

- Acciaio in barre ad aderenza migliorata **B450C** [3] p.11.3.2.1

Calcestruzzo per elementi strutturali (solette, paratia, ancoraggi, pali).

Calcestruzzo tipo: C35/45 UNI EN206, [3] p.4.1, **$R_{ck} \geq 45 \text{ MPa}$**

Cemento tipo: CEM IV/B 32.5 UNI EN206

Rapporto massimo acqua/cemento: conforme normativa vigente

Classe di esposizione ambientale: XS3 (UNI 1104)

Classe di consistenza (slump test): S3-S4

Acciaio in barre ad aderenza migliorata per cemento armato saldabile

Acciaio in barre ad aderenza migliorata **B450C** [3] p.11.3.2.1

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$

Allungamento percentuale: $(A_{gt})_k \geq 7.5\%$

Rapporti di duttilità: $1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

Analisi chimica di colata in accordo con § 11.3.2.7. di [3] per acciaio saldabile.

Per quanto riguarda gli aspetti specifici relativi ai materiali in questione, ed in particolare quelli relativi all'identificazione, qualificazione ed accettazione (ed i relativi oneri da parte del Direttore dei Lavori), si fa riferimento a [3] Cap.11.

Al fine di garantire la durabilità dell'opera (vedi specifico punto seguente), si prescrive in ciascun elemento in c.a. dell'opera stessa un copriferro almeno pari a 5 cm.

3.1 Valori caratteristici e resistenze di calcolo

I valori caratteristici e le conseguenti resistenze di calcolo dei materiali in questione sono di seguito elencati:

Strutture in calcestruzzo armato

<u>CALCESTRUZZO</u>	Classe	35/45	
			[3] §
Resistenza caratteristica cubica			$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	11.2.10.1		$f_{ck} = 37.35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media cilindrica	11.2.10.1		$f_{cm} = 45.35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	11.2.10.2		$f_{ctm} = 3.35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione caratt. Fratt 5%	11.2.10.2		$f_{ctk,5} = 2.35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione caratt. Fratt 95%	11.2.10.2		$f_{ctk,95} = 4.36 \text{ N/mm}^2$
Modulo Elastico	11.2.10.3		$E_c = 34625.49 \text{ N/mm}^2$
Ceff. Dilataz. Termica	11.3.10.5		$\alpha = 0.00001 \text{ } 1^\circ\text{C}$

<u>ACCIAIO</u>	B450C	
		[3] §
Tensione caratteristica di snervamento	11.3.2.1	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

<u>VALORI DI CALCOLO</u>		
$\alpha_{cc} = 0.85$	(p.4.1.2.1.1.1)	
$\gamma_c = 1.5$	(p.4.1.2.1.1.1)	
$\gamma_s = 1.15$	(p.4.1.2.1.1.3)	
	[3] §	
Resistenza di calcolo a compres del cls	(p.4.1.2.1.1.1)	$f_{cd} = 21.2 \text{ N/mm}^2$
Redsistenza di calcolo a trazione del cls	(p.4.1.2.1.1.2)	$f_{ctd} = 1.56 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo dell'acciaio	(p.4.1.2.1.1.3)	$f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$
Tens. Tang di aderenza acciaio-cls	(p.4.1.2.1.1.4)	$f_{bd} = 3.52 \text{ N/mm}^2$
<i>Deformazioni caratteristiche del cls (classe inferiore a C50/60) p.4.1.2.1.2.2.</i>		
		$\varepsilon_{c2} = 0.20 \%$
		$\varepsilon_{c3} = 0.175 \%$
		$\varepsilon_{cu} = 0.35 \%$
		$\varepsilon_{c4} = 0.07 \%$
(*) : $\eta = 1$ per diametro $\phi < 30 \text{ mm}$		

3.2 Stati Limite di fessurazione per il calcestruzzo armato

Riguardo le verifiche a fessurazione, per armature poco sensibili e per ambiente molto aggressivo si desume ([3] p.4.1.2.2.4, Tab 4.1.IV) che deve essere rispettato lo stato limite di *apertura delle fessure* quindi $w_d \leq w_I = 0.2 \text{ mm}$.

3.3 Valori limite per le verifiche tensionali

Riguardo alle verifiche tensionali, ([3] 4.1.2.2.5.) si assumono i seguenti valori delle massime tensione:

Massime tensioni di compressione nel calcestruzzo:

$$\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} = 22.4 \text{ MPa} \quad (\text{per combinazione caratteristica/rara})$$

$$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 16.8 \text{ MPa} \quad (\text{per combinazione quasi permanente})$$

Massima tensione di esercizio nell'acciaio:

$$\sigma_a \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad (\text{per combinazione caratteristica})$$

3.4 Prescrizioni specifiche per il calcestruzzo e la sua durabilità

Con riferimento al §4.1.6.1.3 di [3], al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) si può fare riferimento alla seguente tabella, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali riportate nella Tab. 4.1.IV di [3].

Tabella - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35
C35/45	C45/55	molto aggr.	35	40	40	45

Tali valori, validi per con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tab. 2.4.I di [3]), dovrebbero essere aumentati di 10 mm per le costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tab. 2.4.I di [3]). Nella presente valutazione, stante le particolarità e le esigenze di durabilità specifiche dell'opera, si ritiene di considerare la suddetta maggiorazione del copri ferro di 10 mm. Per classi di resistenza inferiori a C_{min} i valori della tabella sono da aumentare di ulteriori 5 mm. Nel caso in esame nel presente progetto, si ha:

ambiente: *molto aggressivo* (classe XS3, zona delle maree e degli spruzzi)

Classe C 35/45: $C = C_{min}$ per elementi a piastra

Vita Utile: 100 anni

Copriferro minimo = 35 + 10 mm = 45 mm

Classe del cls minima consigliata : $R_{ck} = 45 \text{ MPa}$

Tali parametri sono in accordo con le prescrizioni di progetto.

Con riferimento alle *Linee Guida Calcestruzzo Strutturale* del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP., si prescrivono le seguenti caratteristiche per il calcestruzzo da utilizzare:

- **Classe di esposizione** : XS3 (nella zona delle maree e degli spruzzi);
- **Rapporto a/c massimo**: $a/c = 0.40$;
- **Tipo di cemento**: pozzolanico o d'altoforno con classe di resistenza 32,5 (marcato CE secondo UNI-EN 197-1);
- **Dosaggio minimo di cemento**: 370 Kg/mc;
- **Aggregato non gelivo**: conforme e marcato CE secondo UNI EN 12620:2002, dimensione massima 32mm;
- **Resistenza caratteristica**: $R_{ck} = 45 \text{ MPa}$
- **Copriferro minimo**: $c = 45 \text{ mm}$
- **Impermeabilità del calcestruzzo**: secondo ISO 7031;
- **Stagionatura**: durante il periodo di stagionatura, le superfici del getto dovranno essere protette, o con la stessa cassetatura, ovvero con provvedimenti alternativi quali nebulizzazione di acqua, applicazione di membrane antievaporazione etc.
- **Classe di consistenza**: la misura di consistenza, effettuata con la prova di abbassamento al cono, dovrà indicare una classe pari a S3 (consistenza semifluida abbassamento da 100 a 150 mm), con l'aggiunta di additivi fluidificanti per mantenere basso il rapporto acqua-cemento.

4. PRINCIPI PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E RELATIVE PRESTAZIONI ATTESE

Le valutazioni della sicurezza verranno effettuate con il metodo degli stati limite basato sull'uso dei coefficienti parziali di sicurezza, in conformità con i principi di cui al cap.2 di [3]. In particolare si effettueranno le prescritte verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) e di esercizio (SLE).

Al fine della valutazione della sicurezza e delle prestazioni attese si assumono le seguenti posizioni:

Vita Nominale $V_N \geq 50$ anni ([3] p.2.4.1)

Classe d'uso II ([3] p.2.4.2) $C_U = 1$

Costruzioni con funzioni pubbliche e strategiche importanti

Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N C_U = 50$ anni ([3] p.2.4.3)

4.1 Classificazione delle Azioni

Al fine della formulazione delle combinazioni di carico di cui al punto seguente, si considereranno le seguenti tipologie di azioni:

Azioni Permanenti

Permanenti Strutturali (G₁): p.p. degli elementi strutturali, impalcato, soletta, getti di completamento, pali, azioni di spinta del terreno.

peso dell'unità di volume di elementi in c.a. pari a 25 kN/m³;

Permanenti non Strutturali (G₂): p.p. degli elementi non strutturali: pavimentazioni, rinterri, etc.

In favore di sicurezza, in via cautelativa, si assume fra le azioni permanenti anche il carico verticale della gru; su ciascun binario: $V = 500$ kN/m

Azioni Variabili

Sovraccarico variabile 1 (Q₁): sovraccarichi verticali variabili su banchina ed a tergo banchina.

sovraccarico di 30 kN/m² uniformemente distribuito sulla banchina,

sovraccarico di 50 kN/m² uniformemente distribuito sui piazzali a tergo banchina

40 kN/m² (banchina) e 70 kN/m² (piazzali) solo per il dimensionamento delle pavimentazioni;

Sovraccarico variabile 2 (Q₂): carico orizzontale della gru (incluso dell'azione del vento);

Su ciascun binario: $H = 50$ kN/m

Sovraccarico variabile 3 (Q₃): tiro della bitta da 1000 kN

$H = 1000$ kN / 25 m = 40 kN/m.

Azioni Sismiche (E): azione derivante dal terremoto (si veda la pertinente sezione della relazione geotecnica).

Azioni Eccezionali (A): azione derivante da urto da imbarcazione ([3] p.5.6.3.5), è valutata come al punto 13. della presente relazione.

4.2 Combinazioni delle azioni

Le valutazioni ed i calcoli di cui alla presente relazione sono effettuati considerando le seguenti combinazioni di carico ([3] p.2.5.3), ove si assume come numero delle azioni variabili da combinare $n = 3$:

$$\text{Fondamentale (SLU): (per } i=1, \dots, n) \quad \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q,i}Q_{k,i} + \sum_{j=1}^n \psi_{0,j}Q_{k,j}$$

$$\text{Caratteristica/rara (SLE irrev. e T.A.): (per } i=1, \dots, n) \quad G_1 + G_2 + Q_{k,i} + \sum_{j=2}^n \psi_{0,j}Q_{k,j}$$

$$\text{Frequente (SLE rev): (per } i=1, \dots, n) \quad G_1 + G_2 + \psi_{1,i}Q_{k,i} + \sum_{j=2}^n \psi_{2,j}Q_{k,j}$$

$$\text{Quasi permanente (SLE a lungo termine):} \quad G_1 + G_2 + \sum_{j=1}^n \psi_{2,j}Q_{k,j}$$

$$\text{Sismica (SLU e SLE):} \quad E + G_1 + G_2 + \sum_{j=1}^n \psi_{2,j}Q_{k,j}$$

$$\text{Eccezionale (SLU):} \quad G_1 + G_2 + A_d + \sum_{j=1}^n \psi_{2,j}Q_{k,j}$$

Nelle combinazioni Fondamentale, Caratteristica/rara e frequente le sommatorie sono estese a tutti i carichi variabili escluso quello di riferimento della specifica combinazione (carico variabile dominante), considerato con indice i .

4.3 Coefficienti di combinazione e coefficienti parziali per le azioni

I valori dei coefficienti di combinazione ψ si ricavano dalla Tabella 2.5.I di [3].

In particolare per quanto riguarda il tiro della bitta (Q_3) ed il sovraccarico della gru (Q_2) si è assunta la categoria *vento*:

$$\psi_{0,j} = 0.6 \quad \psi_{1,j} = 0.2 \quad \psi_{2,j} = 0.0;$$

$$\psi_{0,j} = 0.6 \quad \psi_{1,j} = 0.2 \quad \psi_{2,j} = 0.0;$$

Mentre per quanto riguarda il sovraccarico di banchina (Q_1) si è assunta la categoria G (“rimesse e parcheggi – per autoveicoli di peso maggiore di 30 kN”):

$$\psi_{0,j} = 0.7 \quad \psi_{1,j} = 0.5 \quad \psi_{2,j} = 0.3.$$

I valori dei coefficienti parziali per le azioni (e per gli effetti delle azioni) si ricavano dalla Tabella 2.6.I di [3]:

Carichi		Coefficiente	EQU	A1 STR	A2 GEO
permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,30	1,00
permanenti non strutturali	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30

Per le verifiche agli stati limite strutturali si considereranno i coefficienti di cui alla colonna *STR*.

5. AZIONE SISMICA

Nei confronti dell'azione sismica si considerano i seguenti Stati Limite ([3] p.3.2.1):

Quale Stato Limite di Esercizio:

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

La Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R = 50$ anni è pari a $P_{VR} = 63\%$, di conseguenza il periodo di ritorno dell'azione da considerare per lo SLD è pari a:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = V_R = 50 \text{ anni}$$

Quale stato limite ultimo:

Stato Limite 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 resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;*

La Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R = 50$ anni è pari a $P_{VR} = 10\%$, di conseguenza il periodo di ritorno dell'azione da considerare per lo SLV è pari a:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 9.50 V_R = 475 \text{ anni}$$

Categoria di sottosuolo: **C** ([3] p.3.2.2);

Maggiori dettagli sulla valutazione dell'azione sismica e sull'applicazione al modello di interazione terreno struttura si possono rinvenire nella apposita relazione geotecnica.

6. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO

6.1 Combinazioni di carico e sollecitazioni di calcolo

Nella seguente tabella 6.1 sono riepilogate le azioni permanenti considerate nell'analisi con i corrispondenti valori assunti; la tab. 6.2 invece, si riferisce alle azioni variabili ed ai massimi valori che queste possono assumere; infine, la Fig.6.1 riporta graficamente l'ubicazione indicativa di tutte le azioni presenti.

Si precisa che il sovraccarico del piazzale di stoccaggio, pur essendo un'azione variabile, è stato considerato come un carico permanente, applicato prima della fase di simulazione della realizzazione di tutti gli elementi strutturali. Questa assunzione risulta cautelativa in termini di sollecitazioni e spostamenti in quanto tutte le operazioni di scavo avvengono già in presenza di quest'azione esterna. Analogamente, anche il carico verticale trasmesso dalla gru, V_{gru} , è stato considerato in via cautelativa interamente permanente.

Tab. 6.1 – Riepilogo azioni permanenti considerate nelle analisi.

Azione permanente	valore	
Peso proprio soletta, p_{sol}	25	kN/m ³
Rinterro sopra la soletta, p_{rint}	26*	kPa
Carico verticale della gru, V_{gru}	500*	kN/m
Sovraccarico del piazzale di stoccaggio, p_{piaz}	50	kPa

*valutato come il peso di 1.3 m di materiale di rinterro con peso dell'unità di volume pari a 20 kN/m³

** l'azione qui indicata è relativa al singolo binario della gru

Tab. 6.2 – Riepilogo azioni variabili considerate nelle analisi.

Azione variabile	valore	
vento	Tiro bitta, T_{bitta}	40 kN/m
	Carico orizzontale della gru, H_{gru}	50** kN/m
Sovraccarico banchina, s_{banch}	30	kPa

** l'azione qui indicata è relativa al singolo binario della gru

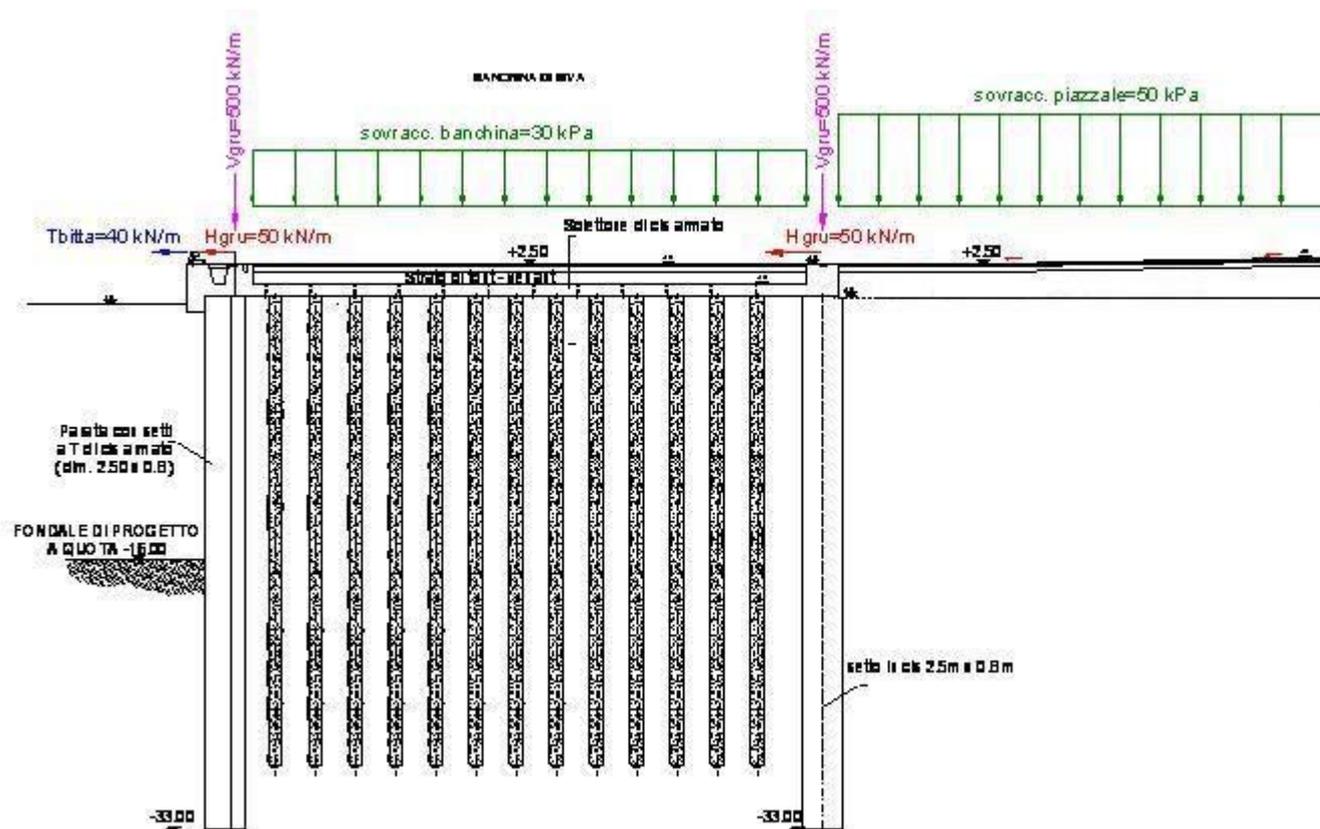


Fig. 6.1- Schema grafico delle azioni permanenti e variabili.

Per quanto riguarda l'azione sismica, è stato studiato il comportamento dell'insieme terreno-strutture; in dettaglio è stato studiato il comportamento delle strutture di sostegno soggette a forze statiche di massa equivalenti alle azioni sismiche. Le analisi sono state eseguite applicando ad un volume di terreno a tergo della paratia di banchina forze di massa in direzione orizzontale corrispondenti ad una accelerazione $a_h = k_h \cdot g$.

Le combinazioni di carico studiate sono elencate nella Tab. 6-1 seguente.

Tab. 6-1 – Riepilogo combinazioni di carico studiate.

analisi	stato limite	combinazione	Azione variabile dominante
1	SLE frequente	1	Vento
2	SLE frequente	2	Sovraccarico di banchina
3	SLU STR	1	Vento
4	SLU STR	2	Sovraccarico di banchina
5	SLU GEO	1	Vento
6	SLU GEO	2	Sovraccarico di banchina
7	SLE sismico: SLD	-*	-
8	SLU sismico: SLV STR	-*	-
9	SLU sismico: SLV GEO	-*	-

*esiste un'unica combinazione, senza alcuna azione dominante.

