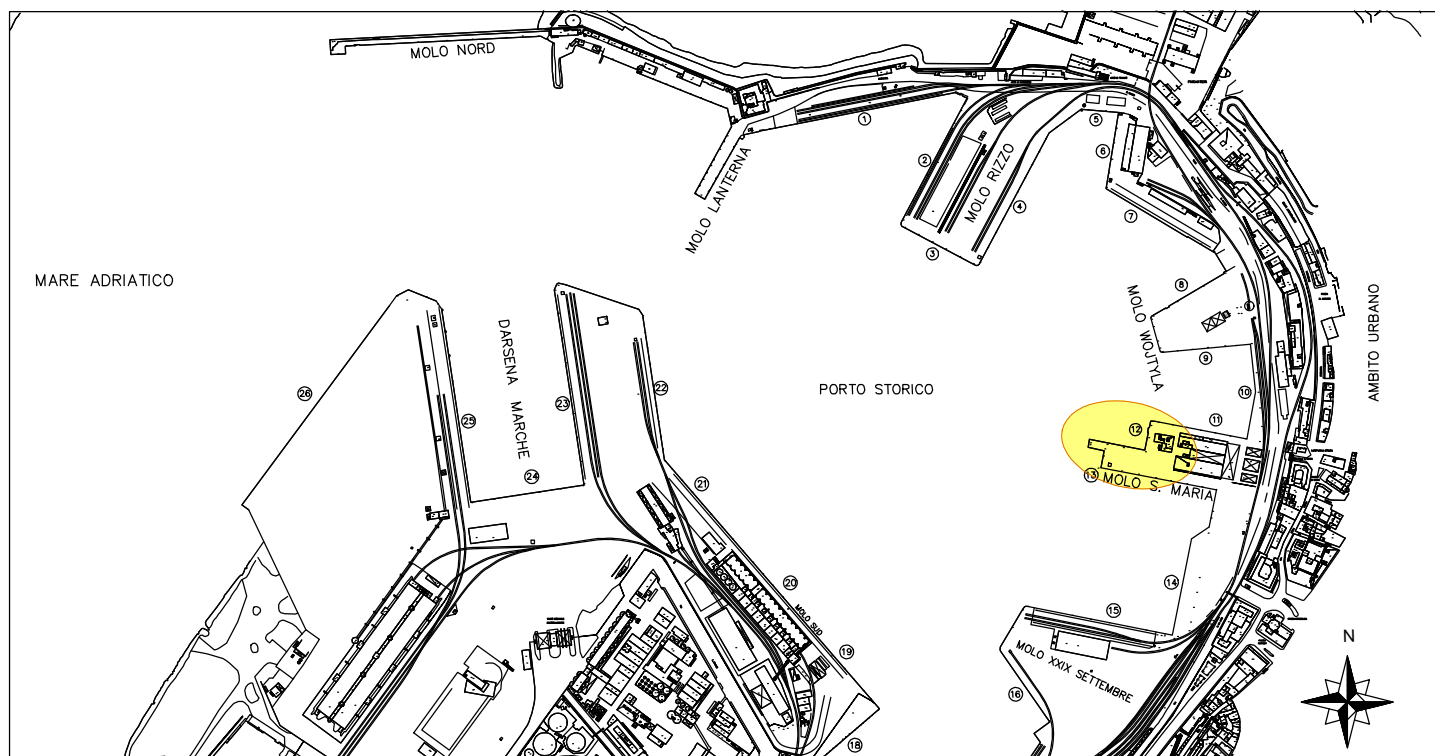


Lavori di adeguamento delle banchine nn. 13 e 14 all'ormeggio delle navi traghetto - 2° stralcio AGGIORNAMENTO DEL PROGETTO ESECUTIVO



Il Presidente
(Sig. Rodolfo Giampieri)

Il Segretario Generale
(Avv. Matteo Paroli)

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO :

Dott. Ing. Gianluca PELLEGRINI

PROGETTAZIONE:

**ACQUA
TECNO**



MODIMAR S.r.l.
Amministratore Unico
Dott. Ing. Marco Tartaglini

Marco Tartaglini

TITOLO ELABORATO:

Relazione di calcolo delle strutture

ELABORATO N° :

OS RCS

REVISIONE	N.	DATA	DESCRIZIONE
	0	OTTOBRE/2018	
	1	AGOSTO/2019	

DATA:

AGOSTO 2019

SCALA :

-

INDICE

1	Premessa	3
2	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	6
3	Normativa di riferimento	6
4	Caratteristiche dell'opera	7
4.1	Vita nominale.....	7
4.2	Classe d'uso	7
4.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica	7
5	Classificazione sismica.....	8
5.1	Pericolosità sismica del sito e parametri sismici di progetto	8
6	Caratteristiche dei materiali	9
6.1	Calcestruzzo classe di resistenza C35/45	9
6.2	Acciaio per cemento armato B450C	9
7	Caratteristiche dei terreni	10
8	Banchine 12-13	12
8.1	Analisi dei carichi	13
8.1.1	<i>Carichi permanenti strutturali</i>	13
8.1.2	<i>Carichi permanenti non strutturali</i>	13
8.1.3	<i>Sovraccarico variabile sulla banchina</i>	14
8.1.4	<i>Tiro alla bitta</i>	15
8.1.5	<i>Azioni sismiche</i>	16
8.2	Combinazione dei carichi	21
8.3	Verifiche per situazioni transitorie.....	22
	<i>Combinazioni dei carichi</i>	41
	<i>Verifiche agli stati limite</i>	41
	Verifiche agli stati limite.....	43
8.3.1	<i>Analisi dei carichi</i>	66
8.3.2	<i>Combinazioni dei carichi</i>	66
8.3.3	<i>Verifiche agli stati limite</i>	66
9	Prolungamento Molo Santa Maria	80
9.1	Dalle prefabbricate.....	81
9.1.1	<i>Analisi dei carichi</i>	81
9.1.2	<i>Combinazioni dei carichi</i>	81
9.1.3	<i>Verifiche agli stati limite</i>	81
9.2	Pulvino	82
9.2.1	<i>Analisi dei carichi</i>	82
9.2.2	<i>Combinazioni dei carichi</i>	82

9.2.3	<i>Schema di calcolo:</i>	82
9.2.4	<i>Verifiche agli stati limite</i>	82
9.3	Soletta di impalcato	84
9.3.1	<i>Analisi dei carichi</i>	84
9.3.2	<i>Combinazione dei carichi</i>	84
9.3.3	<i>Verifiche agli stati limite</i>	85
9.4	Struttura a giorno.....	86
9.4.1	<i>Analisi dei carichi</i>	86
9.4.2	<i>Combinazione dei carichi</i>	86
9.4.3	<i>Verifiche agli stati limite</i>	87
10	Calcolo del cedimento verticale del palo.....	95
11	Calcolo dei parabordi.....	97
11.1	Nave di progetto	98
11.2	Calcolo dell'energia di accosto.....	100
11.2.1	<i>Metodo di calcolo dell'energia di accosto in fase di ormeggio</i>	100
11.2.2	<i>Calcolo dell'energia di accosto</i>	104
11.3	Dimensionamento del fender	107
11.3.1	<i>Caratteristiche del fender</i>	108
11.3.2	<i>Verifica del fender</i>	110
ALLEGATO 1 – Paragrafo estratto dalla Relazione Geologica.....		111

1 Premessa

Oggetto della presente relazione sono i calcoli esecutivi delle nuove opere previste nell'ambito dei "lavori di adeguamento delle banchine 13 e 14 all'ormeggio delle navi traghetto – Il stralcio".

In particolare sono riportate le verifiche agli stati limite delle strutture del prolungamento delle banchine 12-13 e del Molo Santa Maria previste nell'adeguamento tecnico-funzionale al PRP presentato.

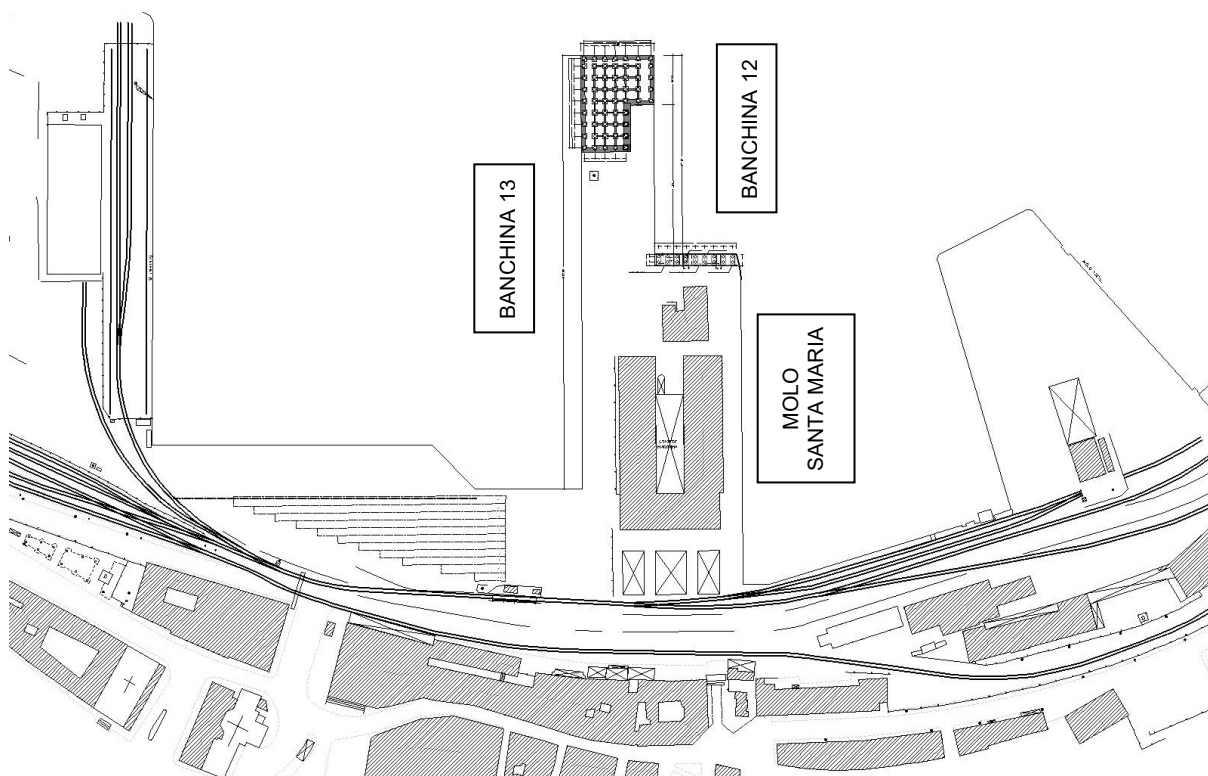


Figura 1 – Planimetria generale degli interventi

L'ampliamento delle banchine 12-13 è realizzato attraverso il suo prolungamento per circa 45.00 m ed il prolungamento della banchina 12 per circa 23.00 m. La struttura a giorno è costituita complessivamente da 55 pali trivellati in c.a. di diametro $\Phi 1500$ disposti in pianta secondo due maglie principali di 4.80×5.40 m e 5.89×5.40 m (interasse in direzione est-ovest e sud-nord) ad eccezione dell'ultima fila di pali che

Il prolungamento del Molo Santa Maria è realizzato in avanzamento per un tratto di lunghezza pari a circa 5.00 m. La struttura a giorno è costituita da 9 coppie di pali trivellati in c.a. di diametro $\Phi 1200$ disposte trasversalmente ad interasse di 2.50 m e longitudinalmente ad interasse di 4.30 m ed è completata da una sovrastruttura di c.a. Questa è realizzata attraverso la posa in opera di pulvini in corrispondenza delle coppie di pali sui quali sono appoggiate dalle prefabbricate utilizzate come casseforme a perdere per il successivo getto di completamento della sovrastruttura attraverso il quale è ripristinata la continuità strutturale in corrispondenza dei nodi.

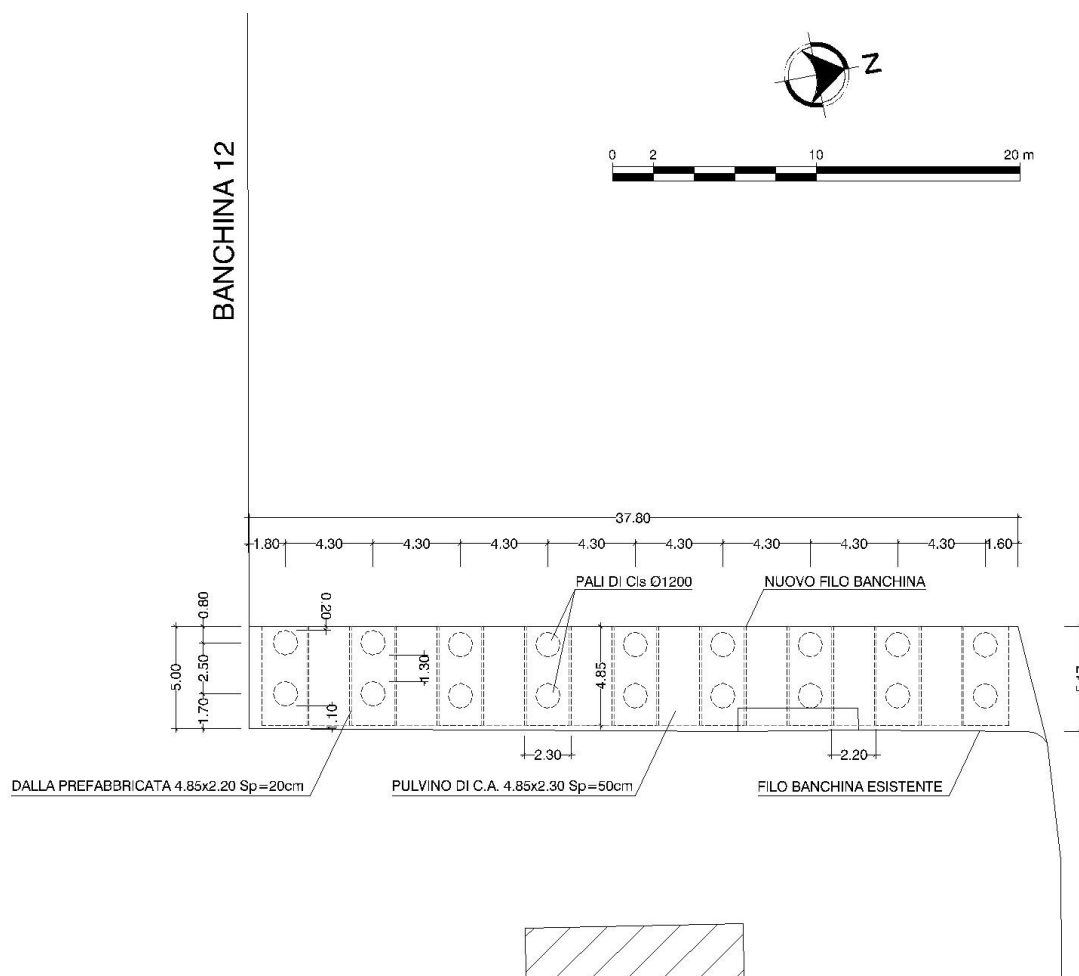


Figura 3 – Molo Santa Maria: planimetria strutture

2 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

In accordo con il punto 10.2.1 delle NTC 2018 è stata valutata l'attendibilità dei risultati ottenuti con i codici di calcolo utilizzati attraverso il confronto tra i risultati ottenuti dall'elaborazione con quelli dedotti da semplici calcoli statici.

In particolare sono state eseguite:

1. verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati;
2. comparazioni tra le analisi eseguite con i codici di calcolo e quelle eseguite con valutazioni semplificate.

A seguito di tali valutazioni si considerano accettati i risultati forniti dai codici di calcolo utilizzati.

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, autore-produttore, versione ed estremi di licenza d'uso.

TITOLO	MasterSAP
VERSIONE	2018 SP1 (31.00)
AUTORE-PRODUTTORE	AMV, Via San Lorenzo 106, 34077 Ronchi dei Legionari (GO)
LICENZIATARIO	Modimar srl, Via Monte Zebio 40, 00195 Roma
CODICE DI LICENZA	34878

3 Normativa di riferimento

Il presente progetto è stato redatto in conformità alle seguenti normative:

- D.M. 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»
- D.M. 14 gennaio 2008: Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617: Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 14 gennaio 2008

4 Caratteristiche dell'opera

Nei paragrafi seguenti sono riportati la vita nominale e la classe d'uso delle nuove opere ed il periodo di riferimento per il calcolo delle azioni sismiche. Tutti gli elementi dell'opera in cemento armato saranno caratterizzati da un copriferro di 4 cm a meno dei pali per cui è previsto un copriferro di 6 cm.

4.1 Vita nominale

La vita nominale dell'opera, intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali, è stata assunta pari a $V_N = 50$ anni ("costruzioni tipo 2: costruzioni con livelli di prestazioni ordinari").

4.2 Classe d'uso

La classe d'uso dell'opera in rapporto alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso è stata assunta pari a 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").

4.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento (V_R), in relazione al quale sono valutate le azioni sismiche sulla struttura, è ottenuto moltiplicando la vita nominale ($V_N = 50$ anni) per il coefficiente d'uso associato alla relativa classe d'uso ($C_U = 1.00$) da cui si ricava:

$$V_R = 50 \text{ anni}$$

5 Classificazione sismica

Il Comune di Ancona è classificato in zona sismica 2.

5.1 Pericolosità sismica del sito e parametri sismici di progetto

La pericolosità sismica è definita in termine di accelerazione orizzontale massima attesa, a_g , in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente, $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

Ai fini della vigente normativa tecnica le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito

F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_c^* valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Per i valori di a_g , F_o e T_c^* , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n. 29, ed eventuali successivi aggiornamenti.

Con riferimento agli stati limite definiti per le condizioni sismiche dalle NTC2018 e per il sito in esame avente coordinate long. = 13.5067° e lat. = 43.6208°, i parametri sismici da assumere sono i seguenti:

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0.042	2.460	0.277
SLD	50	0.057	2.560	0.276
SLV	475	0.173	2.454	0.295
SLC	975	0.228	2.487	0.308

6 Caratteristiche dei materiali

Le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati nella realizzazione delle opere strutturali sono sinteticamente riportate nel seguito.

6.1 Calcestruzzo classe di resistenza C35/45

Classe	C35/45
R_{ck}	45 N/mm²
f_{ck}	37.35 N/mm ²
f_{cm}	45.35 N/mm ²
α_{cc}	0.85
γ_c	1.50
f_{cd}	21.17 N/mm²
f_{ctm}	3.35 N/mm ²
f_{ctk}	2.35 N/mm ²
f_{ctd}	1.56 N/mm²
η	1.00
f_{bk}	5.28 N/mm ²
f_{bd}	3.52 N/mm²
E_{cm}	34625 N/mm²
$V_{cls \text{ fess.}}$	0.00
$V_{cls \text{ non fess.}}$	0.20
α	$10 \times 10^{-6} / ^\circ C$

6.2 Acciaio per cemento armato B450C

Valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura:

$$f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ MPa}$$

$$f_{k \text{ nom}} = 540 \text{ MPa}$$

Resistenza di calcolo dell'acciaio:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ MPa}$$

7 Caratteristiche dei terreni

Le caratteristiche geo-meccaniche dei terreni interessati dall'opera in oggetto sono state ricavate dalla relazione "R2 – Relazione Geologica-Geotecnica" del Progetto Definitivo (allegato 1 – Estratto relazione Geologica-Geotecnica).

Nel seguito si riportano gli strati di terreno così come individuati nel suddetto progetto.

STRATO A (terreno incoerente)

La quota del fondale varia dalla -7.00 m s.m.m. alla -10.00 m s.m.m. Lo strato di terreno incoerente segue il fondale ed è caratterizzata da uno spessore di circa 1.00 m. Le caratteristiche geomeccaniche sono le seguenti:

- $\gamma_{\text{sat}} = 21 \text{ kN/m}^3$
- $\Phi_k' = 22^\circ$
- $n_h = 3000 \text{ kN/m}^3$

STRATO B (terreno coesivo)

Lo strato di terreno si estende al di sotto dello strato A fino alla quota di -17.50 m s.m.m. Le caratteristiche geomeccaniche sono le seguenti:

- $\gamma_{\text{sat}} = 20.5 \text{ kN/m}^3$
- $\Phi_{pk}' = 20^\circ$
- $c_p' = 22 \text{ kN/m}^2$
- $c_u = 78 \text{ kN/m}^2$
- $\Phi_k' = 13^\circ$
- $c' = 15 \text{ kN/m}^2$

STRATO C (terreno coesivo)

Lo strato si estende a partire dalla quota di -17.50 m s.m.m. Le caratteristiche geomeccaniche sono le seguenti:

- $\gamma_{\text{sat}} = 20.8 \text{ kN/m}^3$
- $\Phi_{pk}' = 30^\circ$
- $c_p' = 34 \text{ kN/m}^2$
- $c_u = 200 \text{ kN/m}^2$

- $\Phi'_k = 28^\circ$
- $c' = 23 \text{ kN/m}^2$

I valori di c_u sono stati determinati attraverso la seguente relazione:

$$c_u = c_u(\text{vane test}) \times \lambda \text{ con } \lambda = \lambda(\text{IP})$$

I valori di c' residuo sono stati considerati, come indicato in letteratura, pari ai 2/3 del valore di picco. I valori di Φ' residuo sono stati determinati tramite correlazioni grafiche in funzione di IP.

Invece, per quanto riguarda le quote degli strati queste sono state riviste in funzione della campagna di indagini svolta dalla Tecnosondaggi di Brugiapaglia Claudio nel 2014 e commissionata dalla Ediltecnica S.r.l. I sondaggi geologici eseguiti a mare con pontone in prossimità delle banchine 12 e 13 del Porto di Ancona hanno confermato la presenza dei tre strati di cui al progetto definitivo:

1. *Strato A: Coltre eluvio-colluviale*
2. *Strato B: Formazione alterata costituita da limo debolmente sabbioso*
3. *Strato C: Formazione in posto costituita da argille e argille marnose sabbiose*

8 Banchine 12-13

L'ampliamento delle banchine 12-13 è stato realizzato con una struttura a giorno costituita da 55 pali trivellati di c.a. di diametro $\Phi 1500$ con quota di infissione alla - 20.78 m s.l.m. ed alla -22.78 m s.l.m. e quota testa palo alla +0.15 m s.l.m. e da un impalcato costituito da un graticcio di travi prefabbricate e da una soletta di c.a. Nel tratto emerso i pali sono protetti da una camicia in acciaio dello spessore di 8 mm.

Da un punto di vista costruttivo possono individuarsi le seguenti fasi esecutive dell'opera:

- realizzazione dei pali trivellati di c.a.;
- posizionamento in testa ai pali dei pulvini forati al centro per consentire il passaggio della gabbia di armatura del palo;
- posizionamento sui pulvini delle travi e delle dalle prefabbricate di c.a. e successivo getto dei nodi pali-travi al fine di ripristinare la continuità strutturale dell'opera;
- a maturazione avvenuta del getto, posizionamento sulle travi delle predalle;
- realizzazione del getto finale di calcestruzzo della soletta dell'impalcato;
- realizzazione pavimentazione, giunti e finiture banchine.

8.1 Analisi dei carichi

Nel seguito si riporta l'analisi dei carichi agenti sulla struttura.

8.1.1 Carichi permanenti strutturali

I carichi permanenti strutturali sono dovuti ai pesi propri degli elementi strutturali e sono stati calcolati assumendo per il calcestruzzo un peso di volume pari a 25.00 kN/m^3 :

- p.p. travi centrali: $g_{1k} = 25.00 \times 0.60 \times 0.50 = 7.50 \text{ kN/m}$
- p.p. travi di bordo esterne: $g_{1k} = 25.00 \times 0.81 = 20.25 \text{ kN/m}$
- p.p. travi di bordo interne: $g_{1k} = 25.00 \times 0.72 = 18.00 \text{ kN/m}$
- p.p. predalle: $g_{1k} = 25.00 \times 0.08 = 2.00 \text{ kN/m}^2$
- p.p. dalle + getto 1° fase: $g_{1k} = 25.00 \times 0.50 = 12.50 \text{ kN/m}^2$
- p.p. soletta impalcato: $g_{1k} = 25.00 \times 0.30 = 7.50 \text{ kN/m}^2$
- p.p. pulvino: $g_{1k} = 25.00 \times 2.30 \times 2.30 \times 0.42 = 55.55 \text{ kN}$
- p.p. palo emerso: $g_{1k} = 25.00 \times 1.13 = 28.25 \text{ kN/m}$
- p.p. palo immerso: $g_{1k} = 14.70 \times 1.13 = 16.61 \text{ kN/m}$

8.1.2 Carichi permanenti non strutturali

I carichi permanenti non strutturali sono dovuti ai pesi propri portati dall'impalcato e sono stati calcolati assumendo per la pavimentazione un peso di volume pari a 22.00 kN/m^3 :

- p.p. pavimentazione: $g_{2k} = 22.00 \times 0.05 = 1.25 \text{ kN/m}^2$

Essendo l'intensità dei suddetti carichi ben definita in fase di progetto, per detti carichi si adottano gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

8.1.3 Sovraccarico variabile sulla banchina

Il sovraccarico variabile agente sull'impalcato della struttura a giorno è stato assunto pari a:

- sovraccarico: $q_{1k} = 40.00 \text{ kN/m}^2$

Ai fini della combinazione dell'azione con gli altri carichi variabili, l'azione del sovraccarico accidentale è assimilata all'azione dei carichi variabili di categoria C per la quale i coefficienti di combinazione da adottare sono i seguenti:

- $\Psi_{0j} = 0,7$
- $\Psi_{1j} = 0,7$
- $\Psi_{2j} = 0,6$

8.1.4 Tiro alla bitta

Sulla struttura sono posizionate n. 2 bitte da $Q_{2k} = 1000$ kN lungo la banchina 13, n. 2 bitte da $Q_{3k} = 1000$ kN lungo la banchina 12 e n. 2 bitte da $Q_{4k} = 1000$ kN lungo la testata del prolungamento.

Lo schema di tiro delle bitte è illustrato nella figura seguente.

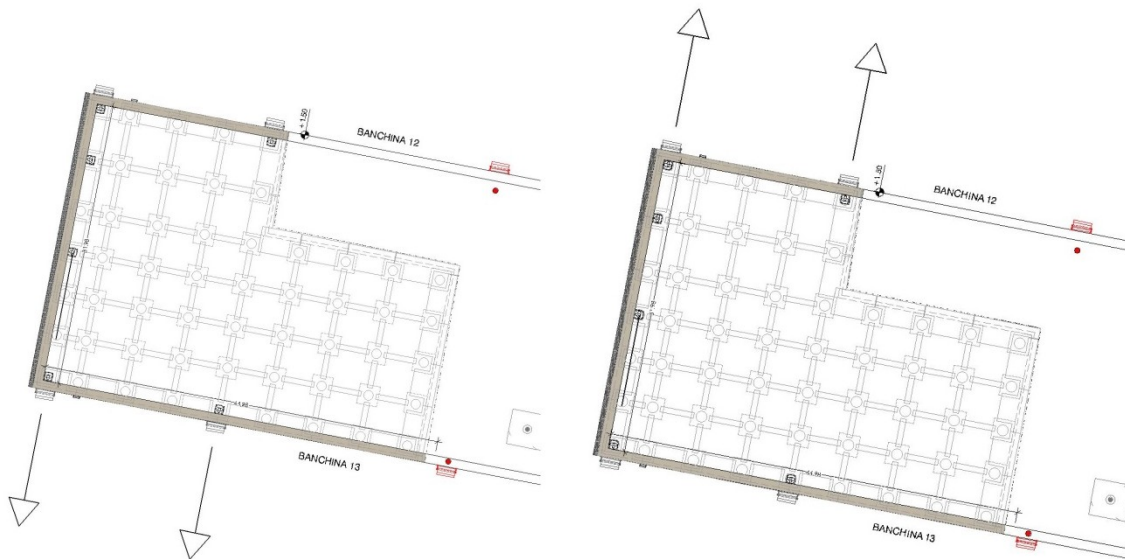


Figura 4 – Schema tiro bitte

Ai fini della combinazione dell'azione con gli altri carichi variabili, l'azione del tiro alla bitta è assimilata all'azione del vento per la quale i coefficienti di combinazione da adottare sono i seguenti:

- $\Psi_{0j} = 0,6$
- $\Psi_{1j} = 0,2$
- $\Psi_{2j} = 0,0$

8.1.5 Azioni sismiche

Le azioni sismiche di progetto sono valutate a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione definita nel §5.1 e dall'individuazione della categoria di sottosuolo di riferimento assunta pari a B.

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

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

La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale. In via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie sono stati determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

8.1.5.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s.

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

- $0 \leq T < T_B$: $S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_o \times [T/T_B + 1/(\eta \times F_o) \times (1 - T/T_B)]$
- $T_B \leq T < T_C$: $S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_o$
- $T_C \leq T < T_D$: $S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_o \times (T_C/T)$
- $T_D \leq T$: $S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_o \times (T_D T_C/T^2)$

nelle quali:

- T è il periodo di vibrazione;
- S_e è l'accelerazione spettrale orizzontale;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione;

$$S = S_S \times S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed S_T il coefficiente di amplificazione topografica;

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

$$\eta = [10/(5+\xi)]^{0.5} \geq 0.55$$

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

- F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \times T_C^*$$

dove T_C^* è funzione del sito di costruzione e di P_{VR} e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = T_C/3$$

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

$$T_D = 4.0 \times a_g/g + 1.6$$

Nelle tabelle seguenti sono riportate in funzione della categoria di sottosuolo le espressioni per la valutazione dei coefficienti S_S e C_C ed in funzione della categoria topografica S_T .

Tabella 1 – Espressioni di S_s e C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 2 – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

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

- $0 \leq T < T_B$: $S_{ve}(T) = a_g \times S \times \eta \times F_v \times [T/T_B + 1/(\eta \times F_v) \times (1 - T/T_B)]$
- $T_B \leq T < T_C$: $S_{ve}(T) = a_g \times S \times \eta \times F_v$
- $T_C \leq T < T_D$: $S_{ve}(T) = a_g \times S \times \eta \times F_v \times (T_C/T)$
- $T_D \leq T$: $S_{ve}(T) = a_g \times S \times \eta \times F_v \times (T_D T_C / T^2)$

nelle quali :

- T è il periodo di vibrazione;
- S_{ve} è l'accelerazione spettrale verticale;
- F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima mediante la relazione:

$$F_v = 1.35 \times F_o \times (a_g/g)^{0.5}$$

I parametri S_s , T_B , T_C e T_D per lo spettro di risposta elastico della componente verticale sono riportati nella tabella seguente:

Tabella 3 – Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

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

8.1.5.2 Spettro di progetto per lo stato limite di operatività (SLO)

Per lo stato limite di operatività lo spettro di risposta dello spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata.

