

Ordinanza Capo Dipartimento Protezione Civile n° 616/2019 - 851/2022
Decreto del Sindaco della Città di Venezia n° 69630 del 14/02/2022

AMMINISTRAZIONE COMPETENTE

CITTA' DI
VENEZIA



Ordinanza CDPC n° 851/2022

SOGGETTO ATTUATORE

CITTA' DI
VENEZIA



AREA LAVORI PUBBLICI, MOBILITA' E TRASPORTI
SETTORE VIABILITA' VENEZIA CENTRO STORICO E ISOLE ENERGIA e IMPIANTI
SERVIZIO MANUTENZIONE VIABILITA' VENEZIA C.S.I.

C.I. 14959-20

**INTERVENTO DI MESSA IN SICUREZZA,
CONSOLIDAMENTO MARGINAMENTO E
RIPRISTINO PAVIMENTAZIONE DELLA RIVA SETTE MARTIRI**

CUP:J77H21001610001

FASE	ELABORATO
PROGETTO ESECUTIVO	14959-20_RT
DISCIPLINA	DATA
RESTAURO	luglio 2022

DESCRIZIONE
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO



RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
arch. cons. Cristian Tonetto

COLLABORATORI DEL R.U.P.
arch. Shana Catanzaro
arch. M. Amin Al Ahdab

PROGETTISTA
ing. Andrea Marascalchi

COLLABORATORI
arch. Stefano Carlini
ing. Davide Bellato
ing. Simone Tagliapietra

Marascalchi Ingegneria Stp Srl
Santa Croce 2005
30135 Venezia

T/F +39 041 2770233
amministrazione@marascalchiingegneria.it
mi@pec.marascalchiingegneria.it



PI / 04656180272 — SDI / SUBM70N
Capitale Sociale euro 10.000,00 i.v.
www.marascalchiingegneria.it

COORDINAMENTO SICUREZZA
arch. Antonio Girello



Arch. Antonio Girello
San Marco 4270 - Venezia 30124
tel. 041 5285544 - @mail: a.girello@awn.it

REVISIONE	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO

INDICE

1	Premessa	1
2	La struttura della Riva dei sette Martiri	3
3	Verifiche di equilibrio globale del marginamento	5
3.1	Verifica a ribaltamento dei cassoni	5
3.2	Verifica a scorrimento dei cassoni	9
4	Compattazione del sottofondo della pavimentazione	11
5	Verifiche strutturali delle opere provvisionali	14
5.1	Puntelli provvisori	16
5.2	Puntelli definitivi	20

1 Premessa

La presente relazione generale riporta le verifiche strutturali condotte nell'ambito del progetto di messa in sicurezza, consolidamento del marginamento e ripristino della pavimentazione della riva Sette Martiri.

L'incarico è stato affidato alla scrivente Società nell'ambito del Piano degli interventi autorizzato ai sensi dell'art. 1 co. 3 e 5 dell'OCDPC n. 616/2019; in particolare all'opera in oggetto è stato assegnato il codice intervento n. 14959-20.

Il muro di sponda, che si estende dal ponte della Veneta Marina al ponte di S. Domenego sul rio di S. Isepo, ha subito pesanti conseguenze dalla mareggiata del 12 novembre 2019, che si è abbattuta con particolare violenza sul marginamento nord est del Bacino di san Marco.

Su questo tratto di riva, in particolare, si sono verificati crolli parziali dei rivestimenti, soprattutto in corrispondenza della parte bassa delle rive d'acqua, che hanno perso una parte consistente dei blocchi in pietra che costituiscono le gradinate. La listolina in pietra di sommità della banchina presenta un esteso dissesto dei blocchi, che va dalla lesione da urto fino alla frattura passante, con perdita di parte del blocco.