Sono state considerate anche diverse fasi costruttive (fondo scavo, scavo 1, etc.), che in alcuni casi inducono sollecitazioni maggiori delle altre combinazioni di carico.

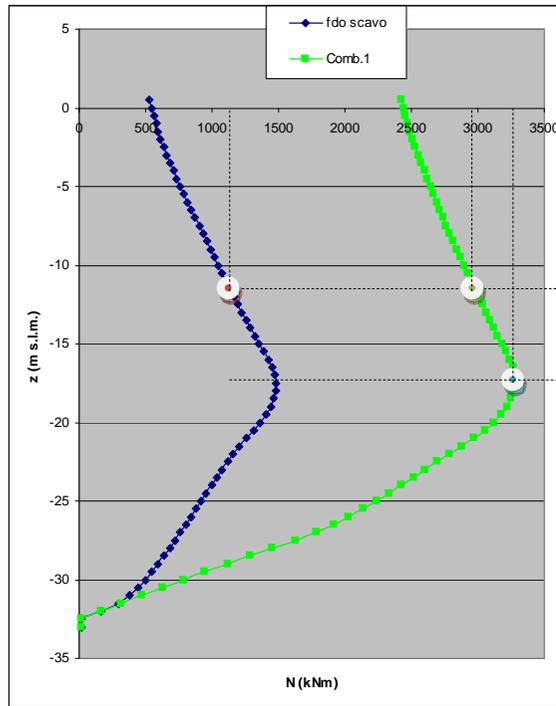
Per maggiori dettagli sulla modellazione e sulla determinazione delle sollecitazioni mediante analisi di interazione terreno struttura si rimanda all'apposita relazione.

Nei seguenti diagrammi si riportano, per gli elementi strutturali più significativi, i diagrammi delle sollecitazioni di calcolo di progetto, desunte dalle analisi di interazione terreno struttura. I valori impiegati nelle verifiche sono puntualmente individuati.

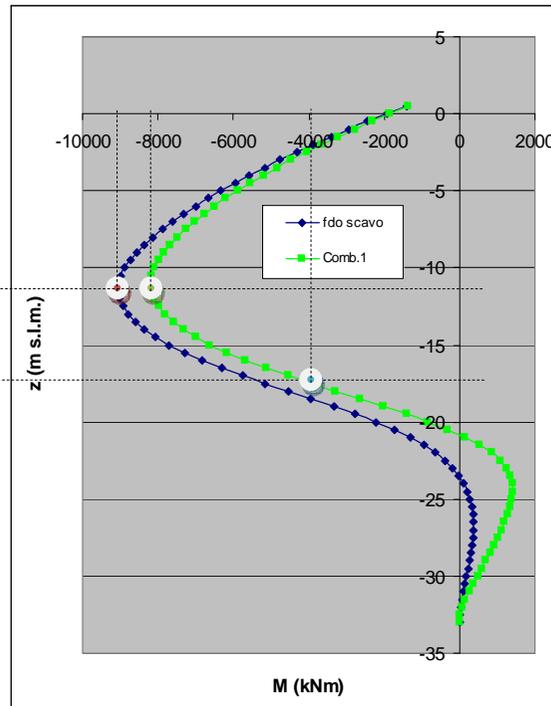
Nei diagrammi seguenti non si riportano le sollecitazioni derivanti dall'azione sismica (SLV), perché sistematicamente inferiori delle corrispondenti sollecitazioni in condizioni non sismiche.

Per quanto riguarda i pali, a titolo di esempio e di rappresentazione dell'andamento dei diagrammi, si riporta l'andamento grafico delle sollecitazioni nei pali nn.1, 2, 5, 10 e 13.

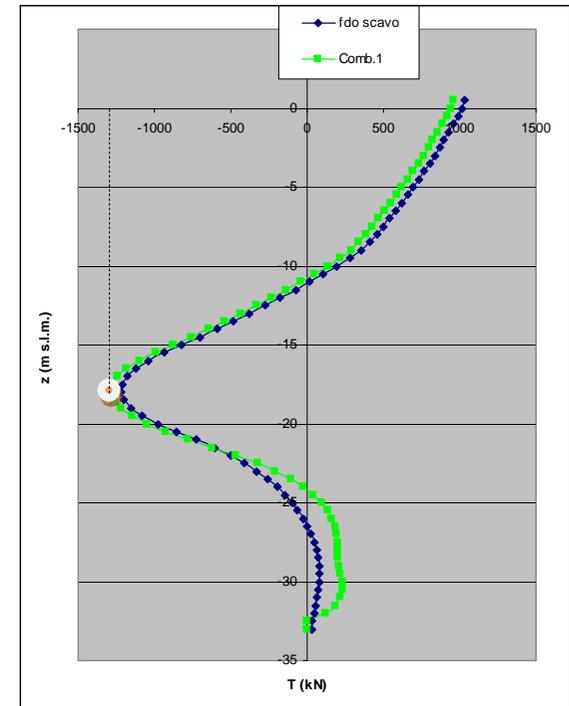
PARATIA FRONTALE CONTINUA – SLU



N (kN)

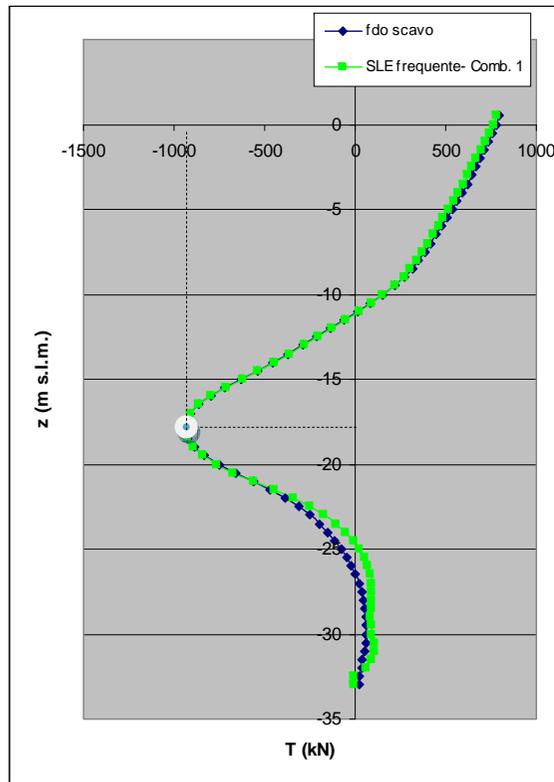


M (kNm)

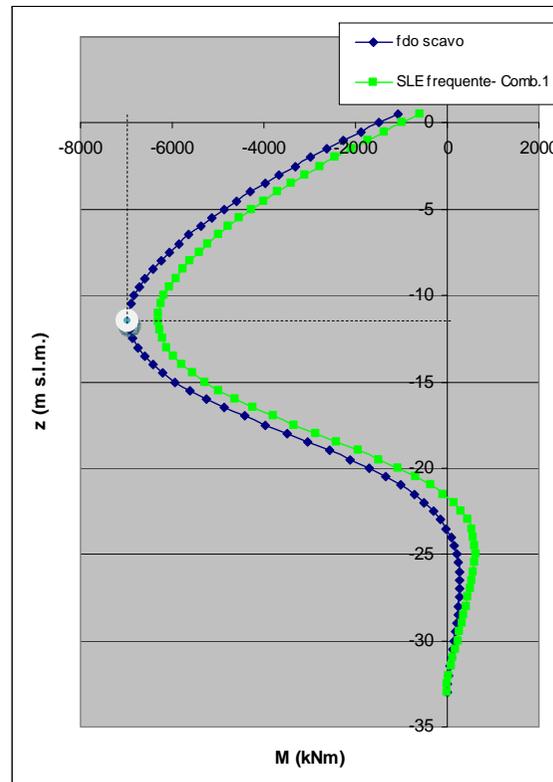


V (kN)

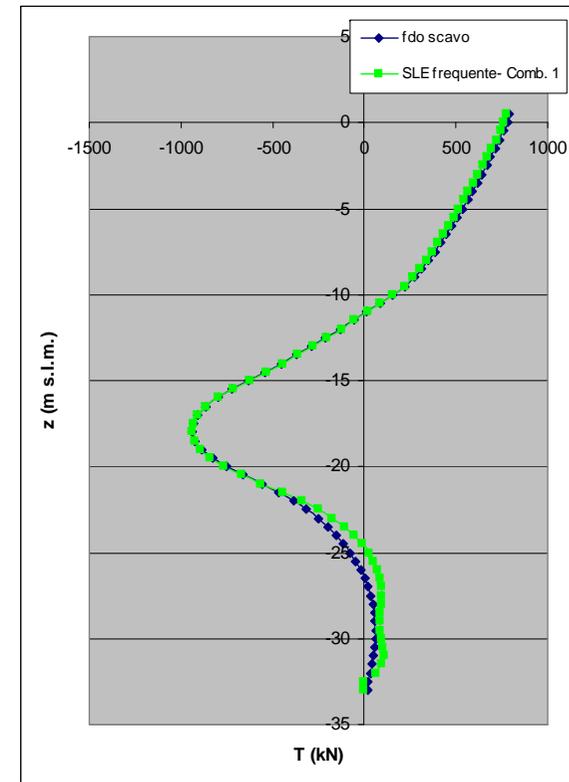
PARATIA FRONTALE CONTINUA – SLE frequenti



N (kN)

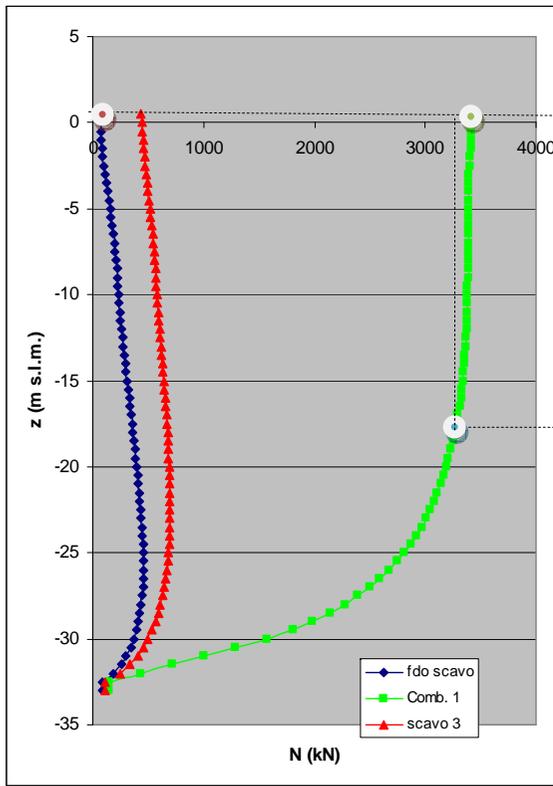


M (kNm)

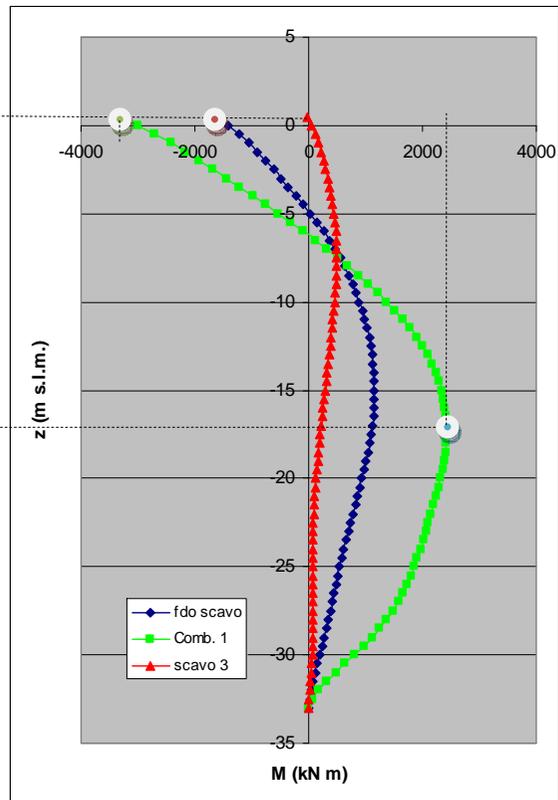


V (kN)

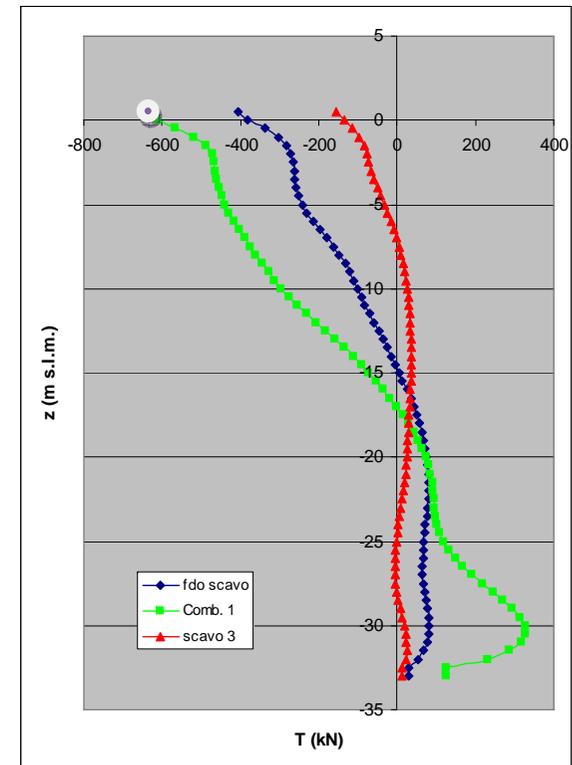
SETTO DI ANCORAGGIO 80x250 – SLU



N (kN)

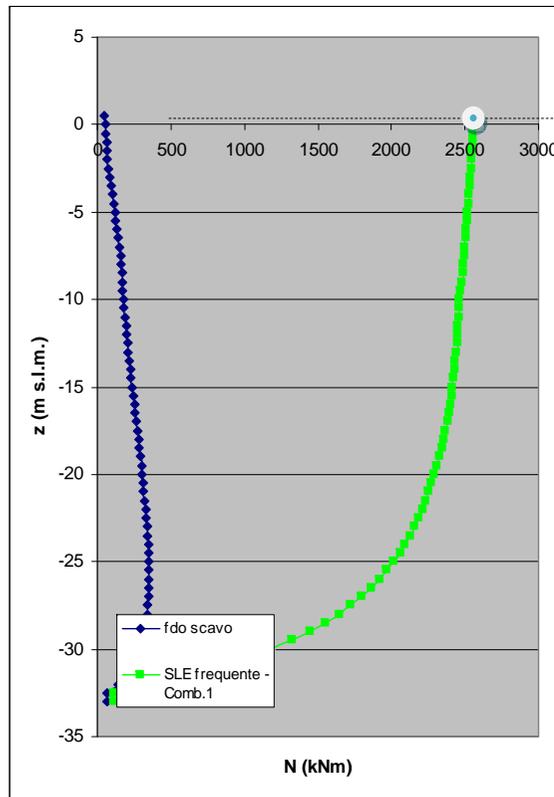


M (kNm)

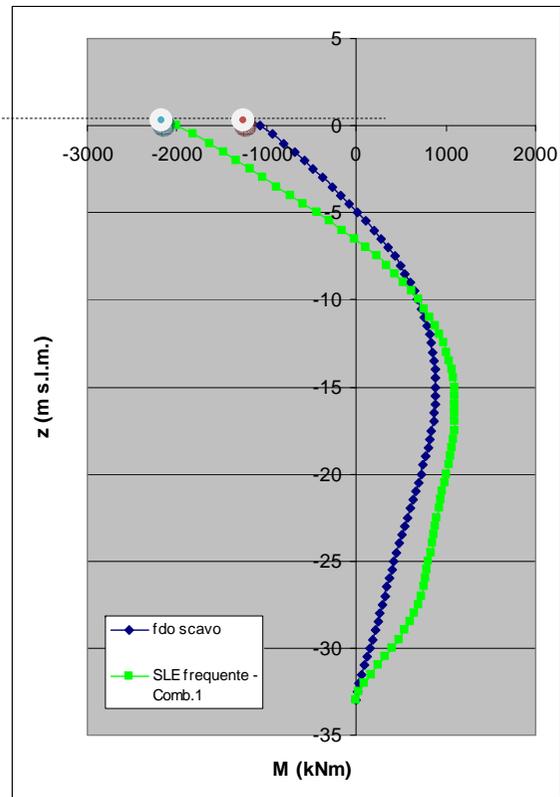


V (kN)

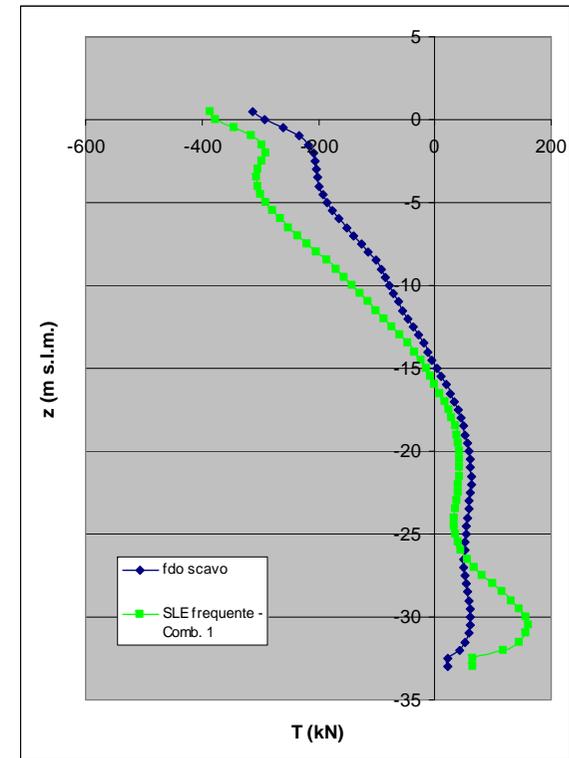
SETTO DI ANCORAGGIO 80x250 – SLE frequenti



N (kN)