8.1.5.3 Spettri di progetto per gli stati limite di danno (SLD), di salvaguardia della vita (SLV) e di prevenzione del collasso (SLC)

Per le verifiche agli stati limite di danno (SLD), di salvaguardia della vita (SLV) e di prevenzione del collasso (SLC) lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di comportamento. Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2a_g$.

8.1.5.4 Fattore di comportamento

Il valore del fattore di comportamento q , da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Il limite superiore q_{lim} del fattore di comportamento relativo allo SLV è calcolato la seguente espressione:

$$q = q_0 \times K_R$$

dove:

- q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV i cui valori massimi sono riportati nella tabella 7.3.11 delle NTC2018 in dipendenza della Classe di Duttività, della tipologia strutturale, del coefficiente λ e del rapporto α_u/α_1 tra il

valore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

- K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Trattandosi di una struttura non regolare in pianta sono stati adottati i valori di α_u/α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

L'opera è stata considerata come una struttura a telaio di un piano per la quale il rapporto α_u/α_1 può essere assunto pari a 1.1 (§7.4.3.2 delle NTC2018) da cui si ricava che il valore medio del suddetto rapporto è pari a 1.05.

Il valore base del fattore di comportamento allo SLV, per costruzioni progettate per conseguire la Classe di Duttività Media (CD"B"), può essere assunto pari a (tabella 7.3.II delle NTC2018):

$$q_0 = 3.0 \times \alpha_u/\alpha_1 = 3.15$$

Per la componente verticale dell'azione sismica il valore di q utilizzato è stato posto pari a $q = 1,5$.

8.2 Combinazione dei carichi

Ai fini delle verifiche agli stati limite i carichi sono stati combinati come segue:

- **Combinazione fondamentale allo SLU di tipo strutturale (SLU-STR):**
 - SLU-STR-1: $1.3 \times G_{k1} + 1.3 \times G_{k2} + 1.5 \times Q_{k1} + 0.9 \times Q_{k2}$
 - SLU-STR-2: $1.3 \times G_{k1} + 1.3 \times G_{k2} + 1.5 \times Q_{k1} + 0.9 \times Q_{k3}$
 - SLU-STR-3: $1.3 \times G_{k1} + 1.3 \times G_{k2} + 1.05 \times Q_{k1} + 1.5 \times Q_{k2}$
 - SLU-STR-4: $1.3 \times G_{k1} + 1.3 \times G_{k2} + 1.05 \times Q_{k1} + 1.5 \times Q_{k3}$
- **Combinazione fondamentale allo SLU di tipo geotecnico (SLU-GEO):**
 - SLU-GEO-1: $1.0 \times G_{k1} + 1.0 \times G_{k2} + 1.3 \times Q_{k1} + 0.78 \times Q_{k2}$
 - SLU-GEO-2: $1.0 \times G_{k1} + 1.0 \times G_{k2} + 1.3 \times Q_{k1} + 0.78 \times Q_{k3}$
 - SLU-GEO-3: $1.0 \times G_{k1} + 1.0 \times G_{k2} + 0.91 \times Q_{k1} + 1.3 \times Q_{k2}$
 - SLU-GEO-4: $1.0 \times G_{k1} + 1.0 \times G_{k2} + 0.91 \times Q_{k1} + 1.3 \times Q_{k3}$
- **Combinazione sismica allo SLU di tipo strutturale (SLV-STR):**
 - SLV-STR-1: $E + G_{k1} + G_{k2} + 0.6 \times Q_{k1}$
- **Combinazione allo SLE di tipo caratteristica (RAR):**
 - SLE-RAR-1: $G_{k1} + G_{k2} + Q_{k1} + 0.6 \times Q_{k2}$
 - SLE-RAR-2: $G_{k1} + G_{k2} + Q_{k1} + 0.6 \times Q_{k3}$
 - SLE-RAR-3: $G_{k1} + G_{k2} + 0.7 \times Q_{k1} + Q_{k2}$
 - SLE-RAR-3: $G_{k1} + G_{k2} + 0.7 \times Q_{k1} + Q_{k3}$
- **Combinazione allo SLE di tipo frequente (FRE):**
 - SLE-FRE-1: $G_{k1} + G_{k2} + 0.7 \times Q_{k1}$
 - SLE-FRE-2: $G_{k1} + G_{k2} + 0.6 \times Q_{k1} + 0.6 \times Q_{k2}$
 - SLE-FRE-3: $G_{k1} + G_{k2} + 0.6 \times Q_{k1} + 0.6 \times Q_{k3}$
- **Combinazione allo SLE di tipo quasi permanente (QPE)**
 - SLE-QPE-1: $G_{k1} + G_{k2} + 0.6 \times Q_{k1}$

8.3 Verifiche per situazioni transitorie

Prima del posizionamento delle *predalles* e del successivo getto in opera dell'impalcato è prevista la realizzazione dei nodi travi-pali in modo da garantire l'iperstaticità della struttura già in queste prime fasi.

Pertanto le travature dell'impalcato sono state calcolate come un graticcio di travi nel piano orizzontale soggette al peso proprio delle *predalles* e del getto di calcestruzzo dell'impalcato e ad un eventuale sovraccarico accidentale presente durante le fasi di getto ($Q_{k4} = 0.50 \text{ kN/m}^2$).

I carichi sono stati combinati come segue:

- **Combinazione fondamentale allo SLU di tipo strutturale (SLU-STR):**
 - SLU-STR-1: $1.3 \times G_{k1} + 1.5 \times Q_{k4}$
- **Combinazione allo SLE di tipo caratteristica (RAR):**
 - SLE-RAR-1: $G_{k1} + Q_{k4}$
- **Combinazione allo SLE di tipo frequente (FRE):**
 - SLE-FRE-1: $G_{k1} + 0.5 \times Q_{k4}$
- **Combinazione allo SLE di tipo quasi permanente (QPE)**
 - SLE-QPE-1: $G_{k1} + 0.3 \times Q_{k1}$

Nella figura seguente è riportata la planimetria delle travi tipo dell'impalcato per le cui sezioni si rimanda agli elaborati grafici progettuali.

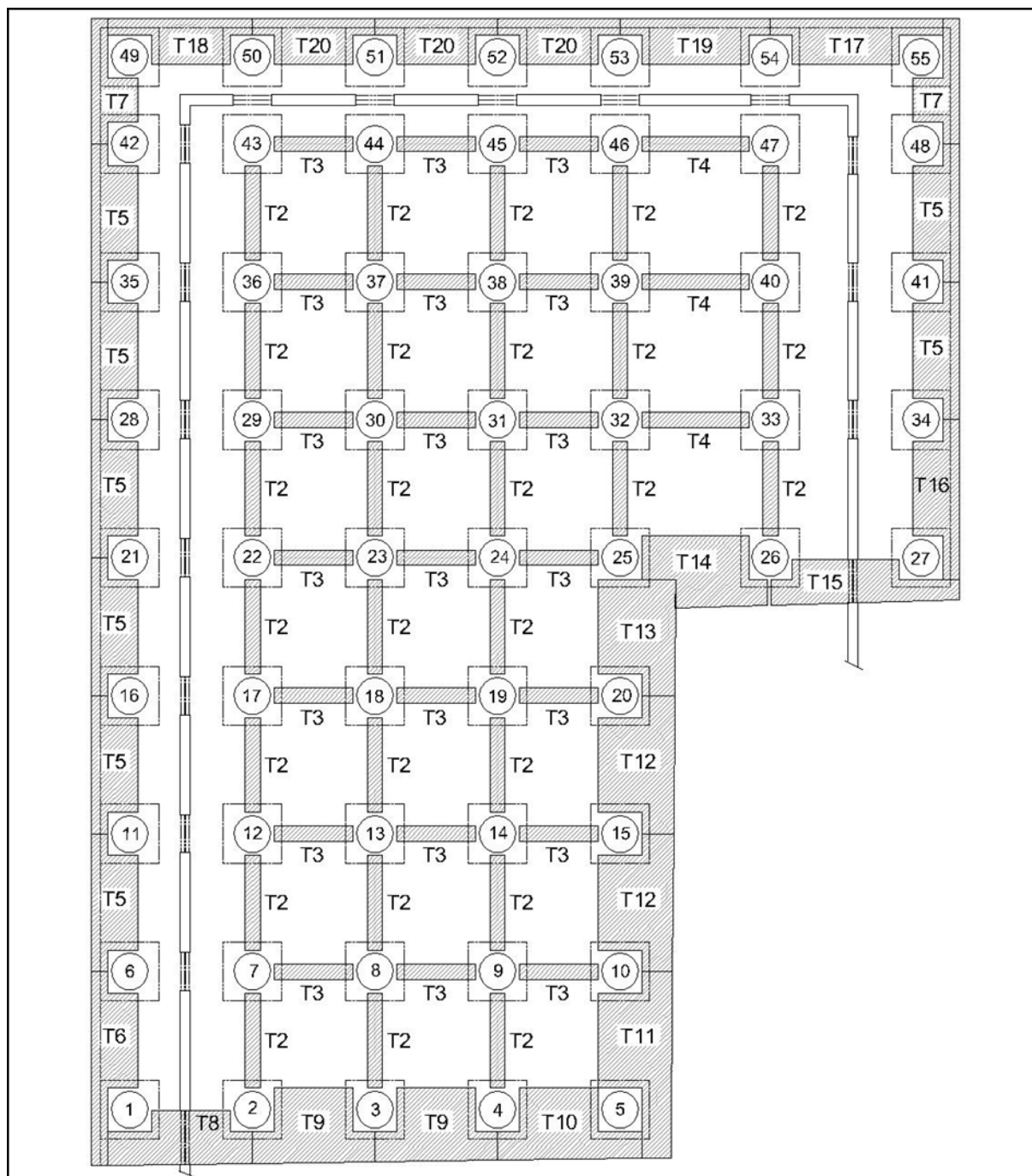


Figura 5 – Schema planimetrico delle travi dell'impalcato

Il modello è stato elaborato con l'ausilio del codice di calcolo MasterSAP 2018 SP1 ed è illustrato nella figura seguente. Nel calcolo la soletta di bordo è stata simulata come una trave di collegamento tra i pali di larghezza pari all'interasse tra i pali ed altezza pari al suo spessore.

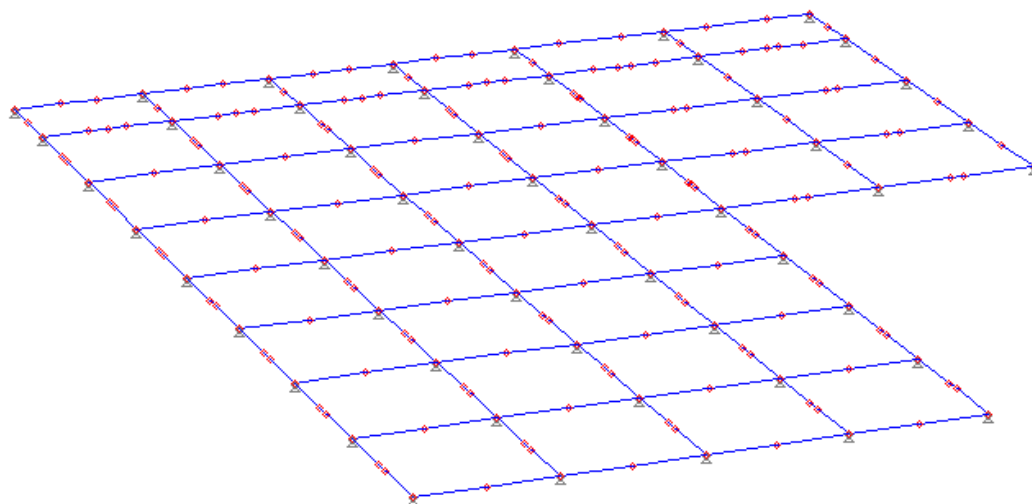


Figura 6 – Modello di calcolo

Nelle figure seguenti sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni flettenti e taglianti ottenuti dal codice di calcolo per la combinazione SLU-STR-1.

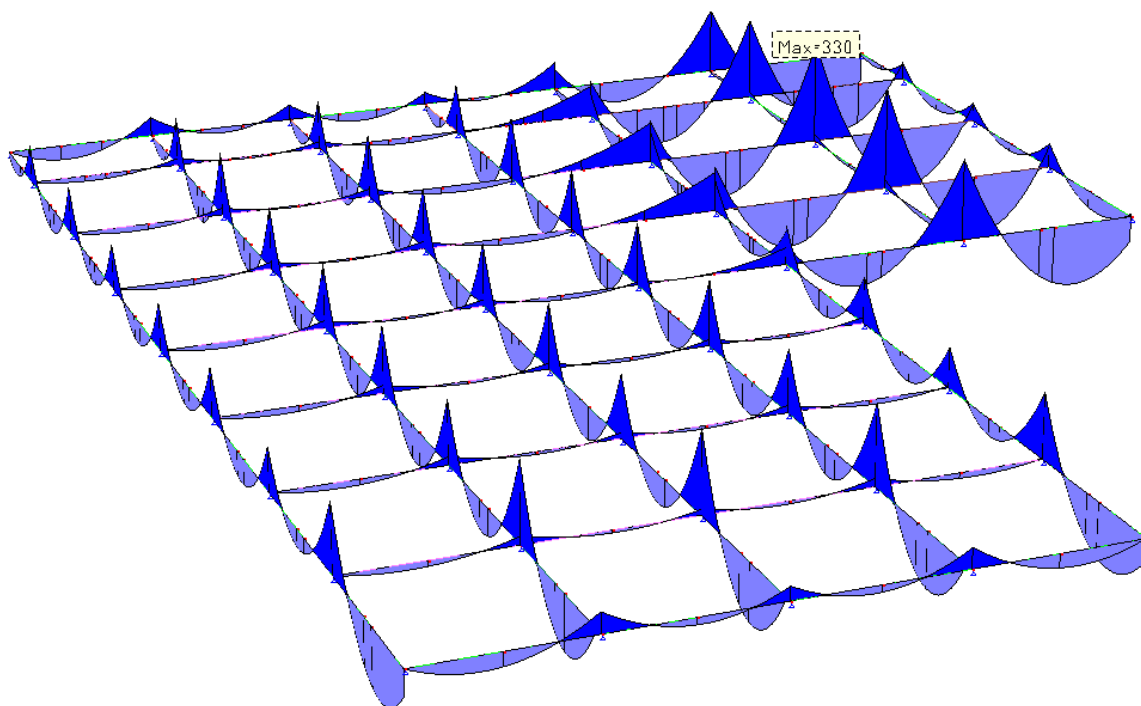


Figura 7 – Momento flettente

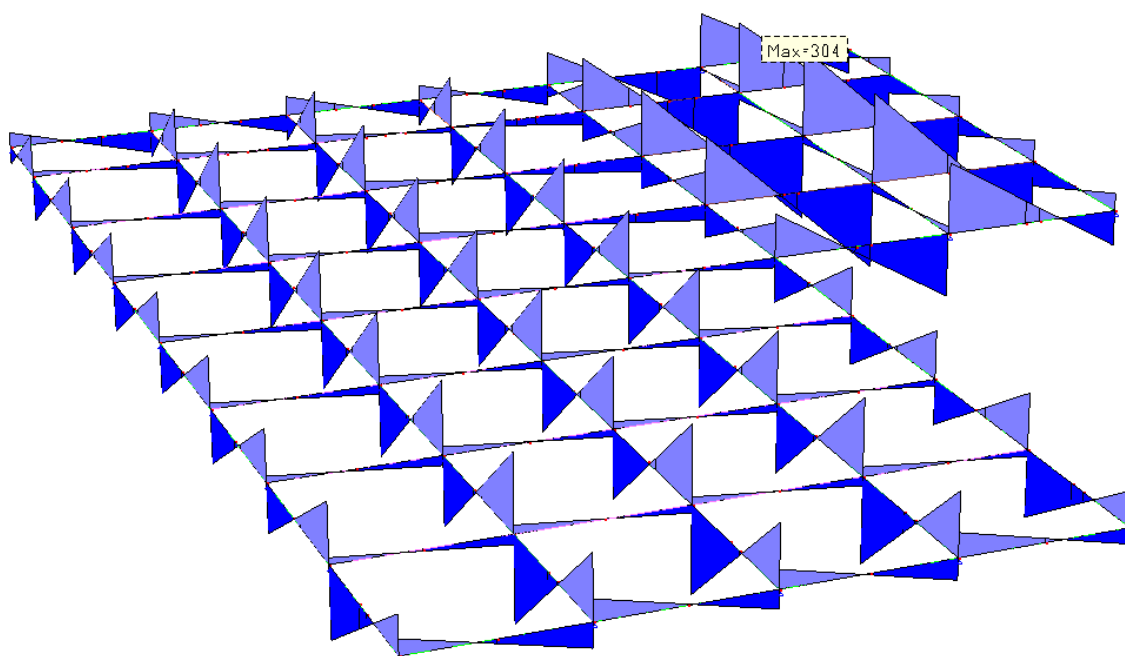


Figura 8 – Taglio

Nelle figure seguenti sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni flettenti e taglianti ottenuti dal codice di calcolo per la combinazione SLE-RAR-1.

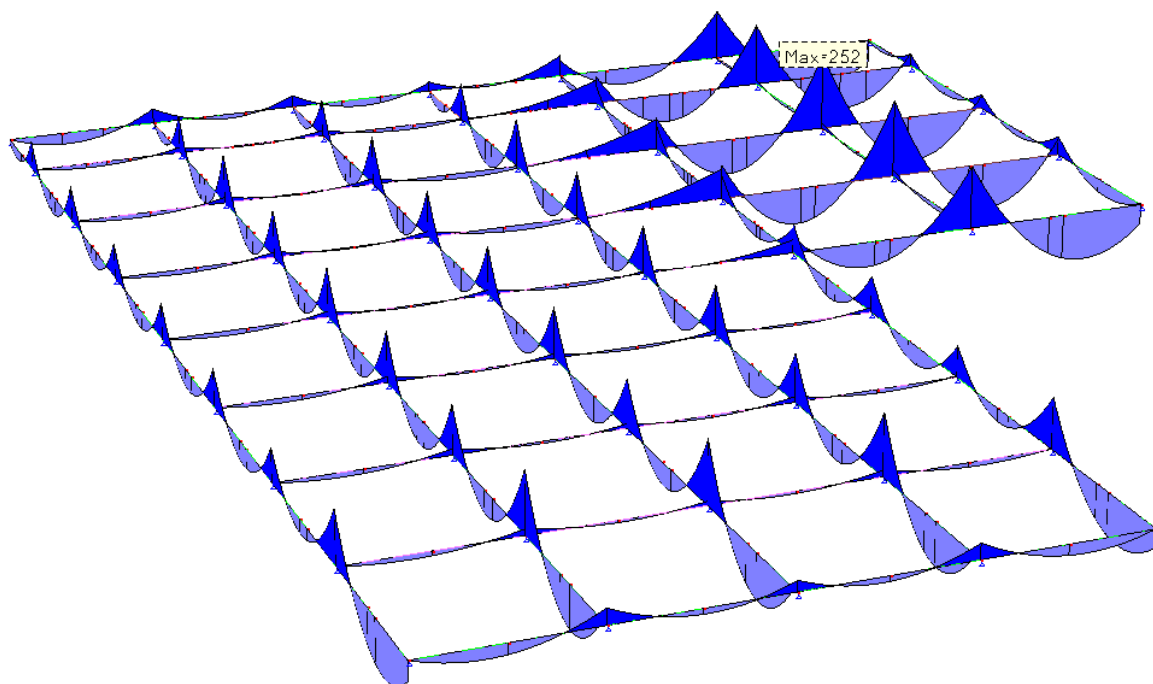


Figura 9 – Momento flettente

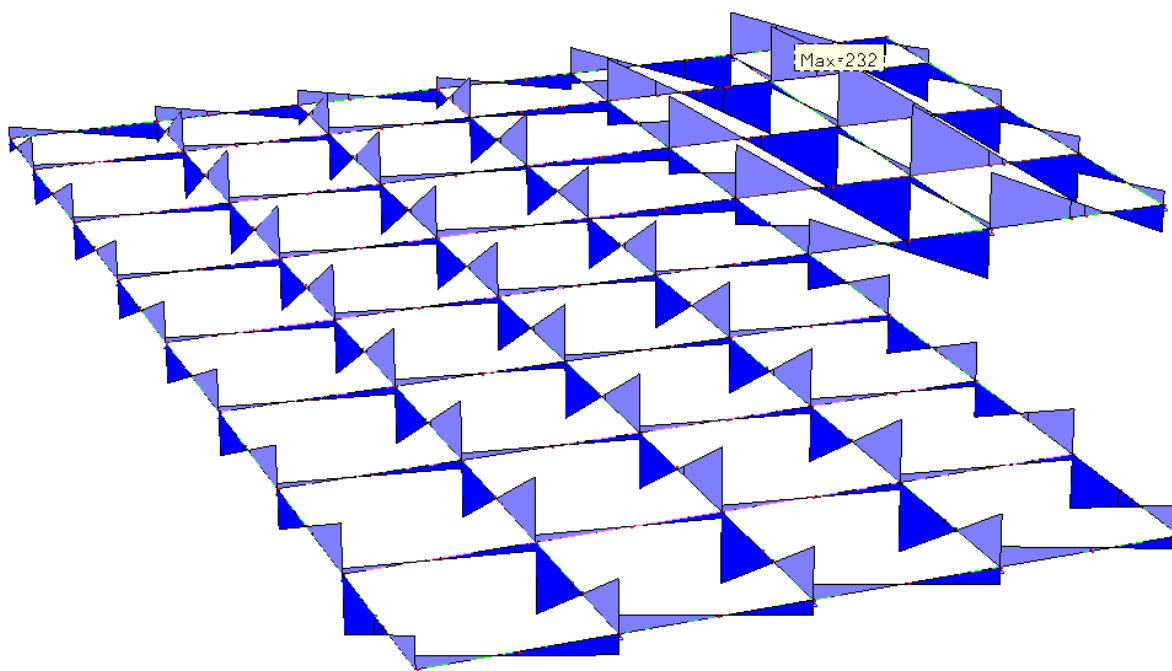


Figura 10 – Taglio

Nelle figure seguenti sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni flettenti e taglianti ottenuti dal codice di calcolo per la combinazione SLE-FRE-1.

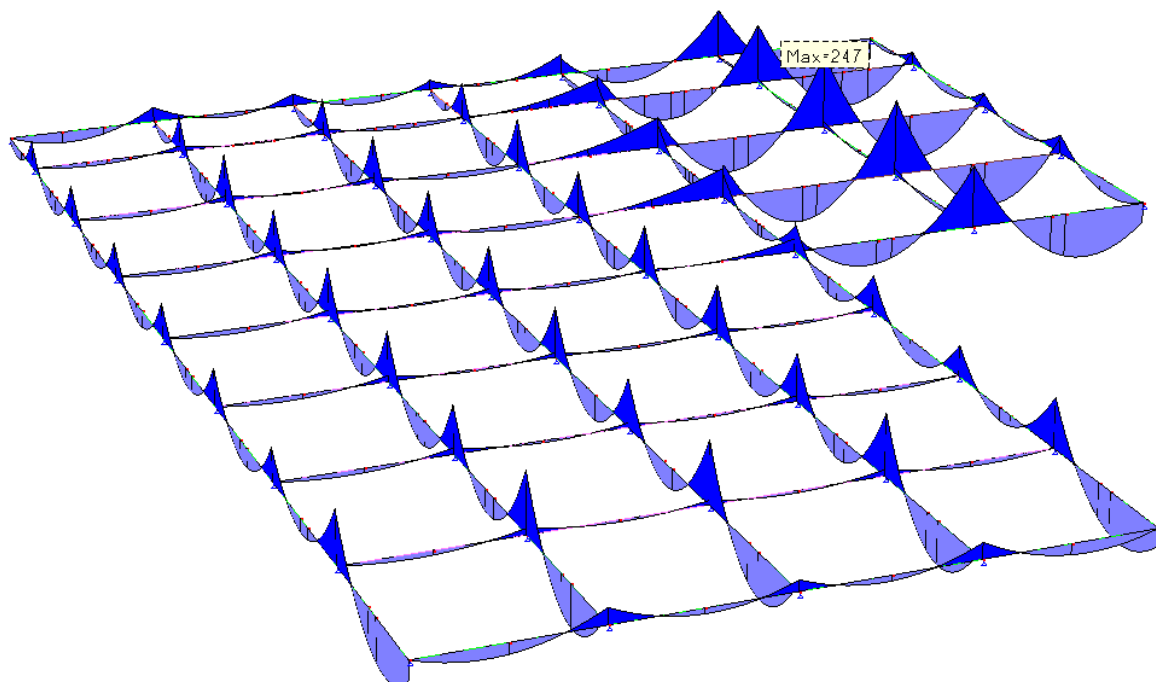


Figura 11 – Momento flettente

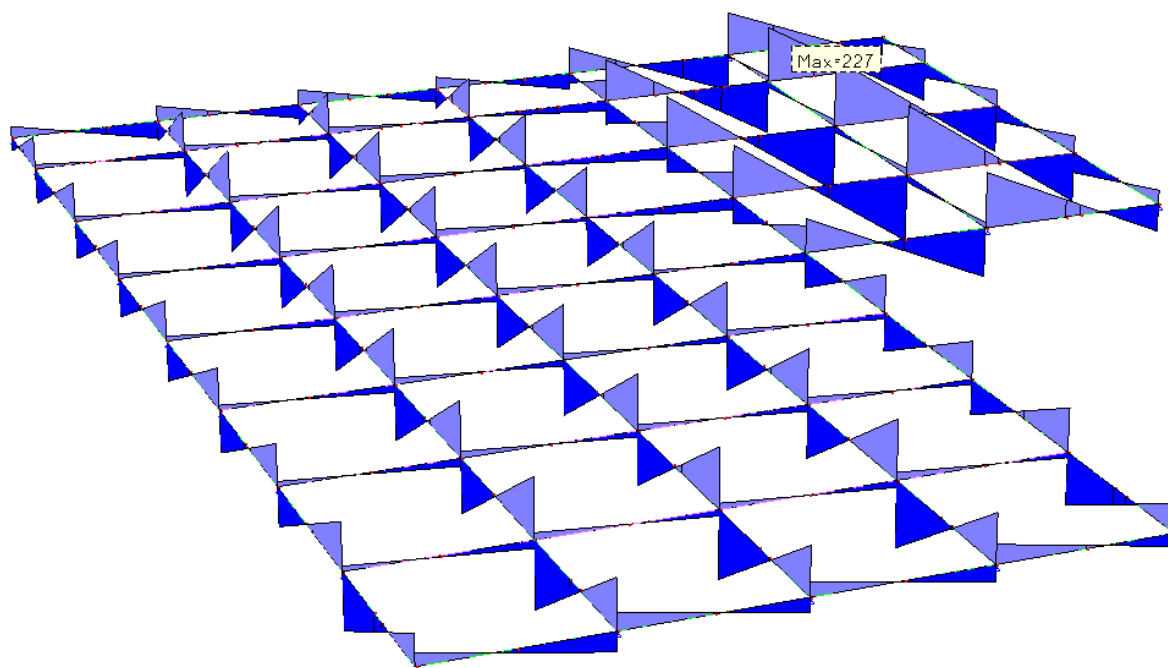


Figura 12 – Taglio

Nelle figure seguenti sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni flettenti e taglienti ottenuti dal codice di calcolo per la combinazione SLE-QPE-1.

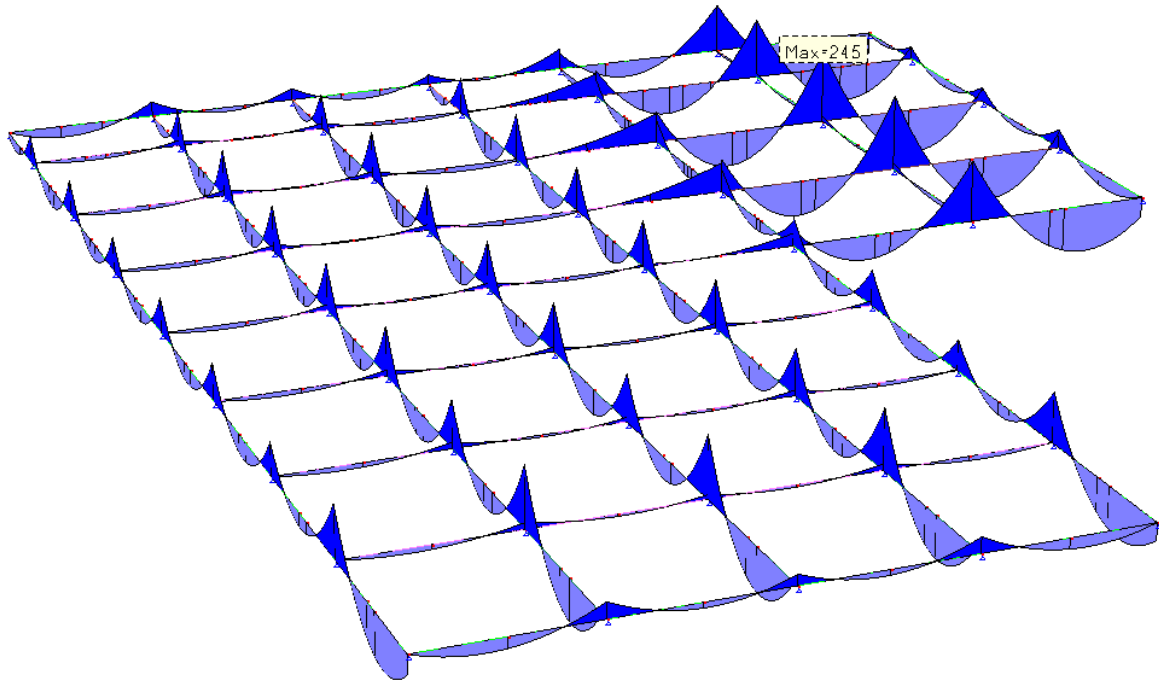


Figura 13 – Momento flettente

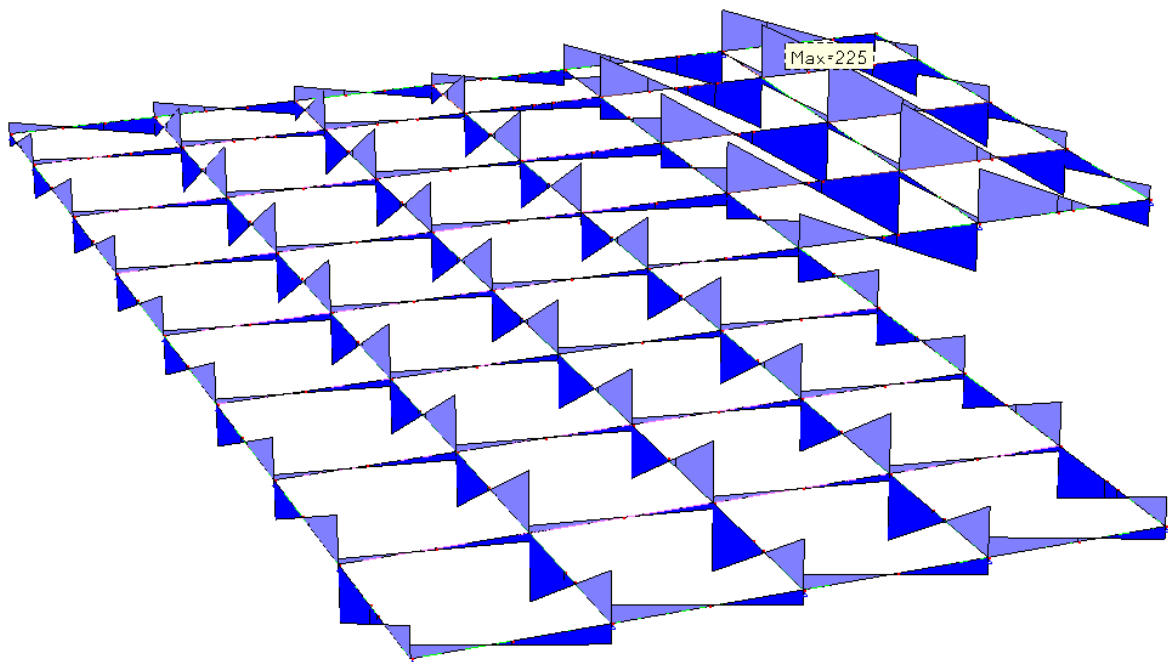


Figura 14 – Taglio

Nel seguito si riportano le verifiche delle travi dell'impalcato nelle situazioni transitorie sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) che degli stati limite di esercizio (SLE).