La pavimentazione presenta soprattutto una diffusa perdita di planarità dei piani di posa, che localmente ha generato dissesti e sconnessioni degli elementi lapidei, con locali perdite di gruppi di cubetti in corrispondenza del porfido posato a coda di pavone, sostituiti poi da rappezzi in malta cementizia.



inquadramento dell'area interessata



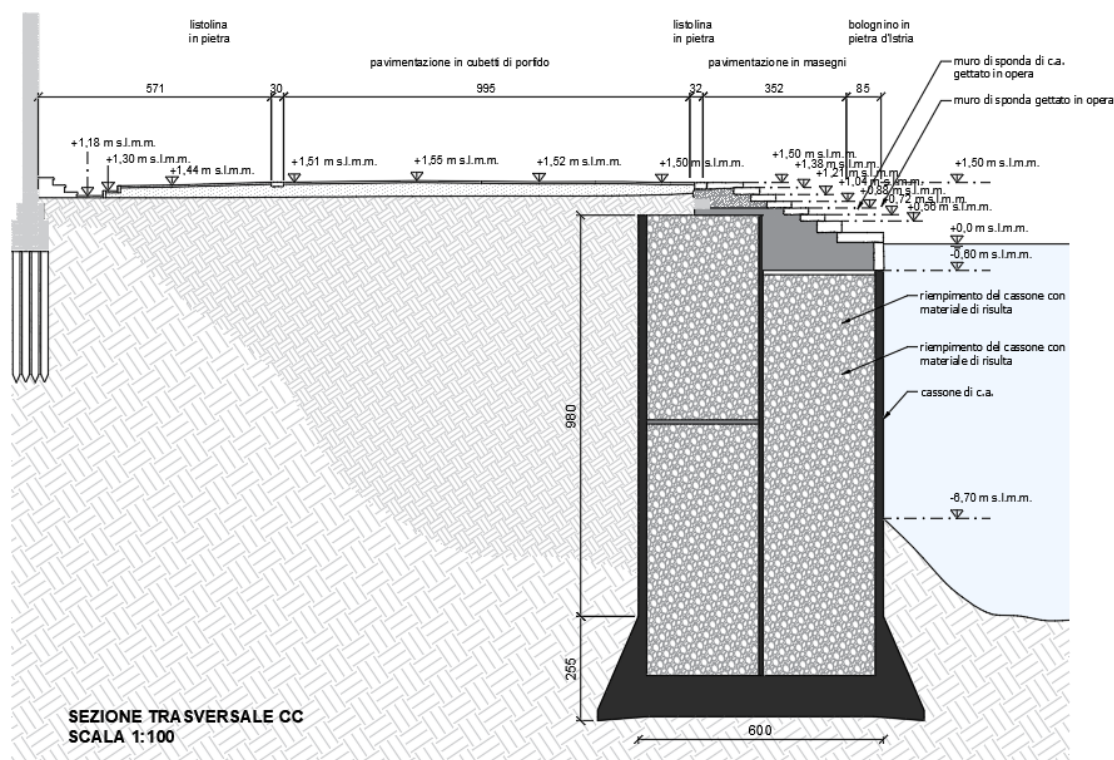
vista satellitare dell'area interessata

2 La struttura della Riva dei sette Martiri

Il sistema costruttivo adottato, vista l'ampiezza del nuovo muro e la profondità dei fondali, è quello dei cassoni galleggianti di calcestruzzo, che venivano prodotti da un grande impianto posizionato presso il rio de la Tana. Da qui venivano rimorchiati, messi in posizione (previo scavo dei fondali con la draga) ed affondati uno accanto all'altro per creare l'allineamento della nuova fondamenta. Alle loro spalle la grande fossa rimasta fra i cassoni e la vecchia riva venne colmata con terra, poi compattata.