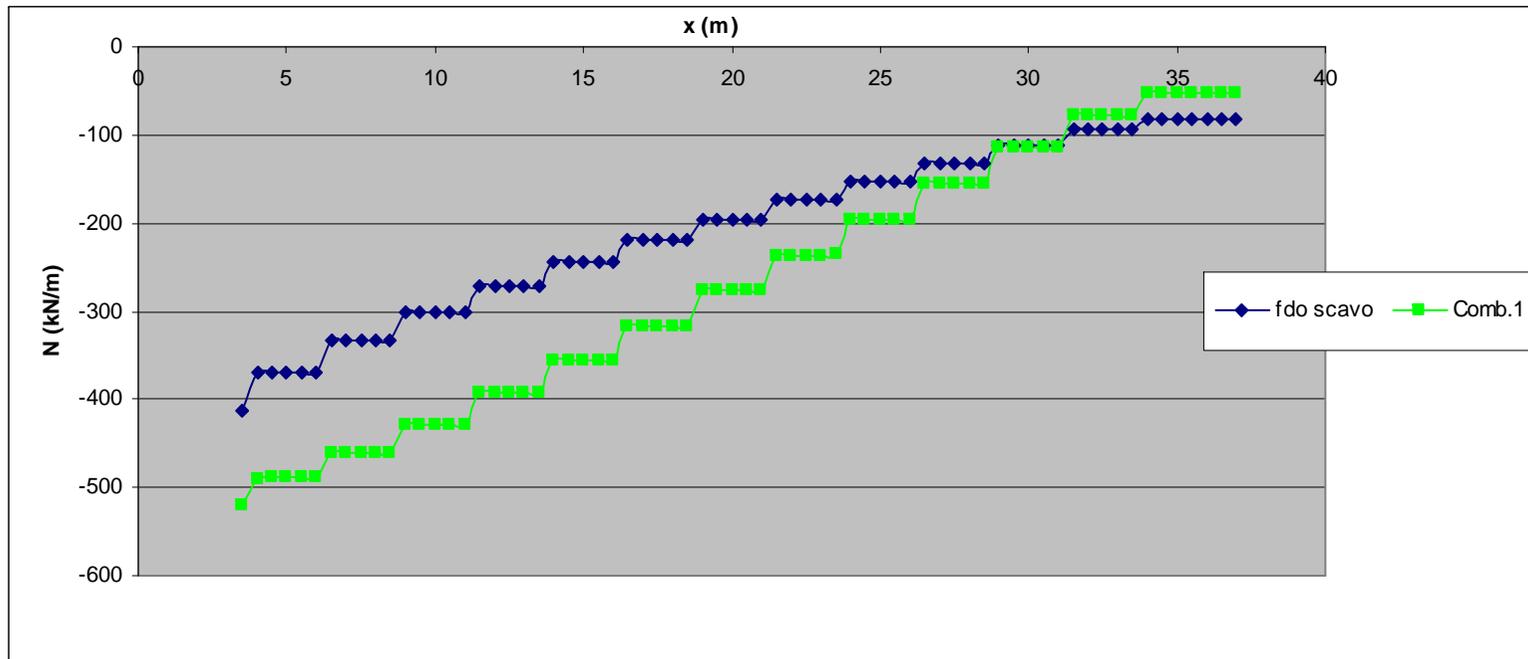


M (kNm)

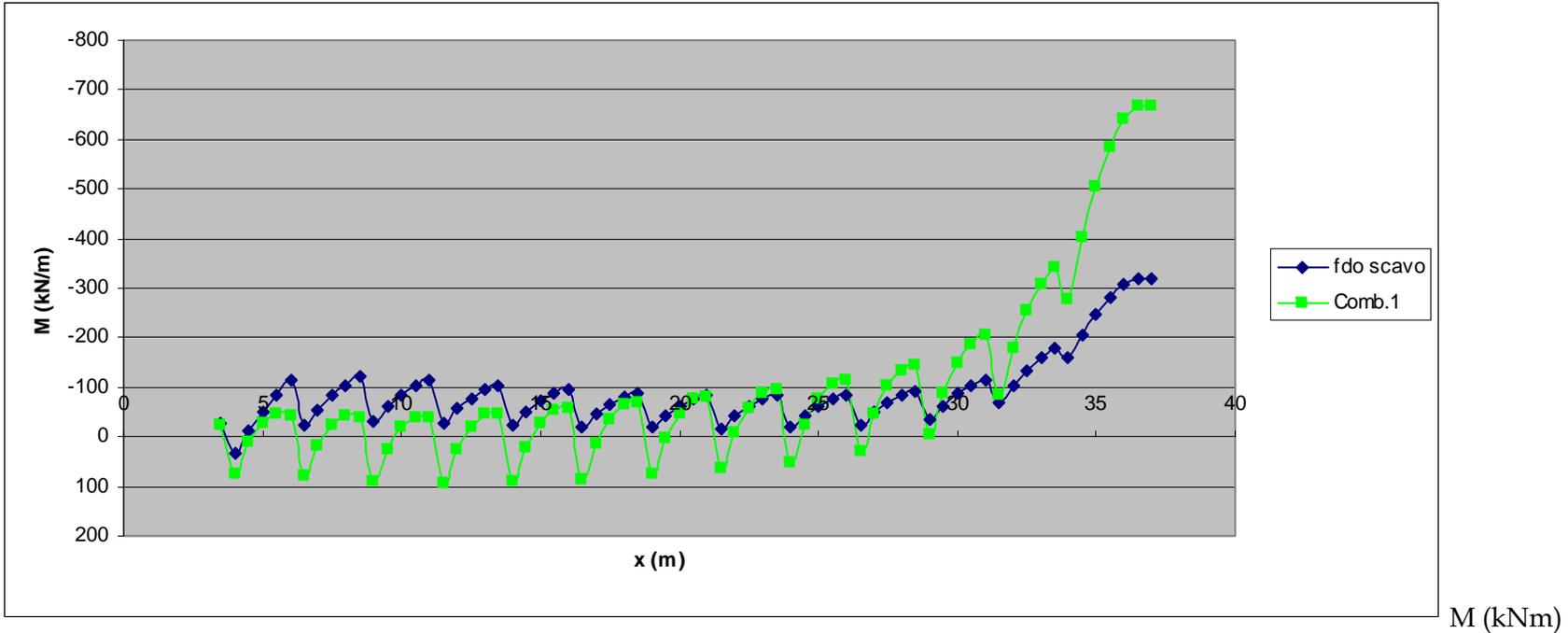


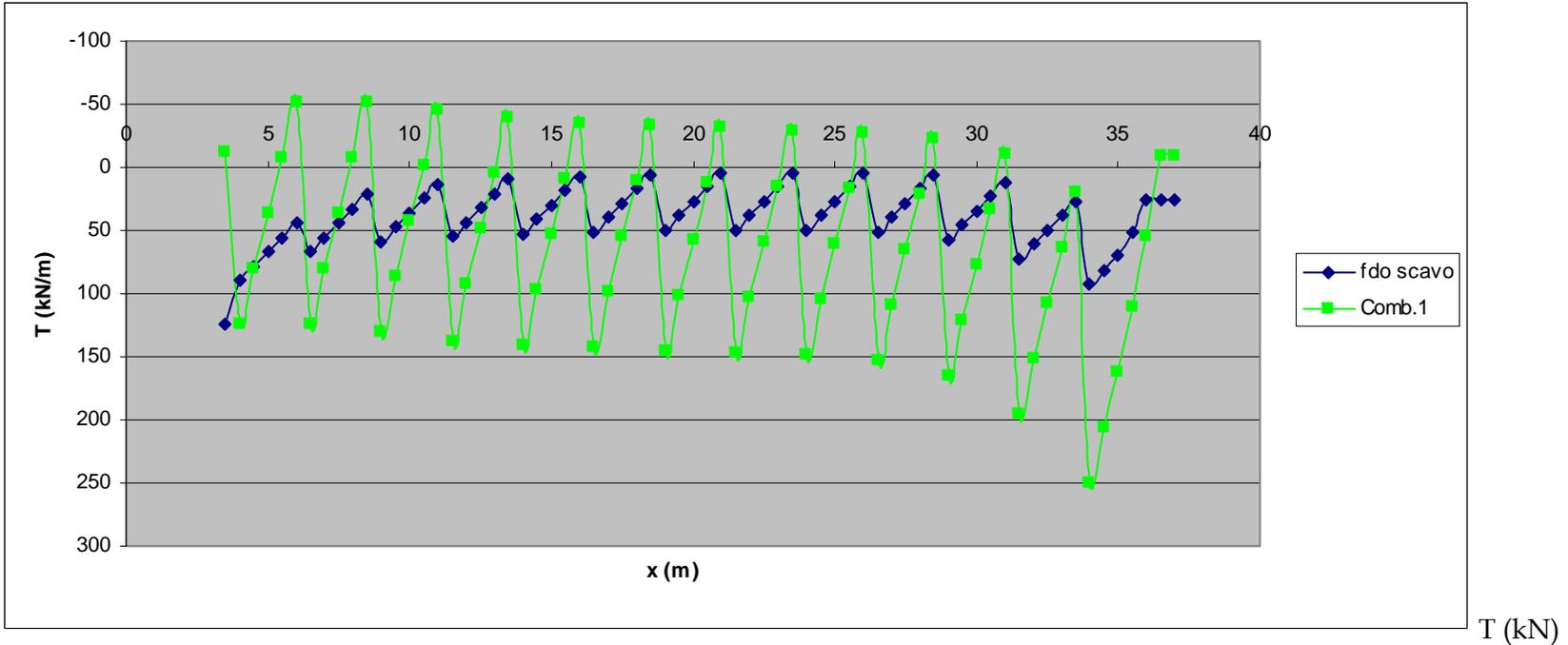
V (kN)

SOLETTA H = 70 cm– SLU (solicitazioni a metro lineare di soletta)

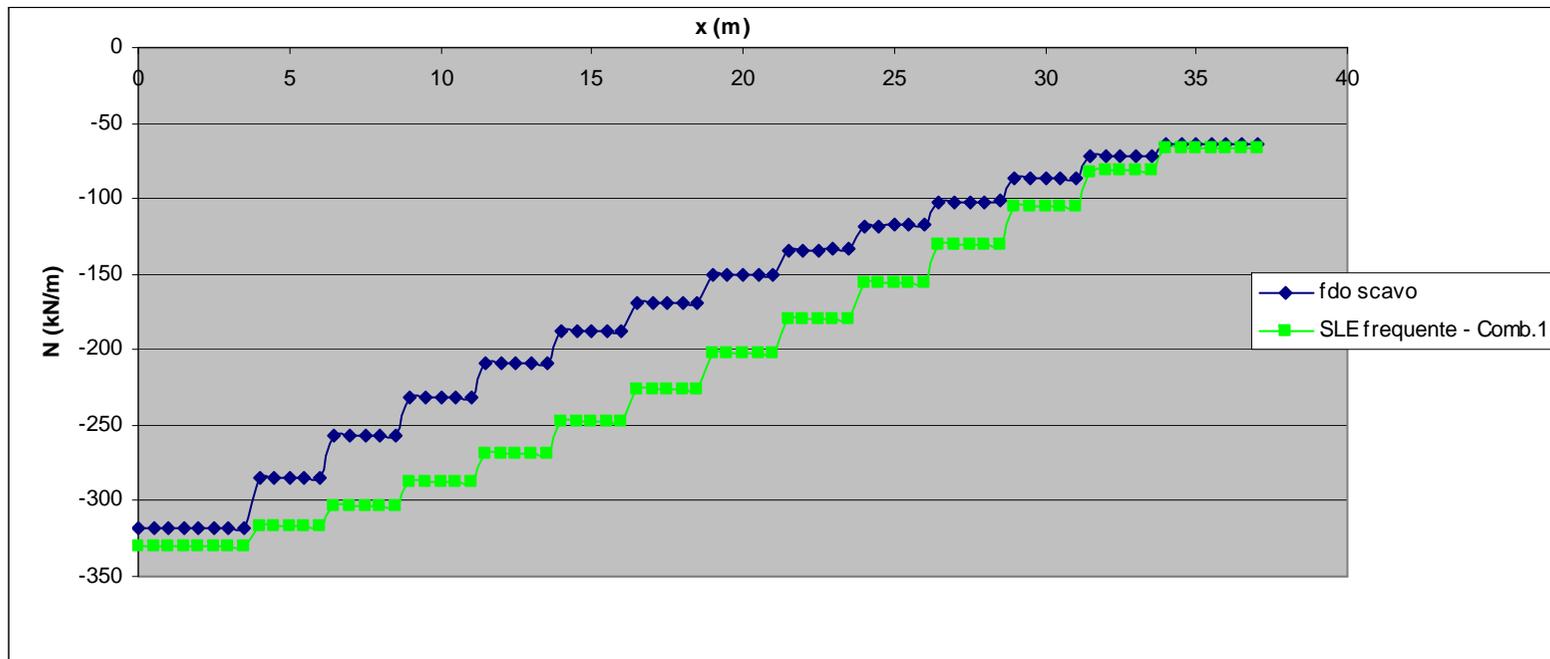


N (kN)

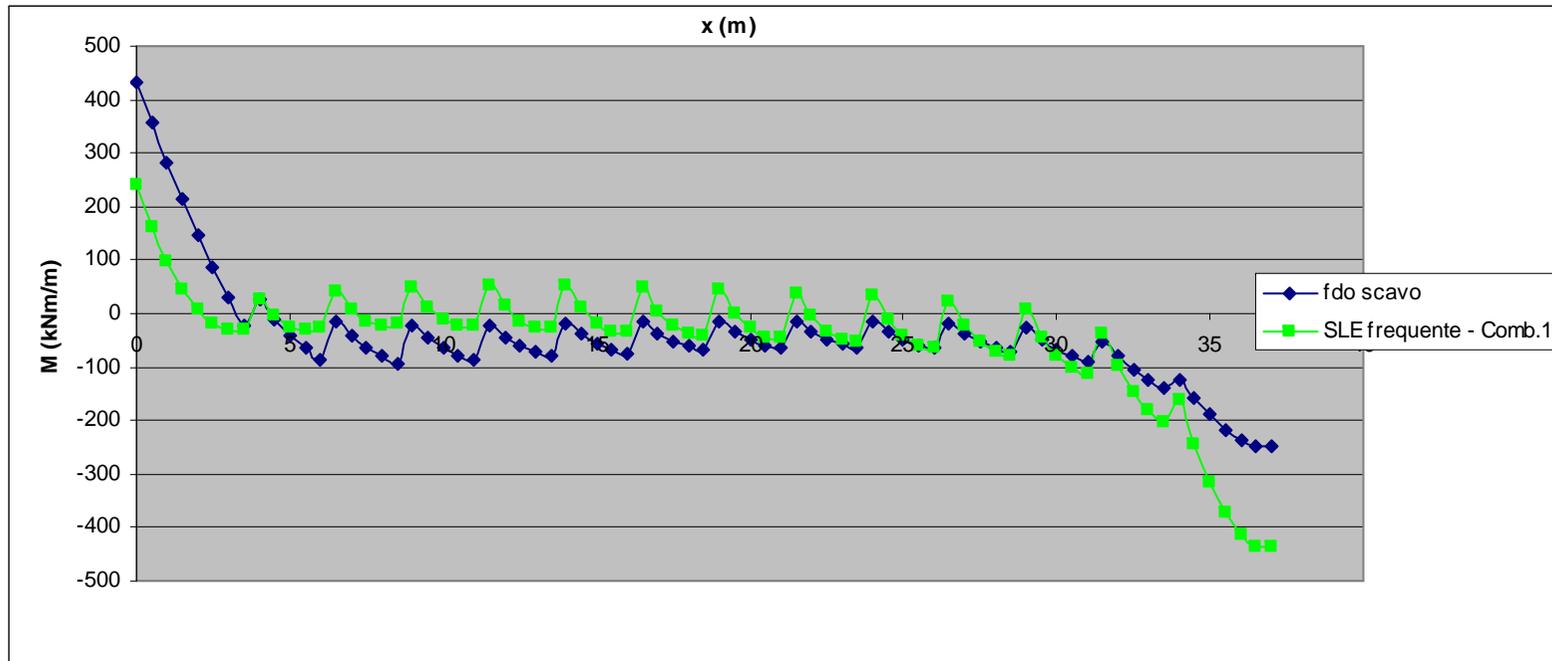




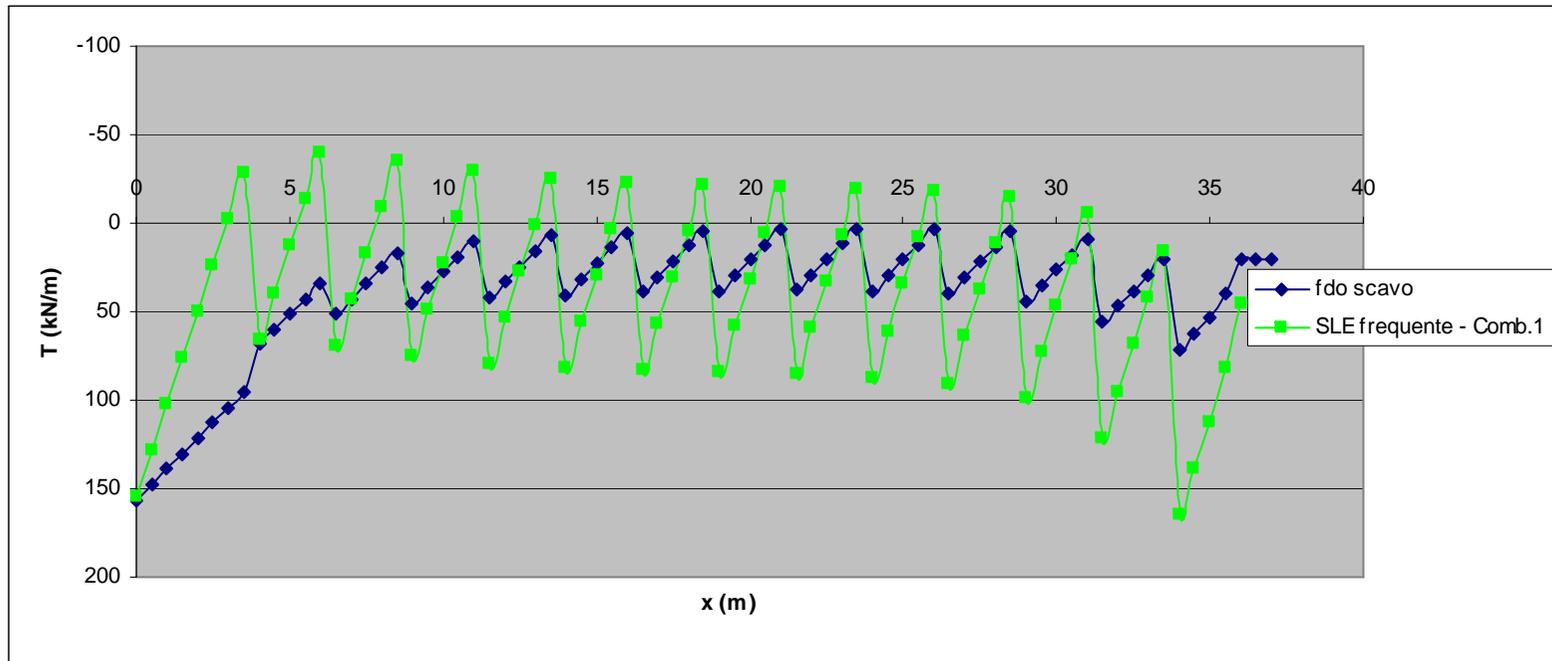
SOLETTA H = 70 cm– SLE frequenti (sollecitazioni a metro lineare di soletta)



N (kN)

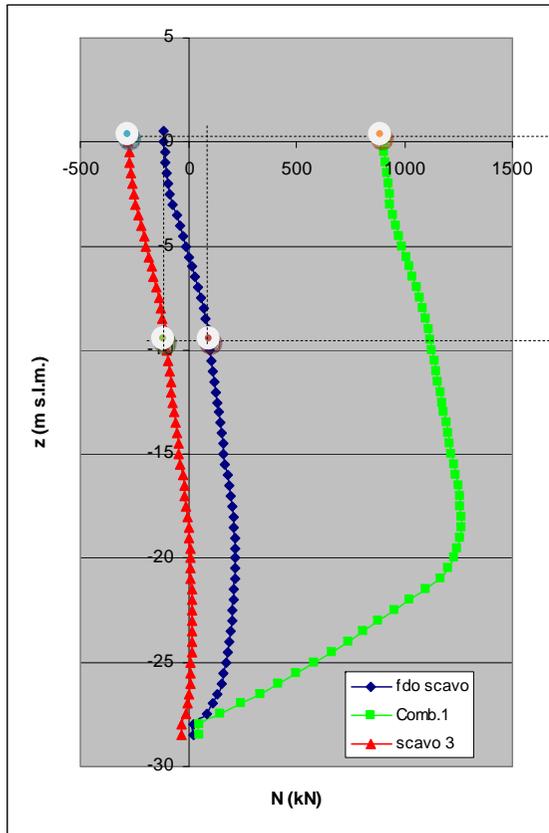


M (kNm)