Inviluppo SLU-STR

Verifica SLU – Resistenza (§ 4.1.2.3 NTC 2018)

Travi tipo T2

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.50 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{\text{inf}} = 6\Phi 18$ $A_{\text{sup}} = 6\Phi 18$ St. $\Phi 12/10$

$$M_{\text{Ed}} = -235 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Ed}} = +162 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{Ed}} = 250 \text{ kN}$$

$$M_{\text{Rd}} = -253 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Rd}} = +253 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{Rd}} = 356 \text{ kN}$$

$$\eta = 1.08 \geq 1.00$$

$$\eta = 1.56 \geq 1.00$$

$$\eta = 1.42 \geq 1.00$$

Travi tipo T3

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.50 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{\text{inf}} = 6\Phi 22$ $A_{\text{sup}} = 6\Phi 22$ St. $\Phi 12/10$

Le verifiche nelle fasi transitorie sono omesse in quanto le travi sono soggette alle sole azioni dovute al peso proprio ed al peso della quota parte di getto gravante direttamente su di esse.

Travi tipo T4

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.50 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{\text{inf}} = 6\Phi 22$ $A_{\text{sup}} = 6\Phi 22$ St. $\Phi 12/10$

$$M_{\text{Ed}} = -330 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Ed}} = +197 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{Ed}} = 304 \text{ kN}$$

$$M_{\text{Rd}} = -370 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Rd}} = +370 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{Rd}} = 356 \text{ kN}$$

$$\eta = 1.12 \geq 1.00$$

$$\eta = 1.88 \geq 1.00$$

$$\eta = 1.17 \geq 1.00$$

Inviluppo SLE-RAR

Verifica SLE – Tensioni (§ 4.1.2.2 NTC 2018)

$$\sigma_{c1} < 0.60 f_{ck} = 22.41 \text{ N/mm}^2 ; \sigma_{s1} < 0.80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Travi tipo T2

Sezione rettangolare: B = 0.60 m H = 0.50 m C = 0.04 m

Armatura: A_{inf} = 6Φ18 A_{sup} = 6Φ18 St. Φ12/10

$$M_{Ed} = -179 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = +124 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 191 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 8.10 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c1}$$

$$\sigma_c = 5.61 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c1}$$

$$\sigma_{st} = 213.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 289.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s1}$$

$$\sigma_s = 200.4 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s1}$$

Travi tipo T3

Sezione rettangolare: B = 0.60 m H = 0.50 m C = 0.04 m

Armatura: A_{inf} = 6Φ22 A_{sup} = 6Φ22 St. Φ12/10

Le verifiche nelle fasi transitorie sono omesse in quanto le travi sono soggette alle sole azioni dovute al peso proprio ed al peso della quota parte di getto gravante direttamente su di esse.

Travi tipo T4

Sezione rettangolare: B = 0.60 m H = 0.50 m C = 0.04 m

Armatura: A_{inf} = 6Φ22 A_{sup} = 6Φ22 St. Φ12/10

$$M_{Ed} = -252 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = +151 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 232 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 10.46 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 6.56 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{st} = 259.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 275.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 164.8 \text{ N/mm}^2$$

Inviluppo SLE-FRE

Verifica SLE – Fessurazione (§ 4.1.2.2 NTC 2018)

Travi tipo T2

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.50 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{\text{inf}} = 6\Phi 18$ $A_{\text{sup}} = 6\Phi 18$ St. $\Phi 12/10$

$$M_{\text{Ed}} = -175 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Ed}} = +121 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 7.92 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 5.48 \text{ N/mm}^2$$

$$w_k = 0.292 \text{ mm}$$

$$w_k = 0.149 \text{ mm}$$

Travi tipo T3

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.50 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{\text{inf}} = 6\Phi 22$ $A_{\text{sup}} = 6\Phi 22$ St. $\Phi 12/10$

Le verifiche nelle fasi transitorie sono omesse in quanto le travi sono soggette alle sole azioni dovute al peso proprio ed al peso della quota parte di getto gravante direttamente su di esse.

Travi tipo T4

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.50 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{\text{inf}} = 6\Phi 22$ $A_{\text{sup}} = 6\Phi 22$ St. $\Phi 12/10$

$$M_{\text{Ed}} = -247 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Ed}} = +147 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 9.14 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 5.44 \text{ N/mm}^2$$

$$w_k = 0.302 \text{ mm}$$

$$w_k = 0.138 \text{ mm}$$

Involuppo SLE-QPE

Verifica SLE – Tensioni e Fessurazione (§ 4.1.2.2 NTC 2018)

$$\sigma_{c2} < 0.45 f_{ck} = 16.80 \text{ N/mm}^2$$

Travi tipo T2

Sezione rettangolare: B = 0.60 m H = 0.50 m C = 0.04 m

Armatura: $A_{inf} = 6\Phi 18$ $A_{sup} = 6\Phi 18$ St. $\Phi 12/10$

$$M_{Ed} = -174 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 7.87 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c2}$$

$$w_k = 0.289 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} = +120 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 5.43 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c2}$$

$$w_k = 0.146 \text{ mm}$$

Travi tipo T3

Sezione rettangolare: B = 0.60 m H = 0.50 m C = 0.04 m

Armatura: $A_{inf} = 6\Phi 22$ $A_{sup} = 6\Phi 22$ St. $\Phi 12/10$

Le verifiche nelle fasi transitorie sono omesse in quanto le travi sono soggette alle sole azioni dovute al peso proprio ed al peso del getto gravante direttamente su di esse.

Travi tipo T4

Sezione rettangolare: B = 0.60 m H = 0.50 m C = 0.04 m

Armatura: $A_{inf} = 6\Phi 22$ $A_{sup} = 6\Phi 22$ St. $\Phi 12/10$

$$M_{Ed} = -245 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 9.07 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c2}$$

$$w_k = 0.299 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} = +146 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 4.96 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c2}$$

$$w_k = 0.134 \text{ mm}$$

Le verifiche di resistenza agli stati limite ultimi (SLU) e le verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) nei confronti delle tensioni nei materiali e dei valori di apertura delle fessure risultano soddisfatte.

I maggiori valori di apertura delle fessure in corrispondenza degli appoggi (fibre tese superiori) sono comunque ritenuti accettabili in quanto sulla parte superiore delle travi è realizzato il getto della soletta dell'impalcato.

Le travi di bordo esterne (lato mare) ed interne (lato terra) sono realizzate in due fasi.

TRAVI DI BORDO INTERNE

Nella prima fase gli elementi prefabbricati delle travi di bordo interne aventi sezione ad U (travi tipo T9, T10, T11, T12, T13 e T14) sono appoggiati sui pulvini, mentre nella seconda fase coincidente con il getto dei nodi pali-travi è realizzato il getto all'interno della U in modo da ottenere la sezione finale della trave di altezza pari a 0.50 m che deve portare le *predalles* ed il getto della soletta di impalcato. Si riportano nel seguito le verifiche di resistenza degli elementi prefabbricati delle travi di bordo interne.

Valori caratteristici dei carichi agenti

P.P. Elemento prefabbricato: $g_{1k} = 25.00 \times 0.794 = 19.85 \text{ kN/m}$

P.P. Getto di calcestruzzo 1° fase: $g_{2k} = 25.00 \times 0.780 = 19.50 \text{ kN/m}$

Valori di progetto dei carichi agenti

P.P. Elemento prefabbricato: $g_{1d} = 1.3 \times 19.85 = 25.81 \text{ kN/m}$

P.P. Getto di calcestruzzo 1° fase: $g_{2d} = 1.3 \times 19.50 = 25.35 \text{ kN/m}$

Schema di calcolo:

Trave semplicemente appoggiata di luce 5.40 m

Sollecitazioni massime:

SLU-STR: $M_{Ed} = 51.16 \times 5.40^2 / 8 = 186 \text{ kNm}$

$V_{Ed} = 51.16 \times 5.40 / 2 = 138 \text{ kN}$

SLE-RAR: $M_{Ek} = 39.35 \times 5.40^2 / 8 = 143 \text{ kNm}$

$V_{Ek} = 39.35 \times 5.40 / 2 = 106 \text{ kN}$

SLU

Sezione ad U: B = 3.00 m H = 0.50 m Sp. = 0.20 m C = 0.04 m

Armatura: $A_{inf} = 16\Phi 26 + 16\Phi 18$ St. $\Phi 14/20$

$$M_{Ed} = +186 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 138 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = +1132 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd,0} = 151 \text{ kN}$$

$$\eta = 6.09 \geq 1.00$$

$$\eta = 1.09 \geq 1.00$$

SLE

$$\sigma_{c1} < 0.60 f_{ck} = 22.41 \text{ N/mm}^2 ; \sigma_{s1} < 0.80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Sezione ad U: B = 3.00 m H = 0.50 m Sp. = 0.20 m C = 0.04 m

Armatura: $A_{inf} = 16\Phi 26 + 16\Phi 18$ St. $\Phi 14/20$

$$M_{Ek} = +143 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 6.54 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c1}$$

$$\sigma_s = 46.9 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s1}$$

non fessurata

TRAVI DI BORDO INTERNE TIPO T15 (T8)

Nella prima fase gli elementi prefabbricati delle travi di bordo interne aventi sezione ad L (travi tipo T8, T15) sono appoggiati sui pulvini, mentre nella seconda fase coincidente con il getto dei nodi pali-travi è realizzato il getto in modo da ottenere la sezione finale della soletta di altezza pari a 0.50 m che deve portare il getto della soletta di impalcato. Si riportano nel seguito le verifiche di resistenza degli elementi prefabbricati delle travi di bordo interne.

Valori caratteristici dei carichi agenti

P.P. Elemento prefabbricato: $g_{1k} = 25.00 \times 0.474 = 11.85 \text{ kN/m}$

P.P. Getto di calcestruzzo 1° fase: $g_{2k} = 25.00 \times 0.450 = 11.25 \text{ kN/m}$

Valori di progetto dei carichi agenti

P.P. Elemento prefabbricato: $g_{1d} = 1.3 \times 11.85 = 15.40 \text{ kN/m}$

P.P. Getto di calcestruzzo 1° fase: $g_{2d} = 1.3 \times 11.25 = 14.62 \text{ kN/m}$

Schema di calcolo:

Trave semplicemente appoggiata di luce 5.89 m

Sollecitazioni massime:

SLU-STR: $M_{Ed} = 30.02 \times 5.89^2 / 8 = 130.18 \text{ kNm}$

$V_{Ed} = 30.02 \times 5.89 / 2 = 88.41 \text{ kN}$

SLE-RAR: $M_{Ek} = 23.10 \times 5.89^2 / 8 = 100.17 \text{ kNm}$

$V_{Ek} = 23.10 \times 5.89 / 2 = 68 \text{ kN}$

SLU

Sezione rettangolare: B = 1.70 m, H = 0.50 m, Sp. 0.20 C = 0.04 m

Armatura: A_{inf} = 10Φ26+10Φ18 St. Φ14/20

M_{Ed} = +130.18 kNm V_{Ed} = 88.41 kN

M_{Rd} = +848.5 kNm V_{Rd,0} = 159 kN

η = 6.52 ≥ 1.00 η = 3.01 ≥ 1.00

SLE

$\sigma_{c1} < 0.60 f_{ck} = 22.41 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{s1} < 0.80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$

Sezione rettangolare: B = 1.70 m, H = 0.50 m, Sp. 0.20 C = 0.04 m

Armatura: A_{inf} = 10Φ26+10Φ18 St. Φ14/20

M_{Ek} = +100.17 kNm

$\sigma_c = 11.00 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c1}$

$\sigma_s = 159.9 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s1}$

non fessurata

TRAVI DI BORDO ESTERNE

Nella prima fase gli elementi prefabbricati delle travi di bordo esterne (travi tipo T5, T6, T7, T16, T17, T18, T19 e T20) sono appoggiati sui pulvini, mentre nella seconda fase coincidente con il getto dei nodi pali-travi è realizzato il getto in modo da raggiungere la quota di 1,07 m e successivamente il getto della soletta di impalcato. Si riportano nel seguito le verifiche di resistenza degli elementi prefabbricati delle travi di bordo esterne (elemento prefabbricato tipo T17 di luce 5.89 m).

Valori caratteristici dei carichi agenti

P.P. Elemento prefabbricato: $g_{1k} = 25.00 \times 1.663 = 41.575 \text{ kN/m}$

P.P. Getto di calcestruzzo 1° fase: $g_{2k} = 25.00 \times 0.345 = 8.625 \text{ kN/m}$

Valori di progetto dei carichi agenti

P.P. Elemento prefabbricato: $g_{1d} = 1.3 \times 41.575 = 54.047 \text{ kN/m}$

P.P. Getto di calcestruzzo 1° fase: $g_{2d} = 1.3 \times 8.625 = 11.212 \text{ kN/m}$

Schema di calcolo:

Trave semplicemente appoggiata di luce 5.89 m

Sollecitazioni massime:

SLU-STR: $M_{Ed} = 65.259 \times 5.89^2 / 8 = 283 \text{ kNm}$

$V_{Ed} = 65.259 \times 5.89 / 2 = 192 \text{ kN}$

SLE-RAR: $M_{Ek} = 50.20 \times 5.89^2 / 8 = 218 \text{ kNm}$

$V_{Ek} = 50.20 \times 5.89 / 2 = 148 \text{ kN}$

SLU

Sezione ad L: B = 1.7 m H = 1.35 m C = 0.04 m

Armatura: $A_{sup} = 4 \Phi 26$ $A_{inf} = 16\Phi 26 + 16\Phi 18$ St. $\Phi 14/20$

Verifica a taglio effettuata sull'anima: B = 0.55 m, H = 0.78 m

$$M_{Ed} = +283 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 192 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = +3241 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = 199 \text{ kN}$$

$$\eta = 11.45 \geq 1.00$$

$$\eta = 1.04 \geq 1.00$$

SLE

$$\sigma_{c1} < 0.60 f_{ck} = 22.41 \text{ N/mm}^2 ; \sigma_{s1} < 0.80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Sezione ad L: B = 1.7 m H = 1.35 m C = 0.04 m

Armatura: $A_{sup} = 4 \Phi 26$ $A_{inf} = 16\Phi 26 + 16\Phi 18$ St. $\Phi 14/20$

$$M_{Ek} = -218 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 1.612 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c1}$$

$$\sigma_s = 41.7 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s1}$$

non fessurata

PULVINO IN FASE TRANSITORIA

Nella prima fase gli elementi prefabbricati delle travi saranno appoggiati sui pulvini; questi ultimi dovranno essere in grado di sostenere il peso proprio delle travi e delle dalle esterne; ai fini della verifica del pulvino è stata considerata la sollecitazione più gravosa per l'elemento strutturale che si verifica nella fase transitoria durante il getto di prima fase sulle dalle esterne; i pulvini esterni saranno soggetti al peso proprio delle dalle ed al peso proprio del calcestruzzo gettato in opera.

Si riportano nel seguito le verifiche dell'elemento prefabbricato del pulvino, ai fini delle suddette verifiche è stata trascurata la presenza delle travi IPE120 e sono state considerate le sole armature passanti. La verifica è stata eseguita per il carico sollecitante maggiore considerando il pulvino come una mensola incastrata di lunghezza $L = 0.61$ m; la lunghezza L è stata stimata mediando il diametro del palo.

Carichi permanenti strutturali:

P.P. dalle prefabbricate: $g_{k1} = 25.00 \times 0.20 \times 5.40 = 27$ kN/m

Carichi permanenti non strutturali:

P.P. getto soletta di c.a.: $g_{k2} = 25.00 \times 0.30 \times 5.40 = 40.50$ kN/m

Combinazioni dei carichi

Combinazione SLU di tipo STR:

SLU-STR-1: $\gamma_g \times G_{k1} + \gamma_g \times G_{k2} = 1.3 \times 27.00 + 1.3 \times 40.50 = 87.75$ kN/m

Carico sul pulvino pari a $Q \times L/2 = 258$ kN

Peso proprio pulvino: $25.00 \times (2.30 \times 0.61 \times 0.42) = 14.7$ kN

Combinazione SLU di tipo STR:

$$\gamma_g \times G_{k1} \quad 1.3 \times 14.7 = 19.11 \text{ kN}$$

Verifiche agli stati limite

Nelle fasi transitorie il pulvino è verificato come mensola incastrata di luce pari a 0.61 m (distanza mediata sulla semicirconferenza di incastro del palo).

Sollecitazioni dovute al carico:

$M_{Ed} = 157.38$ kNm

$V_{Ed} = 258$ kN

Sollecitazioni dovute al PP pulvino:

$$M_{Ed} = 5.83 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 19.11 \text{ kN}$$

Sollecitazioni massime:

$$M_{Ed} = 157.38 + 5.83 = 163.21 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 258 + 19.11 = 277.11 \text{ kN}$$

SLU

Sezione ad L: B = 2.30 m H = 0.42 m C = 0.04 m

Armatura: $A_{sup} = 10 \Phi 16$

$$M_{Ed} = +163.21 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 277.11 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = +285 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = 420 \text{ kN}$$

$$\eta = 1.75 \geq 1.00$$

$$\eta = 1.51 \geq 1.00$$

Verifiche agli stati limite

Nelle condizioni usuali di esercizio, la struttura è stata studiata attraverso un modello tridimensionale con l'ausilio del codice di calcolo agli elementi finiti MasterSAP 2018 SP1 della AMV S.r.l.

La risposta della struttura in condizioni sismiche è stata valutata mediante analisi lineare dinamica (analisi modale con spettro di risposta), calcolandola separatamente per ciascuna delle tre componenti e combinando successivamente gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc...) applicando la seguente espressione:

$$1.00 \times E_x + 0.30 \times E_y + 0.30 \times E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Per gli stati limite di esercizio (sistema non dissipativo), l'analisi è stata svolta con riferimento allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura unitario, mentre per gli stati limite ultimi (sistema dissipativo), l'analisi è stata svolta con riferimento allo spettro di progetto ottenuto assumendo il fattore di struttura q_0 .

Nel calcolo per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa è stata, inoltre, attribuita un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione derivante dal calcolo pari a 0,05 volte la dimensione della struttura misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

L'interazione con il terreno è stata studiata trascurando lo strato di terreno incoerente superficiale (strato A) ed assumendo i valori geo-meccanici di calcolo dello strato B ottenuti applicando i coefficienti di sicurezza sui materiali della combinazione M1 pari a 1.0.

L'interazione palo-terreno è stata quindi simulata con molle a comportamento elastoplastico perfetto aventi rigidezza pari a:

$$k = 67 \times c_{ud} \times d = 2613 \text{ kN/m}$$

e valore di plasticizzazione pari a:

$$p_{lim} = 9 \times c_u \times d \times i_m = 421 \text{ kN/m}$$

Nelle figure seguenti, oltre al modello di calcolo, sono riportati gli involuipi delle sollecitazioni ottenuti dall'analisi numerica divisi per i diversi stati limite studiati.