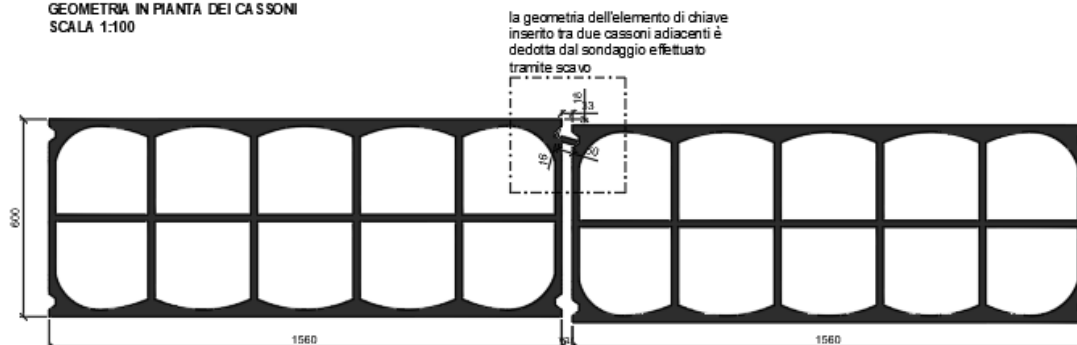
La sommità dei cassoni venne completata con un muro continuo in calcestruzzo, rivestito in corsi di pietra d'Istria, montati a paramento ed usati anche come casseri per il muro stesso. Sulla sommità venne posta una listolina in blocchi di pietra d'Istria.

Il muro di sponda venne dotato di tre rive d'acqua, una centrata rispetto agli edifici della *Marinarezza* e altre due poste simmetricamente ai lati. Vista la destinazione della fondamenta a punto di sbarco per le grandi navi di allora, essa fu dotata ad intervalli regolari di grandi bitte metalliche, agganciate a blocchi di fondazione in c.a., e di panchine monolitiche in pietra.

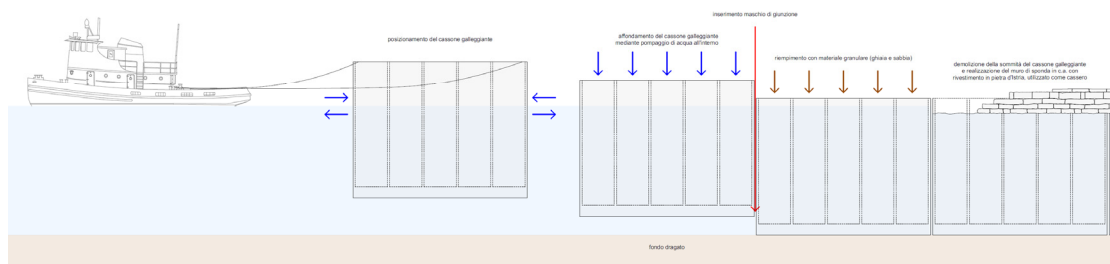


Sezione trasversale della riva

GEOMETRIA IN PIANTA DEI CASSONI
SCALA 1:100



Geometria in pianta dei cassoni



schema delle fasi di posa dei cassoni e di realizzazione del muro di sponda

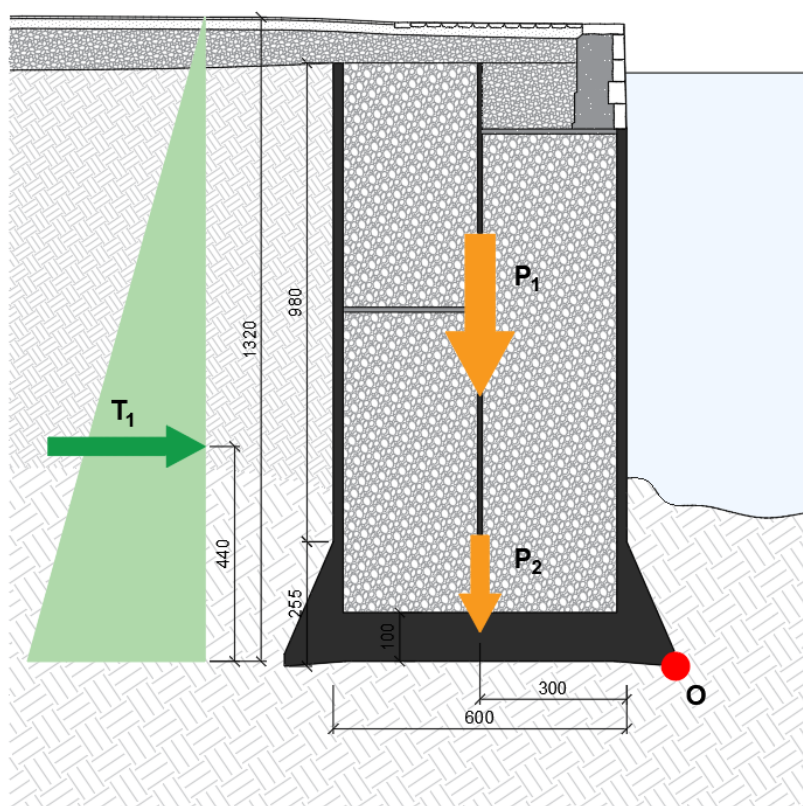
3 Verifiche di equilibrio globale del marginamento