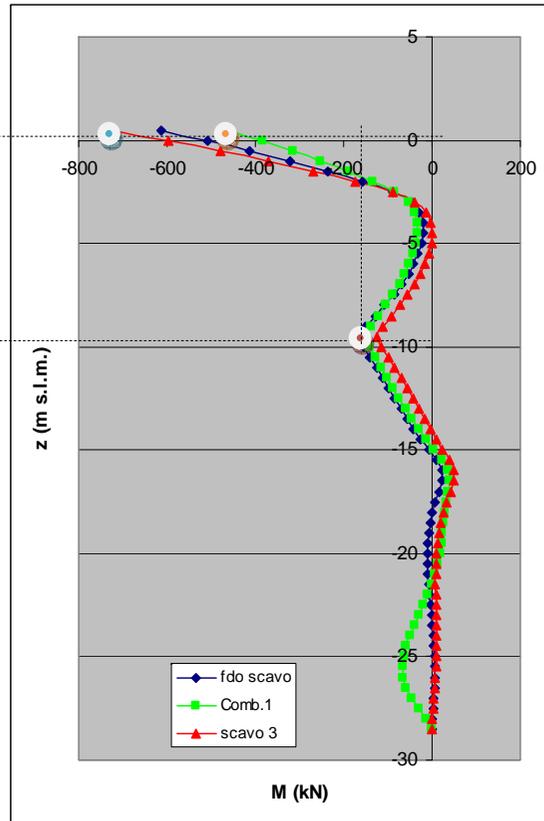


T (kN)

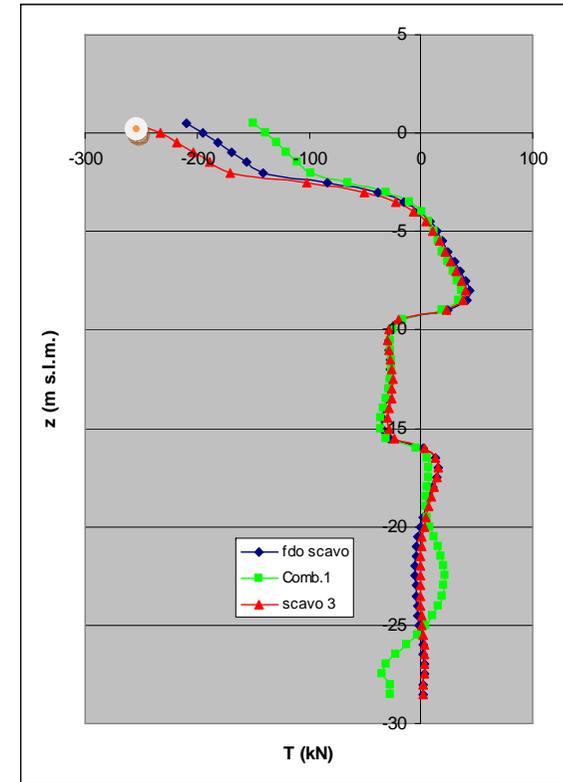
PALI D = 800 mm – SLU – PALON N. 1



N (kN)

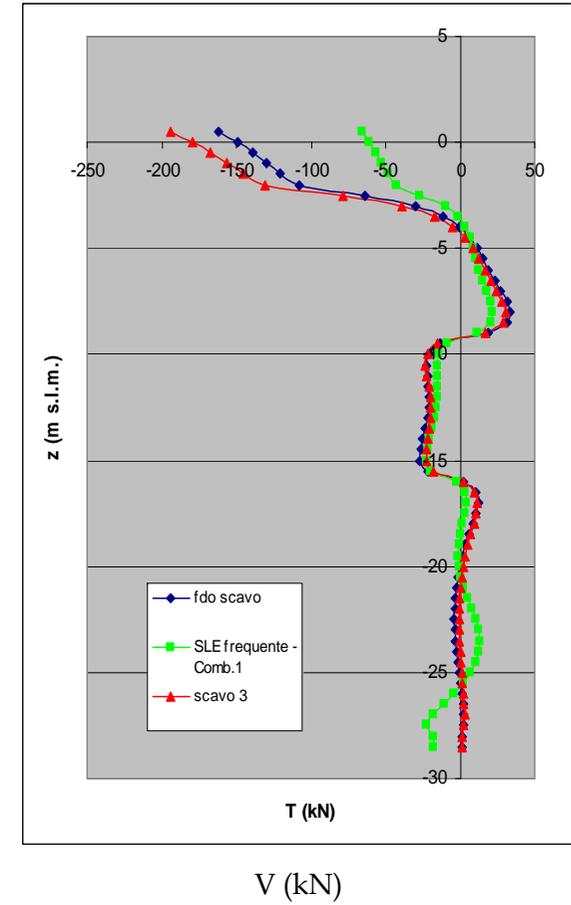
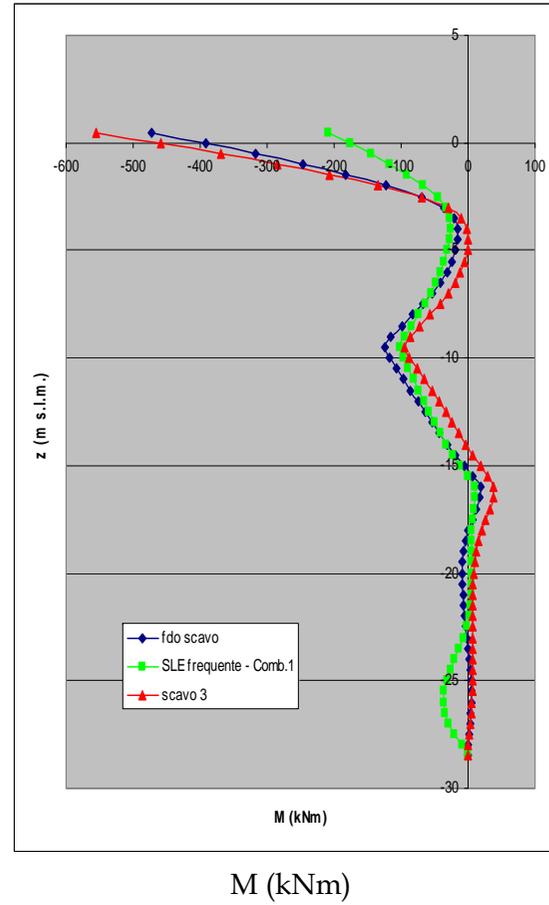
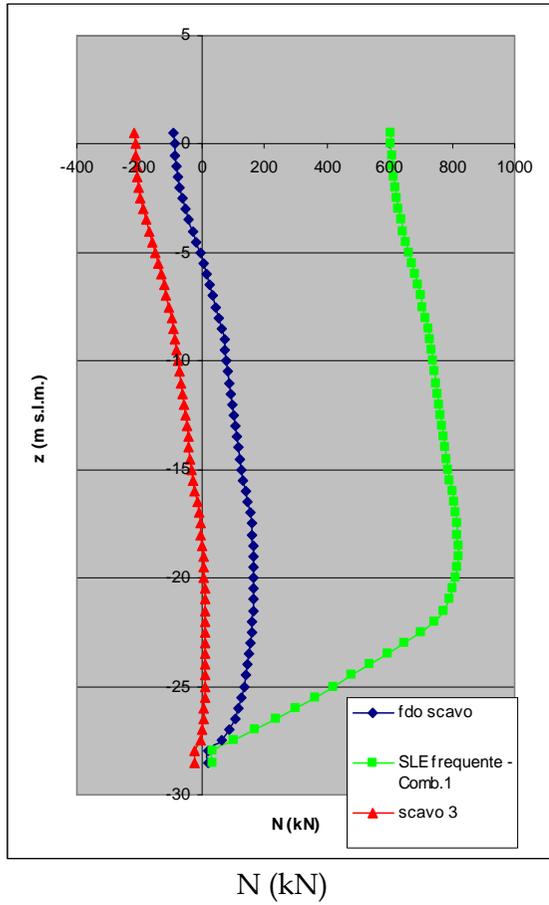


M (kNm)

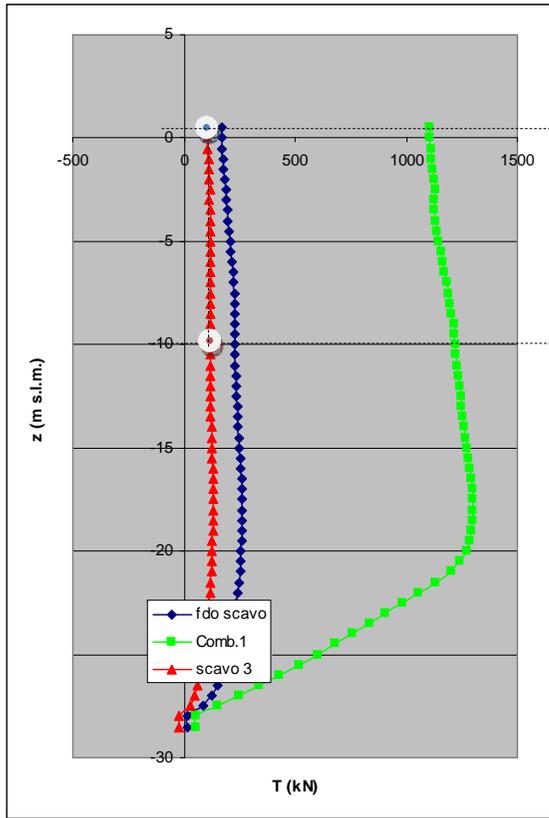


V (kN)

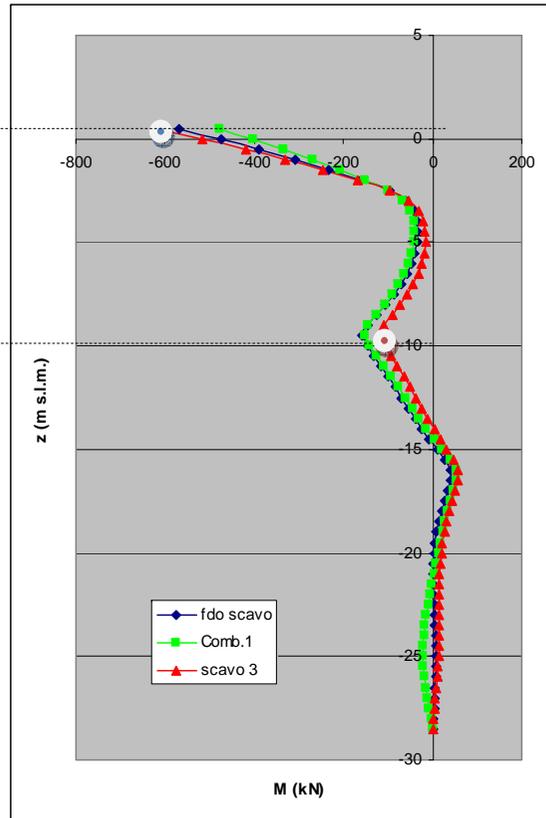
PALI D = 800 mm – SLE frequente - PALO N. 1



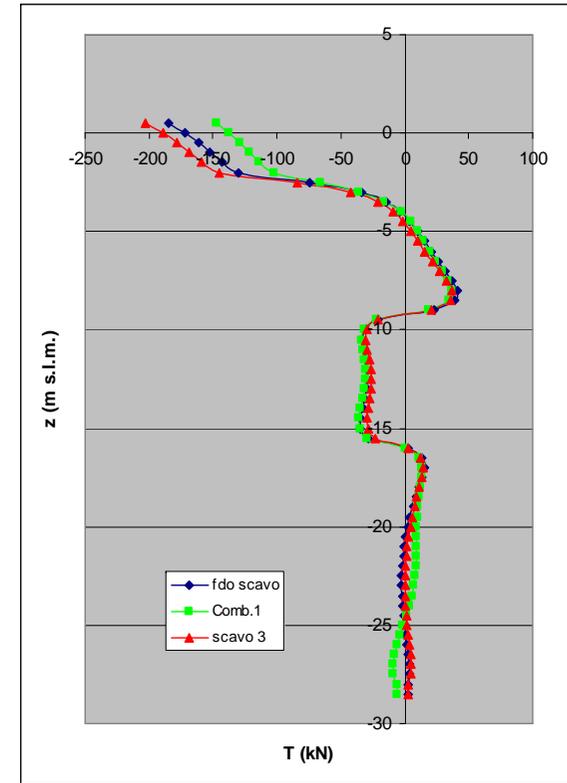
PALI D = 800 mm – SLU – PALO N. 2



N (kN)

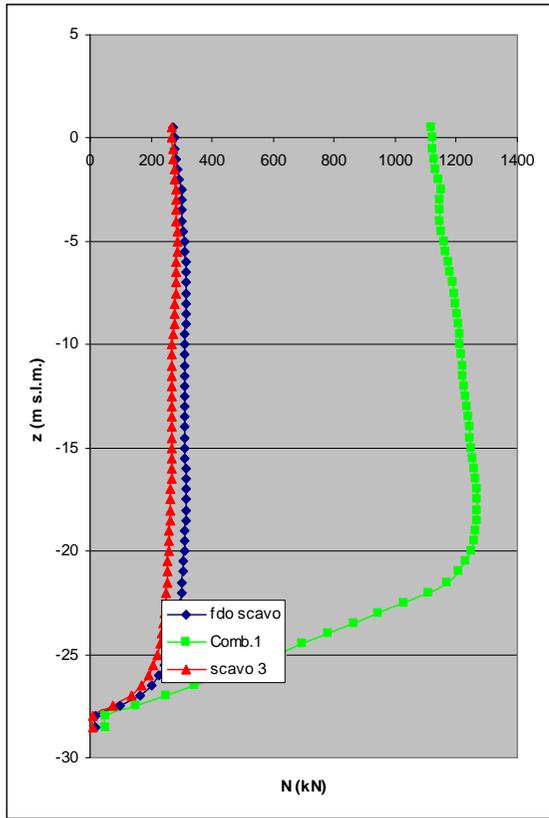


M (kNm)

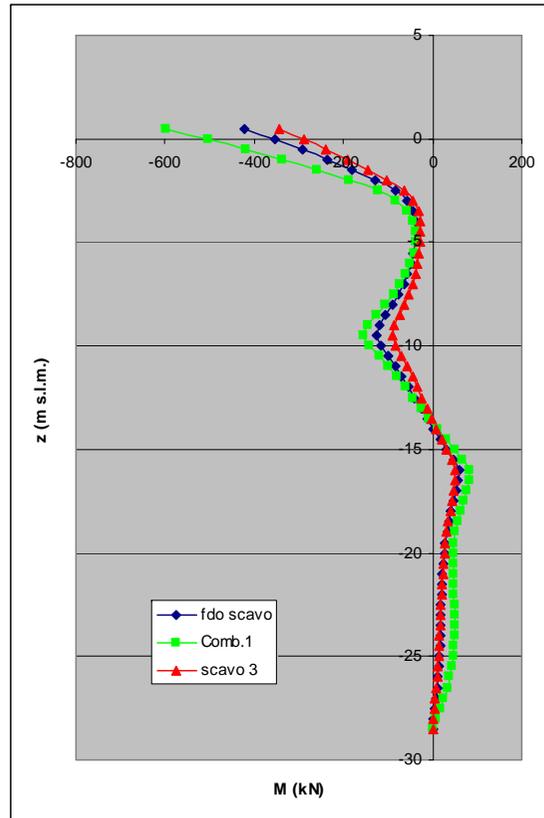


V (kN)

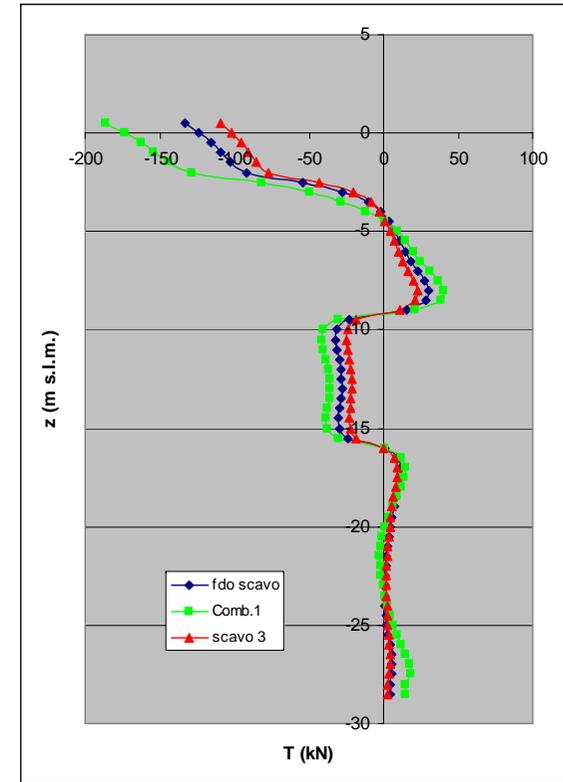
PALI D = 800 mm – SLU – PALO N. 5



N (kN)

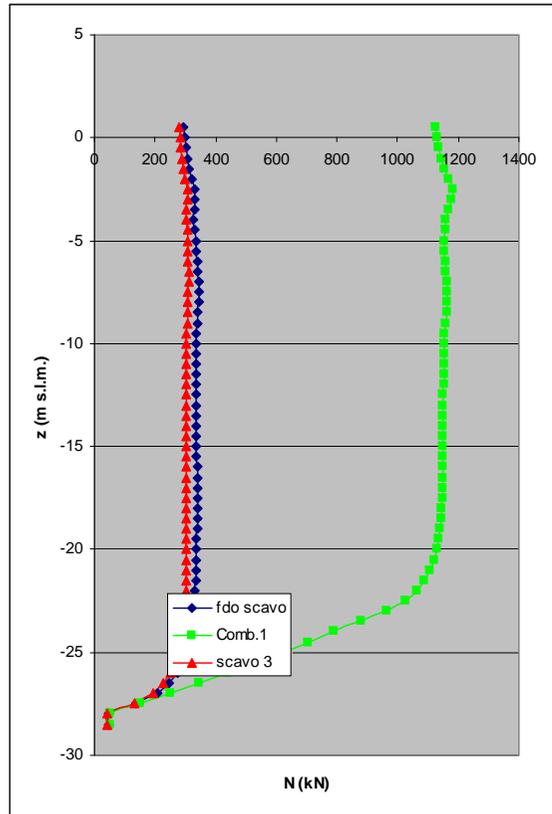


M (kNm)