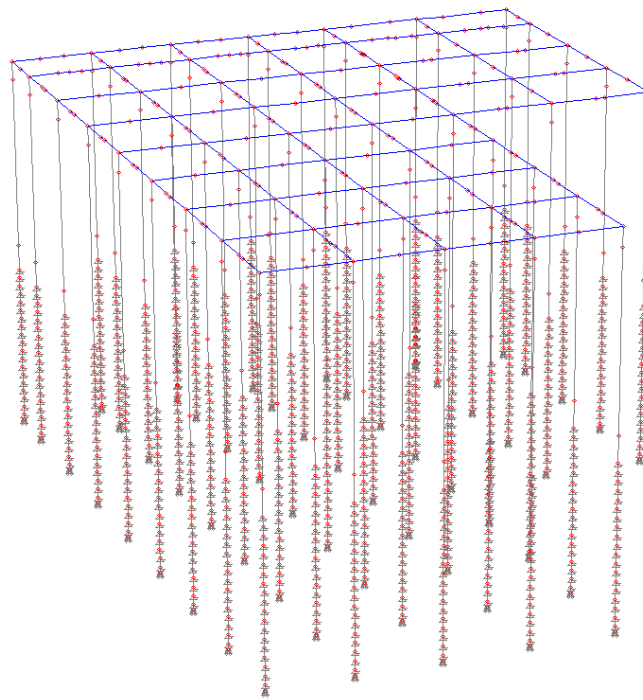


Figura 15 – Modello di calcolo

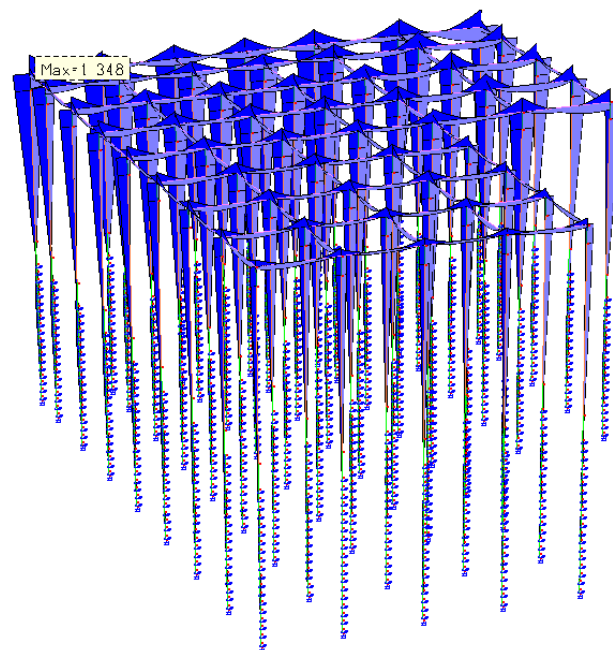


Figura 16 – SLU-STR: Inviluppo momenti flettenti

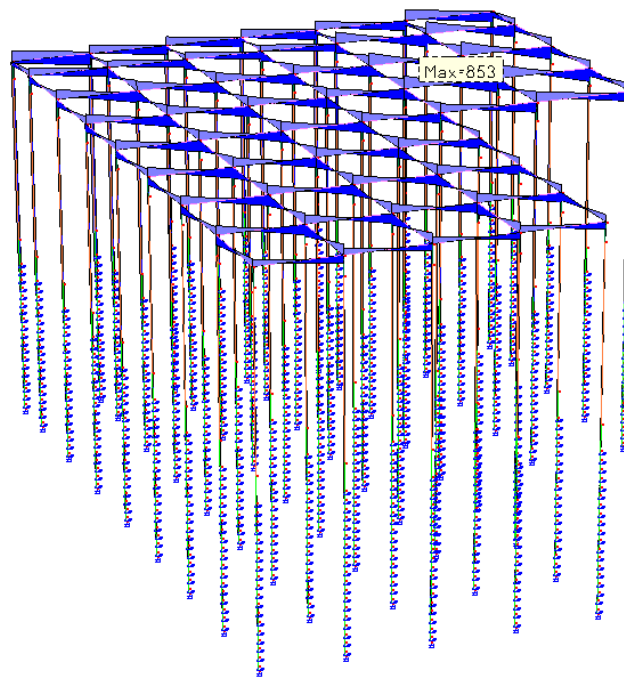


Figura 17 – SLU-STR: Inviluppo tagli

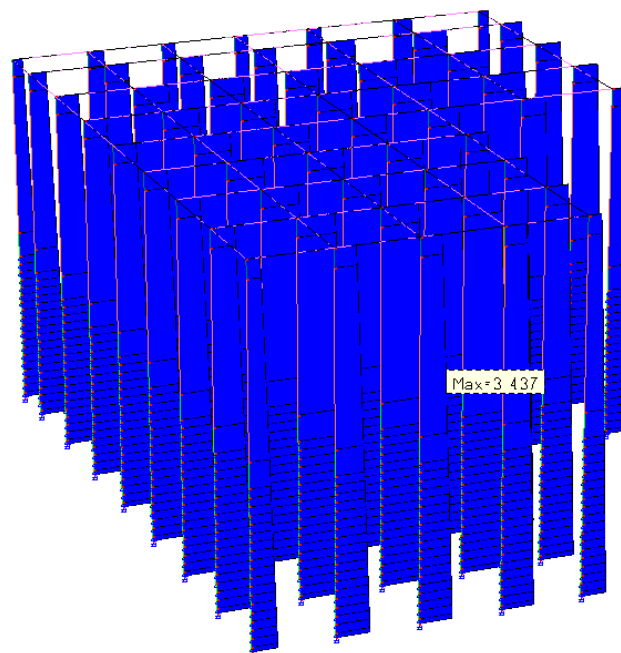


Figura 18 – SLU-STR: Inviluppo sforzi normale

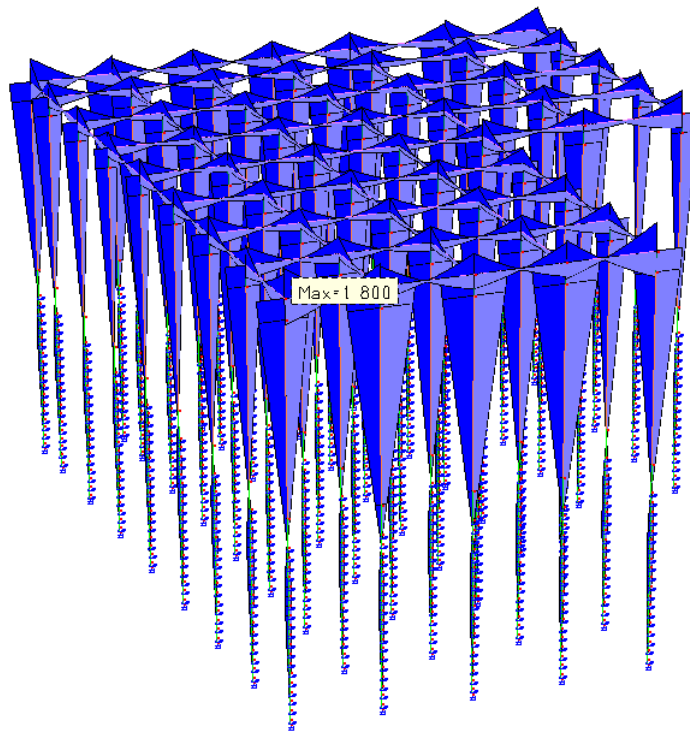


Figura 19 – SLU-SLV: Involuppo momenti flettenti

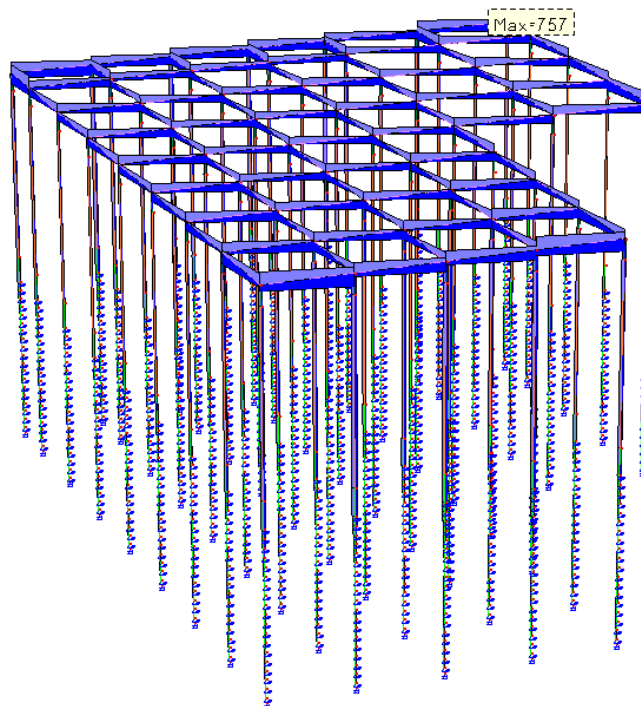


Figura 20 – SLU-SLV: Involuppo tagli

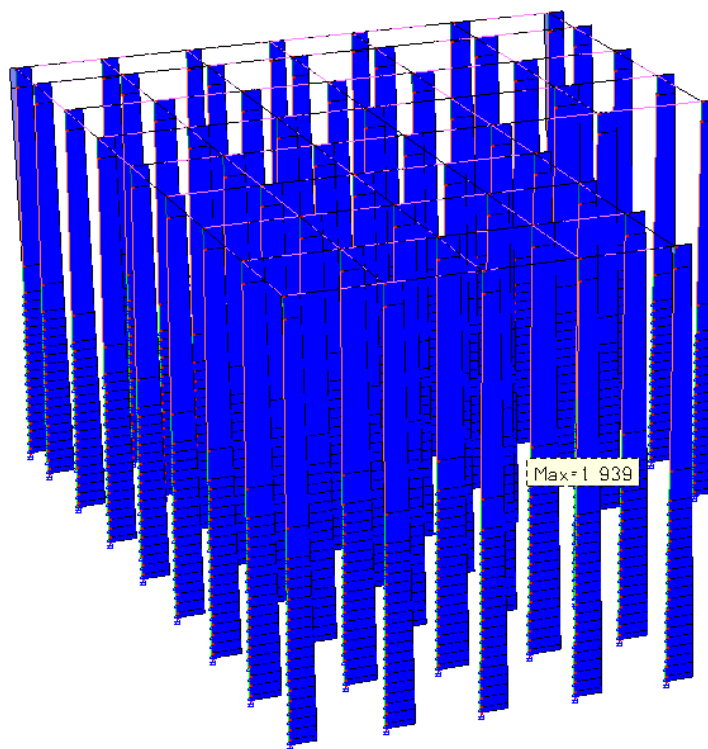


Figura 21 – SLU-SLV: Inviluppo sforzi normale

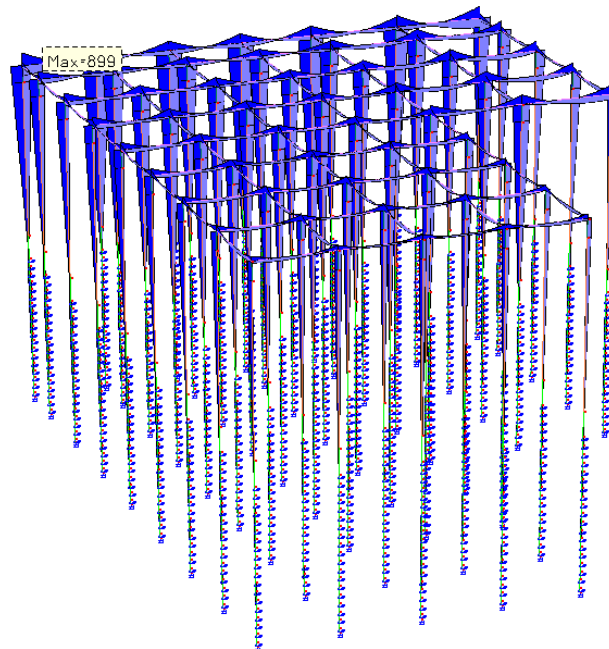


Figura 22 – SLE-RAR: Inviluppo momenti flettenti

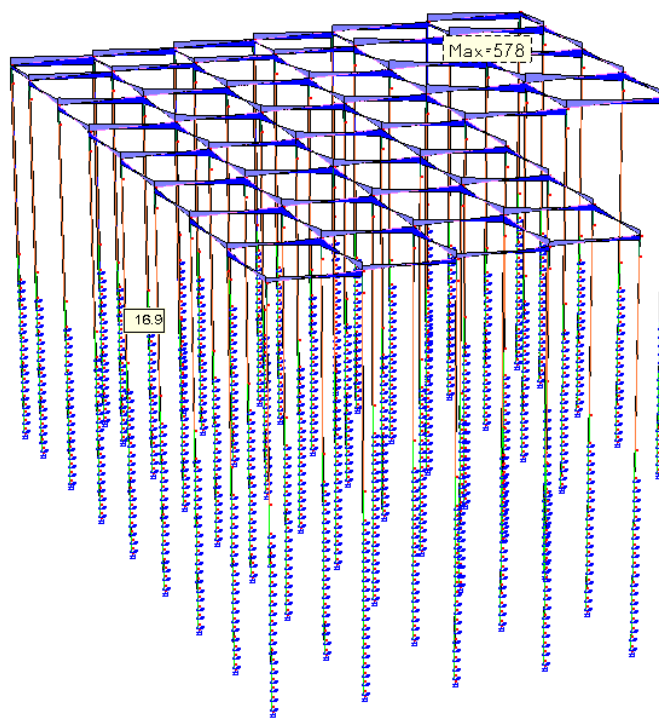


Figura 23 – SLE-RAR: Involuppo tagli

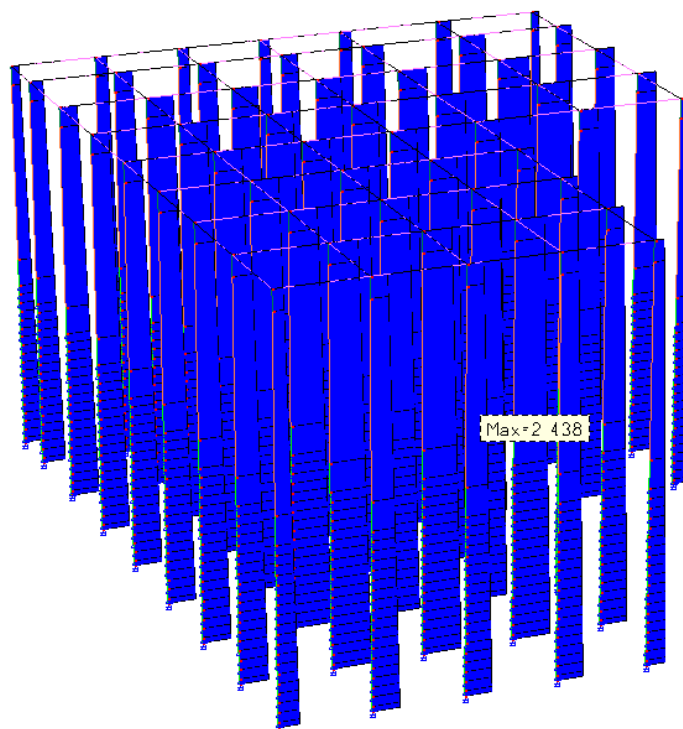


Figura 24 – SLE-RAR: Involuppo sforzi normale

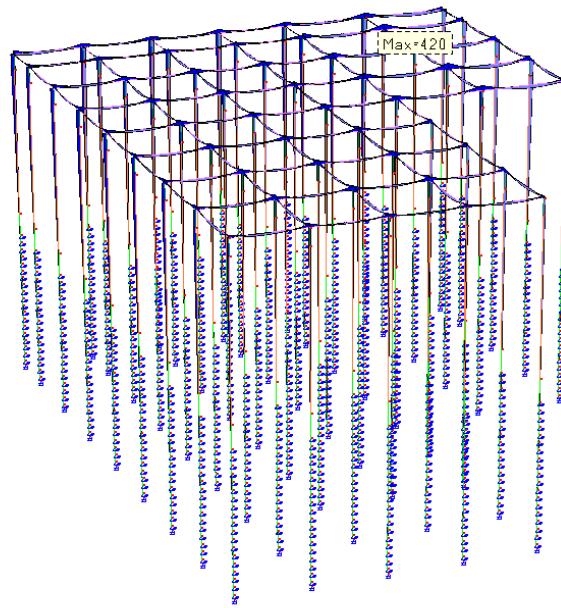


Figura 25 – SLE-FRE: Involuppo momenti flettenti

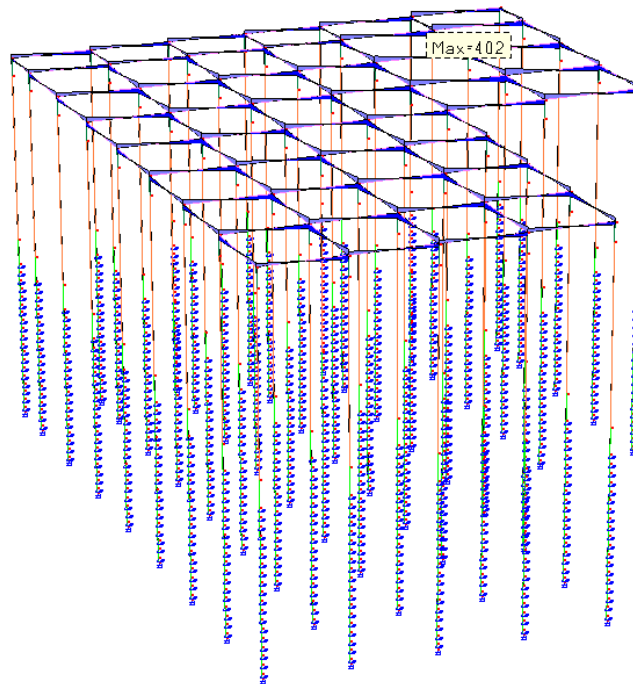


Figura 26 – SLE-FRE: Involuppo tagli

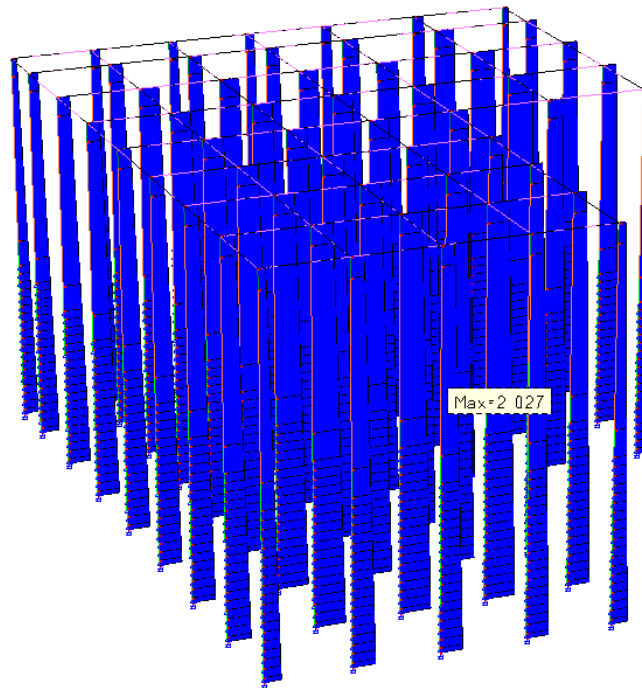


Figura 27 – SLE-FRE: Involuppo sforzi normale

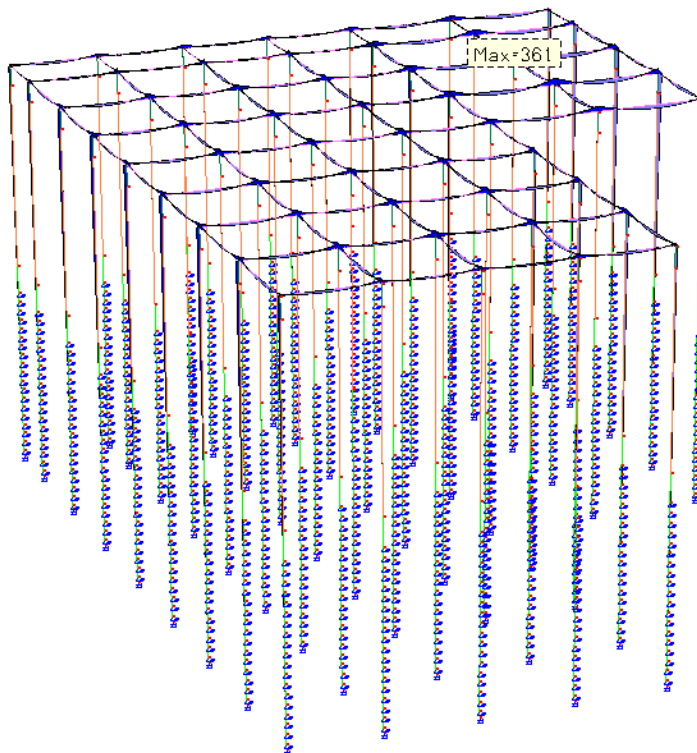


Figura 28 – SLE-QPE: Involuppo momenti flettenti

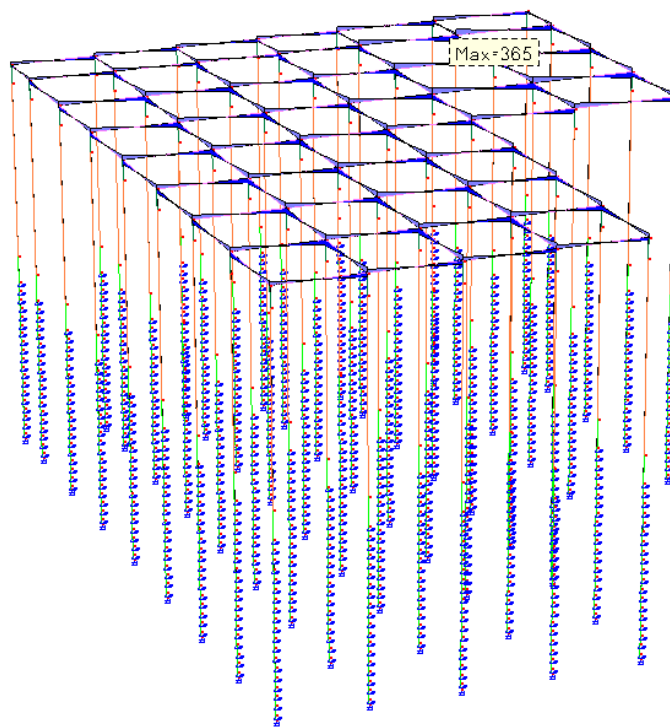


Figura 29 – SLE-QPE: Involuppo tagli

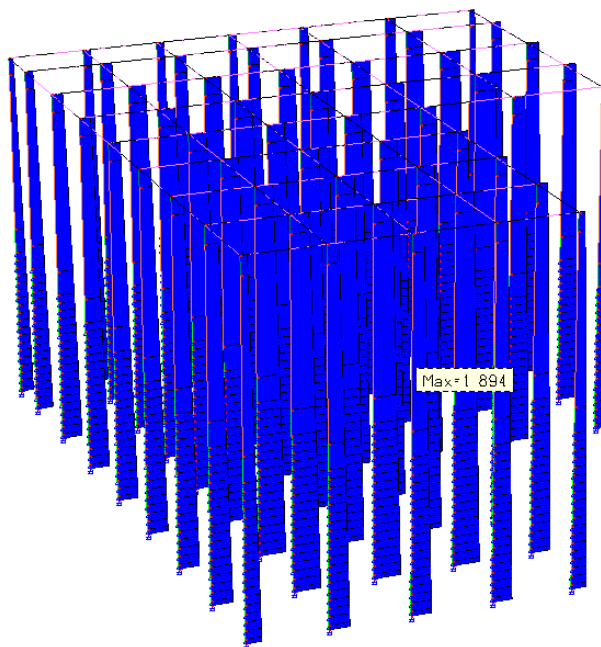


Figura 30 – SLE-QPE: Involuppo sforzi normale

Nel seguito si riportano le verifiche delle travi dell'impalcato e dei pali di fondazione in condizioni statiche e dinamiche sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) che degli stati limite di esercizio (SLE).

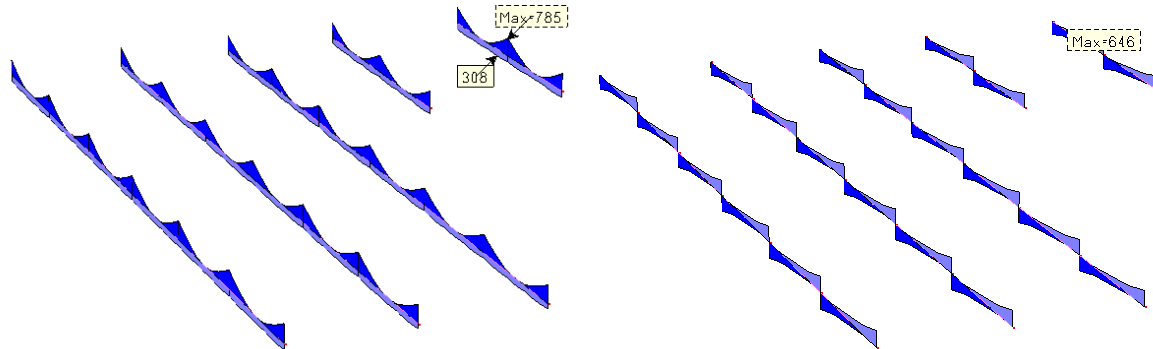
Inviluppo Momento e Taglio SLU-SLV e SLU-STR

Verifica SLU – Resistenza (§ 4.1.2.3 NTC 2018)

Travi tipo T2

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.88 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{inf} = 6\Phi 18$ $A_{int} = 6\Phi 18$ $A_{sup} = 6\Phi 22$ St. $\Phi 14/10$



Verifica Momento flettente

$$M_{Ed} = -785 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = -941 \text{ kNm}$$

$$\eta = 1.20 \geq 1.00$$

$$M_{Ed} = +308 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = +695 \text{ kNm}$$

$$\eta = 2.26 \geq 1.00$$

Verifica al Taglio

$$V_{Ed} = 646 \text{ kN}$$

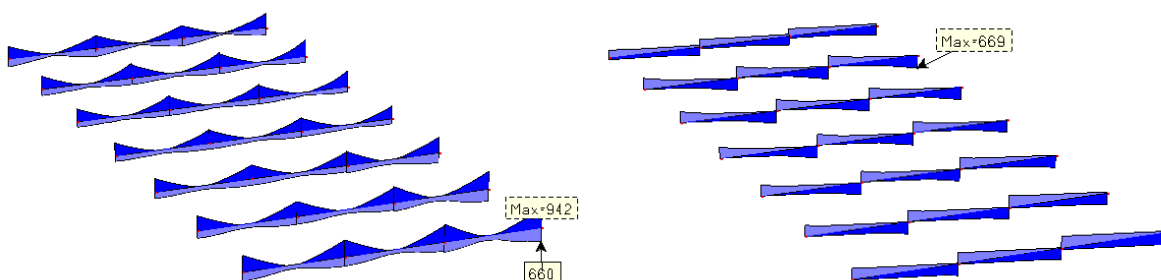
$$V_{Rd} = 1858 \text{ kN}$$

$$\eta = 2.88 \geq 1.00$$

Travi tipo T3

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.88 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{inf} = 6\Phi 22$ $A_{int} = 6\Phi 22$ $A_{sup} = 6\Phi 26$ St. $\Phi 14/10$



Verifica Momento flettente

$$M_{Ed} = -942 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = -1310 \text{ kNm}$$

$$\eta = 1.39 \geq 1.00$$

$$M_{Ed} = +660 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = +1035 \text{ kNm}$$

$$\eta = 1.57 \geq 1.00$$

Verifica al Taglio

$$V_{Ed} = 669 \text{ kN}$$

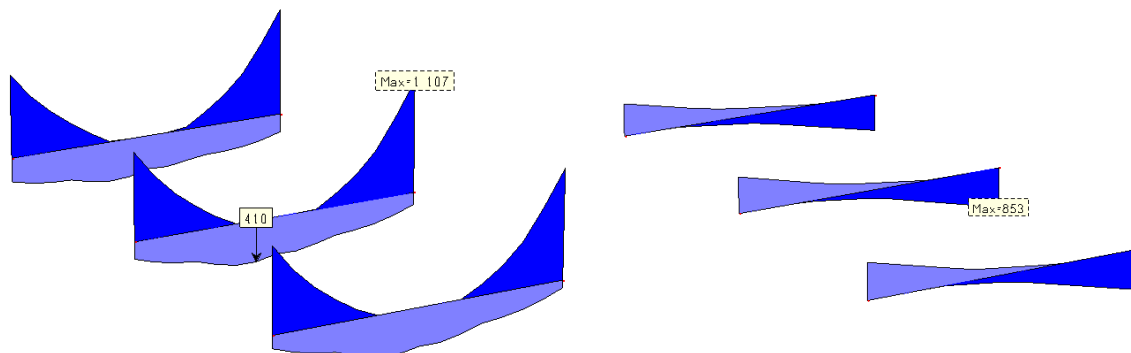
$$V_{Rd} = 1853 \text{ kN}$$

$$\eta = 2.77 \geq 1.00$$

Travi tipo T4

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.88 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{inf} = 6\Phi 22$ $A_{int} = 6\Phi 22$ $A_{sup} = 6\Phi 26$ St. $\Phi 14/10$



Verifica Momento flettente

$$M_{Ed} = -1107 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = -1310 \text{ kNm}$$

$$\eta = 1.18 \geq 1.00$$

$$M_{Ed} = +410 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = +1035 \text{ kNm}$$

$$\eta = 2.52 \geq 1.00$$

Verifica al Taglio

$$V_{Ed} = 853 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 1853 \text{ kN}$$

$$\eta = 2.17 \geq 1.00$$

Inviluppo SLE-RAR

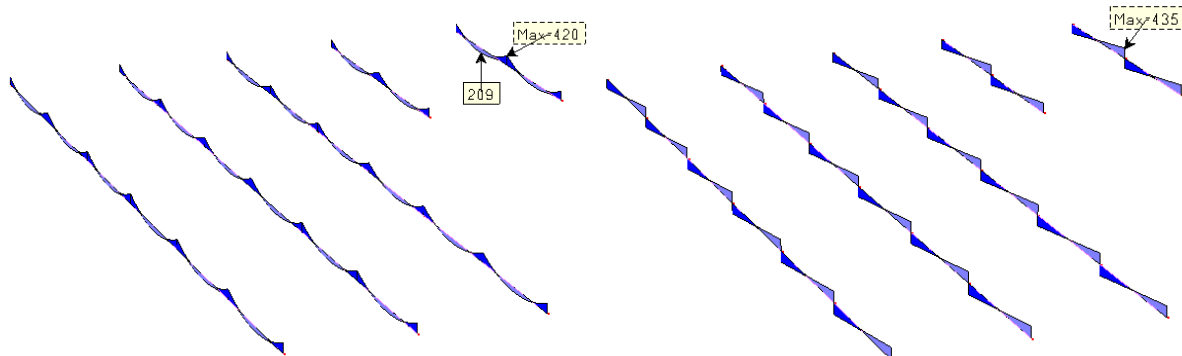
Verifica SLE – Tensioni (§ 4.1.2.2 NTC 2018)

$$\sigma_{c1} < 0.60 f_{ck} = 22.41 \text{ N/mm}^2 ; \sigma_{s1} < 0.80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Travi tipo T2

Sezione rettangolare: B = 0.60 m H = 0.88 m C = 0.04 m

Armatura: A_{inf} = 6Φ18 A_{int} = 6Φ18 A_{sup} = 6Φ22 St. Φ14/10



$$M_{Ed} = -420 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 6.49 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c1}$$

$$\sigma_s = 218.7 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s1}$$

$$M_{Ed} = +209 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 3.52 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c1}$$

$$\sigma_s = 154.6 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s1}$$

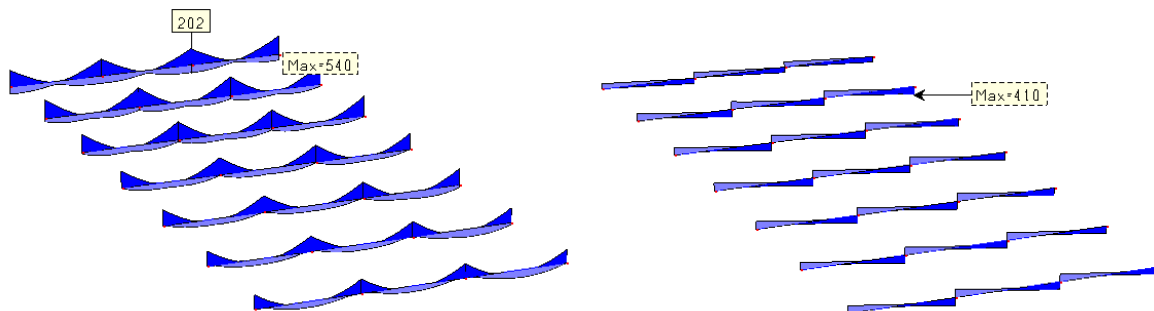
$$V_{Ed} = 435 \text{ kN}$$

$$\sigma_{st} = 189.3 \text{ N/mm}^2$$

Travi tipo T3

Sezione rettangolare: B = 0.60 m H = 0.88 m C = 0.04 m

Armatura: A_{inf} = 6Φ22 A_{int} = 6Φ22 A_{sup} = 6Φ26 St. Φ14/10



$$M_{Ed} = -540 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 7.09 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c1}$$

$$\sigma_s = 204.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s1}$$

$$M_{Ed} = +202 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 2.79 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c1}$$

$$\sigma_s = 102.3 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s1}$$

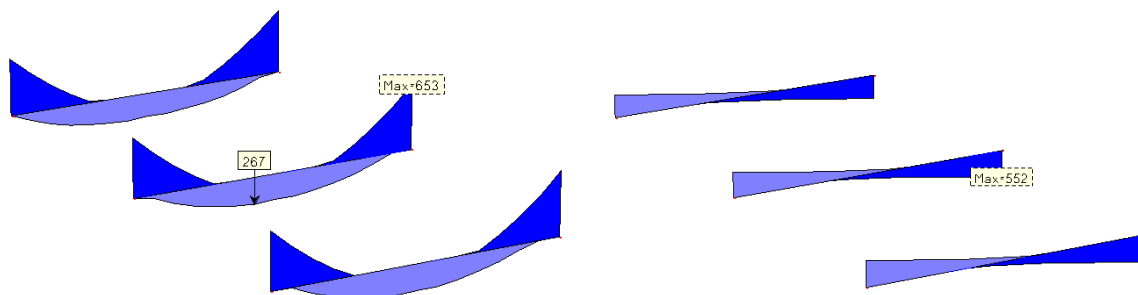
$$V_{Ed} = 410 \text{ kN}$$

$$\sigma_{st} = 178.8 \text{ N/mm}^2$$

Travi tipo T4

Sezione rettangolare: B = 0.60 m H = 0.88 m C = 0.04 m

Armatura: $A_{inf} = 6\Phi 22$ $A_{int} = 6\Phi 22$ $A_{sup} = 6\Phi 26$ St. $\Phi 14/10$



$$M_{Ed} = -653 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 8.57 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c1}$$

$$\sigma_s = 246.9 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s1}$$

$$M_{Ed} = +267 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 3.68 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c1}$$

$$\sigma_s = 135.3 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s1}$$

$$V_{Ed} = 552 \text{ kN}$$

$$\sigma_{st} = 240.8 \text{ N/mm}^2$$

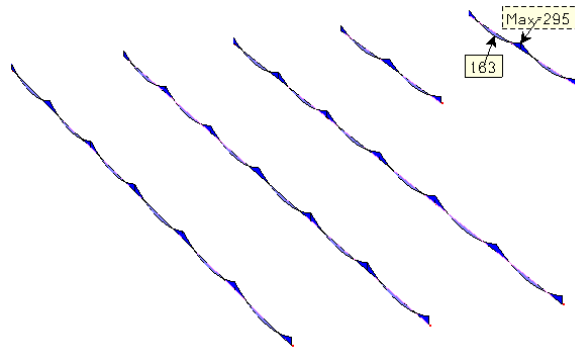
Involuppo SLE-FRE

Verifica SLE – Fessurazione (§ 4.1.2.2 NTC 2018)

Travi tipo T2

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.88 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{\text{inf}} = 6\Phi 18$ $A_{\text{int}} = 6\Phi 18$ $A_{\text{sup}} = 6\Phi 22$ St. $\Phi 14/10$



$$M_{\text{Ed}} = -295 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 4.56 \text{ N/mm}^2$$

$$w_k = 0.12 \text{ mm}$$

$$M_{\text{Ed}} = +163 \text{ kNm}$$

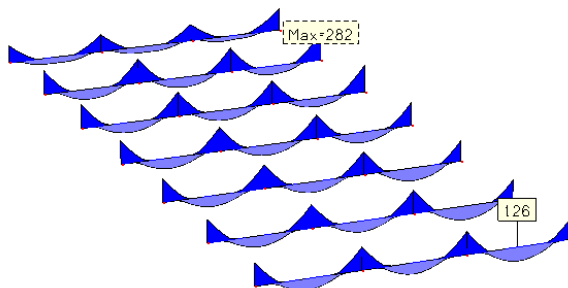
$$\sigma_c = 2.75 \text{ N/mm}^2$$

non fessurata

Travi tipo T3

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.88 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{\text{inf}} = 6\Phi 22$ $A_{\text{int}} = 6\Phi 22$ $A_{\text{sup}} = 6\Phi 26$ St. $\Phi 14/10$



$$M_{\text{Ed}} = -282 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 3.71 \text{ N/mm}^2$$

$$w_k = 0.08 \text{ mm}$$

$$M_{\text{Ed}} = +126 \text{ kNm}$$

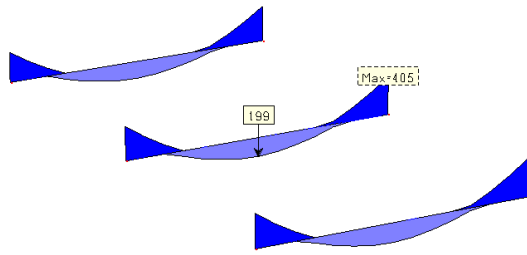
$$\sigma_c = 1.74 \text{ N/mm}^2$$

non fessurata

Travi tipo T4

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.88 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{\text{inf}} = 6\Phi 22$ $A_{\text{int}} = 6\Phi 22$ $A_{\text{sup}} = 6\Phi 26$ St. $\Phi 14/10$



$$M_{Ed} = -405 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 5.32 \text{ N/mm}^2$$

$$w_k = 0.13 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} = +199 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 2.75 \text{ N/mm}^2$$

non fessurata

Involuppo SLE-QPE

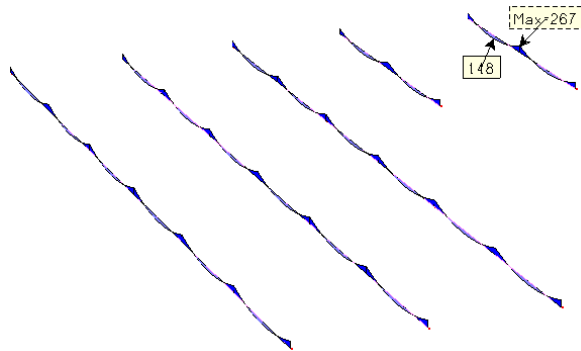
Verifica SLE – Tensioni e Fessurazione (§ 4.1.2.2 NTC 2018)

$$\sigma_{c2} < 0.45 f_{ck} = 16.80 \text{ N/mm}^2$$

Travi tipo T2

Sezione rettangolare: B = 0.60 m H = 0.88 m C = 0.04 m

Armatura: A_{inf} = 6Φ18 A_{int} = 6Φ18 A_{sup} = 6Φ22 St. Φ14/10



$$M_{Ed} = -267 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 4.13 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c2}$$

$$w_k = 0.08 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} = +148 \text{ kNm}$$