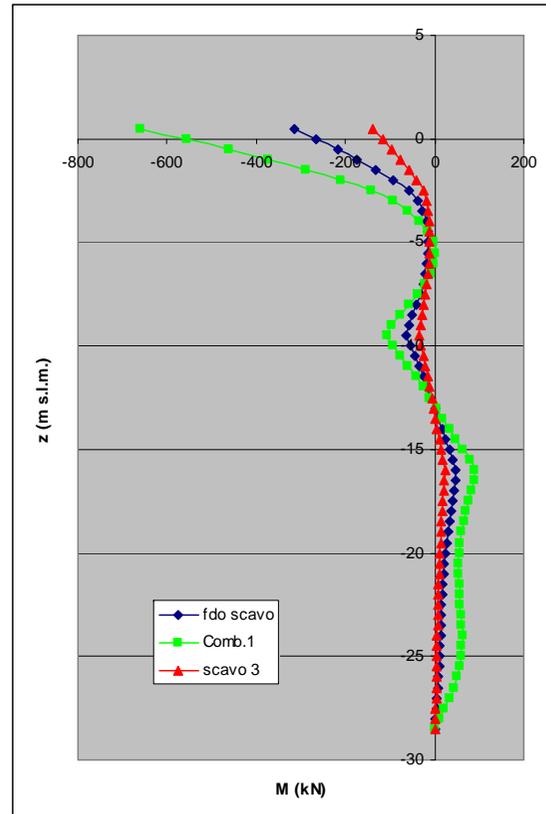


V (kN)

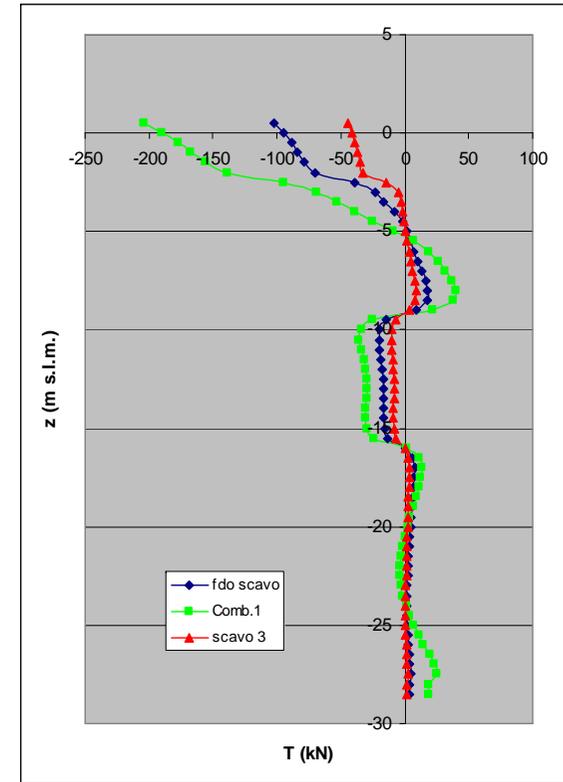
PALI D = 800 mm – SLU – PALO N. 10



N (kN)

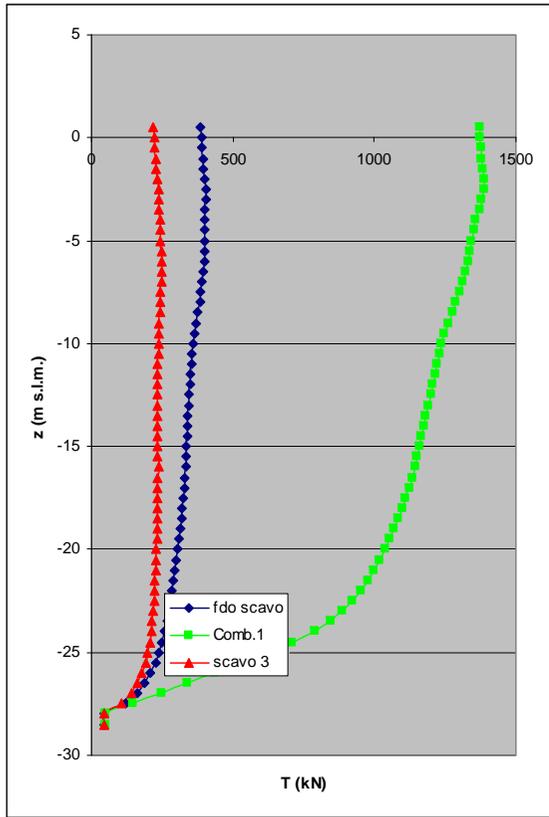


M (kNm)

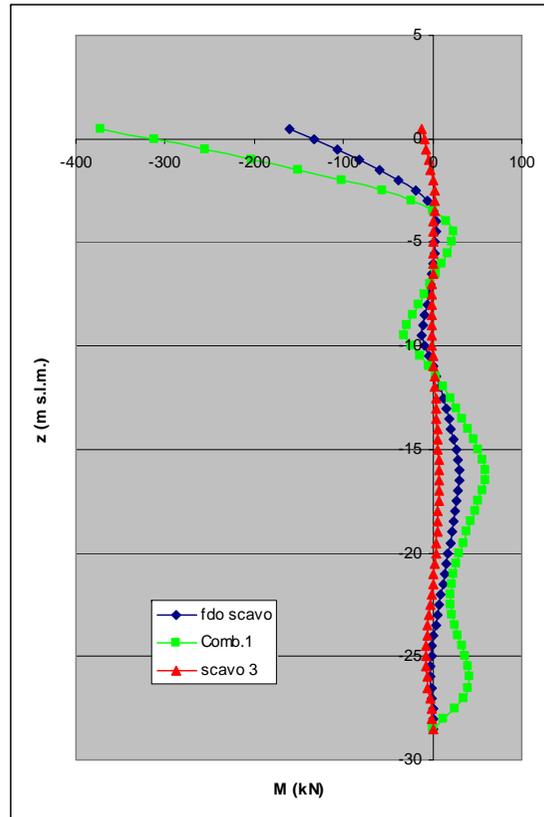


V (kN)

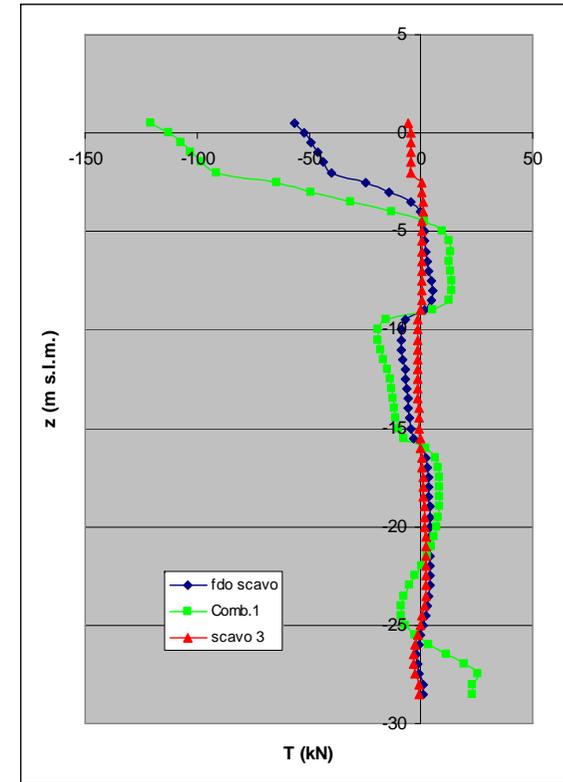
PALI D = 800 mm – SLU – PALO N. 13



N (kN)



M (kNm)



V (kN)

7. PARATIA FRONTALE CONTINUA

La paratia frontale continua è costituita da setti in c.a. a T di dimensioni in carpenteria 2.50 m x 2.50 m x 0.80 m, interasse 2.50 m, e di estensione complessiva 33.50 m (fino a quota - 33.0 m circa).

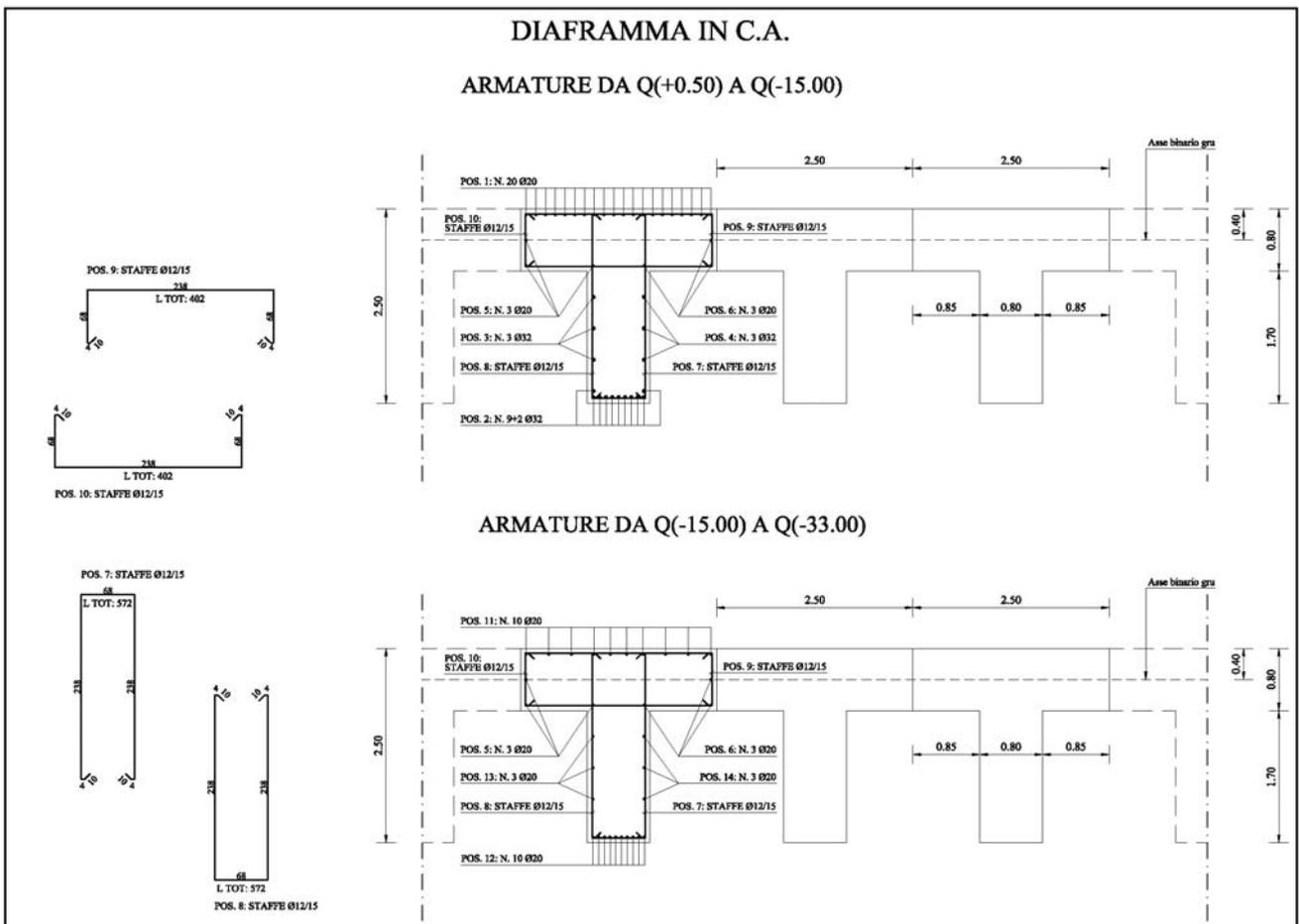
L'armatura di calcolo, indicata in figura, è caratterizzata da:

Superiore: 20 ϕ 20 $A_a = 88.4 \text{ cm}^2$

Inferiore: 11 ϕ 32 $A_a = 62.8 \text{ cm}^2$

Armatura di parete: 2+4 ϕ 20, 2+2+2 ϕ 32

Come armatura a taglio si dispongono **almeno staffe ϕ 12 a 2 braccia con passo 15 cm** ($A_{st} = 18.1 \text{ cm}^2/\text{m}$).



Dalla quota inferiore a - 15 m è possibile ridurre l'armatura longitudinale come segue, mantenendo invariata l'armatura trasversale:

Superiore: 10φ20 $Aa = 31.4 \text{ cm}^2$

Inferiore: 10φ20 $Aa = 31.4 \text{ cm}^2$

Armatura di parete: 2+4 φ 20, 2+2+2 φ 20

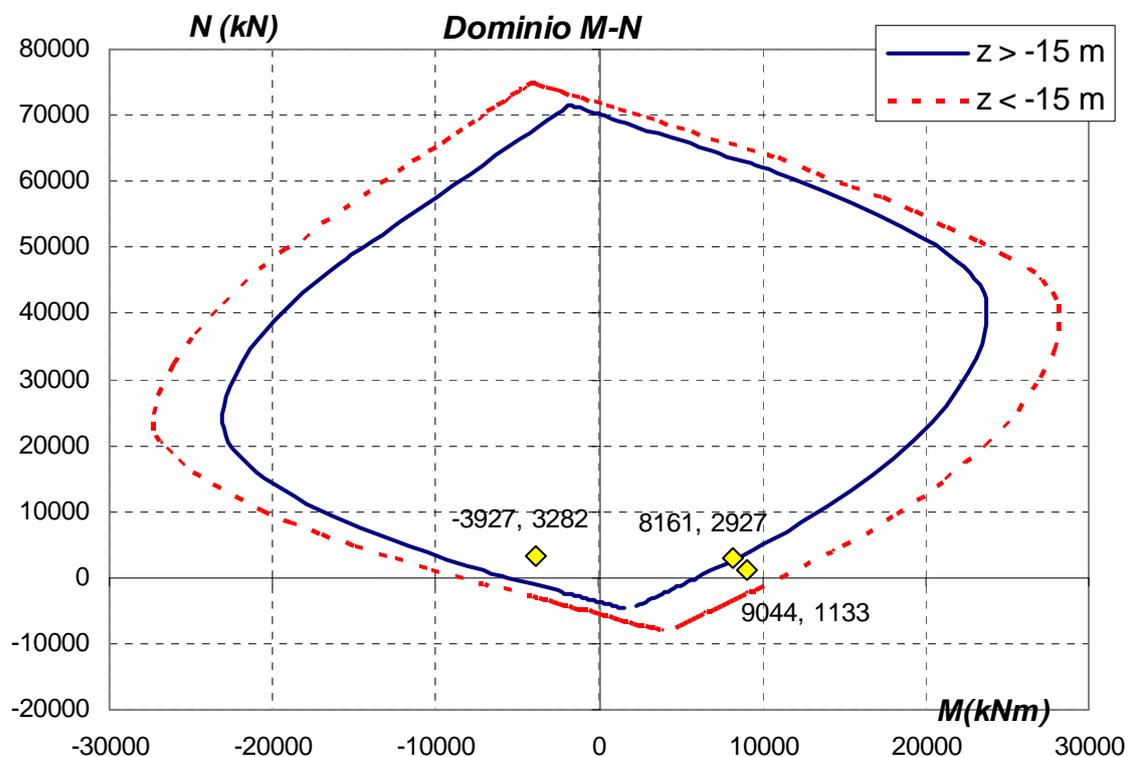
7.1 Verifiche a SLU a sforzo normale, flessione e taglio

Verifiche a sforzo normale e flessione

I valori considerati nelle verifiche a presso-flessione sono i seguenti:

Valori di verifica				
	M (kNm)	N (kN)	Comb	Z (m)
1	9044	1133	f.scavo	-11.5
2	8161	2927	combo 1	-11.5
3	-3927	3282	combo1	-17.5

Le verifiche vengono effettuate riportando tali valori nei domini di interazione valutati a SLU. Tali domini sono stati ricavati per le due tipologie di armatura proposta (in blu grassetto l'armatura a partire da quota $z < 15\text{m}$, in rosso tratteggiato l'armatura in sommità).



I punti rappresentativi delle sollecitazioni risultano interni ai domini di interazione relativi alle diverse armature. Le verifiche risultano, pertanto, soddisfatte.

Verifiche a taglio

Il valore di calcolo della sollecitazione al taglio è il seguente:

$$V_d = 1280 \text{ kN (quota } z = -18.0 \text{ m, COMBO: Combo1)}$$

VERIFICA A TAGLIO		Taglio di Calcolo		V Ed= 1280 kNm
elementi senza armatura trasversale resistente a taglio (p.4.1.2.1.3.1)				
k=	1.286888 <2			ok
v_min=	0.312266			
ro_1=	0.004096 <0.02			ok
sig_cp=	0			
bw=	800 mm			
Resistenza al taglio senza armatura		V rd=	745.262 kN	>= 607 ok
Vd/Vr=	1.72			
elementi con armatura trasversale resistente al taglio (p.4.1.2.1.3.2)				
solo staffe verticali				
teta (°)=	21.8	teta (rad)=	0.3804818	teta_max(°)= 45 [ctg(teta)=1
		ctg(teta)=	2.5001784	teta_min(°)= 21.8 [ctg(teta)=2.5
DATI ARMATURA TRASV.		n_braccia	φ (mm)	Asw (mm2)
Armatura Trasversale (As,w)		2	12	226.08
	interasse		s=	150 mm
				1507.2 mm2/m
				15.072 cm2/m
alfa_c=	1	per membrature non compresse		
f_cd=	10.5825 N/mm2			
Resistenza a taglio/trazione armatura trasversale		V rsd =	3224.81 kN	
Resistenza a taglio/trazione calcestruzzo		V rcd =	6384.20 kN	
Resistenza al taglio con armatura		V rd =	3224.81 kN	
Vd/Vr=	0.40	OK SEZIONE VERIFICATA		

VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI (p.4.1.6.2)		Vale solo per elementi monodimensionli		
	As,tesa	As,min/max	comunque > di	
	(mm2)	(mm2)	(mm2)	
<u>Armatura minima in z.tesa:</u>	4823.04	3765.062	2527.2	OK As>As,min
<u>Armatura Max in z.tesa e comprex:</u>	4823.04	80000		OK As<As,max
<u>Armatura Minima a taglio</u>	Ast >	1200	mm2/m	OK
	s<	333	mm	spaziatura minima

7.2 Verifiche a SLE e Verifiche a fessurazione

Verifiche tensionali ([3] 4.1.2.2.5.)

Massime tensioni di compressione nel calcestruzzo:

$$\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} = 22.4 \text{ MPa} \quad (\text{per combinazione caratteristica/rara})$$

$$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 16.8 \text{ MPa} \quad (\text{per combinazione quasi permanente})$$

Massima tensione di esercizio nell'acciaio:

$$\sigma_a \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad (\text{per combinazione caratteristica})$$

Sollecitazioni di calcolo a SLE:

$$M = \pm 6960.0 \text{ kNm}$$

$$N = 872.0 \text{ kN}$$

Calcolo delle Tensioni di esercizio

Caratteristiche di sollecitazione:

$$M = 6960.0 \text{ kNm}$$

$$N = 872.0 \text{ kN}$$

Tensioni:

$$\sigma_c = 5.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 267.0 \text{ MPa}$$

$$\text{asse neutro } x = 54.2 \text{ cm}$$

Caratteristiche di sollecitazione:

$$M = -6960.0 \text{ kNm}$$

$$N = 872.0 \text{ kN}$$

Tensioni:

$$\sigma_c = 9.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 337.4 \text{ MPa}$$

$$\text{asse neutro } x = 69.7 \text{ cm}$$

La verifica alle tensioni di esercizio risulta soddisfatta

Verifiche a fessurazione ([3] 4.1.2.2.4.)

Verifica a Fessurazione

Sezione a T altezza $h = 250 \text{ cm}$

Caratteristiche di sollecitazione:

$$M = 6960.0 \text{ kNm}$$

$$N = 872.0 \text{ kN}$$

Valori di fessurazione:

$$M_{fess} = 4038.7 \text{ kNm}$$

$$N_{fess} = 872.0 \text{ kN}$$

$$s_{fm} = 10.06 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{sm} = 0.0011$$

$$w_k = 0.19 \text{ mm} < w_{lim} = 0.2 \text{ mm}$$

la verifica a fessurazione risulta soddisfatta

8. SETTO DI ANCORAGGIO

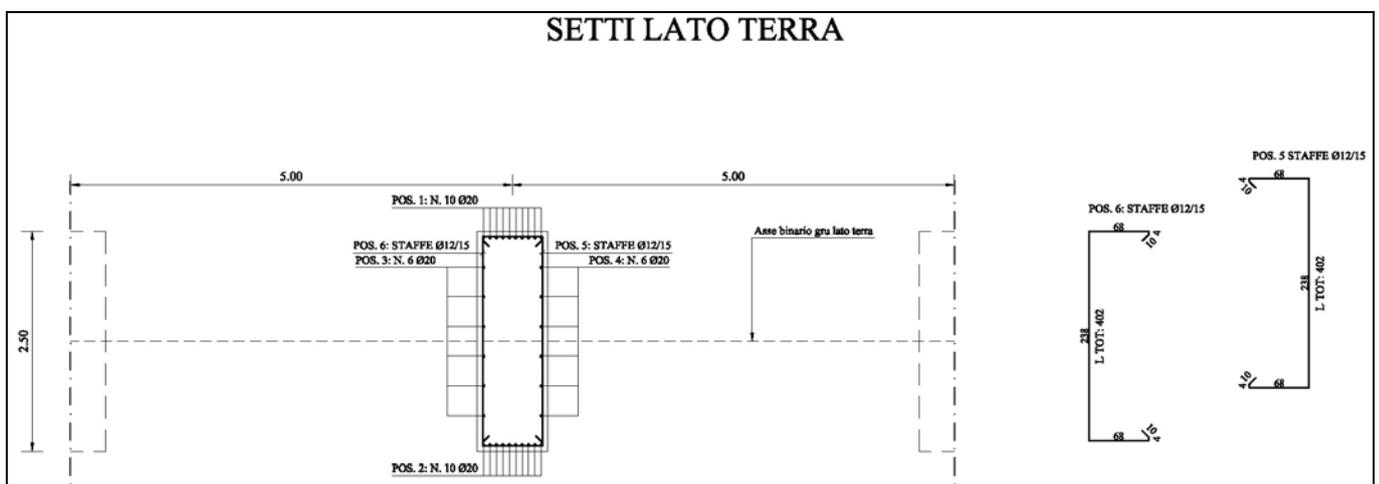
I setti di ancoraggio sono costituiti da elementi rettangolari in c.a. di dimensioni in carpenteria 2.50 m x 0.80 m e di estensione complessiva 33.50 m (fino a quota – 33.0 m circa)., posti ad interasse 5.00. L'armatura di calcolo, indicata in figura, è caratterizzata da:

Superiore: 10 ϕ 20 $Aa = 31.4 \text{ cm}^2$

Inferiore: 10 ϕ 20 $Aa = 31.4 \text{ cm}^2$

Armatura di parete: 6+6 ϕ 20,

Come armatura a taglio si dispongono **almeno staffe ϕ 12 a 2 braccia con passo 15 cm** ($A_{st} = 18.1 \text{ cm}^2/\text{m}$).



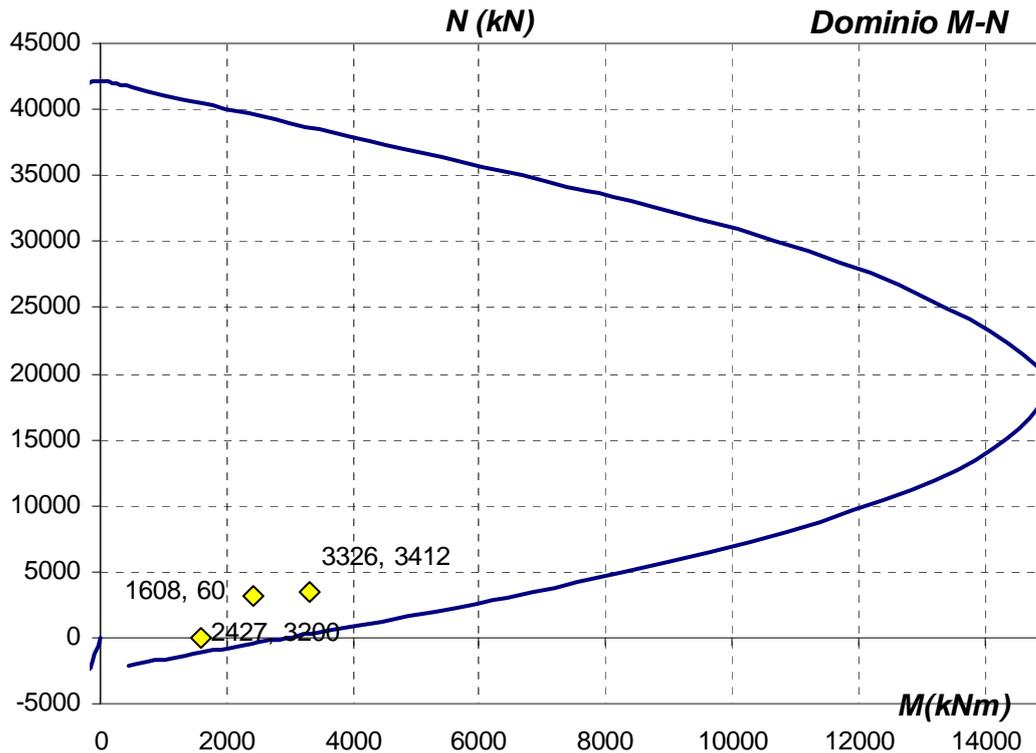
8.1 Verifiche a SLU a sforzo normale, flessione e taglio

Verifiche a sforzo normale e flessione

I valori considerati nelle verifiche a presso-flessione sono i seguenti:

Valori di verifica				
	M (kNm)	N (kN)	Comb	z (m)
1	3326	3412	combo 1	+0.5
2	1608	60	f.scavo	+0.5
3	2427	3200	combo1	-17.5

Le verifiche vengono effettuate riportando tali valori nei domini di interazione valutati a SLU.



I punti rappresentativi delle sollecitazioni risultano interni ai domini di interazione relativi alle diverse armature. Le verifiche risultano, pertanto, soddisfatte.

Verifiche a taglio

Il valore di calcolo della sollecitazione al taglio è il seguente:

$$V_d = 633 \text{ kN (quota } z = -0.5 \text{ m, COMBO: Combo1)}$$

VERIFICA A TAGLIO		Taglio di Calcolo	$V_{Ed} = 633.$ kNm
<u>elementi senza armatura trasversale resistente a taglio (p.4.1.2.1.3.1)</u>			
$k =$	1.286888 < 2	ok	
$v_{min} =$	0.312266		
$ro_1 =$	0.00323 < 0.02	ok	
$sig_{cp} =$	0		
$bw =$	800 mm		
Resistenza al taglio senza armatura		$V_{rd} = 688.551$ kN	≥ 607 ok
$Vd/Vr =$	0.92	OK NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO	
<u>elementi con armatura trasversale resistente al taglio (p.4.1.2.1.3.2)</u>			
solo staffe verticali			
teta (°) = 21.8	teta (rad) = 0.3804818	teta_max(°) = 45	[ctg(teta)=1
	ctg(teta) = 2.5001784	teta_min(°) = 21.8	[ctg(teta)=2.5
DATI ARMATURA TRASV.		n_braccia	ϕ (mm) Asw (mm ²)
Armatura Trasversale (As,w)		2	12 226.08 1507.2 mm ² /m
		interasse	s= 150 mm 15.072 cm ² /m
$\alpha_c =$	1	per membrature non compresse	

$f_{cd} = 10.5825 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a taglio/trazione armatura trasversale

$V_{rsd} = 3224.819 \text{ kN}$

Resistenza a taglio/trazione calcestruzzo

$V_{rcd} = 6384.202 \text{ kN}$

Resistenza al taglio con armatura

$V_{rd} = 3224.819 \text{ kN}$

$V_d/V_r = 0.20$

OK SEZIONE VERIFICATA

VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI (p.4.1.6.)

Vale solo per elementi monodimensionali

	As,tesa (mm ²)	As,min/max (mm ²)	comunque > di (mm ²)
<i>Armatura minima in z.tesa:</i>	3140	3765.062	2527.2
<i>Armatura Max in z.tesa e compres:</i>	3140	80000	
<i>Armatura Minima a taglio</i>	Ast > s<	1200 333	mm ² /m mm spaziatura minima

8.2 Verifiche a SLE e Verifiche a fessurazione

Verifiche tensionali ([3] 4.1.2.2.5.1)

Massime tensioni di compressione nel calcestruzzo:

$$\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} = 22.4 \text{ MPa} \quad (\text{per combinazione caratteristica/rara})$$

$$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 16.8 \text{ MPa} \quad (\text{per combinazione quasi permanente})$$

Massima tensione di esercizio nell'acciaio:

$$\sigma_a \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad (\text{per combinazione caratteristica})$$

Verifica tensionale:

Sezione Rettangolare $b = 80 \text{ cm}$ $h = 250 \text{ cm}$

Caratteristiche di sollecitazione:

$$M = 2200.0 \text{ kNm}$$

$$N = 2550.0 \text{ kN}$$

Tensioni:

$$\sigma_c = 4.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 36.9 \text{ MPa}$$

$$\text{asse neutro } x = 151.8 \text{ cm}$$

Sezione Rettangolare $b = 80 \text{ cm}$ $h = 250 \text{ cm}$

Caratteristiche di sollecitazione:

$$M = 1230.0 \text{ kNm}$$

$$N = 0.0 \text{ kN}$$

Tensioni:

$$\sigma_c = 2.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 170.4 \text{ MPa}$$

$$\text{asse neutro } x = 43.7 \text{ cm}$$

le verifiche tensionali risultano soddisfatte

Verifiche a fessurazione ([3] 4.1.2.2.4.)

Sezione Rettangolare $b = 80 \text{ cm}$ $h = 250 \text{ cm}$

Caratteristiche di sollecitazione:

$$M = 1230.0 \text{ kN}$$

$$N = 0.0 \text{ kN}$$

Valori di fessurazione:

$$M_{fess} = 2810.0 \text{ kN}$$

Sezione Rettangolare $b = 80 \text{ cm}$ $h = 250 \text{ cm}$

Caratteristiche di sollecitazione:

$$M = 2200.0 \text{ kN}$$

$$N = 2550.0 \text{ kN}$$

Valori di fessurazione:

$$M_{fess} = 3905.4 \text{ kN}$$

$$N_{fess} = 2550.0 \text{ kN}$$

Le verifiche a fessurazione risultano soddisfatte

9. SOLETTONE IN C.A. (H = 70)

La soletta è costituita da una piastra in c.a. di spessore H = 70 cm.

L'armatura di calcolo per metro lineare, indicata in figura, è caratterizzata da:

Armatura longitudinale:

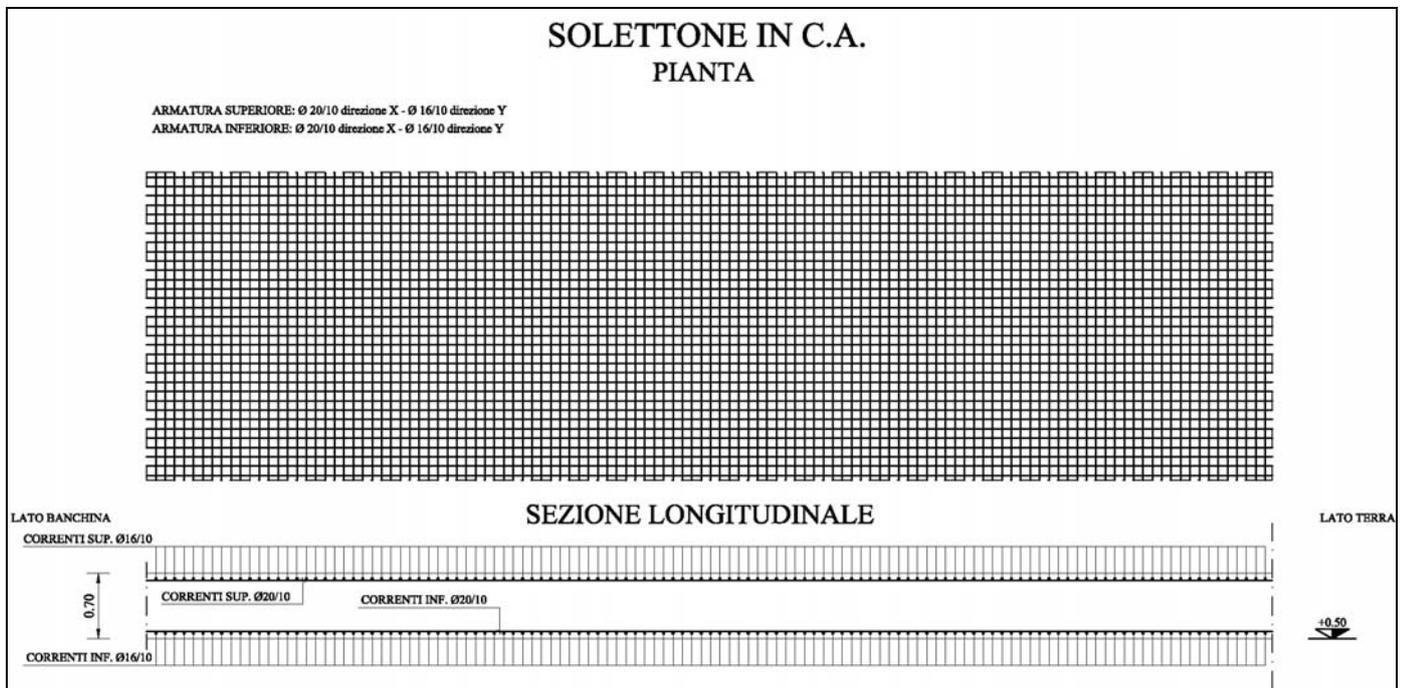
Superiore: 10 ϕ 20 $Aa = 31.4 \text{ cm}^2$

Inferiore: 10 ϕ 20 $Aa = 31.4 \text{ cm}^2$

Armatura trasversale:

Superiore: 10 ϕ 16 $Aa = 20.1 \text{ cm}^2$

Inferiore: 10 ϕ 16 $Aa = 20.1 \text{ cm}^2$



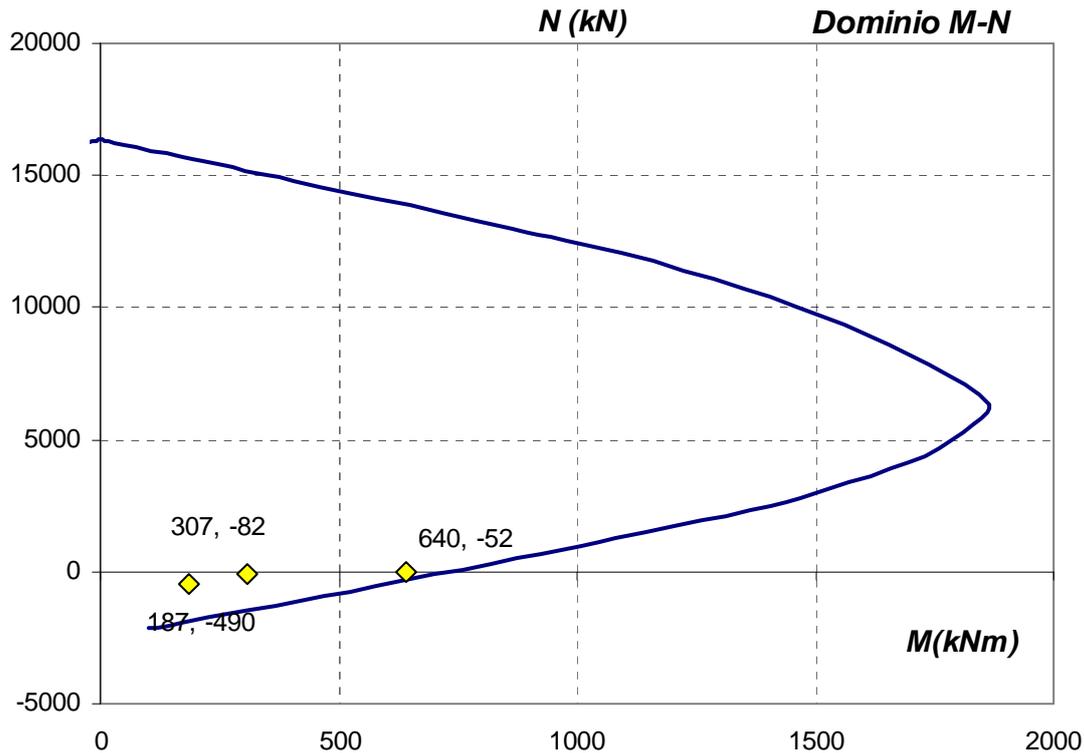
9.1 Verifiche a SLU a sforzo normale, flessione e taglio

Verifiche a sforzo normale e flessione

I valori considerati nelle verifiche a presso-flessione sono i seguenti:

Valori di verifica				
	M (kNm)	N (m)	Comb	z (m)
4	640	-52	1	INCASTRO
1	307	-82	F.S.	INCASTRO
2	187	-490	comb01	<31 M

Le verifiche vengono effettuate riportando tali valori nei domini di interazione valutati a SLU.



I punti rappresentativi delle sollecitazioni risultano interni ai domini di interazione relativi alle diverse armature. Le verifiche risultano, pertanto, soddisfatte.

Verifiche a taglio

Il valore di calcolo della sollecitazione al taglio è il seguente:

$$V_d = 249 \text{ kN (quota } z = 34 \text{ m, COMBO: Combo1)}$$

VERIFICA A TAGLIO		Taglio di Calcolo		$V_{Ed} = 249$	kNm
<u>elementi senza armatura trasversale resistente a taglio (p.4.1.2.1.3.1)</u>					
$k =$	1.563436	<2	ok		
$v_{min} =$	0.418151				
$ro_1 =$	0.009968	<0.02	ok		
$sig_{cp} =$	0				
$bw =$	1000	mm			
Resistenza al taglio senza armatura		$V_{rd} = 394.674$ kN			
$V_d/V_r =$	0.63	OK NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO			
<u>elementi con armatura trasversale resistente al taglio (p.4.1.2.1.3.2)</u>					
solo staffe verticali					
teta (°) =	21.8	teta (rad) =	0.3804818	teta_max(°) =	45 [ctg(teta)=1
		ctg(teta) =	2.5001784	teta_min(°) =	21.8 [ctg(teta)=2.5
DATI ARMATURA TRASV.		n_braccia	ϕ (mm)	Asw (mm ²)	
Armatura Trasversale (As,w)		2	12	226.08	1507.2 mm ² /m
		interasse	s =	150 mm	15.072 cm ² /m
$\alpha_c =$	1	per membrature non compresse			
$f_{cd} =$	10.5825	N/mm ²			

Resistenza a taglio/trazione armatura trasversale
 Resistenza a taglio/trazione calcestruzzo

$V_{rsd} = 836.064 \text{ kN}$
 $V_{rcd} = 2068.954 \text{ kN}$

Resistenza al taglio con armatura

$V_{rd} = 836.064 \text{ kN}$

$V_d/V_r = 0.30$

OK SEZIONE VERIFICATA

VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI (p.4.1.6.)