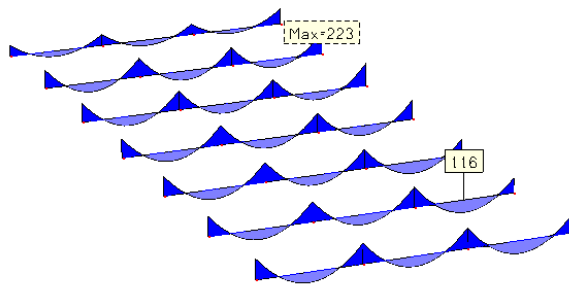
$$\sigma_c = 2.50 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c2}$$

non fessurata

Travi tipo T3

Sezione rettangolare: B = 0.60 m H = 0.88 m C = 0.04 m

Armatura: A_{inf} = 6Φ22 A_{int} = 6Φ22 A_{sup} = 6Φ26 St. Φ14/10



$$M_{Ed} = -223 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 2.93 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c2}$$

non fessurata

$$M_{Ed} = +116 \text{ kNm}$$

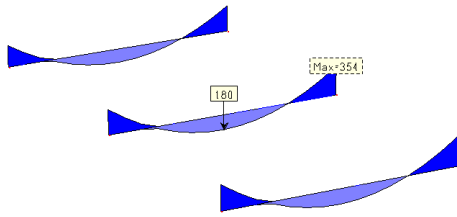
$$\sigma_c = 1.60 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c2}$$

non fessurata

Travi tipo T4

Sezione rettangolare: B = 0.60 m H = 0.88 m C = 0.04 m

Armatura: A_{inf} = 6Φ22 A_{int} = 6Φ22 A_{sup} = 6Φ26 St. Φ14/10



$$M_{Ed} = -354 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 4.65 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c2}$$

$$w_k = 0.09 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} = +180 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 2.48 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c2}$$

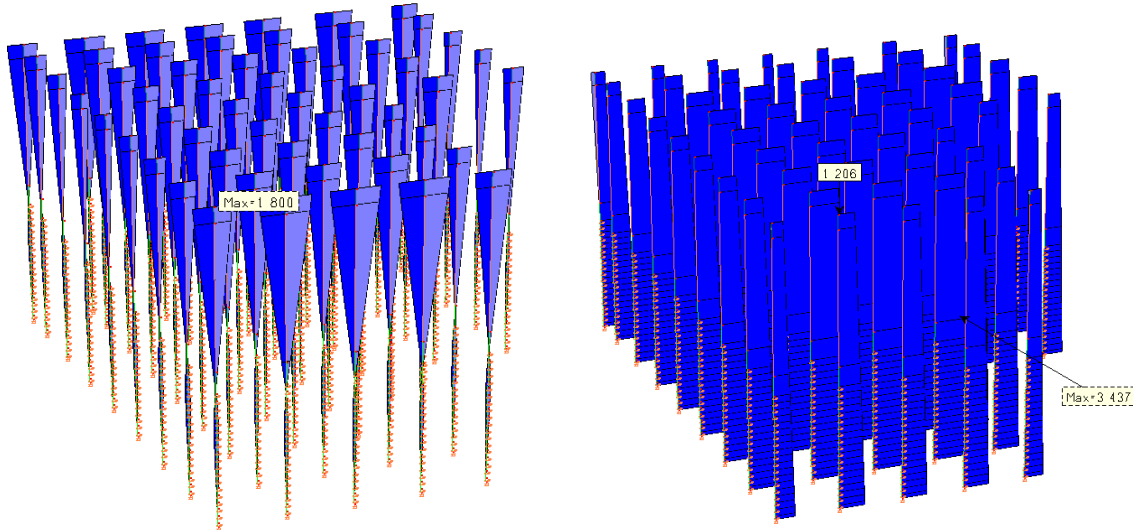
non fessurata

PALI DI FONDAZIONE

Inviluppo SLU-STR e SLU-SLV Verifica SLU – Resistenza (§ 4.1.2.3 NTC 2018)

Sezione circolare: $D = 1.50 \text{ m}$ $C = 0.06 \text{ m}$

Armatura radiale: $A = 32\Phi 22$



$$M_{Ed} = 1800 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 1206 \text{ kN}$$

$$M_{Rd}(N_{Ed}) = 2238 \text{ kNm}$$

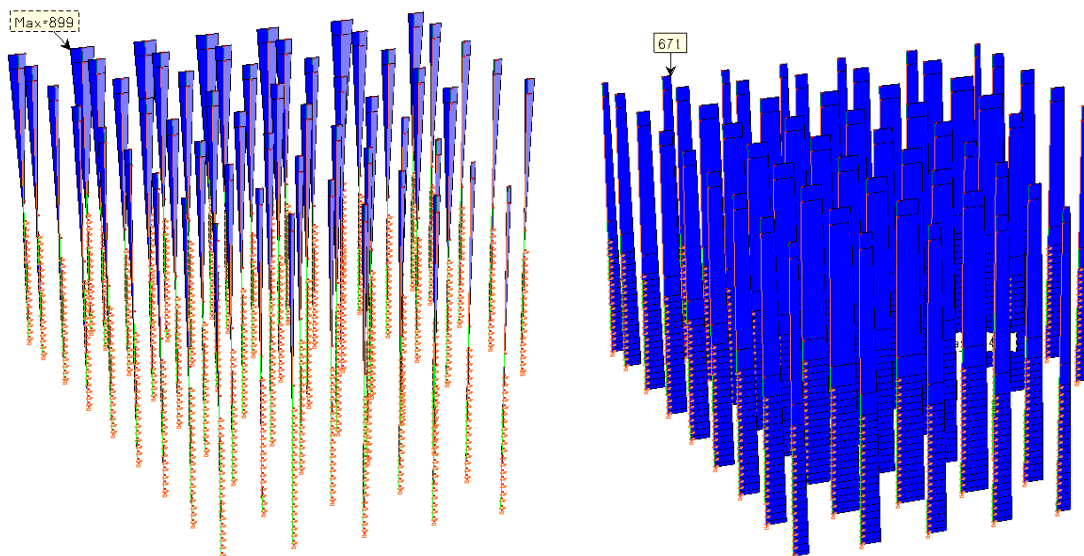
$$\eta = 1.24 \geq 1.00$$

Inviluppo SLE-RAR Verifica SLE – Tensioni (§ 4.1.2.2 NTC 2018)

$$\sigma_{c1} < 0.60 f_{ck} = 22.41 \text{ N/mm}^2 ; \sigma_{s1} < 0.80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Sezione circolare: $D = 1.50 \text{ m}$ $C = 0.06 \text{ m}$

Armatura radiale: $A = 32\Phi 22$



$$M_{Ed} = 899 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 671 \text{ kN}$$

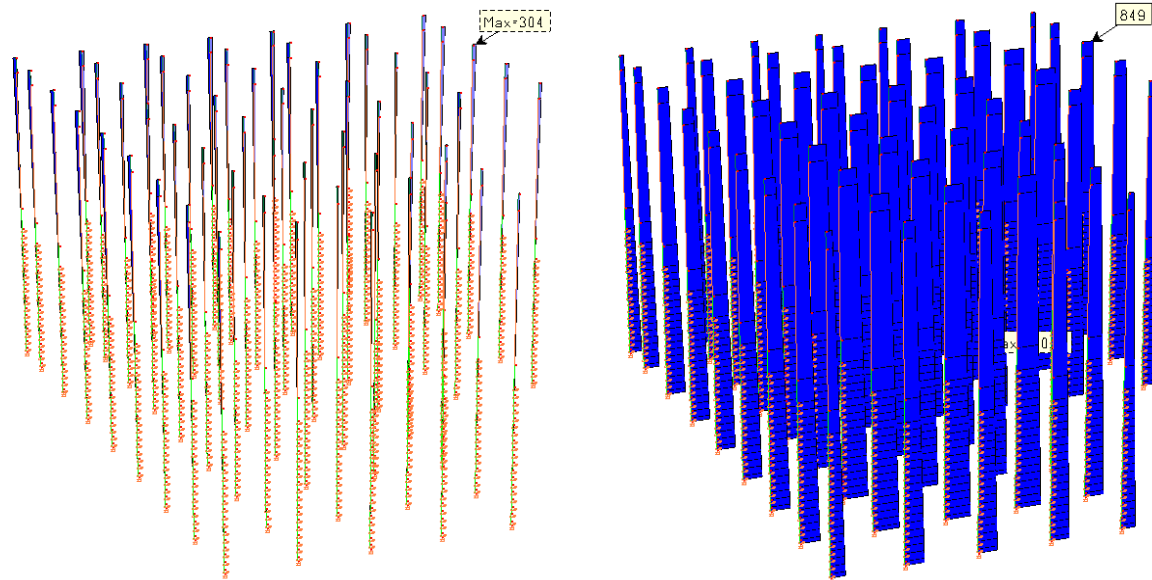
$$\sigma_c = 6.05 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c1}$$

$$\sigma_s = 206.9 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s1}$$

Inviluppo SLE-FRE Verifica SLE – Fessurazione (§ 4.1.2.2 NTC 2018)

Sezione circolare: D = 1.50 m C = 0.06 m

Armatura radiale: A = 32Φ22



$$M_{Ed} = 304 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 849 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 1.44 \text{ N/mm}^2$$

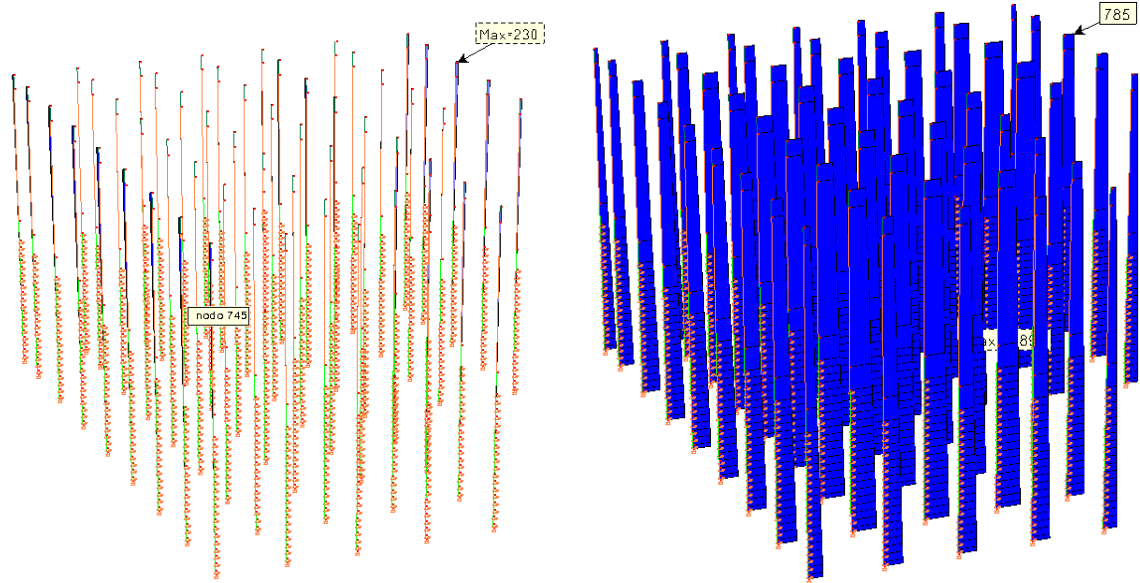
non fessurata

Inviluppo SLE-QPE Verifica SLE – Tensioni e Fessurazione (§ 4.1.2.2 NTC 2018)

$$\sigma_{c2} < 0.45 f_{ck} = 16.80 \text{ N/mm}^2$$

Sezione circolare: D = 1.50 m C = 0.06 m

Armatura radiale: A = 32Φ22



$$M_{Ed} = 230 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 785 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 1.11 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c2}$$

non fessurata

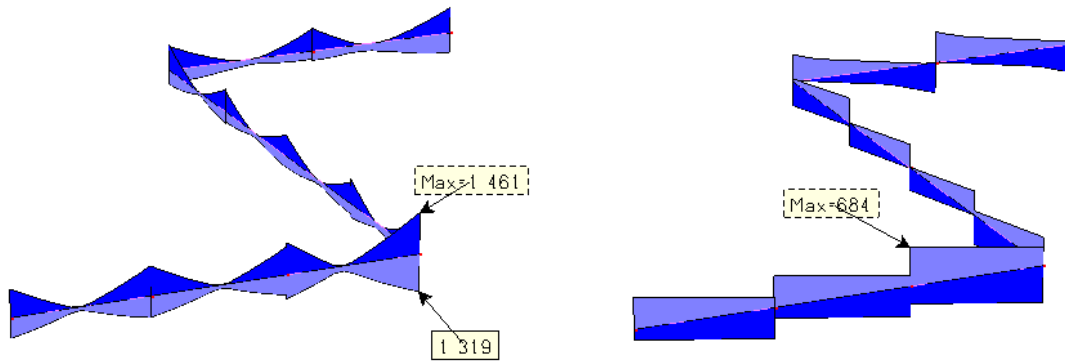
TRAVI DI BORDO

(travi tipo T9, T10, T11, T12, T13 e T14)

Involuppo SLU-STR e SLU-SLV Verifica SLU – Resistenza (§ 4.1.2.3 NTC 2018)

Sezione rettangolare: B = 3.00 m H = 0.88 m C = 0.04 m

Armatura: A_{inf} = 16Φ26 A_{sup} = 16Φ26 St. Φ14/20 (4 bracci)



$$M_{Ed} = -1461 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = -2642 \text{ kNm}$$

$$\eta = 1.81 \geq 1.00$$

$$M_{Ed} = +1319 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = +2639 \text{ kNm}$$

$$\eta = 2.00 \geq 1.00$$

$$V_{Ed} = 684 \text{ kN}$$

$$V_{Rd0} = 1042 \text{ kN}$$

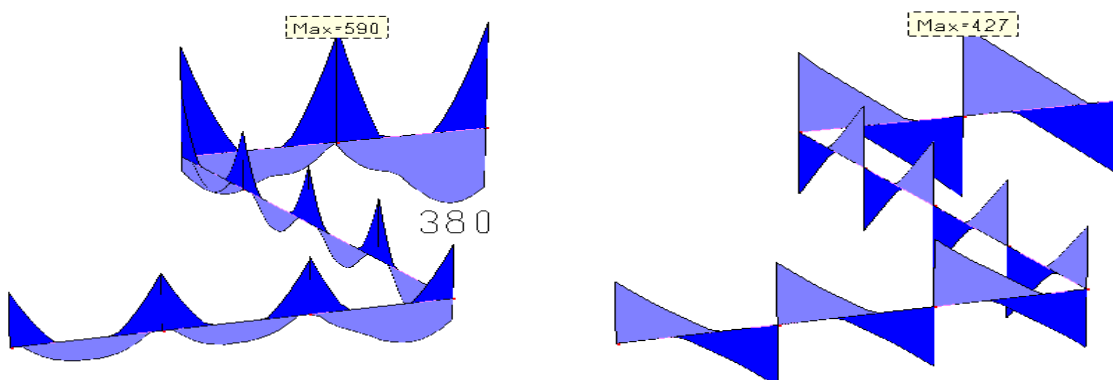
$$\eta = 1.52 \geq 1.00$$

Involuppo SLE-RAR Verifica SLE – Tensioni (§ 4.1.2.2 NTC 2018)

$$\sigma_{c1} < 0.60 f_{ck} = 22.41 \text{ N/mm}^2 ; \sigma_{s1} < 0.80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Sezione rettangolare: B = 3.00 m H = 0.88 m C = 0.04 m

Armatura: A_{inf} = 16Φ26 A_{sup} = 16Φ26 St. Φ14/20 (4 bracci)



$$M_{Ed} = -590 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 1.93 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c1}$$

$$\sigma_s = 90.6 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s1}$$

$$M_{Ed} = +380 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 1.28 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c1}$$

$$\sigma_s = 59.3 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s1}$$

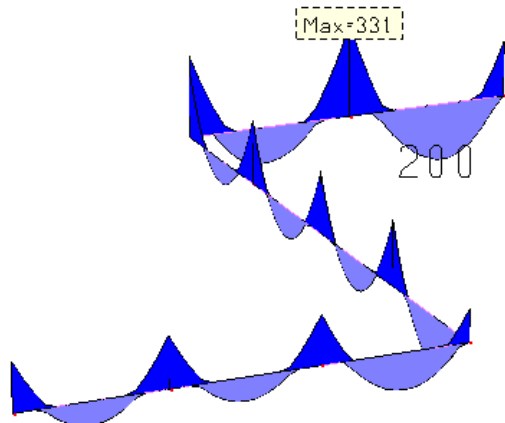
$$V_{Ed} = 427 \text{ kN}$$

$$\tau_c = 0.18 \text{ N/mm}^2$$

Inviluppo SLE-FRE Verifica SLE – Fessurazione (§ 4.1.2.2 NTC 2018)

Sezione rettangolare: $B = 3.00 \text{ m}$ $H = 0.88 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{\text{inf}} = 16\Phi 26$ $A_{\text{sup}} = 16\Phi 26$ St. $\Phi 14/20$ (4 bracci)



$$M_{\text{Ed}} = -331 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 1.11 \text{ N/mm}^2$$

non fessurata

$$M_{\text{Ed}} = +200 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 0.66 \text{ N/mm}^2$$

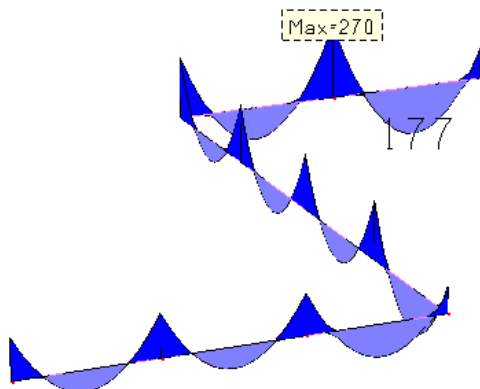
non fessurata

Inviluppo SLE-QPE Verifica SLE – Tensioni e Fessurazione (§ 4.1.2.2 NTC 2018)

$$\sigma_{c2} < 0.45 f_{ck} = 16.80 \text{ N/mm}^2$$

Sezione rettangolare: $B = 3.00 \text{ m}$ $H = 0.88 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{\text{inf}} = 16\Phi 26$ $A_{\text{sup}} = 16\Phi 26$ St. $\Phi 14/20$ (4 bracci)



$$M_{\text{Ed}} = -270 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 0.89 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c2}$$

non fessurata

$$M_{\text{Ed}} = +177 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 0.58 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c2}$$

non fessurata

DALLE PREFABBRICATE

Le dalle prefabbricate di c.a., utilizzate come casseforme a perdere per il getto della soletta dell'impalcato, sono state verificate considerando la dalla di luce maggiore (dalla tipo 6 con $L = 5$ m) e verificando una sezione di larghezza pari all'interasse dei tralicci in acciaio. Le dalle hanno spessore di 8 cm e sono rinforzate con tralicci in acciaio aventi corrente superiore costituito da n.1 Φ 18 e correnti inferiori costituiti da n.2 Φ 12 con staffe n. 1+1 Φ 10.

8.3.1 Analisi dei carichi

Carichi permanenti strutturali:

P.P. dalle prefabbricate: $g_{k1} = 25.00 \times 0.40 \times 0.08 = 0.80$ kN/m

Carichi permanenti non strutturali:

P.P. getto soletta di c.a.: $g_{k2} = 25.00 \times 0.40 \times 0.30 = 3$ kN/m

Carico accidentale:

$$q_{acc} = 0.05 \text{ kN/m}$$

8.3.2 Combinazioni dei carichi

Combinazione SLU di tipo STR:

SLU-STR-1:

$$\gamma_g \times G_{k1} + \gamma_g \times G_{k2} + \gamma_q \times Q_k = 1.3 \times 0.8 + 1.3 \times 3.0 + 1.5 \times 0.05 = 5.015 \text{ kN/m} = 5015 \text{ N/m}$$

8.3.3 Verifiche agli stati limite

Nelle fasi transitorie le dalle sono calcolate come travi appoggiate di luce pari a 5.00 m e soggette al proprio peso ed a quello del getto della sovrastruttura.

Sollecitazioni massime:

$$M_{Ed} = 5015 \times 5.00^2 / 8 = 15671.9 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 5015 \times 5.00 / 2 = 12537.5 \text{ kN}$$

Caratteristiche sezione:

Sezione rettangolare: $B = 0.40$ m, $H = 0.08$ m.

Nella tabella seguente sono riportate le verifiche della sezione tipo della dalla prefabbricata più sollecitata, $L=5$ m; considerando uno schema statico appoggio-appoggio.

Lavori di adeguamento delle banchine 13 e 14
all'ormeggio delle navi traghetto – Il stralcio

Dati input		
$f_{yk} =$	450 [N/mm ²]	
$E_s =$	210000 [N/mm ²]	
$\gamma_{M1} =$	1,05	Tabella 4.2.VII NTC 2018 § 4.2.4.1.1
$f_{ck} =$	37,35 [N/mm ²]	
$\varnothing_s =$	18 [mm]	diametro Fe superiore
$\varnothing_{st} =$	10 [mm]	diametro staffe
$\varnothing_i =$	12 [mm]	diametro Fe inferiori
$n_i =$	2	numero Fe inferiori
$b_c =$	0,4 [m]	
$h_c =$	0,08 [m]	
$b_t =$	0,08 [m]	
$b_f =$	0,2 [m]	
$h =$	0,26 [m]	
$q_{G1} =$	3800 [N/m]	
$q_{Acc} =$	50 [N/m]	
$q = q_{G1} \cdot 1.3 + q_{Acc} \cdot 1.5 =$	5015 [N/m]	
$L =$	5 [m]	Lunghezza travetto
$nC =$	1	numero campate
Calcolo sollecitazioni		
$M_c =$	15671,9 [Nm]	Momento massimo campata
$M_a =$	0,0 [Nm]	Momento appoggio
$V =$	12537,5 [N]	Taglio massimo
$F_c = M_c/h =$	60276 [N]	Forza compressione/trazione in campata
$F_a = M_a/h =$	0,00 [N]	Forza compressione/trazione sull'appoggio
$L_{st} = \sqrt{(b_t^2/4 + b_f^2/4 + h^2)} =$	0,281 [m]	Lunghezza staffa
$F_{st} = V \cdot L_{st}/(2 \cdot h) =$	6785 [N]	Forza braccio staffa
Verifiche		
$\chi_{st} =$	0,2682	§ 4.2.4.1.3.1 NTC 2018
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M1} =$	428,6 [N/mm ²]	
$verSt = F_{st}/(f_{yd} \cdot \chi_{st} \cdot \pi \cdot \varnothing_{st}^2/4) =$	0,752	Coef. Verifica Staffe (OK se < 1)
$\chi_{Sup} =$	0,7524	§ 4.2.4.1.3.1 NTC 2018
$As_{Sup} = \pi \cdot \varnothing_s^2/4 =$	254,47 [mm ²]	
$verFeSup' = F_c/(f_{yd} \cdot \chi_{Sup} \cdot As_{Sup}) =$	0,735	Coef. Verifica Ferro Superiore compressione (OK se < 1)
$verFeSup = F_a/(f_{yd} \cdot As_{Sup}) =$	0,00	Coef. Verifica Ferro Superiore trazione (OK se < 1)
$As_{Inf} = \pi \cdot n_i \cdot \varnothing_s^2/4 =$	226,19 [mm ²]	
$verFeInf = F_c/(f_{yd} \cdot As_{Inf}) =$	0,62179	Coef. Verifica Ferro Inferiore trazione (OK se < 1)
$f_{cd} =$	21,17 [N/mm ²]	
$E_c = 22000 \cdot (0.8 + f_{ck}/10)^{0.3} =$	34625,5 [N/mm ²]	
$\sigma_c = F_a/(b_c \cdot h_c + (E/E_c) \cdot As_{Inf}) =$	1,4E-09 [N/mm ²]	E/E _c = 6,67 per carichi di breve durata
$verCls = \sigma_c/f_{cd} =$	0,00	Coef. Verifica Cls inferiore (OK se < 1)

IMPALCATO

La soletta di c.a. costituente l'impalcato del prolungamento della banchina 12-13 è stata schematizzata come una piastra appoggiata in corrispondenza delle travi principali di collegamento dei pali.

La piastra è stata caricata con le azioni dovute ai pesi propri degli elementi strutturali (G_{1k}), quelli degli elementi non strutturali (G_{2k}) e con il sovraccarico variabile presente sulla banchina (Q_{1k}).

Le azioni sono state combinate agli stati limite ultimi (SLU) di tipo strutturale (STR) ed agli stati limite di esercizio (combinazioni rara, frequente e quasi permanente).

L'analisi della struttura è stata eseguita con l'ausilio del codice di calcolo agli elementi finiti MasterSAP 2018 SP1.

Il modello strutturale è illustrato nella figura seguente.

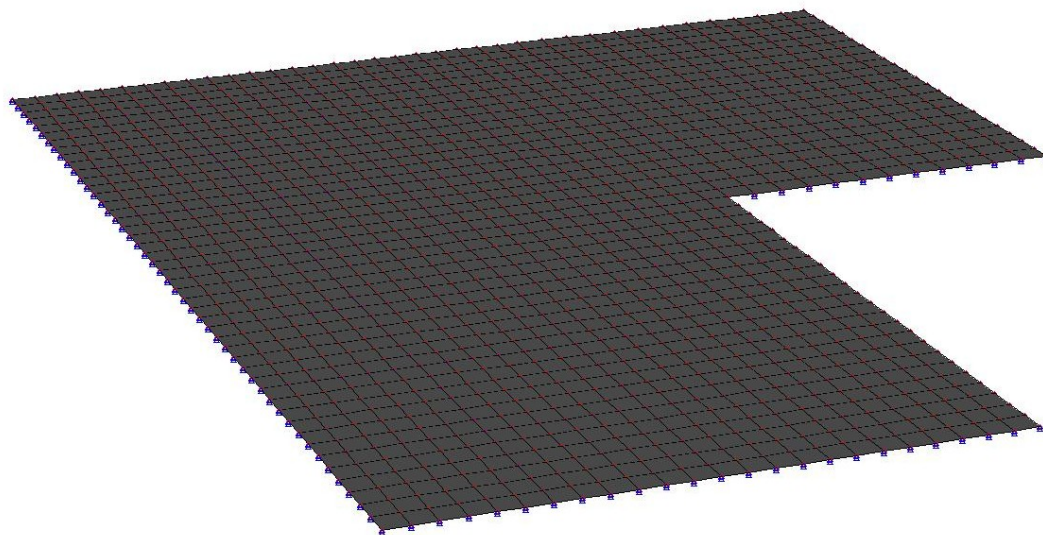


Figura 31 – Modello di calcolo

Nelle figure seguenti sono riportate i diagrammi delle sollecitazioni flettenti nelle due direzioni principali x-x ed y-y per ciascuna combinazione di carico analizzata.