Vale solo per elementi monodimensionali

	As,tesa (mm ²)	As,min/max (mm ²)	comunque > di (mm ²)	
<u>Armatura minima in z.tesa:</u>	3140	1220.159	819	OK As>As,min
<u>Armatura Max in z.tesa e comprex:</u>	3140	28000		OK As<As,max
<u>Armatura Minima a taglio</u>	Ast >	1500	mm ² /m	OK
	s<	333	mm	spaziatura minima

9.2 Verifiche a SLE e Verifiche a fessurazione

Verifiche tensionali ([3] 4.1.2.2.5.)

Massime tensioni di compressione nel calcestruzzo:

$\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} = 22.4 \text{ MPa}$ (per combinazione caratteristica/rara)

$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 16.8 \text{ MPa}$ (per combinazione quasi permanente)

Massima tensione di esercizio nell'acciaio:

$\sigma_a \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$ (per combinazione caratteristica)

Sezione Rettangolare $b = 100 \text{ cm}$ $h = 70 \text{ cm}$

Caratteristiche di sollecitazione:

$M = 300.0 \text{ kNm}$

$N = -330.0 \text{ kN}$

Tensioni:

$\sigma_c = 3.98 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 219.2 \text{ MPa}$

asse neutro $x = 13.5 \text{ cm}$

Le verifiche tensionali risultano soddisfatte

Verifiche a fessurazione ([3] 4.1.2.2.4.)

Sezione Rettangolare $b = 100 \text{ cm}$ $h = 70 \text{ cm}$

Caratteristiche di sollecitazione:

$M = 282.0 \text{ kN}$

$N = 0.0 \text{ kN}$

Valori di fessurazione:

$M_{fess} = 289.3 \text{ kN}$

La verifica a fessurazione risulta soddisfatta

10. PALI IN C.A. D = 800 MM

La palificata è costituita da pali circolari in c.a di diametro $D = 800$

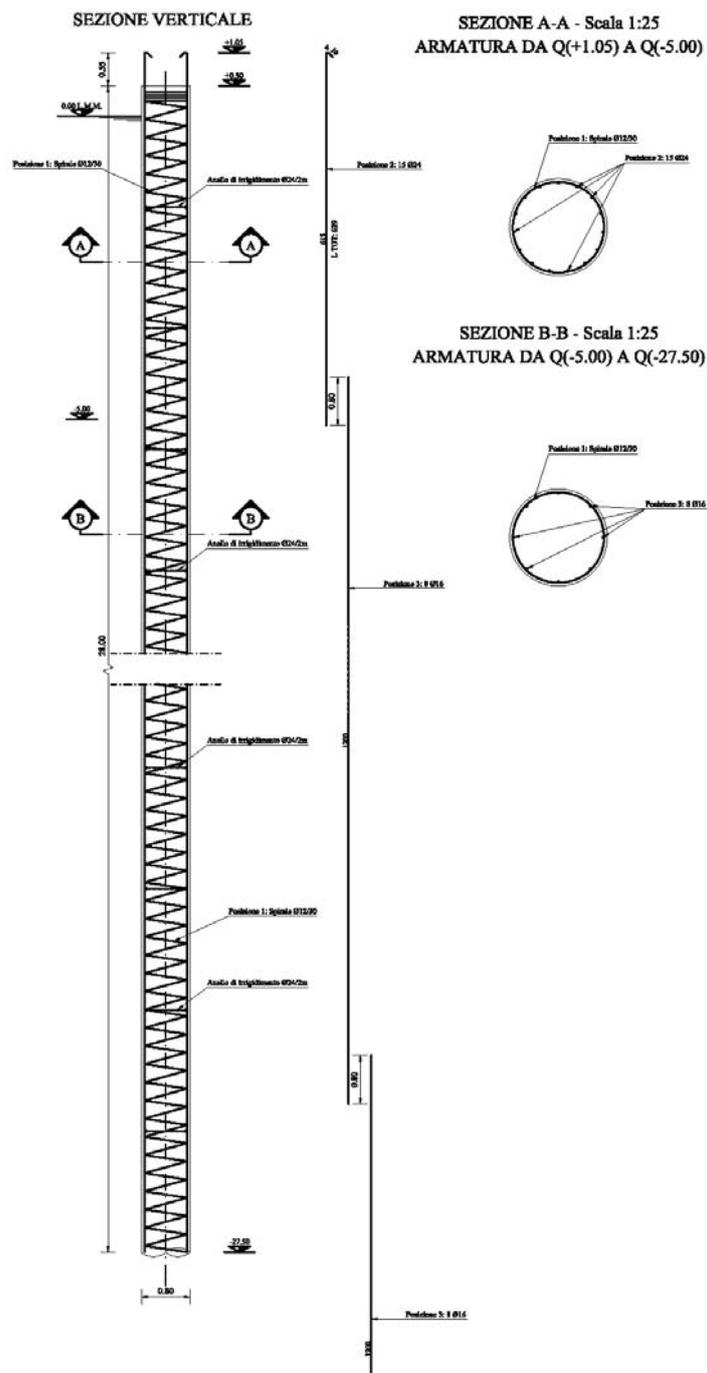
L'armatura di calcolo, indicata in figura, è caratterizzata da:

$15\phi 24$ $Aa = 67.8 \text{ cm}^2$ in sommità ($|z| < 5\text{m}$)

$8\phi 16$ $Aa = 16.1 \text{ cm}^2$ per il resto dell'altezza ($|z| > 5\text{m}$)

Come armatura a taglio si dispone una spirale $\phi 12/30$

PALO Ø 800



10.1 Verifiche a SLU a sforzo normale, flessione e taglio

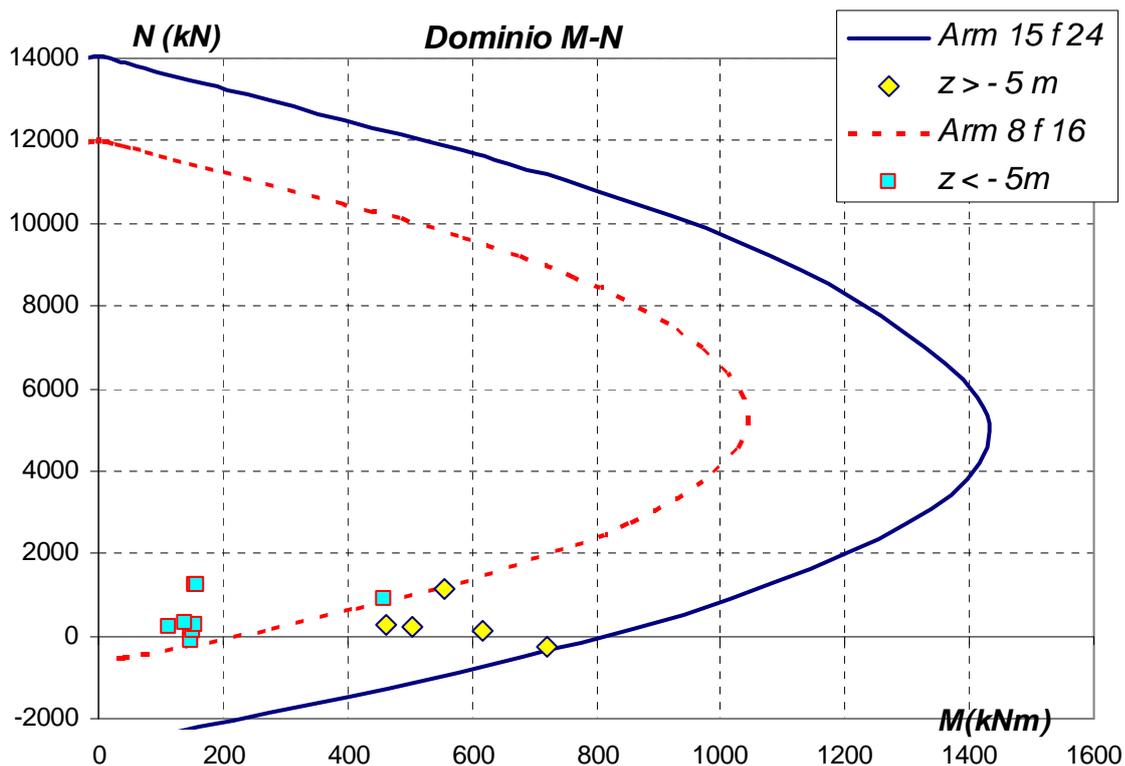
Verifiche a sforzo normale e flessione

Si considerano per la verifica esplicita soltanto alcuni valori delle sollecitazioni nei pali da 1 a 4, poiché più sollecitati dei successivi.

I valori considerati nelle verifiche a presso-flessione sono i seguenti:

Valori di verifica					
palo	M (kNm)	N (kN)	Comb	z	Armatura
1	721	-281	scavo 3	0	15φ24
1	148	91	F.S.	-9	8φ16
1	148	-104	scavo 3	-9	8φ16
2	616	104	sc3	0	15φ24
2	152	115	sc3	-10	8φ16
1	460	904	comb1	0	15φ24
3	505	222	sc3	0	15φ24
3	112	209	sc3	10	8φ16
3	155	279	f.scavo	10	8φ16
3	155	1234	combo1	10	8φ16
4	557	1132	combo1	0	15φ24
4	461	254	f.scavo	0	15φ24
4	157	1227	combo1	-9.5	8φ16
4	139	300	f.scavo	-14	8φ16

Le verifiche vengono effettuate riportando tali valori nei domini di interazione valutati a SLU.



I punti rappresentativi delle sollecitazioni risultano interni ai domini di interazione relativi alle diverse armature. Le verifiche risultano, pertanto, soddisfatte.

Verifiche a taglio

Il valore di calcolo della sollecitazione al taglio è il seguente:

$V_d = 252 \text{ kN}$ (Paolo n.1, quota $z = 0 \text{ m}$, COMBO: scavo3)

VERIFICA A TAGLIO		Taglio di Calcolo	$V_{Ed} = 252$	kNm
elementi senza armatura trasversale resistente a taglio (p.4.1.2.1.3.1)				
$k =$	1.559017	<2	ok	
$v_{min} =$	0.4163798			
$ro_1 =$	0.003925	<0.02	ok	
$sig_{cp} =$	0	<	4.233	ok
$bw =$	640	mm		
Resistenza al taglio senza armatura	$V_{rd} =$	187.544	kN	\geq 170.549 ok
$V_d/V_r =$	1.34			

VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI (p.4.1.6.2)				
	$A_{s,tesa}$	$A_{s,min/max}$	comunque > di	
	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	
<u>Armatura minima in z.tesa:</u>	1607.68	793.2969	532.48	OK $A_s > A_{s,min}$
<u>Armatura Max in z.tesa e compres:</u>	1607.68	20480		OK $A_s < A_{s,max}$
<u>Armatura Minima a taglio</u>	$A_{st} >$	960	mm ² /m	
	$s <$	333	mm	spaziatura minima

11. VERIFICA DI STABILITA' DELLE TRAVI PORTA ROTAIA

Le azioni considerate nei calcoli statici sono rispettivamente i carichi permanenti dovuti al peso proprio delle strutture (g), i carichi accidentali dovuti al sovraccarico (q_1) ed alla gru mobile.

Le dimensioni in carpenteria delle travi porta rotaia sono riportate in figura ($B = 2.50$ m, $H = 2.00$ m). La trave è giuntata, in corrispondenza degli appoggi sui setti, ogni 40 metri.

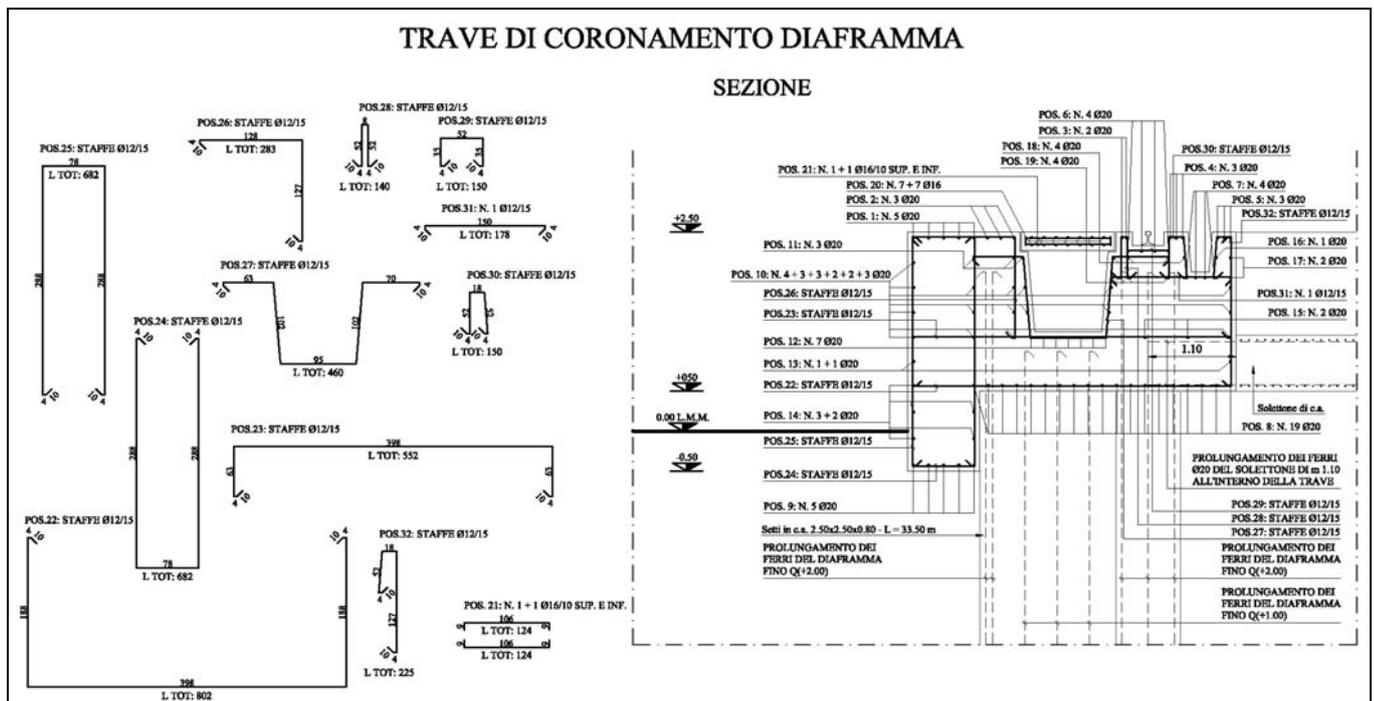
Per il dimensionamento delle armature in zona tesa e compressa, si assume l'armatura minima prevista, per le travi di fondazione, dalla normativa ([3], §7.2.5) pari allo 0.2% della sezione in cls.

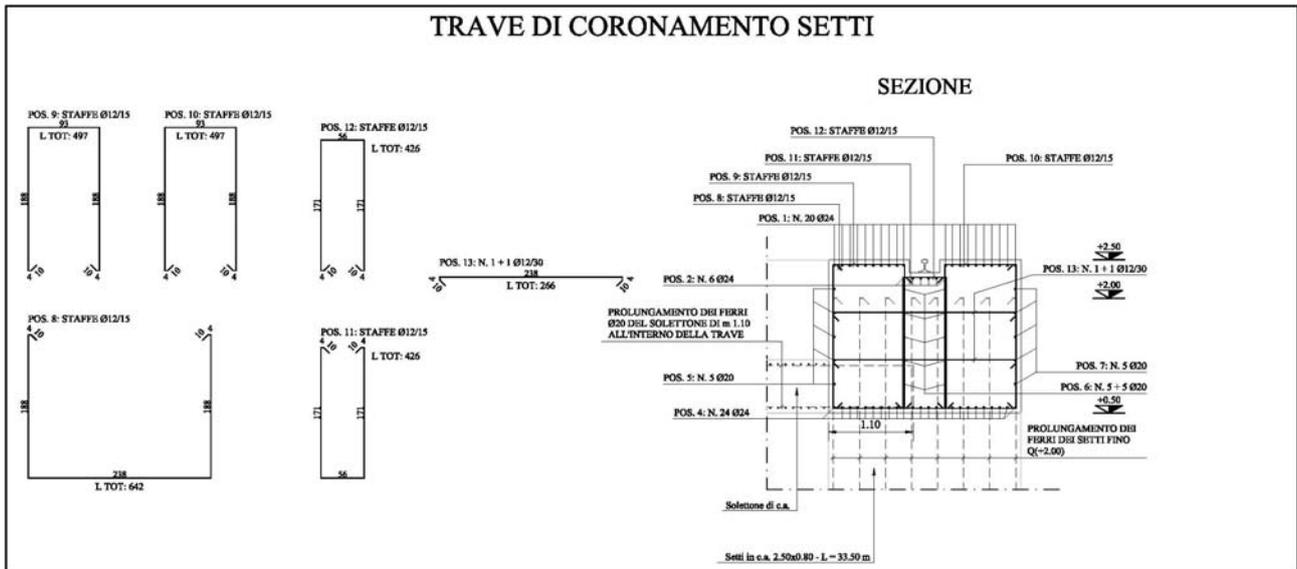
$$A_{s,min} = 0.2 \% \times 250 \text{ cm} \times 200 \text{ cm} = 100 \text{ cm}^2$$

L'armatura corrente di calcolo ai lembi superiori ed inferiori della trave è costituita da:

$$24 \phi 24 \text{ superiori ed inferiori } (A_s = A_s' = 24 \phi 24 = 108.5 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = 0.2 \% A_c = 100 \text{ cm}^2)$$

Come armatura a taglio si dispongono **almeno staffe $\phi 12$ a 4 braccia con passo 15 cm** ($A_{st} = 30.1 \text{ cm}^2/\text{m}$).





Si assume il modello di calcolo di trave continua ad 8 campate, di uguale luce pari a 5.00 m, e 9 appoggi, con carico uniformemente distribuito.

Analisi dei Carichi per metro lineare di trave

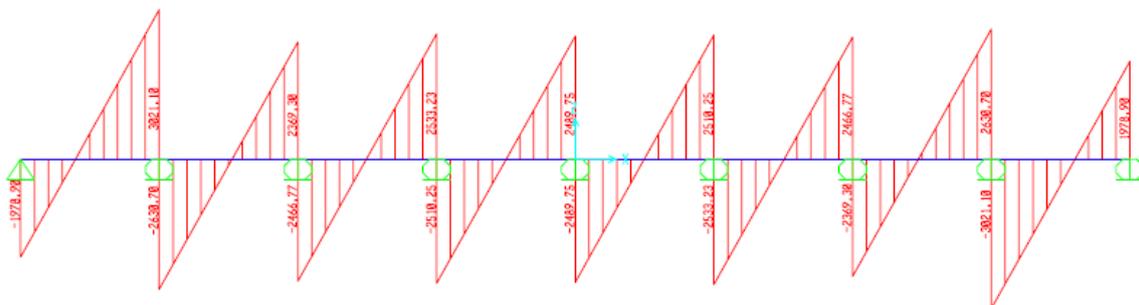
g_1	p.p. trave	$2.0 \text{ m} \times 2.5 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3$	125 kN/m
g	carico permanente portato		$g_k = 125 \text{ kN/m}$
q_1	carico variabile	$2.5 \text{ m} \times 50 \text{ kN/m}^2$	$q_{1,k} = 125 \text{ kN/m}$
q_2	gru mobile	500 kN/m	$q_{2,k} = 500 \text{ kN/m}$

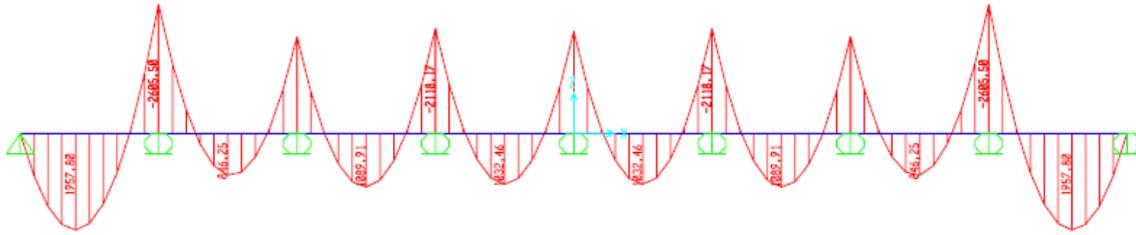
Sollecitazioni di Calcolo

Combinazione SLU: carico equivalente $Q_{SLU} = 1.3 g_1 + 1.5 q_1 + 0.7 q_2 = 1000 \text{ kN/m}$

Combinazione SLE (freq): carico equivalente $Q_{SLE} = g_1 + q_1 + 0.0 q_2 = 625 \text{ kN/m}$.