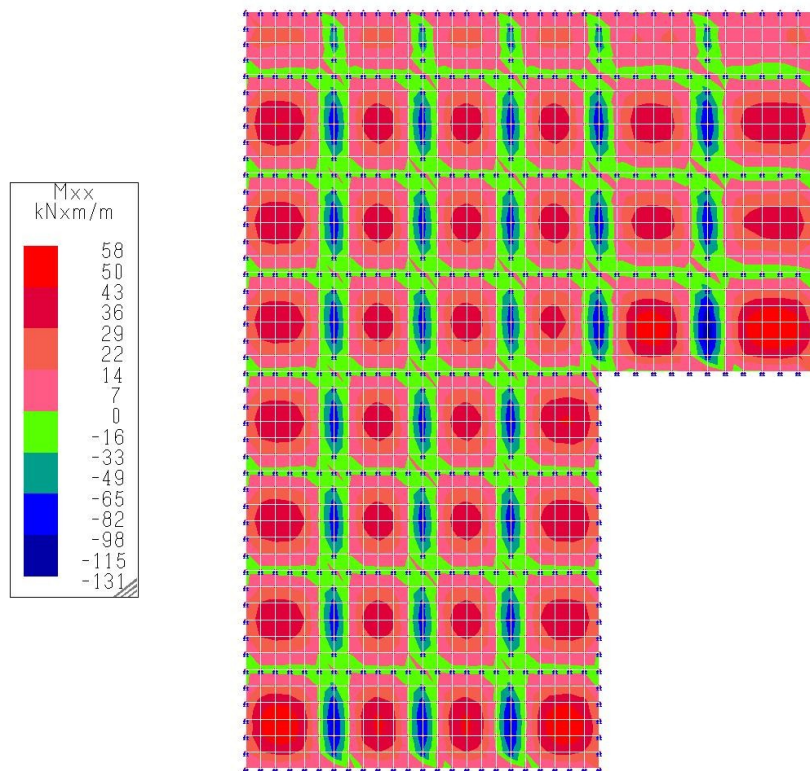


Figura 32 – SLU-STR: M_{xx}

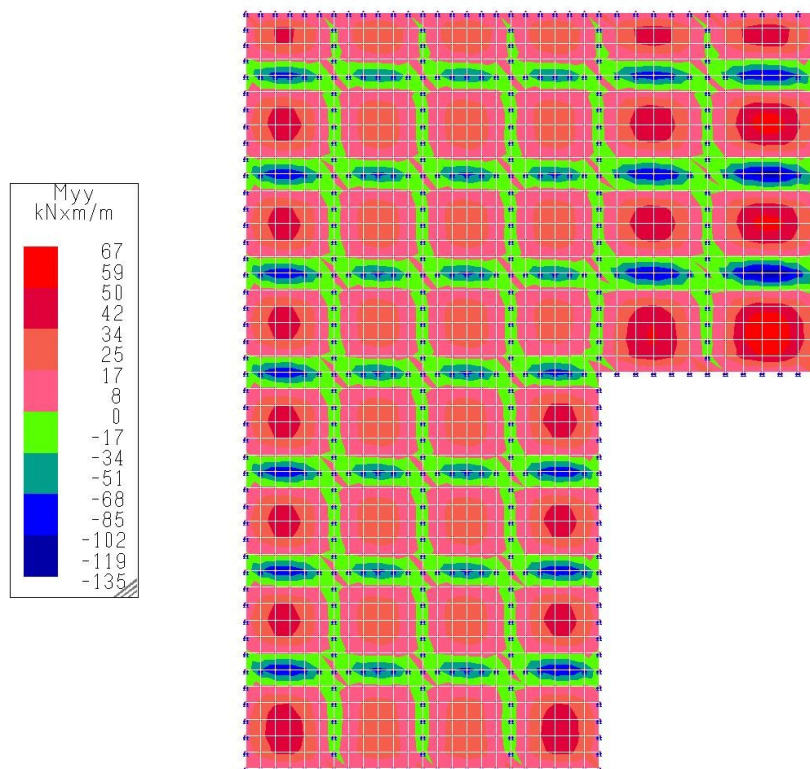


Figura 33 – SLU-STR: M_{yy}

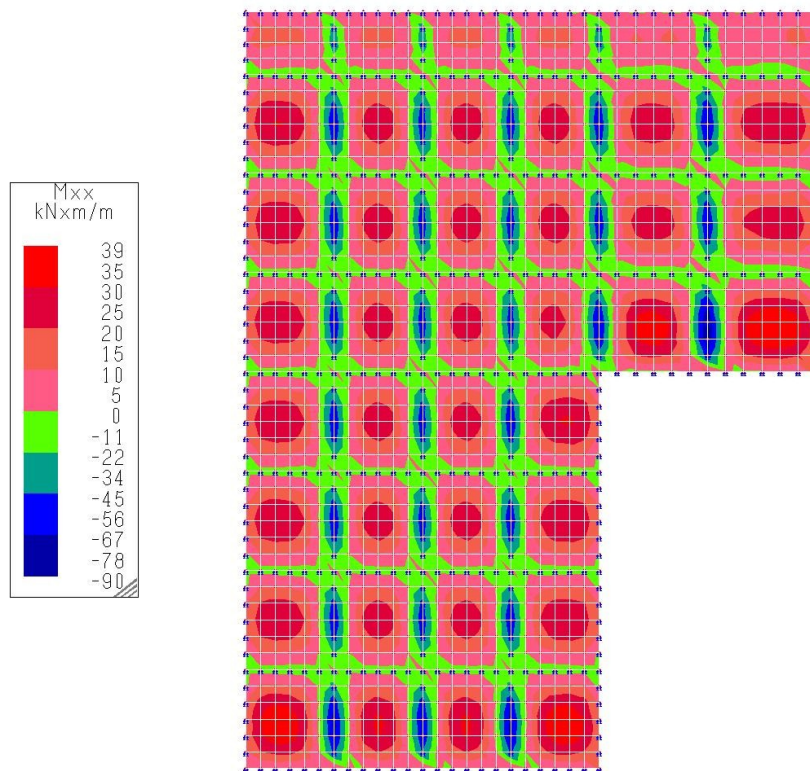


Figura 34 – SLE-RAR: M_{xx}

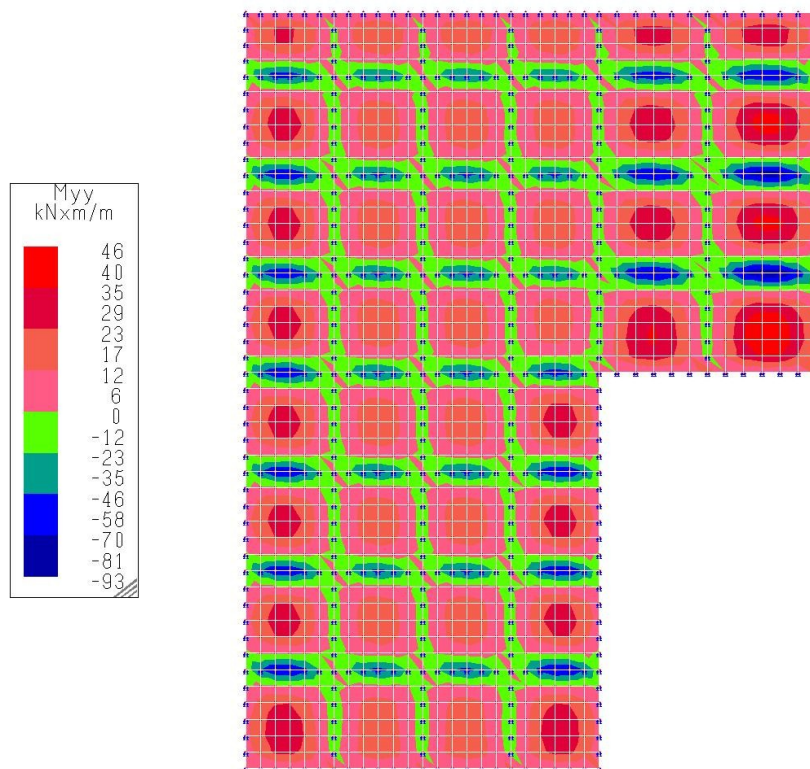


Figura 35 – SLE-RAR: M_{yy}

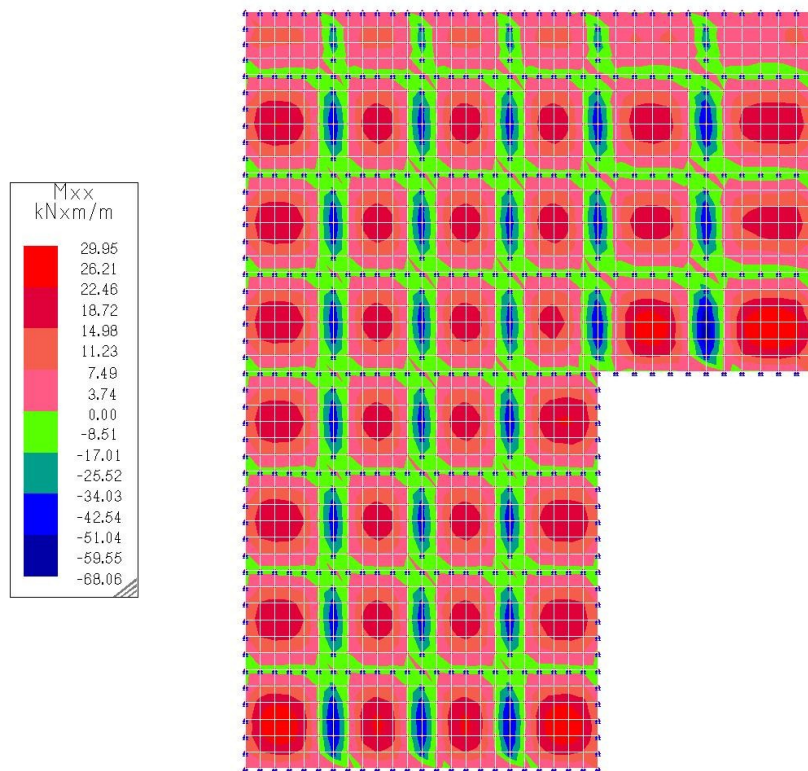


Figura 36 – SLE-FRE: M_{xx}

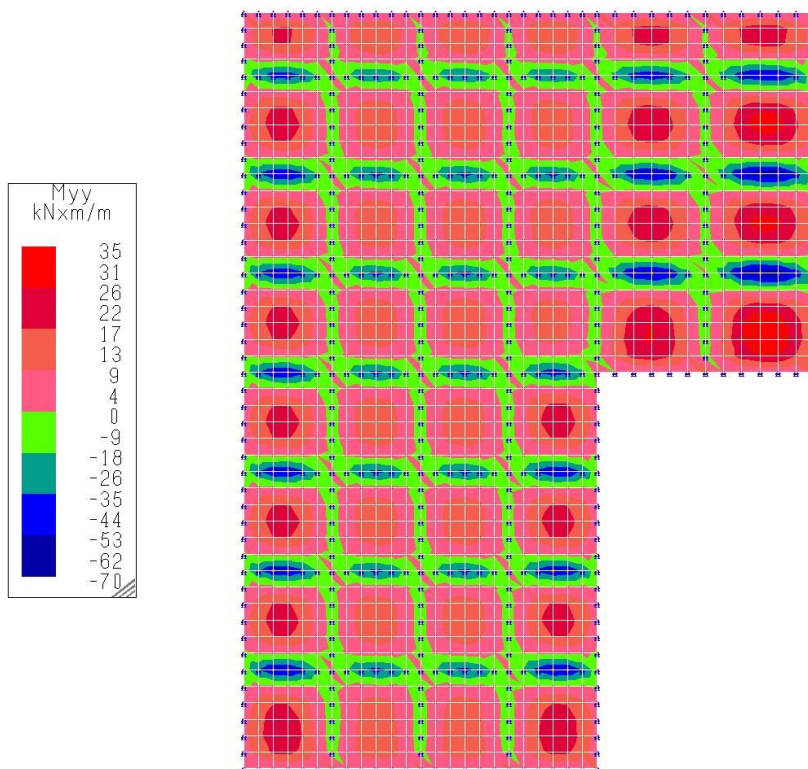


Figura 37 – SLE-FRE: M_{yy}

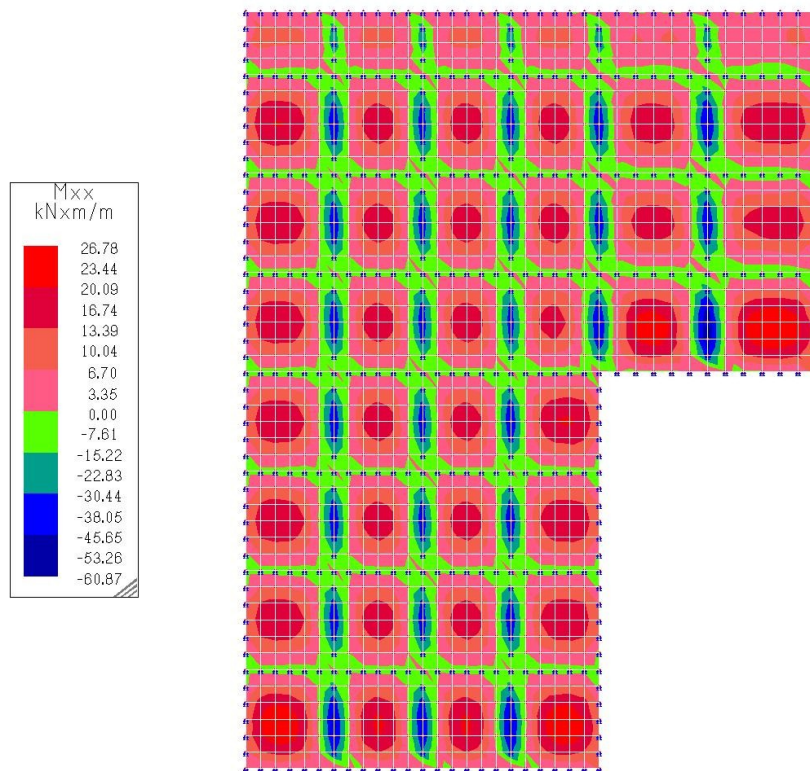


Figura 38 – SLE-QPE: M_{xx}

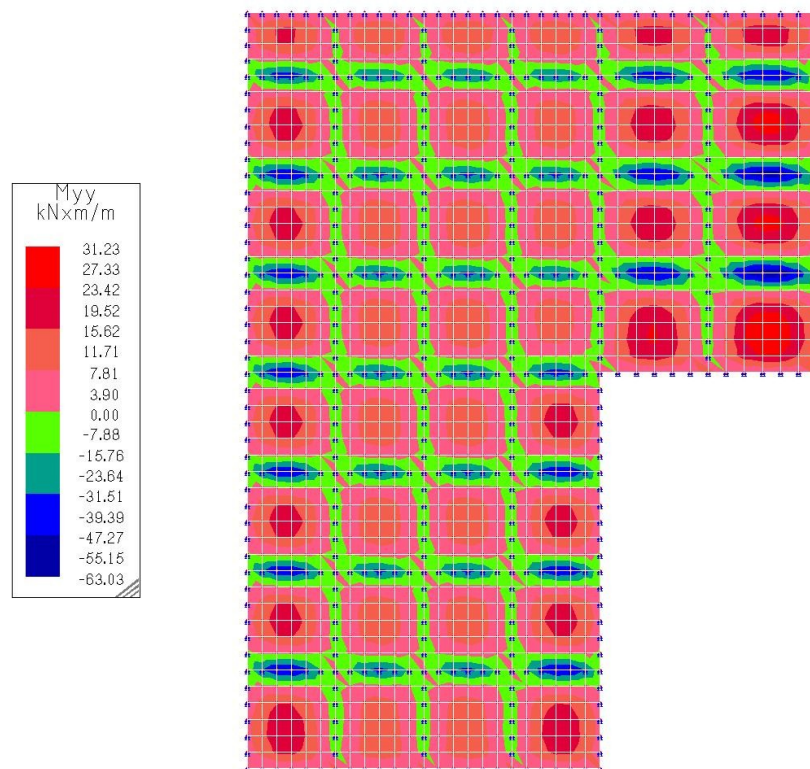


Figura 39 – SLE-QPE: M_{yy}

Nel seguito si riportano le verifiche della soletta sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) che degli stati limite di esercizio (SLE).

Come si può osservare dai calcoli di seguito riportati le verifiche di resistenza agli stati limite ultimi (SLU) e le verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) nei confronti delle tensioni nei materiali e dei valori di apertura delle fessure risultano soddisfatte.

I maggiori valori di apertura delle fessure in corrispondenza degli appoggi (fibre tese superiori) sono comunque ritenuti accettabili in quanto l'estradosso della soletta è protetto dalla pavimentazione della banchina.

Nodo travi-palo

L'elemento nodo travi-palo, gettato in opera in prima fase per rendere il grigliato di travi iperstatico, è stato armato in modo tale da assicurare la sua integrità fino alla rottura delle travi e del palo in esso confluenti. Il nodo, di dimensioni 1.7x1.7x0.5 m, è stato armato con 9 + 9 $\Phi 12$ in entrambe le direzioni.

Per i nodi trave-pilastro si è verificato che la resistenza complessiva dei pilastri risulta essere maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula:

$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd}$$

Dove:

- $\gamma_{Rd} = 1.10$ per strutture in CD "B"
- $M_{c,Rd}$ è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo
- $M_{b,Rd}$ è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo

Nei nodi maggiormente sollecitati si ottiene:

$$2238 \text{ kNm} > 1441 \text{ kNm}$$

Soletta

Inviluppo SLU-STR Verifica SLU – Resistenza (§ 4.1.2.3 NTC 2018)

Sezione rettangolare: B = 1.00 m H = 0.30 m C = 0.04 m

Armatura radiale: A_{inf} = 5Φ16 A_{sup} = 5Φ20

M_{Ed} = +67 kNm M_{Ed} = -135 kNm

M_{Rd} = +99 kNm M_{Rd} = -144 kNm

η = 1.47 ≥ 1.00 η = 1.07 ≥ 1.00

Inviluppo SLE-RAR Verifica SLE – Tensioni (§ 4.1.2.2 NTC 2018)

$$\sigma_{c1} < 0.60 f_{ck} = 22.41 \text{ N/mm}^2 ; \sigma_{s1} < 0.80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Sezione rettangolare: B = 1.00 m H = 0.30 m C = 0.04 m

Armatura radiale: A_{inf} = 5Φ16 A_{sup} = 5Φ20

M_{Ed} = +46 kNm M_{Ed} = -93 kNm

σ_c = 4.72 N/mm² < σ_{c1} σ_c = 8.88 N/mm² < σ_{c1}

σ_s = 190.1 N/mm² < σ_{s1} σ_s = 269.4 N/mm² < σ_{s1}

Inviluppo SLE-FRE Verifica SLE – Fessurazione (§ 4.1.2.2 NTC 2018)

Sezione rettangolare: B = 1.00 m H = 0.30 m C = 0.04 m

Armatura radiale: A_{inf} = 5Φ16 A_{sup} = 5Φ20

M_{Ed} = +35 kNm M_{Ed} = -70 kNm

σ_c = 3.84 N/mm² σ_c = 6.68 N/mm²

non fessurata w_k = 0.250

Inviluppo SLE-QPE Verifica SLE – Tensioni e Fessurazione (§ 4.1.2.2 NTC 2018)

$$\sigma_{c2} < 0.45 f_{ck} = 16.80 \text{ N/mm}^2$$

Sezione rettangolare: B = 1.00 m H = 0.30 m C = 0.04 m

Armatura radiale: A_{inf} = 5Φ16 A_{sup} = 5Φ20

M_{Ed} = +31 kNm M_{Ed} = -63 kNm

σ_c = 3.40 N/mm² < σ_{c2} σ_c = 6.01 N/mm² < σ_{c2}

non fessurata w_k = 0.196

Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali

La verifica nei confronti del collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali è stata effettuata secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3). Nella verifica si è tenuto conto dei diversi profili stratigrafici (sondaggi S5, S4, S3 e S2) rilevati nella campagna del 2014 eseguita dalla Ediltecnica S.r.l. assumendo, a prescindere dalla posizione dei pali ed a vantaggio di sicurezza, il massimo sforzo normale risultante dal modello numerico.

Nei calcoli si è trascurato l'intero strato eluvio-colluviale.

Approccio 2:	Combinazione	(A1+M1+R3)
Palo trivellato - Sondaggio S4		
Quota infissione	-20,78	m s.l.m.
Diametro Φ	1,5	m
Strato 1		
$c_{u,k}$	78	kPa
γ_M	1,0	Tab. 6.2.II
$c_{u,d}$	78	kPa
L_1	1,20	m
γ_s	20,5	kN/m ³
Strato 2		
$c_{u,k}$	200	kPa
γ_M	1,0	Tab. 6.2.II
$c_{u,d}$	200	kPa
L_2	6,48	m
γ_s	20,8	kN/m ³
Resistenza laterale		
Metodo α		
α ($c_u > 70 \text{ kPa}$)	0,35	cfr. <i>Fondazioni di C. Viggiani</i>
$Q_{s,cal}$	2.292	kN
ξ_3 (n. verticali = 9)	1,45	Tab. 6.4.IV
$Q_{s,k}$	1.581	kN
γ_{R3}	1,15	Tab. 6.4.II
$Q_{s,d}$	1.375	kN
Resistenza alla punta		
N_c	9	cfr. <i>Fondazioni di C. Viggiani</i>
N_q	1	cfr. <i>Fondazioni di C. Viggiani</i>
$Q_{P,cal}$	3.463	kN
ξ_3 (n. verticali = 9)	1,45	Tab. 6.4.IV
$Q_{P,k}$	2.388	kN
γ_{R3}	1,35	Tab. 6.4.II
$Q_{P,d}$	1.769	kN
Resistenza di calcolo		
R_d	3.144	kN
E_d	2.252	kN
η	1,40	

Approccio 2:	Combinazione	(A1+M1+R3)
Palo trivellato - Sondaggio S5		
Quota infissione	-20,78	m s.l.m.
Diametro Φ	1,5	m
Strato 1		
$c_{u,k}$	78	kPa
γ_M	1,0	Tab. 6.2.II
$c_{u,d}$	78	kPa
L_1	2,40	m
γ_s	20,5	kN/m ³
Strato 2		
$c_{u,k}$	200	kPa
γ_M	1,0	Tab. 6.2.II
$c_{u,d}$	200	kPa
L_2	5,88	m
γ_s	20,8	kN/m ³
Resistenza laterale		
Metodo α		
α ($c_u > 70 \text{ kPa}$)	0,35	cfr. <i>Fondazioni di C. Viggiani</i>
$Q_{s,cal}$	2.248	kN
ξ_3 (n. verticali = 9)	1,45	Tab. 6.4.IV
$Q_{s,k}$	1.550	kN
γ_{R3}	1,15	Tab. 6.4.II
$Q_{s,d}$	1.348	kN
Resistenza alla punta		
N_c	9	cfr. <i>Fondazioni di C. Viggiani</i>
N_q	1	cfr. <i>Fondazioni di C. Viggiani</i>
$Q_{P,cal}$	3.485	kN
ξ_3 (n. verticali = 9)	1,45	Tab. 6.4.IV
$Q_{P,k}$	2.403	kN
γ_{R3}	1,35	Tab. 6.4.II
$Q_{P,d}$	1.780	kN
Resistenza di calcolo		
R_d	3.128	kN
E_d	2.252	kN
η	1,39	

Approccio 2:	Combinazione	(A1+M1+R3)
Palo trivellato - Sondaggio S3		
Quota infissione	-22,78	m s.l.m.
Diametro Φ	1,5	m
Strato 1		
$c_{u,k}$	78	kPa
γ_M	1,0	Tab. 6.2.II
$c_{u,d}$	78	kPa
L_1	3,60	m
γ_s	20,5	kN/m ³
Strato 2		
$c_{u,k}$	200	kPa
γ_M	1,0	Tab. 6.2.II
$c_{u,d}$	200	kPa
L_2	5,38	m
γ_s	20,8	kN/m ³
Resistenza laterale		
Metodo α		
α ($c_u > 70 \text{ kPa}$)	0,35	cfr. <i>Fondazioni di C. Viggiani</i>
$Q_{s,cal}$	2.238	kN
ξ_3 (n. verticali = 9)	1,45	Tab. 6.4.IV
$Q_{s,k}$	1.543	kN
γ_{R3}	1,15	Tab. 6.4.II
$Q_{s,d}$	1.342	kN
Resistenza alla punta		
N_c	9	cfr. <i>Fondazioni di C. Viggiani</i>
N_q	1	cfr. <i>Fondazioni di C. Viggiani</i>
$Q_{P,cal}$	3.511	kN
ξ_3 (n. verticali = 9)	1,45	Tab. 6.4.IV
$Q_{P,k}$	2.421	kN
γ_{R3}	1,35	Tab. 6.4.II
$Q_{P,d}$	1.793	kN
Resistenza di calcolo		
R_d	3.135	kN
E_d	2.252	kN
η	1,39	

Approccio 2:	Combinazione	(A1+M1+R3)
Palo trivellato - Sondaggio S2		
Quota infissione	-20,78	m s.l.m.
Diametro Φ	1,5	m
Strato 1		
$c_{u,k}$	78	kPa
γ_M	1,0	Tab. 6.2.II
$c_{u,d}$	78	kPa
L_1	0,00	m
γ_s	20,5	kN/m ³
Strato 2		
$c_{u,k}$	200	kPa
γ_M	1,0	Tab. 6.2.II
$c_{u,d}$	200	kPa
L_2	8,78	m
γ_s	20,8	kN/m ³
Resistenza laterale		
Metodo α		
α ($c_u > 70 \text{ kPa}$)	0,35	cfr. <i>Fondazioni di C. Viggiani</i>
$Q_{s,cal}$	2.896	kN
ξ_3 (n. verticali = 9)	1,45	Tab. 6.4.IV
$Q_{s,k}$	1.997	kN
γ_{R3}	1,15	Tab. 6.4.II
$Q_{s,d}$	1.737	kN
Resistenza alla punta		
N_c	9	cfr. <i>Fondazioni di C. Viggiani</i>
N_q	1	cfr. <i>Fondazioni di C. Viggiani</i>
$Q_{P,cal}$	3.504	kN
ξ_3 (n. verticali = 9)	1,45	Tab. 6.4.IV
$Q_{P,k}$	2.417	kN
γ_{R3}	1,35	Tab. 6.4.II
$Q_{P,d}$	1.790	kN
Resistenza di calcolo		
R_d	3.527	kN
E_d	2.252	kN
η	1,57	

9 Prolungamento Molo Santa Maria

Il prolungamento del Molo Santa Maria è realizzato con una struttura a giorno che consente l'avanzamento dell'attuale filo banchina di circa 5.00 m.

La struttura è realizzata con otto coppie di pali trivellati di c.a. ad interasse di 4.30 m aventi diametro $\Phi 1200$ infissi alla -20.78 m s.m.m. I pali sono collegati in testa con pulvini prefabbricati di dimensioni 2.30×4.85×0.50 m, sui quali sono appoggiate dalle prefabbricate di dimensioni 2.20×4.85×0.20 m utilizzate come a casseforme a perdere per il successivo getto della soletta di impalcato di spessore pari a 0.65 m.

La struttura della banchina è completata da un pacchetto di pavimentazione dello spessore circa di 0.15 m.

9.1 Dalle prefabbricate

Le dalle prefabbricate di c.a. hanno dimensioni 2.20×4.85×0.20 m e sono utilizzate come casseforme a perdere per il getto della soletta dell'impalcato.

9.1.1 Analisi dei carichi

Carichi permanenti strutturali:

P.P. dalle prefabbricate: $g_{k1} = 25.00 \times 0.20 \times 4.85 = 24.25 \text{ kN/m}$

Carichi permanenti non strutturali:

P.P. getto soletta di c.a.: $g_{k2} = 25.00 \times 0.65 \times 4.85 = 78.81 \text{ kN/m}$

9.1.2 Combinazioni dei carichi

Combinazione SLU di tipo STR:

SLU-STR-1: $\gamma_g \times G_{k1} + \gamma_g \times G_{k2} = 1.3 \times 24.25 + 1.3 \times 78.81 = 134 \text{ kN/m}$

9.1.3 Verifiche agli stati limite

Nelle fasi transitorie le dalle sono calcolate come travi appoggiate di luce pari a 2.20 m e soggette al proprio peso ed a quello del getto della sovrastruttura.

Sollecitazioni massime:

$$M_{Ed} = 134 \times 2.20^2 / 8 = 81 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 134 \times 2.20 / 2 = 147 \text{ kN}$$

Caratteristiche sezione:

Sezione rettangolare: B = 4.85 m, H = 0.20 m, C = 0.04

Armature: $A_{inf} = 24\Phi 12$, $A_{sup} = 24\Phi 12$

Verifiche di resistenza dei materiali

$$M_{Ed} = 81 \text{ kNm} \qquad V_{Ed} = 147 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 185 \text{ kNm} \qquad V_{Rd} = 452 \text{ kN}$$

$$\eta = 2.28 \geq 1.00 \qquad \eta = 3.07 \geq 1.00$$

9.2 Pulvino

Gli elementi prefabbricati delle dalle saranno appoggiati sui pulvini; questi ultimi, nella fase transitoria, dovranno essere in grado di sostenere il peso proprio delle dalle e del getto della soletta di impalcato.

Si riportano nel seguito le verifiche dell'elemento prefabbricato del pulvino, ai fini delle suddette verifiche sono state considerate le sole armature passanti. La verifica è stata eseguita per il carico sollecitante maggiore corrispondente al peso proprio delle dalle in concomitanza con il getto della soletta.

9.2.1 Analisi dei carichi

Carichi permanenti strutturali:

P.P. pulvino prefabbricato: $g_{k1} = 25.00 \times 0.50 \times 2.30 = 28.75 \text{ kN/m}$

P.P. dalle prefabbricate: $g_{k2} = 25.00 \times 0.20 \times 2.20 = 11 \text{ kN/m}$

Carichi permanenti non strutturali:

P.P. getto soletta di c.a.: $g_{k3} = 25.00 \times 0.65 \times 2.20 = 35.75 \text{ kN/m}$

9.2.2 Combinazioni dei carichi

Combinazione SLU di tipo STR:

SLU-STR-1: $\gamma_g \times G_{k1} + \gamma_g \times G_{k2} + \gamma_g \times G_{k3} = 1.3 \times (28.75 + 11.00 + 35.75) = 98.15 \text{ kN/m}$

9.2.3 Schema di calcolo:

Trave semplicemente appoggiata di luce 2.50 m

9.2.4 Verifiche agli stati limite

Nelle fasi transitorie il pulvino è verificato come trave appoggiata di luce pari a 2.50 m e soggette al proprio peso ed a quello del getto della sovrastruttura.

Sollecitazioni massime:

$M_{Ed} = 98.15 \times 2.50^2 / 8 = 76.68 \text{ kNm}$

$V_{Ed} = 98.15 \times 2.50 / 2 = 122.68 \text{ kN}$

Caratteristiche sezione:

Sezione rettangolare: $B = 2.30 \text{ m}$, $H = 0.50 \text{ m}$, $C = 0.04$

Armature: $A_{\text{inf}} = 6\Phi 12$, $A_{\text{sup}} = 6\Phi 12$

Verifiche di resistenza dei materiali

$$M_{\text{Ed}} = 76.68 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{Ed}} = 122.68 \text{ kN}$$

$$M_{\text{Rd}} = 129.5 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{Rd}} = 482 \text{ kN}$$

$$\eta = 1.69 \geq 1.00$$

$$\eta = 3.92 \geq 1.00$$

9.3 Soletta di impalcato

La soletta di impalcato viene realizzata con un getto di calcestruzzo in opera e presenta una lunghezza di circa 37.80 m, una larghezza di 4.85 m ed uno spessore di 0.65 m.

Sopra la struttura è prevista la realizzazione di un pacchetto di pavimentazione dello spessore di 0.15 m ed il posizionamento lato mare di un ciglio in pietra.

9.3.1 Analisi dei carichi

Carichi permanenti strutturali:

P.P. soletta di c.a.: $g_{k1} = 25.00 \times 0.65 \times 4.85 = 78.81 \text{ kN/m}$

Carichi permanenti non strutturali:

P.P. dalla a perdere: $g_{k2} = 25.00 \times 0.20 \times 4.85 = 24.25 \text{ kN/m}$

P.P. pavimentazione: $g_{k2} = 22.00 \times 0.15 \times 4.85 = 16.01 \text{ kN/m}$

Carichi variabili:

Sovraccarico banchina: $q_{k1} = 40.00 \times 4.85 = 194 \text{ kN/m}$

9.3.2 Combinazione dei carichi

Combinazione SLU di tipo STR:

SLU-STR-1: $\gamma_g \times G_{k1} + \gamma_g G_{k2} + \gamma_q \times Q_{k1} = 1.3 \times 119 + 1.5 \times 194 = 446 \text{ kN/m}$

Combinazione SLE di tipo RAR:

SLU-RAR-1: $G_{k1} + G_{k2} + Q_{k1} = 119.07 + 194 = 313 \text{ kN/m}$

9.3.3 Verifiche agli stati limite

La soletta di impalcato è stata schematizzata come una trave continua appoggiata in corrispondenza dei pulvini. La trave ha una lunghezza complessiva di 37.80 m ed è costituita da 8 campate di luce 4.30 m ciascuna e da due sbalzi di luci rispettivamente 1.80 m ed 1.60 m. La larghezza degli appoggi è pari a 2.30 m.

Il calcolo è stato eseguito con l'ausilio del codice di calcolo MasterSAP 2018 SP1 della AMV S.r.l.

Sollecitazioni massime:

Combinazione SLU-STR-1:

$$M_{Ed} = -722 \text{ kNm} \qquad M_{Ed} = +387 \text{ kNm} \qquad V_{Ed} = 992 \text{ kN}$$

Combinazione SLE-RAR-1:

$$M_{Ed} = -507 \text{ kNm} \qquad M_{Ed} = +272 \text{ kNm} \qquad V_{Ed} = 697 \text{ kN}$$

Caratteristiche sezione:

Sezione rettangolare: $B = 4.85 \text{ m}$, $H_{\max} = 0.65 \text{ m}$, $H_{\min} = 0.30 \text{ m}$, $C = 0.04$

Armature: $A_{\inf} = 20+5\Phi 12$, $A_{\sup} = 20+6\Phi 16$

Verifiche di resistenza dei materiali agli SLU

Verifica SLU – Resistenza (§ 4.1.2.3 NTC 2018)

$$\begin{array}{lll} M_{Ed} = -722 \text{ kNm} & M_{Ed} = +387 \text{ kNm} & V_{Ed} = 992 \text{ kN} \\ M_{Rd} = -1030 \text{ kNm} & M_{Rd} = +759 \text{ kNm} & V_{Rd} = 1236 \text{ kN} \\ \eta = 1.43 \geq 1.00 & \eta = 1.96 \geq 1.00 & \eta = 1.25 \geq 1.00 \end{array}$$

Verifiche agli SLE

$$\sigma_{c1} < 0.60 f_{ck} = 22.41 \text{ N/mm}^2 ; \sigma_{s1} < 0.80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{array}{lll} M_{Ed} = -507 \text{ kNm} & M_{Ed} = +272 \text{ kNm} & V_{Ed} = 697 \text{ kN} \\ \sigma_c = 3.76 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c1} & \sigma_c = 3.96 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c1} & \tau = 0.27 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s = 221.1 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s1} & \sigma_s = 175.3 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s1} & \\ \text{non fessurata} & \text{non fessurata} & \end{array}$$

9.4 Struttura a giorno

9.4.1 Analisi dei carichi

Carichi permanenti strutturali

P.P. Elementi strutturali: $g_{k1} = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Carichi permanenti non strutturali:

P.P. Dalle a perdere: $g_{k2} = 25.00 \times 0.20 = 5.00 \text{ kN/m}^2$

P.P. Pavimentazione: $g_{k2} = 22.00 \times 0.15 = 3.30 \text{ kN/m}^2$

Carichi variabili:

Sovraccarico banchina: $q_{k1} = 40.00 \text{ kN/m}^2$

Tiro alla bitta dir. perp.: $q_{k2} = 1000 \text{ kN}$

Tiro alla bitta dir. parall.: $q_{k3} = 1000 \text{ kN}$

9.4.2 Combinazione dei carichi

Combinazioni SLU di tipo SLV:

SLU-SLV-1: $E_k + G_{k1} + G_{k2} + \Psi_{21} \times Q_{k1}$

Combinazioni SLU di tipo STR:

SLU-STR-1: $\gamma_g \times G_{k1} + \gamma_g \times G_{k2} + \gamma_q \times Q_{k1} + \gamma_q \times \Psi_{02} \times Q_{k2}$

SLU-STR-2: $\gamma_g \times G_{k1} + \gamma_g \times G_{k2} + \gamma_q \times \Psi_{01} \times Q_{k1} + \gamma_q \times Q_{k2}$

SLU-STR-3: $\gamma_g \times G_{k1} + \gamma_g \times G_{k2} + \gamma_q \times Q_{k1} + \gamma_q \times \Psi_{03} \times Q_{k3}$

SLU-STR-4: $\gamma_g \times G_{k1} + \gamma_g \times G_{k2} + \gamma_q \times \Psi_{01} \times Q_{k1} + \gamma_q \times Q_{k3}$

Combinazioni SLE di tipo RAR:

SLU-RAR-1: $G_{k1} + G_{k2} + Q_{k1} + \Psi_{02} \times Q_{k2}$

SLU-RAR-2: $G_{k1} + G_{k2} + \Psi_{01} \times Q_{k1} + Q_{k2}$

SLU-RAR-3: $G_{k1} + G_{k2} + Q_{k1} + \Psi_{03} \times Q_{k3}$

SLU-RAR-4: $G_{k1} + G_{k2} + \Psi_{01} \times Q_{k1} + Q_{k3}$

Combinazioni SLE di tipo FRE:

SLU-FRE-1: $G_{k1} + G_{k2} + \Psi_{11} \times Q_{k1}$

SLU-FRE-2: $G_{k1} + G_{k2} + \Psi_{21} \times Q_{k1} + \Psi_{12} \times Q_{k2}$

SLU-FRE-3: $G_{k1} + G_{k2} + \Psi_{21} \times Q_{k1} + \Psi_{13} \times Q_{k3}$

Combinazioni SLE di tipo QPE:

SLU-QPE-1: $G_{k1} + G_{k2} + \Psi_{21} \times Q_{k1}$

9.4.3 Verifiche agli stati limite

Nelle condizioni usuali di esercizio, la struttura è stata studiata attraverso un modello tridimensionale con l'ausilio del codice di calcolo agli elementi finiti MasterSap Top 2009 SP2.2 della AMV S.r.l.

La risposta della struttura in condizioni sismiche è stata valutata mediante analisi lineare dinamica (analisi modale con spettro di risposta), calcolandola separatamente per ciascuna delle tre componenti e combinando successivamente gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc...) applicando la seguente espressione:

$$1.00 \times E_x + 0.30 \times E_y + 0.30 \times E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Per gli stati limite di esercizio (sistema non dissipativo), l'analisi è stata svolta con riferimento allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura unitario, mentre per gli stati limite ultimi (sistema dissipativo), l'analisi è stata svolta con riferimento allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q_0 .

Nel calcolo per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa è stata inoltre attribuita un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione derivante dal calcolo pari a 0,05 volte la dimensione della struttura misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

L'interazione con il terreno è stata studiata trascurando lo strato di terreno incoerente superficiale (strato A) ed assumendo i valori geomeccanici di calcolo dello strato B ottenuti applicando i coefficienti di sicurezza sui materiali della combinazione M1 pari a 1.0.

L'interazione palo-terreno è stata quindi simulata con molle a comportamento elastoplastico perfetto aventi rigidezza pari a:

$$k = 67 \times c_{ud} \times d = 2613 \text{ kN/m}$$

e valore di plasticizzazione pari a:

$$p_{lim} = 9 \times c_u \times d \times i_m = 421 \text{ kN/m}$$

Nelle figure seguenti, oltre al modello di calcolo, sono riportati gli involuipi delle sollecitazioni ottenuti dall'analisi numerica divisi per i diversi stati limite studiati.

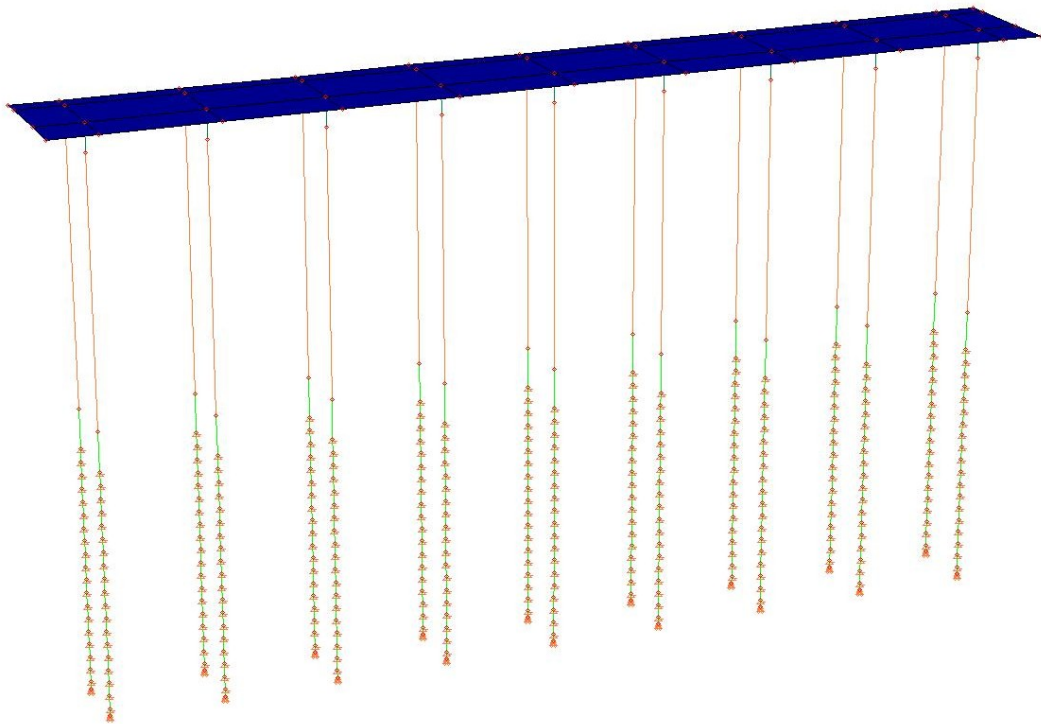


Figura 40 – Modello di calcolo

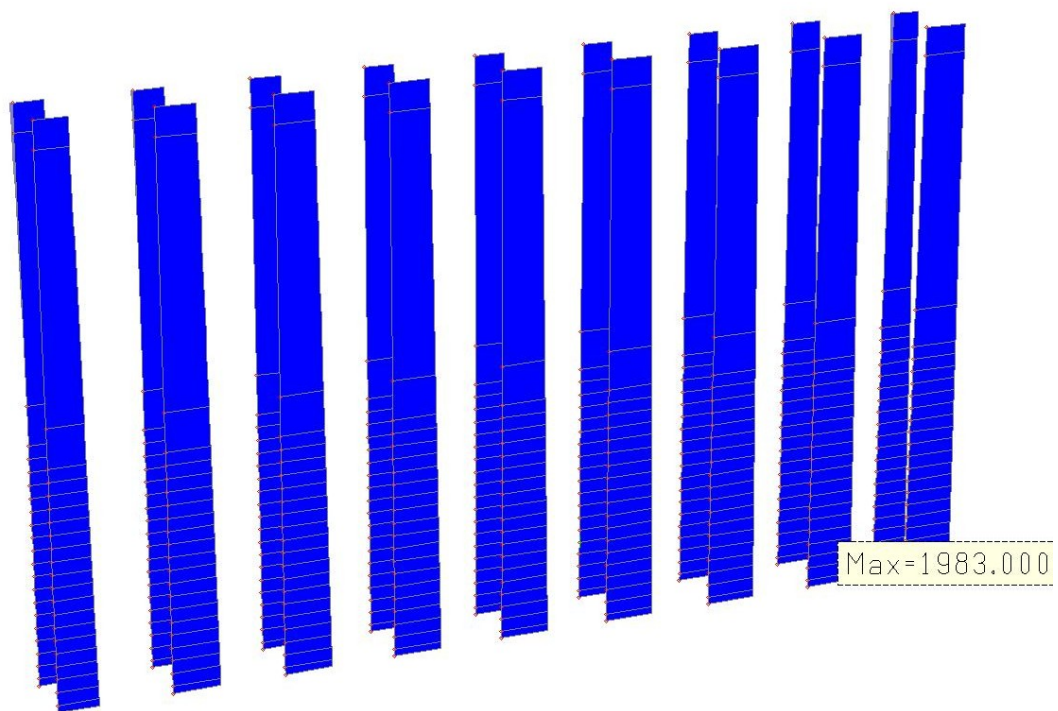


Figura 41 – Involuppo SLU – Sforzo normale

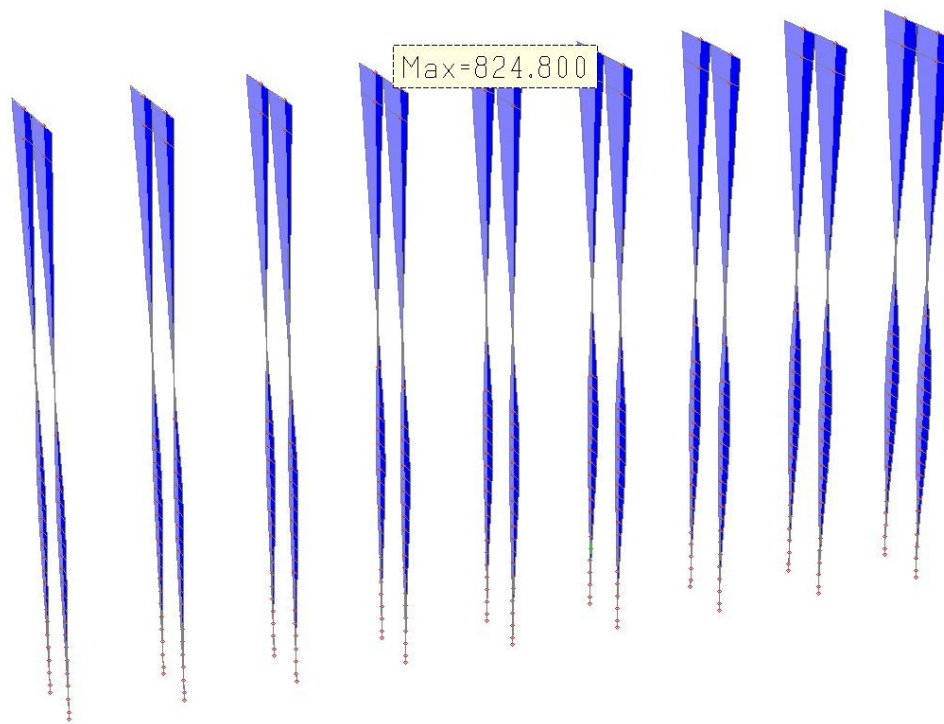


Figura 42 – Involuppo SLU: Momento M_{zd}

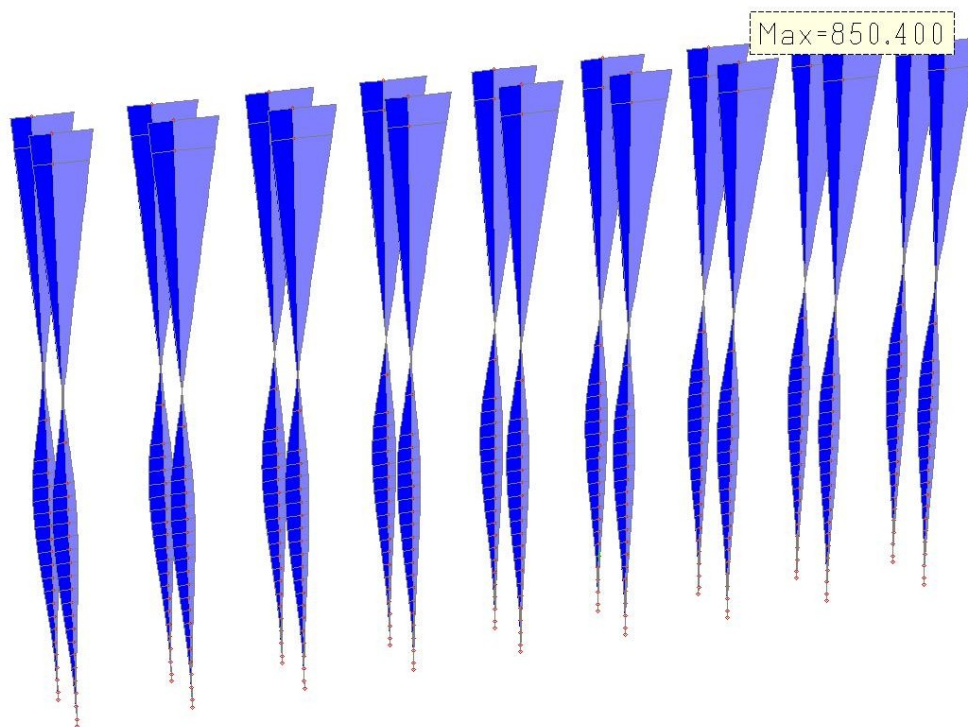


Figura 43 – Involuppo SLU: Momento M_{yd}

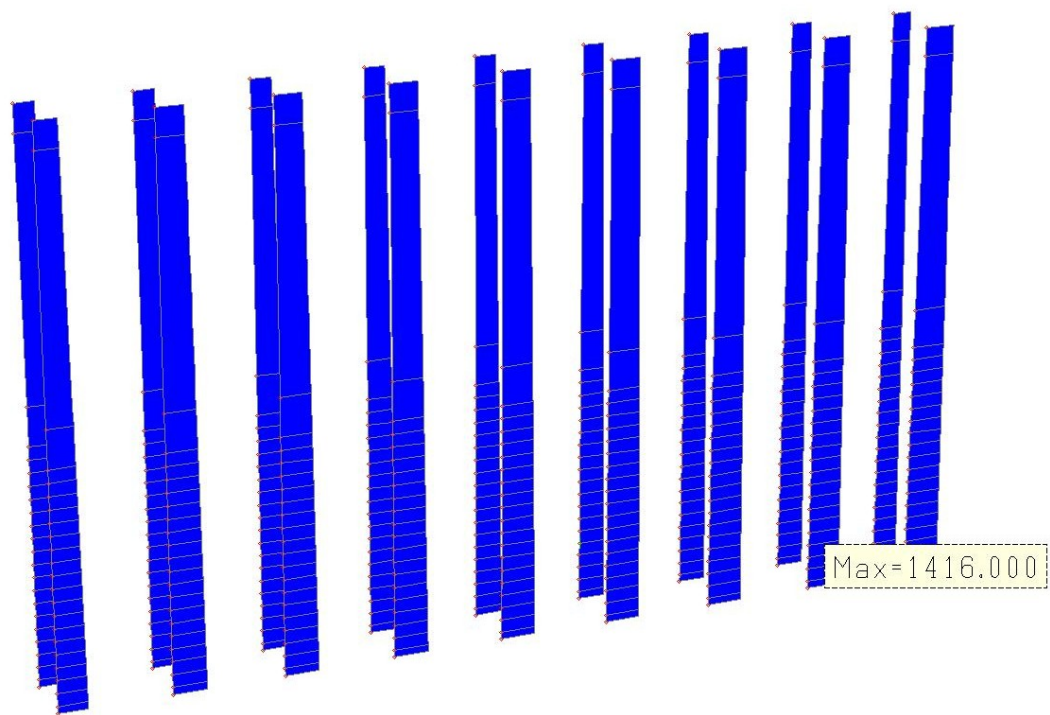


Figura 44 – Involuppo SLE: Sforzo normale

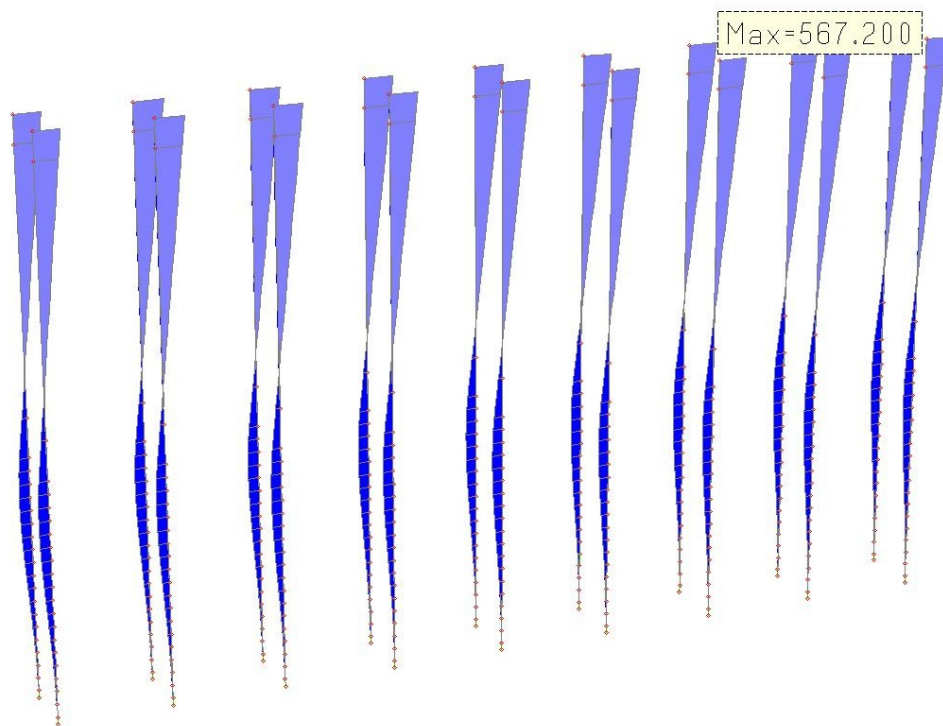


Figura 45 – Involuppo SLU: Momento M_{zd}

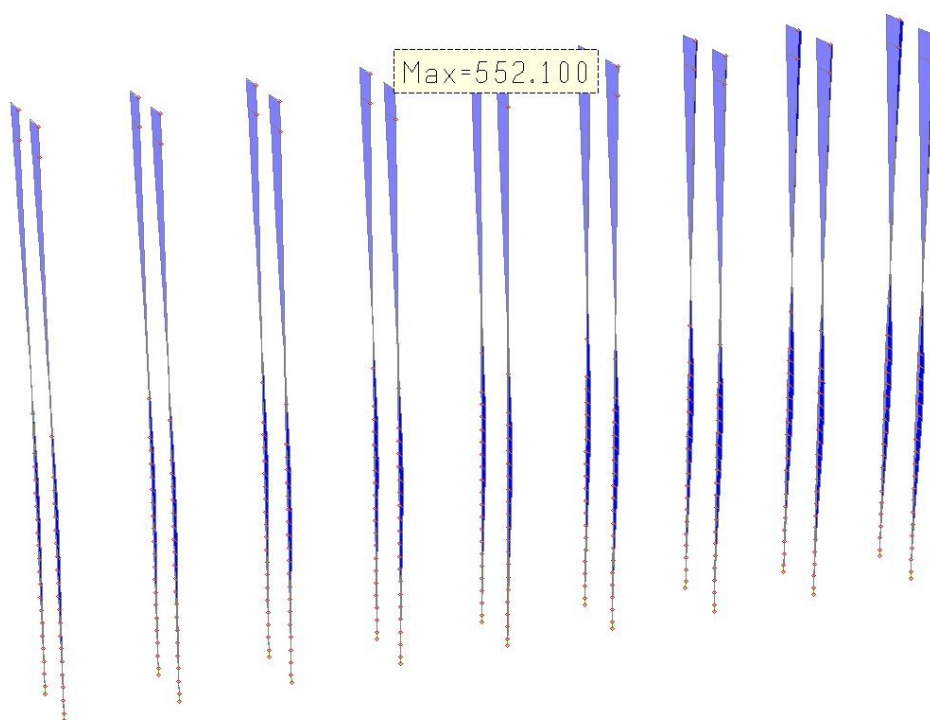


Figura 46 – Involuppo SLU: Momento M_{yd}

Nel seguito si riportano le verifiche dei pali di fondazione in condizioni statiche e dinamiche sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) che degli stati limite di esercizio (SLE).

PALI DI FONDAZIONE

Inviluppo SLU-STR e SLU-SLV *Verifica SLU – Resistenza (§ 4.1.2.3 NTC 2018)*

Sezione circolare: $D = 1.20$ m $C = 0.06$ m

Armatura radiale: $A = 36\Phi 26$

$$M_{zd} = 850 \text{ kNm} \quad M_{yd} = 154 \text{ kNm} \quad M_{Ed} = 864 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 507 \text{ kN}$$

$$M_{Rd}(N_{Ed}) = 4051 \text{ kNm}$$

$$\eta = 4.68 \geq 1.00$$

Inviluppo SLE-RAR *Verifica SLE – Tensioni e fessurazione (§ 4.1.2.2 NTC 2018)*

$$\sigma_{c1} < 0.60 f_{ck} = 22.41 \text{ N/mm}^2 ; \sigma_{s1} < 0.80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Sezione circolare: $D = 1.20$ m $C = 0.06$ m

Armatura radiale: $A = 36\Phi 26$

$$M_{zd} = 567 \text{ kNm} \quad M_{yd} = 103 \text{ kNm} \quad M_{Ed} = 576 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 363 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 3.84 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c1}$$

$$\sigma_s = 78.39 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s1}$$

non fessurata

COLLASSO PER CARICO LIMITE

Approccio 2:		(A1+M1+R3)
Palo trivellato - Sondaggio S1		
Quota infissione	-22,78	m s.l.m.
Diametro Φ	1,2	m
Strato 1		
$c_{u,k}$	78	kPa
γ_M	1	Tab. 6.2.II
$c_{u,d}$	78	kPa
L_1	0,00	m
γ_s	20,5	kN/m ³
Strato 2		
$c_{u,k}$	200	kPa
γ_M	1	Tab. 6.2.II
$c_{u,d}$	200	kPa
L_2	4,68	m
γ_s	20,8	kN/m ³
Resistenza laterale		
Metodo α		
α	0,35	cfr. <i>Fondazioni di C. Viggiani</i>
$Q_{s,cal}$	1235	kN
ξ	1,28	Tab. 6.4.IV
$Q_{s,k}$	965	kN
γ_{R3}	1,45	Tab. 6.4.II
$Q_{s,d}$	666	kN
Resistenza alla punta		
N_c	9	cfr. <i>Fondazioni di C. Viggiani</i>
N_q	1	cfr. <i>Fondazioni di C. Viggiani</i>
$Q_{P,cal}$	2146	kN
ξ	1,28	Tab. 6.4.IV
$Q_{P,k}$	1677	kN
γ_{R3}	1,70	Tab. 6.4.II
$Q_{P,d}$	986	kN
Resistenza di calcolo		
R_d	1652	kN
E_d	1155	kN
η	1,43	

Approccio 2:		(A1+M1+R3)
Palo trivellato - Sondaggio S6		
Quota infissione	-20,78	m s.l.m.
Diametro Φ	1,2	m
Strato 1		
$c_{u,k}$	78	kPa
γ_M	1	Tab. 6.2.II
$c_{u,d}$	78	kPa
L_1	3,80	m
γ_s	20,5	kN/m ³
Strato 2		
$c_{u,k}$	200	kPa
γ_M	1	Tab. 6.2.II
$c_{u,d}$	200	kPa
L_2	4,08	m
γ_s	20,8	kN/m ³
Resistenza laterale		
Metodo α		
α	0,35	cfr. <i>Fondazioni di C. Viggiani</i>
$Q_{s,cal}$	1468	kN
ξ	1,28	Tab. 6.4.IV
$Q_{s,k}$	1147	kN
γ_{R3}	1,45	Tab. 6.4.II
$Q_{s,d}$	791	kN
Resistenza alla punta		
N_c	9	cfr. <i>Fondazioni di C. Viggiani</i>
N_q	1	cfr. <i>Fondazioni di C. Viggiani</i>
$Q_{p,cal}$	2221	kN
ξ	1,28	Tab. 6.4.IV
$Q_{p,k}$	1735	kN
γ_{R3}	1,70	Tab. 6.4.II
$Q_{p,d}$	1021	kN
Resistenza di calcolo		
R_d	1812	kN
E_d	1155	kN
η	1,57	

10 Calcolo del cedimento verticale del palo

Il calcolo del cedimento verticale del palo è stato eseguito adottando il *metodo analitico approssimato* dovuto a Randolph e Wroth (1978). Il metodo considera il palo immerso in un mezzo elastico ed esamina separatamente l'interazione con tale mezzo della superficie laterale e della base del palo sovrapponendo successivamente le due soluzioni.

La rigidezza del palo "Ep" è calcolata sulla base del cls utilizzato come segue:

- resistenza cubica caratteristica: $R_{ck} := 45$
- resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} := 0.83 \cdot R_{ck} = 37.35$
- resistenza cilindrica media: $f_{cm} := f_{ck} + 8 = 45.35$
- modulo elastico medio: $E_p := 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} = 34625$

La rigidezza del terreno è stata calcolata ipotizzando argille dure sature ed assumendo i seguenti valori medi:

- modulo elastico del terreno: $E := 500$
- coefficiente di Poisson del terreno: $\nu := 0.45$
- modulo G alla profondità L: $G_L := \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = 172$
- modulo di elasticità trasversale del terreno al di sotto della base del palo: $G_b := G_L$
- modulo di elasticità trasversale medio fra la superficie e la profondità L: $G_m := G_L$

Le caratteristiche geometriche del palo sono le seguenti:

- diametro del palo: $d := 1200$
- raggio del palo: $r_0 := \frac{d}{2}$
- raggio della base: $r_b := r_0$
- lunghezza infissa del palo: $L := 7000 + 3780 = 1.078 \times 10^4$

Introducendo i seguenti parametri adimensionali:

- per pali a base allargata: $\eta := \frac{r_b}{r_0} = 1$

- rigidezza relativa palo-terreno: $\lambda := \frac{E_p}{G_L} = 200.828$

- per pali poggianti su di uno strato di elevata rigidezza: $\xi := \frac{G_L}{G_b} = 1$

- per pali immersi in un terreno con rigidezza variabile: $\rho := \frac{G_m}{G_L} = 1$

$$\zeta := \ln \left[0.25 + [2.5 \cdot \rho \cdot (1 - \nu) - 0.25] \cdot \xi \cdot \frac{L}{r_0} \right] = 3.207$$

$$\mu L := \left(\frac{2}{\zeta \cdot \lambda} \right)^{0.5} \cdot \frac{L}{r_0} = 1.001$$

il cedimento del palo, in funzione del carico alla punta, è dato dalla seguente espressione:

$$w(Q) := \left(\frac{\frac{4}{1-\nu} \cdot \frac{\eta}{\xi} + \frac{2 \cdot \pi \cdot \rho}{\zeta} \cdot \frac{\tanh(\mu L)}{\mu L} \cdot \frac{L}{r_0}}{1 + \frac{1}{\pi \lambda} \cdot \frac{4}{1-\nu} \cdot \frac{\eta}{\xi} \cdot \frac{\tanh(\mu L)}{\mu L} \cdot \frac{L}{r_0}} \cdot \frac{r_0 \cdot G_L}{Q} \right)^{-1}$$

Il massimo carico alla base del palo è pari a:

$$N_{Ed} := 1155000$$

da cui si ricava che il cedimento massimo in mm è pari a:

$$w(N_{Ed}) = 0.379$$

11 Calcolo dei parabordi

La presente relazione riporta i calcoli eseguiti per il dimensionamento del sistema di parabordi previsti dai lavori di riqualificazione ed adeguamento tecnico funzionale delle banchine 12 e 13 nel porto di Ancona.

Le banchine in oggetto sono destinate ad accogliere navi tipo RO/PAX e prevedono l'ormeggio delle navi parallelamente alla banchina con rampe di carico/scarico a poppa.

Complessivamente, come mostrato in figura, la realizzazione degli interventi consentirà di disporre di un fronte di banchina di 200 m. Lungo il ciglio di banchina si è previsto di installare dei parabordi cilindrici con interasse pari a 19.42 m.

Per dimensionare i parabordi si è fatto riferimento al metodo proposto dal PIANC per il calcolo dell'energia di accosto della nave in fase di ormeggio a seguito del quale è stato selezionato e verificato il parabordo cilindrico.