Si riportano di seguito i digrammi delle sollecitazioni taglianti (V) e flettenti (M) per SLU:





Nella seguente tabella sono riportate le sollecitazioni massime di calcolo:

COMBO	L	Qeq	Mmax	Vmax
	(m)	(kN/m)	(kNm)	(kN)
SLU	5	1000	2605.5	3021.0
SLE	5	625	1628.4	1888.1

11.1 Verifiche a SLU a flessione e taglio

Verifiche a flessione

VERIFICA A FLESSIONE SEMPLICE IN DOPPIA ARMATURA - SLU					
			Momento di Calcolo		$M_{Ed} = 2605.500$ kNm
			Sforzo Normale di calcolo		$N_{Ed} = 0.000$ kN
DATI SEZIONE			$f_{ck} =$	20.75 N/mm ²	$f_{yk} =$ 450 N/mm ²
altezza totale	$H =$	2000 mm	$f_{cd} =$	11.7583333 N/mm ²	$f_{yd} =$ 391.30435 N/mm ²
base	$b =$	2500 mm	$f_{ctm} =$	2.27 N/mm ²	$\epsilon_{ps_yd} =$ 0.0001863
copriferro	$c =$	60 mm	$E_s =$	210000 N/mm ²	
altezza utile	$d =$	1940 mm	$\epsilon_{ps_cu} =$	0.0035	
altezza utile comprex	$d' =$	60 mm	$\epsilon_{ps_c2} =$	0.20	
legame cls	<i>stress block</i>		$\beta_1 =$	0.8 (stress block)	
			$\beta_2 =$	0.6	
			$\gamma_c =$	1.5	
DATI ARMATURA			n	ϕ (mm)	A_a (mm ²)
Armatura Tesa (As)		24	24	10851.84	spaziatura 10.3 cm
Armatura comprex (A's)		24	24	10851.84	10.3 cm
		$A_s + A_s'$		21703.68	
posizione asse neutro	$x =$	62.2	mm	$x/d =$ 0.03	<i>ok $x > d'$</i>
Momento Resistente	$M_{rd} =$	8244.882	kNm	$M_e/M_r =$ 0.32	OK
deformazione cls	$\epsilon_{ps_cu} =$	-0.0035			
deformazione armatura tesa	$\epsilon_{ps_s} =$	0.10572			<i>ok acciaio snervato</i>
deformazione armatura comprex	$\epsilon_{ps_s}' =$	-0.00012			<i>acciaio comprex non snervato</i>

Verifiche a taglio

VERIFICA A TAGLIO		Taglio di Calcolo		$V_{Ed} = 3021.000$	kNm
elementi senza armatura trasversale resistente a taglio (p.4.1.2.1.3.1)					
k=	1.321081 <2				ok
v_min=	0.242087				
ro_1=	0.004475 <0.02				ok
sig_cp=	0				
bw=	2500 mm				
Resistenza al taglio senza armatura		$V_{rd} = 1616.053$ kN			
Vd/Vr=	1.87			>= 1174.121	ok
<1: !!!! NECESSIA ARMATURA A TAGLIO !!!!					
elementi con armatura trasversale resistente al taglio (p.4.1.2.1.3.2)					
solo staffe verticali					
teta (°)=	22	teta (rad)= 0.3839724	teta_max(°)= 45	[ctg(teta)=1	
		ctg(teta)= 2.4750869	teta_min(°)= 21.8	[ctg(teta)=2.5	
DATI ARMATURA TRASV.		n_braccia	φ (mm)	Asw (mm2)	
Armatura Trasversale (As,w)		4	12	452.16	30144 mm2/m
		passo	s=	15 mm	301.44 cm2/m
alfa_c=	1	per membrature non compresse			
f'_cd=	5.879167 N/mm2				
Resistenza a taglio/trazione armatura trasver		$V_{rsd} =$	50974.179 kN		
Resistenza a taglio/trazione calcestruzzo		$V_{rcd} =$	8913.357 kN		
			-42060.822		
Resistenza al taglio con armatura		$V_{rd} = 8913.357$ kN	crisi biella cls complex		
Vd/Vr=	0.34	OK SEZIONE VERIFICATA			

11.2 Verifiche a SLE e Verifiche a fessurazione

Verifiche tensionali ([3] 4.1.2.2.5.)

Massime tensioni di compressione nel calcestruzzo:

$$\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} = 22.4 \text{ MPa} \quad (\text{per combinazione caratteristica/rara})$$

$$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 16.8 \text{ MPa} \quad (\text{per combinazione quasi permanente})$$

Massima tensione di esercizio nell'acciaio:

$$\sigma_a \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad (\text{per combinazione caratteristica})$$

VERIFICA TENSIONI IN ESERCIZIO - FLESSIONE SEMPLICE					frequente	q.p L.T.	rara		
(p.4.1.2.2.5)					M _{Ed} =	1628.0	1628.0	1628.0	kNm
					N _{Ed} =	0.0	0.0	0.0	kN
DATI SEZIONE									
altezza totale	H=	2000	mm	fck=	37.4	N/mm ²	fyk=	450	N/mm ²
base	b=	2500	mm	fc'd=	21.2	N/mm ²	fyd=	391.3	N/mm ²
copriferro	c=	60	mm	Es=	200000.0	N/mm ²	eps_yd=	0.002	
altezza utile	d=	1940	mm	Ec=	34625.5	N/mm ²			
altezza utile complex	d'=	60	mm						
legame cls	<i>stress block</i>		coefficiente di omogeneizzazione n		n = 15 a lungo termine 5.77609 a breve termine				
DATI ARMATURA									
	n	φ (mm)	Aa (mm ²)	spaziatura					
Armatura Tesa (As)	24	24	10851.84	10.3 cm					
Armatura complex (A's)	24	24	10851.84	10.3 cm					
	As+A's		21703.68						

Comb. Q.Perm - Lungo Termini		M= 1628.000	kNm	n= 15	n= 15
posizione asse neutro	x = 396.5	mm	x/d= 0.20	ok x>d'	f= 130.2 mm
Momento Inerzia Sezione Ideale	I _{id} = 4.582E+11	mm ⁴	M/lid= 0.00355321		h0= 1000.0 mm
			0.45	sigma_c,max=	16.8 N/mm ²
tensione cls compresso	sigma_c= 1.4	N/mm ²	ok VERIFICA TENS ESERCIZIO SODDISFA (Eq.4.1.41)		
tensione armatura tesa	sigma_s= 82.3	N/mm ²	ok acciaio teso non snervato		
tensione armatura complex	sigma_s'= -17.9	N/mm ²	ok acciaio complex non snervato		
Breve Termine		M= 1628.000	kNm	n= 5.78	n= 5.8
posizione asse neutro	x = 270.5	mm	x/d= 0.14	ok x>d'	f= 50.1 mm
Momento Inerzia Sezione Ideale	I _{id} = 1.94E+11	mm ⁴	M/lid= 0.00839269		h0= 1000.0 mm
tensione cls compresso	sigma_c= 2.3	N/mm ²			
tensione armatura tesa	sigma_s= 80.9	N/mm ²	ok acciaio teso non snervato		
tensione armatura complex	sigma_s'= -10.2	N/mm ²	ok acciaio complex non snervato		
Comb.Caratt.- RARA		M= 1628.000	kNm	n= 15.00	n= 15.0
posizione asse neutro	x = 396.5	mm	x/d= 0.20	ok x>d'	f= 130.2 mm
Momento Inerzia Sezione Ideale	I _{id} = 4.582E+11	mm ⁴	M/lid= 0.00355321		h0= 1000.0 mm
			0.60	sigma_c,max=	22.4 N/mm ²
			0.80	sigma_a,max=	360.0 N/mm ²
tensione cls compresso	sigma_c= 1.4	N/mm ²	ok VERIFICA TENS ESERCIZIO SODDISFA (Eq.4.1.40)		
tensione armatura tesa	sigma_s= 82.3	N/mm ²	ok VERIFICA TENS ESERCIZIO SODDISFA (Eq.4.1.42)		
tensione armatura complex	sigma_s'= -17.9	N/mm ²	ok acciaio complex non snervato		

Le verifiche risultano soddisfatte

Verifiche a fessurazione ([3] 4.1.2.2.4.)

Verifica dell'ampiezza delle fessure senza calcolo diretto (p.4.1.2.2.4.6) dalle Tabelle 4.1.II e 4.1.III della Circolare esplicativa (p.C.4.1.2.4)						
per w1=	0.2	mm	Interpolaz	sigma_s= 80.9	N/mm ²	(max fra comb req e qu)
sigma_s	φ max	s_max	φ max barre z. tesa	φ max =	25.0	mm ok
	160	25	200 spaz. max barre z. tesa	s_max =	200.0	mm ok
	200	16	150			
	40	-9	-50			
	-79.1					

La verifica a fessurazione risulta soddisfatta

11.3 Giunto di dilatazione

Interasse fra i giunti: 40 m, ampiezza del giunto: 3 cm.

Ceff. Dilataz. Termica	§ 11.2.10.5	$\alpha =$	0.00001	1/°C
Azione delle temperatura	§ 3.5.2	Tmax =	45	°C
		Tmin =	-15	°C
		$\Delta T =$	60	°C
dilatazione termica unitaria		$\varepsilon =$	$\alpha \Delta T =$	0.0006
Dilatazione Termica del Concio	L = 40 m	$\Delta L =$	2.4	cm

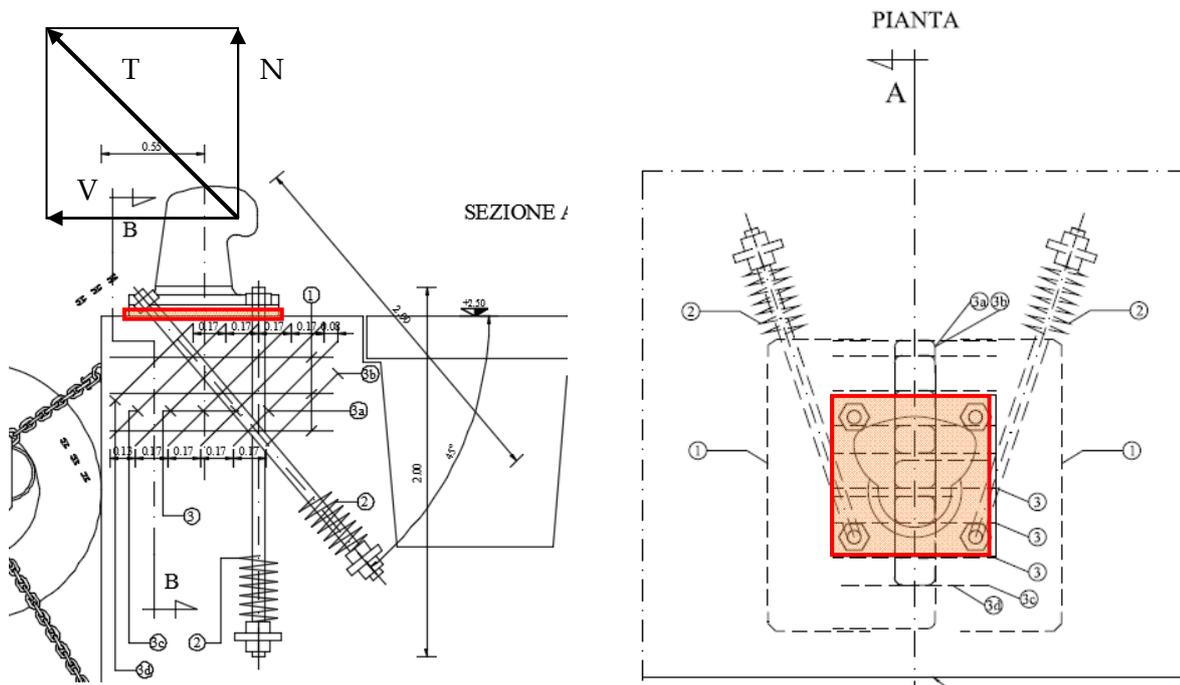
L'ampiezza del giunto è verificata.

12. VERIFICA DELL'ANCORAGGIO DELLA BITTA DA 1000 KN

Nell'ambito dell'intervento è previsto il posizionamento di bitte da 100 tonnellate (1000 kN). La bitta è collegata alla trave perimetrale mediante **n. 4 tirafondi ϕ 50 mm**.

Verifica della sezione di collegamento della bitta alla banchina

Si verifica una sezione tenso-inflessa in c.a. (evidenziata in figura), corrispondente alla sezione di attacco della bitta alla trave, corrispondente alla piastra metallica di ancoraggio, di dimensioni 80 cm x 80 cm, armata con i 4 tirafondi, di diametro ϕ 50, posti ai quattro spigoli della sezione.



Azioni di calcolo allo SLU ($\gamma_Q = 1.5$)

L'azione della bitta ($T = 1000$ kN) si assume agente, con inclinazione a 45° , alla gola della bitta, posta ad una quota di 0.40 m dal piano di collegamento con la banchina, pertanto:

$$N_d = -\gamma_Q \times T \cos(45^\circ) = -1.5 \times 1000 \text{ kN} \times 0.707 = -1061 \text{ kN} \quad (\text{trazione})$$

$$M_d = \gamma_Q \times T \cos(45^\circ) \times 0.40 \text{ m} = 1.5 \times 1000 \text{ kN} \times 0.29 \text{ m} = 424.2 \text{ kNm}$$

Verifica a tenso-flessione (SLU)

Sezione Rettangolare $b = 80$ cm $H = 80$ cm copriferro $c = 10$ cm, **Armatura: 2+2 ϕ 50**

Caratteristiche di sollecitazione:

$$M = 425.0 \text{ kNm}$$

$$N = -1061.0 \text{ kN}$$

Valori limiti:

$$M_{rd} = 564.9 \text{ kNm}$$

Nrd = -1410.3 kN
N/Nrd = 0.7523

Deformazioni:
eps c sup = 0.0035
eps s inf = -0.0295
asse neutro x = 7.4 cm

Sezione verificata

La verifica risulta soddisfatta

Verifica a taglio dei tirafondi.

Si assume che il taglio venga completamente assorbito dai tirafondi verticali (4 ϕ 50, $A_a = 78.5 \text{ cm}^2$)

Taglio di calcolo: $V_d = \gamma_Q \times T \cos(45^\circ) = 1061 \text{ kN}$

Resistenza a taglio di Calcolo:

$$R_v = A_a (f_{yd} \times 0.57) = 7850 \text{ mm}^2 \times 225.9 \text{ N/mm}^2 = 1773 \text{ kN} > V_d = 1061 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica a sfilamento dei tirafondi.

Si ipotizza, in favore di sicurezza, che l'azione di sfilamento della bitta sia assorbita unicamente dai due tirafondi, di lunghezza $L = 2.00 \text{ m}$, semiparalleli alla direzione di tiro della bitta.

Azione di Calcolo a SLU: $T_d = 1.5 T = 1500 \text{ kN}$

ADERENZA TANGENZIALE ACCIAIO-CLS (§ 4.1.2.1.1.4)		
coefficiente parziale di sicurezza del cls	$\gamma_c =$	1.5
Diametro della barra	$\phi =$	50 mm
coefficiente eta	$\eta =$	0.82
tensione caratt. Trazione del cls	$f_{ctk} =$	2.35 N/mm ²
res.tangenziale crt. di aderenza	$f_{bk} =$	4.34 N/mm ²
Riduzione per ancoraggi in z. tesa		1
res.tangenziale di aderenza di calcolo	$f_{bd} =$	2.89 N/mm²
numero barre	$n =$	2
Lunghezza di ancoraggio barre	$L =$	200 cm
Res. di ancoraggio di calcolo ($R_{bd} = n L \pi \phi f_{bd}$)	$R_{bd} =$	1816.2 kN

$$R_{bd} = 1816.2 \text{ kN} > T_d = 1500 \text{ kN}$$

La verifica a sfilamento risulta soddisfatta.

13. VERIFICA DEI PARABORDI

Nel presente paragrafo viene effettuata la Verifica del parabordo, utilizzando le procedure definite nella Linea Guida “Guidelines for the Design of Fenders Systems” del PIANC 2002.

La verifica si basa sui dati seguenti:

Tipo imbarcazione: porta containers da 100.000 DWT

Lunghezza = 200 m.

Velocità di accosto = 0,15 m/s (condizioni moderate)

Massa con confidenza 95% M_{95} = 122.000 t.

Massa con confidenza 50% M_{50} = 115.000 t.

Pescaggio = 15 m.

Larghezza = 30 m.

Tipo di parabordo (Fender) = Cilindrico 1500x750

Diametro interno = 750 mm

Diametro esterno = 1500 mm

Energia alla massima deformazione = 390 KN m

Reazione alla massima deformazione = 1150 KN

Il procedimento si basa sull’approccio energetico, considerando un impatto della nave su due coppie di parabordi.

L’energia di progetto di impatto si determina mediante la relazione:

$$E_d = \frac{1}{2} M_{95} V^2 C_e C_m C_s C_c$$

Dove:

M_{95} è la massa in tonnellate dell’imbarcazione con intervallo di confidenza del 95%, pari a 122.000 t;

V è la velocità di approccio, che si stima pari a 0,08 m/s;

C_e è un fattore di eccentricità, che in favore di sicurezza viene posto =0.5;

$C_m = 1 + (\pi/2 C_b) (d/B) = 1.63$;

d è il pescaggio,

B è la larghezza

$C_b = M_{50}/(L B d \rho) = 1.24$

ρ è il peso specifico dell’acqua di mare;

C_s è un fattore di softness che è posto pari a 1;

C_c è un fattore di configurazione posto pari a 1.

In queste condizioni, supponendo che l'urto per accosto interessi due coppie di parabordi (per una nave lunga 200 metri in fase di accosto si suppone lavorino 2 coppie delle 7 comprese nella lunghezza della nave),

$$Ed = 1118 \text{ KN m} < 390 \times 4 = 1560 \text{ KN m}$$

valore massimo assorbibile da 4 parabordi progettati, con un coefficiente di sicurezza pari a circa 1.4.

L'azione perpendicolare massima in caso di urto da accosto è quindi inferiore a 1150 KN per parabordo, realizzato con un interasse di 27 m (quindi $< 85,2 \text{ kN/m}$), valore inferiore all'azione orizzontale complessiva del carico della gru (incluso dell'azione del vento) : pertanto non risulta necessario effettuare una verifica specifica della banchina all'azione derivante da urto di imbarcazione.

In ogni caso la concezione strutturale, i dettagli costruttivi ed i materiali sono tali evitare che la struttura possa essere danneggiata in misura sproporzionata rispetto alla causa (è cioè dotata di una adeguata robustezza strutturale).