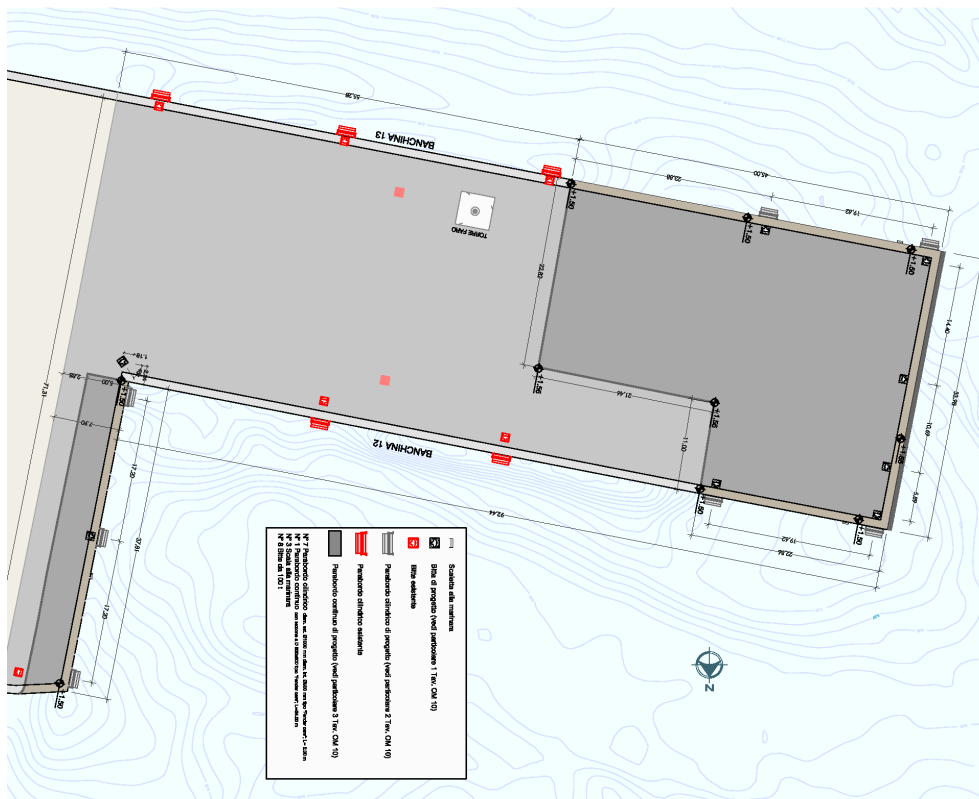


Figura 47. Planimetria di progetto

11.1 Nave di progetto

In Tabella 4 sono riportate le principali dimensioni di alcune navi tipo RO/PAX che attualmente servono il porto di Ancona.

Tabella 4. Dimensioni di alcune navi RO/PAX che servono attualmente il porto di Ancona (fonte marinetraffic.com).

Nome	GT	DWT	Loa	Beam	Full draft
		[t]	[m]	[m]	[m]
Dalmatia	12087	1856	127.43	19.41	5.64
Regina Della Pace	16630	3100	136.12	24.24	5.51
AF Claudia Prima	15039	2903	140.9	23.82	5.5
Superfast VI	32728	6515	203.9	25	6.8
Hellenic Spirit	32694	6524	204	25.8	6.8

Ai fini del calcolo dell'energia di accosto si è fatto riferimento ai valori indicati dal PIANC 2002 per navi tipo RO/PAX riportati in Tabella 5 con intervallo di confidenza pari al 50%.

Tabella 5. Caratteristiche delle navi tipo RO/PAX – FERRY con un intervallo di confidenza del 50% (fonte PIANC 2002).

GT	DT	Loa	Lbp	Beam	Max draft d
	[t]	[m]	[m]	[m]	[m]
1000	810	59	54	12.7	2.7
2000	1600	76	69	15.1	3.3
3000	2390	88	80	16.7	3.7
5000	3940	106	97	19	4.3
7000	5480	119	110	20.6	4.8
10000	7770	135	125	22.6	5.3
15000	11600	157	145	25	6
20000	15300	174	162	26.8	6.5
30000	22800	201	188	29.7	7.4
40000	30300	223	209	31.9	8

Le grandezze geometriche della nave indicate in tabella sono così definite:

Gross tonnage (GT): anche detta stazza lorda, è un indice adimensionale correlata al volume interno complessivo di una nave.

Deadweight tonnage (DWT): è la misura della capacità di carico della nave espressa in tonnellate.

Displacement tonnage (DT): è la massa totale della nave in condizioni di pieno carico, è la misura della massa d'acqua spostata dalla nave espressa in tonnellate.

Length over all (L_{oa}): lunghezza fuori tutto, è la lunghezza compresa tra le due estremità della nave espressa in metri.

Length between perps (L_{bp}): lunghezza tra le perpendicolari, è la lunghezza compresa tra le rette che individuano la chiglia della nave, espressa in metri.

Beam (B): larghezza della nave espressa in metri.

Max Draft (d): è il massimo pescaggio della nave in condizioni di pieno carico.

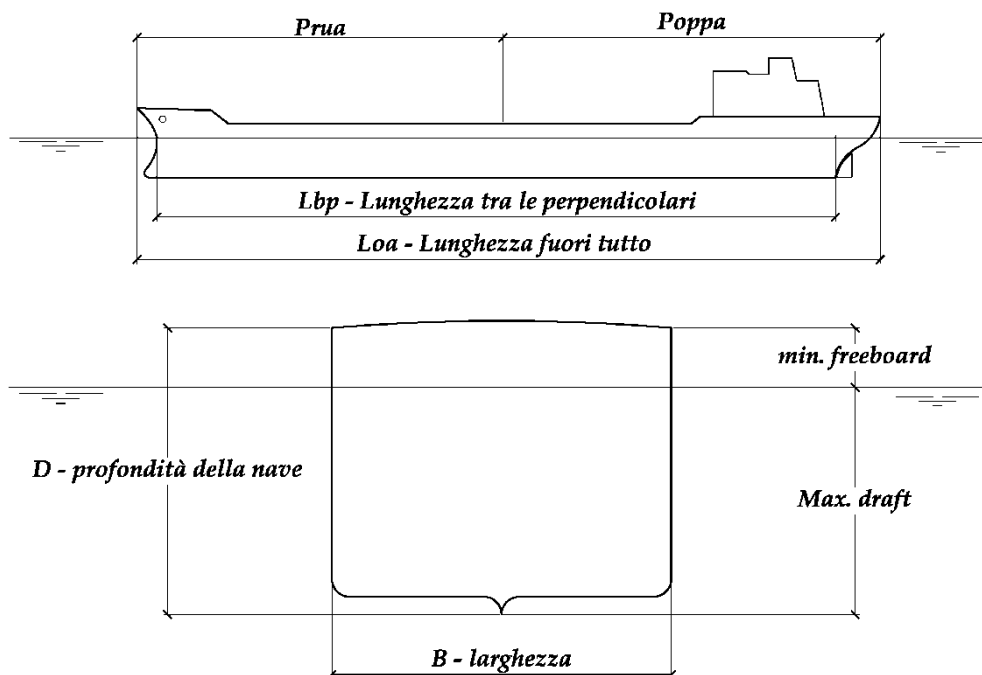


Figura 48. Definizione delle grandezze caratteristiche di una nave

Sulla base di tali informazioni, e considerando le dimensioni e la profondità al piede della banchina in oggetto, per il dimensionamento dei parabordi è stata assunta una nave di progetto di lunghezza fuori tutto L_{oa} pari a 205.4 m ed un pescaggio massimo di 7.5 m come indicato in Tabella 6.

Tabella 6. Dimensioni della nave di progetto.

GT	DT [t]	L_{oa} [m]	L_{bp} [m]	B [m]	max draft [m]
32000	24300	205.0	192.0	30.1	7.5

11.2 Calcolo dell'energia di accosto

Nel presente capitolo viene riportato il calcolo dell'energia di accosto con cui la nave impatta sui parabordi durante la fase di accosto in banchina.

11.2.1 Metodo di calcolo dell'energia di accosto in fase di ormeggio

Durante la fase di accosto in banchina energia cinetica della nave viene in parte spesa dal movimento di roto traslazione della nave ed in parte viene assorbita dai parabordi (*fenders*) presenti lungo la banchina.

La determinazione dell'energia di accosto consente di selezionare la tipologia di fender più idonea e di valutare la reazione esercitata dal fender sulla struttura retrostante.

Il calcolo dell'energia di accosto E_f è stato effettuato utilizzando l'approccio proposto dal PIANC utilizzando la seguente formula:

$$E_f = C_M \cdot C_E \cdot C_C \cdot C_S \cdot (0.5 \cdot M_d \cdot V^2) \quad [\text{kNm}]$$

dove:

- V : è la velocità di accosto della nave;
- M_d (D_T): è la massa della nave, di conseguenza può essere adottato il dislocamento D_T ;
- C_M : è un coefficiente di massa aggiunta che tiene conto del volume di acqua che si muove assieme alla nave;
- C_E : è il coefficiente di eccentricità che tiene conto della percentuale di energia spesa dalla nave per effettuare la rotazione rispetto al punto di contatto;
- C_C : è il coefficiente di configurazione della banchina di ormeggio, tiene conto della dissipazione di energia dovuta all'acqua presente tra lo scafo della nave e la struttura di ormeggio che funge da cuscinetto;
- C_S : è il coefficiente di flessibilità che tiene conto dell'assorbimento di energia dovuto alla deformazione della chiglia della nave contro i fender.

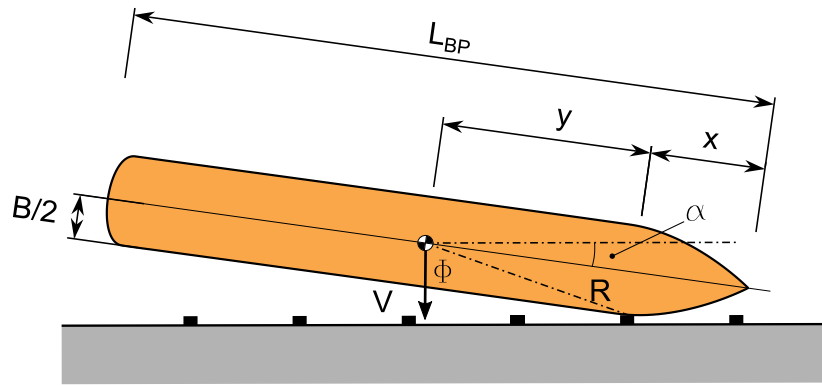


Figura 49. Definizione delle grandezze per il calcolo dell'energia di accosto.

11.2.1.1 "Block coefficient" (C_B)

Il calcolo dell'energia di accosto fa riferimento al coefficiente "block coefficient" C_B .

Il block coefficient è un coefficiente funzione della forma dello scafo della nave definito come il rapporto tra il dislocamento della nave, peso del volume d'acqua spostato dalla nave, e il peso del volume d'acqua del parallelepipedo in cui è inscritta la carena della nave:

$$C_B = \frac{M}{L_{BP} \cdot B \cdot d \cdot \rho_w}$$

Utilizzando le dimensioni caratteristiche della nave di progetto si ottiene:

$$C_B = \frac{24300}{192.2 \cdot 30.1 \cdot 7.5 \cdot 1.025} = 0.54$$

11.2.1.2 Coefficiente di massa aggiunta (C_M)

Il coefficiente di massa aggiunta tiene conto del volume di acqua che si muove assieme alla nave e che comporta un aumento della massa in movimento.

Nel caso di profondità dei fondali confrontabili con il pescaggio della nave, il coefficiente di massa aggiunta può essere calcolato con il metodo di Vasco Costa:

$$C_M = 1 + \frac{2D}{B} = 1 + \frac{2 \cdot 7.5}{30.1} = 1.50$$

11.2.1.3 Coefficiente di eccentricità (C_E)

Il coefficiente di eccentricità tiene conto della dissipazione di energia durante la rotazione della nave intorno al punto di contatto con il parabordo.

Il coefficiente di eccentricità, per valori dell'angolo φ maggiori di 10° , viene calcolato come segue:

$$C_E = \frac{K^2 + R^2 \cdot \cos^2 \phi}{K^2 + R^2}$$

dove:

K = raggio di girazione, calcolato come:

$$K = (0.19 \times C_B + 0.11) \times L_{BP} = (0.19 \times 0.54 + 0.11) \times 192.2 = 41.0 \text{ m}$$

R = distanza del centro di massa della nave dal punto di impatto [m]:

$$R = [y^2 + (B/2)^2]^{0.5} = 50.4 \text{ m}$$

con

$$y = L_{BP}/2 - x = 48.05 \text{ m}$$

$$x = L_{BP}/4 = 192.2/4 = 48.05 \text{ m}$$

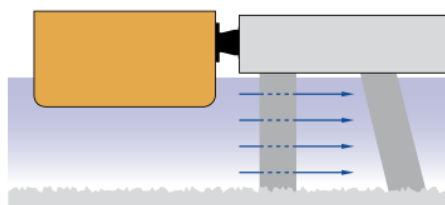
$$\varphi \text{ (angolo del vettore velocità)} = \arccos(B/2R) - \alpha = 62.6^\circ$$

da cui si ricava infine:

$$C_E = 0.53$$

11.2.1.4 Coefficiente di configurazione della banchina di ormeggio (C_C)

Il coefficiente di configurazione della banchina tiene conto della dissipazione di energia dovuta all'acqua presente tra lo scafo della nave e la struttura di ormeggio che funge da cuscinetto. Per strutture aperte o semi chiuse, come nel caso in esame, il coefficiente di configurazione C_C è pari a 1.0.

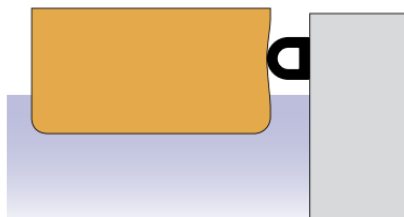


11.2.1.5 Coefficiente di deformabilità (C_s)

Il coefficiente di deformabilità tiene conto dell'energia dissipata dallo scafo della nave nel caso di parabordi che presentano una durezza maggiore rispetto a quella dello scafo. La durezza dei parabordi è definita in funzione della loro deformabilità nei limiti seguenti:

$$\delta_F \leq 150 \text{ mm: } C_s = 0.9 \text{ (Fender soffici)}$$

$$\delta_F > 150 \text{ mm: } C_s = 1.0 \text{ (Fender duri)}$$



Nel caso in esame si ammettono per i parabordi deformazioni maggiori di 150 mm. Pertanto il coefficiente di deformabilità è pari a:

$$C_s = 1.0$$

11.2.1.6 Velocità di accosto (V)

La velocità di accosto della nave dipende dalla difficoltà della manovra di accosto, dall'esposizione dell'ormeggio e dalle dimensioni della nave stessa. Il PIANC fornisce delle indicazioni in merito alle velocità di accosto delle navi in relazione alle dimensioni, alla tipologia di nave ed alle condizioni di ormeggio.

Nel caso di accosto lungo una banchina continua il PIANC suggerisce di utilizzare per il calcolo dell'energia velocità di accosto comprese tra $100 \text{ mm/s} < V < 300 \text{ mm/s}$ con angoli di accosto $0^\circ < \alpha < 15^\circ$.

Il grafico mostrato in Figura 50 fornisce i valori di velocità di accosto per diverse condizioni di esposizione e navigazione. Come è possibile osservare generalmente la velocità di accosto delle navi maggiori è minore di quelle di piccole dimensioni.

Le velocità di accosto presentate nel grafico sono valide in condizioni di ormeggio assistito con i rimorchiatori. I valori di velocità possono essere molto più grandi in assenza di rimorchiatori.

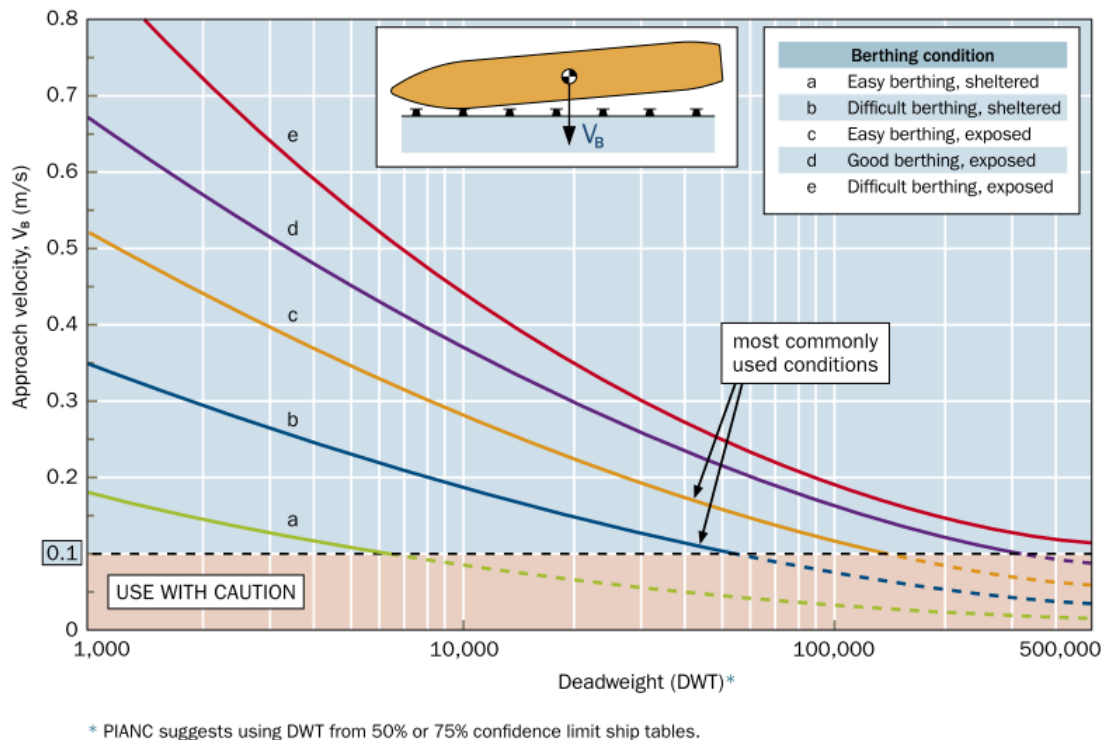


Figura 50. Velocità di accosto in funzione del DWT delle navi. (PIANC 2002).

Utilizzando come condizione di calcolo la curva “b – difficult berthing, sheltered” e assumendo che il parametro DWT è molto prossimo al GT è stata individuata come velocità di accosto:

$$V = 120 \text{ mm/s}$$

11.2.2 Calcolo dell'energia di accosto

Utilizzando i risultati ottenuti in precedenza è stata determinata l'energia di accosto della nave durante la fase di ormeggio che deve essere assorbita dai parabordi.

Utilizzando la relazione per l'energia di accosto illustrata in precedenza è stata determinata un'energia normale di accosto E_N pari a 1379 kNm, valore rappresentativo delle condizioni ordinarie di esercizio per il parabordo.

Per tenere conto di possibili errori in fase di manovra, di malfunzionamenti o di condizioni meteorologiche particolarmente avverse è stato assunto un coefficiente di sicurezza F_s pari a 1.5 con il quale è stata determinata l'energia eccezionale di accosto $E_A = 1.5 \times E_N = 206.9 \text{ kNm}$.

I risultati del calcolo dell'energia di accosto della nave sono riassunti in Tabella 7.

Tabella 7. Calcolo dell'energia di accosto della nave.

SHIP DATA		DATI DELLA NAVE			
Displacement	<i>stazza</i>	M_d	[t]	24300	
Lenght	<i>lunghezza</i>	L_{bp}	[m]	192.2	
Beam	<i>larghezza</i>	B	[m]	30.1	
Draft	<i>pescaggio</i>	D	[m]	7.5	
Block Coefficient	<i>coefficiente di blocco</i>	C_B		0.54	
BERTHING DATA		DATI PER L'ORMEGGIO			
Added Mass Coefficient	<i>coeff. di massa aggiunta</i>	C_M		1.450	
Berthing Angle	<i>angolo di accosto</i>	α		10°	
Impact from Bow	<i>punto di impatto dalla prua</i>	x	[m]	48.05	
Radius of Gyration	<i>raggio di girazione,</i>	K	[m]	41.0	
Impact to Centre of Mass	<i>distanza del punto di impatto</i>	R	[m]	50.4	
Velocity Vector Angle	<i>angolo del vettore velocità</i>	φ		62.6°	
Eccentricity Coefficient	<i>coeff. di eccentricità</i>	C_E		0.60	
Berth Configuration Coefficient	<i>coeff. di configurazione della banchina</i>	C_C		1.0	
Softness Coefficient	<i>coeff. di deformabilità</i>	C_S		1.0	
BERTHING ENERGY		ENERGIA DI ACCOSTO			
Berthing Velocity	<i>velocità di accosto</i>	V	[mm/s]	120	
Normal Energy	<i>energia ordinaria</i>	E_N	[kNm]	137.9	
Safety Coefficient	<i>coefficiente di sicurezza</i>	F_s		1.5	
Abnormal Energy	<i>energia eccezionale</i>	E_F	[kNm]	206.9	

11.3 Dimensionamento del fender

Utilizzando il metodo proposto dal PIANC è stato condotto il calcolo dell'energia cinetica della nave in fase di ormeggio. In relazione alle caratteristiche di esposizione della banchina di ormeggio e degli spazi di manovra all'interno del porto di Ancona sono state assunte condizioni di manovra difficili ma in condizioni protette dal moto ondoso e dal vento (curva “b” del grafico di Figura 50).

Nell'ipotesi che la nave accosti con un angolo di 10° con un velocità di accosto di 120 mm/s si è ottenuto un valore massimo di energia pari a 206.9 kNm (*abnormal energy*) ed un valore per l'energia normale di accosto (*normal energy*) di 137.9 kNm. Per il corretto dimensionamento dei parabordi di banchina si è supposto che in tali circostanze la nave entri in contatto con un unico parabordo e pertanto che questo sia in grado di assorbire tutto l'energia di accosto propria della nave.

11.3.1 Caratteristiche del fender

Il sistema di fender selezionato, illustrato in Figura 51, è costituito da parabordi cilindrici di diametro esterno OD = 1000 mm e diametro interno ID = 500 mm, con una lunghezza L di 2.0 m. I parabordi sono sostenuti da una barra di acciaio di diametro Ø65 mm fissata alla parete verticale della banchina con catene ed elementi di fissaggio in acciaio.

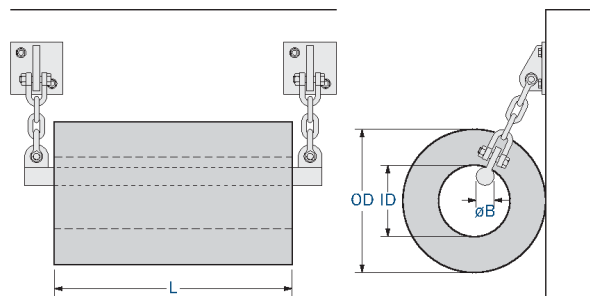


Figura 51. Dimensioni caratteristiche del fender cilindrico.

Il parabordo selezionato è in grado di assorbire un'energia massima $E_{100\%} = 224$ kNm, con una deformazione massima del 100% (Deformazione=ID). La reazione massima sprigionata dal singolo elemento è pari a 1100 kN che viene raggiunta in corrispondenza della massima deformazione.

In Figura 52 è rappresentata la curva di deformazione/energia, deformazione/reazione per questa tipologia di parabordi.

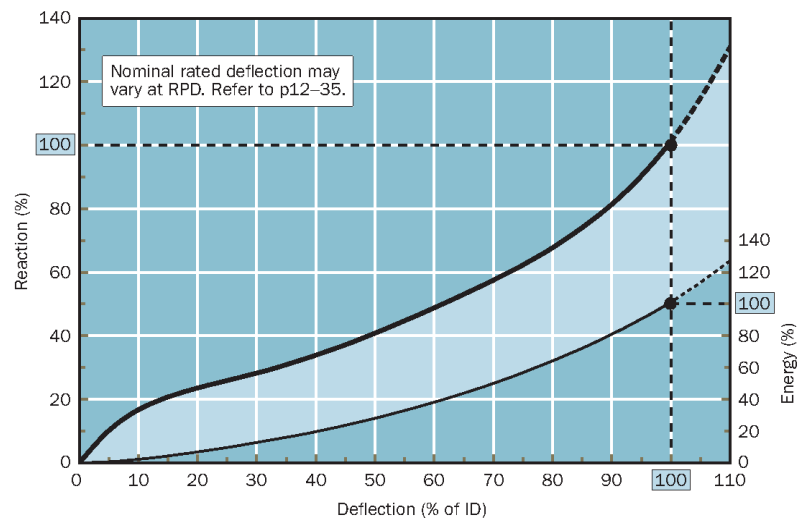


Figura 52. Curva di deformazione/energia e deformazione/reazione per parabordi cilindrici.

11.3.2 Verifica del fender

La verifica di resistenza del fender è stata condotta facendo riferimento alle condizioni di esercizio più gravose, in cui un singolo parabordo deve assorbire l'energia di accosto della più grande nave RO/PAX che può ormeggiare alla banchina di dimensioni (Loa = 205 m).

A favore di sicurezza si è fatto riferimento all'energia eccezionale E_A pari a 206.9 kNm, ottenuta utilizzando un coefficiente di sicurezza F_s di 1.5.

$$\text{Percentuale di energia } E_A/E_{100\%} = 206.9/224 = 92\%$$

Al valore percentuale di energia assorbita, utilizzando il diagramma di Figura 52, corrisponde il seguente valore di deformazione:

$$\text{Deformazione } (E_{92\%}) = 95\%$$

Successivamente, utilizzando la curva di deformazione/reazione, si ottiene, per una deformazione del 95%, una reazione pari al 90% del massimo valore fornito dal parabordo.

Si ottiene così il valore della massima reazione attesa R_{\max} relativa alle condizioni limite di esercizio del parabordo:

$$R_{\max} = 0.9 \times 1100 \text{ kN} = 990 \text{ kN}$$

Considerando che sulla banchina sono state previste bitte con tiro di 1000 kN è possibile concludere che la massima reazione esercitata dai fender, pari a 990 kN, non risulta dimensionante al fine della stabilità strutturale della banchina.

ALLEGATO 1 – Paragrafo estratto dalla Relazione Geologica

7 CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE

Durante le fasi della trivellazione sono stati prelevati campioni indisturbati di terreno, utilizzando campionatori a "parete sottile" di tipo aperto (campionatore Shelby).

In particolare:

S1	Camp.1	Da m, 14,60 a m,15,00
S1	Camp.2	Da m, 16,50 a m,17,00
S2	Camp.1	Da m, 14,00 a m,14,50
S3	Camp.1	Da m, 17,20 a m,17,60

Le prove di laboratorio sono state eseguite dalla Ditta CONGEO s.n.c. di Roma.

I certificati delle prove di laboratorio eseguite sui terreni sono allegati a fine relazione.

I risultati ottenuti sono di seguito riassunti:

S1	Camp. 1	Da m. 14,60 a m. 15
-----------	----------------	----------------------------

Descrizione : argilla verdastra, plastica, da consistente a molto consistente, con presenza di velature nere di origine organica, tracce di ossidazione e clasti di natura carbonatica di dimensioni centimetriche

CARATTERISTICHE FISICHE

Umidità naturale W_n	21,2%
Indice dei vuoti e	0,63
Porosità n	38,82%
Grado di saturazione S_r	91,03%
Peso di volume naturale γ_n	19,78 (kN/m ³)
Peso di volume secco γ_d	16,91
Peso di volume saturo γ_{sat}	20,5
Peso specifico dei granuli γ_s	26,67

CARATTERISTICHE DI CONSISTENZA

Limite di liquidità WI	58,70%
Limite di plasticità Wp	20,20%
Limite di plasticità IP	38,50%
Indice di consistenza	1

CARATTERISTICHE MECCANICHE

VANE TEST Cu	92 Kpa
Pocket pe. σ_f	267 Kpa
Compress. Esp. LL	sr 169 kPa ; ε 11,37%
Prova di taglio diretto C.D.	VALORI DI PICCO C' 22 Kpa ϕ' 20°

S1	Camp. 2	Da m. 16,50 a m. 17
-----------	----------------	----------------------------

Descrizione : argilla limosa grigio - verde, damolto consistente a dura, plastica.
L'estremità alta è caratterizzata da un livello di 10 cm costituito da argilla limosa giallo - verde molto consistente, plastica

CARATTERISTICHE
FISICHE

Umidità naturale Wn	24,6%
Indice dei vuoti e	0,72
Porosità n	41,96%
Grado di saturazione Sr	91,45%
Peso di volume naturale γ_n	19,04 (kN/m ³)
Peso di volume secco γ_d	15,84
Peso di volume saturo γ_{sat}	19,75
Peso specifico dei granuli γ_s	26,32

CARATTERISTICHE DI CONSISTENZA

Limite di liquidità WI	61,10%
Limite di plasticità Wp	24,00%
Limite di plasticità IP	37,10%
Indice di consistenza	1

CARATTERISTICHE MECCANICHE

VANE TEST Cu	155 Kpa
Pocket pe. σ_f	460 Kpa
Compress. Esp. LL	σ_r 296 kPa ; ε 14,40%
Prova di taglio diretto C.D.	VALORI DI PICCO C' 84 Kpa ϕ' 20°

S2	Camp. 1	Da m. 14,00 a m. 14,50
-----------	----------------	-------------------------------

Descrizione : limo argilloso grigio-scuro, molto plastico, da moderatamente consistente a consistente.

CARATTERISTICHE FISICHE

Umidità naturale Wn	28,5%
Indice dei vuoti e	0,82
Porosità n	45,05%
Grado di saturazione Sr	96,80%
Peso di volume naturale γ_n	19,29 (kN/m ³)
Peso di volume secco γ_d	15,23
Peso di volume saturo γ_{sat}	19,57
Peso specifico dei granuli γ_s	27,32

CARATTERISTICHE DI CONSISTENZA

Limite di liquidità WI	34,30%
Limite di plasticità Wp	23,00%
Limite di plasticità IP	11,30%
Indice di consistenza	1

CARATTERISTICHE MECCANICHE

VANE TEST Cu	48 Kpa
Pocket pe. σ_f	139 Kpa
Compress. Esp. LL	σ_r 122 kPa ; ε 13,34%
Prova di taglio diretto C.D.	VALORI DI PICCO C' 34 Kpa ϕ' 17°

S3	Camp. 1	Da m. 17,20 a m. 17,60
-----------	----------------	-------------------------------

Descrizione : Siltite argilloso-marnosa di colore grigio, molto dura, plastica, con velature nere di origine organica e tracce di ossidazione; il materiale si rivela fragile perché interessato da superfici di discontinuità meccanica variamente orientate, ma con prevalenza orizzontale

CARATTERISTICHE FISICHE

Umidità naturale W_n	18,2%
Indice dei vuoti e	0,58
Porosità n	36,57%
Grado di saturazione S_r	84,21%
Peso di volume naturale γ_n	19,63 (kN/m ³)
Peso di volume secco γ_d	17,63
Peso di volume saturo γ_{sat}	20,83
Peso specifico dei granuli γ_s	26,19

CARATTERISTICHE DI CONSISTENZA

Limite di liquidità W_L	42,50%
Limite di plasticità W_p	21,30%
Limite di plasticità IP	21,20%
Indice di consistenza	1

CARATTERISTICHE MECCANICHE

VANE TEST C_u	Non ril.
Pocket pe. σ_f	>600 Kpa
Compress. Esp. LL	σ_f 122 kPa ; ε 13,34%
Prova di taglio diretto C.D.	VALORI DI PICCO C' 34 Kpa ϕ' 30°