In questo capitolo vengono riportate le verifiche globali di stabilità a ribaltamento ed a scorrimento dei cassoni di sostegno della riva.

Per quanto attiene la capacità portante del terreno di appoggio dei cassoni è sufficiente considerare come gli assestamenti fondazionali, a distanza di tempo, si sono dimostrati contenuti, non risultando, dai rilievi topografici e subacquei condotti, fuori verticalità o cedimenti relativi significativi.

3.1 Verifica a ribaltamento dei cassoni

La verifica a ribaltamento del cassone viene fatta confrontando i momenti stabilizzanti e destabilizzanti, per metro lineare di sviluppo in pianta della struttura, rispetto al punto O, trascurando a favore di sicurezza il contributo dovuto alla spinta passiva del terreno verso il bacino.



Schema delle forze stabilizzanti (in arancione) e destabilizzanti (in verde)

Lo stato limite di ribaltamento dei muri di sostegno è compreso nelle verifiche GEO, da condurre con l'Approccio 2 (A1+M1+R3), secondo quanto definito dalla NTC 2018.

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

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

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

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Con riferimento ad una striscia di cassone di larghezza unitaria e considerando, nelle condizioni più sfavorevoli, condizioni di alta marea, si ha:

Cassone di c.a.

Volume del cassone: $V_1 = 220 \text{ m}^3$

Peso del cassone: $P_1 = 350 \text{ kN/m}$

Volume del riempimento del cassone: $V_2 = 830 \text{ m}^3$

Peso del riempimento del cassone: $P_2 = 530 \text{ kN/m}$

Volume del terreno sopra il cassone: $V_3 = 78 \text{ m}^3$

Peso del terreno sopra il cassone: $P_3 = 100 \text{ kN/m}$

Momento stabilizzante: $M_{Rd} = 0,9 \cdot (350 + 530 + 100) \cdot 3 = 2.646 \text{ kNm/m}$

Spinta del terreno

Parametri del terreno considerati:

- angolo di attrito $\Phi' = 30^\circ$;
- $\gamma_{sat} = 2000 \text{ daN/m}^3$;
- $\gamma' = 1000 \text{ daN/m}^3$;
- $K_a = 0,31$

Spinta del terreno: $T_1 = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 13,2^2 \cdot 0,31 = 270 \text{ kN/m}$

Momento destabilizzante: $M_{Ed} = 1,1 \cdot 270 \cdot \left(\frac{13,20}{3}\right) = 1.307 \text{ kNm/m}$

Verifica:

Risulta

$$M_{Rd} > M_{Ed}$$

essendo il momento stabilizzante maggiore di quello destabilizzante, la verifica risulta essere soddisfatta con un coefficiente di sicurezza pari a circa 2.

In altri termini il momento ribaltante ed il carico stabilizzante al netto dei coefficienti richiesti dalle NTC, sono:

$$N_{Ed} = (350 + 530 + 100) = 980 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed} = 270 \cdot \left(\frac{13,20}{3}\right) = 1.200 \text{ kNm}$$

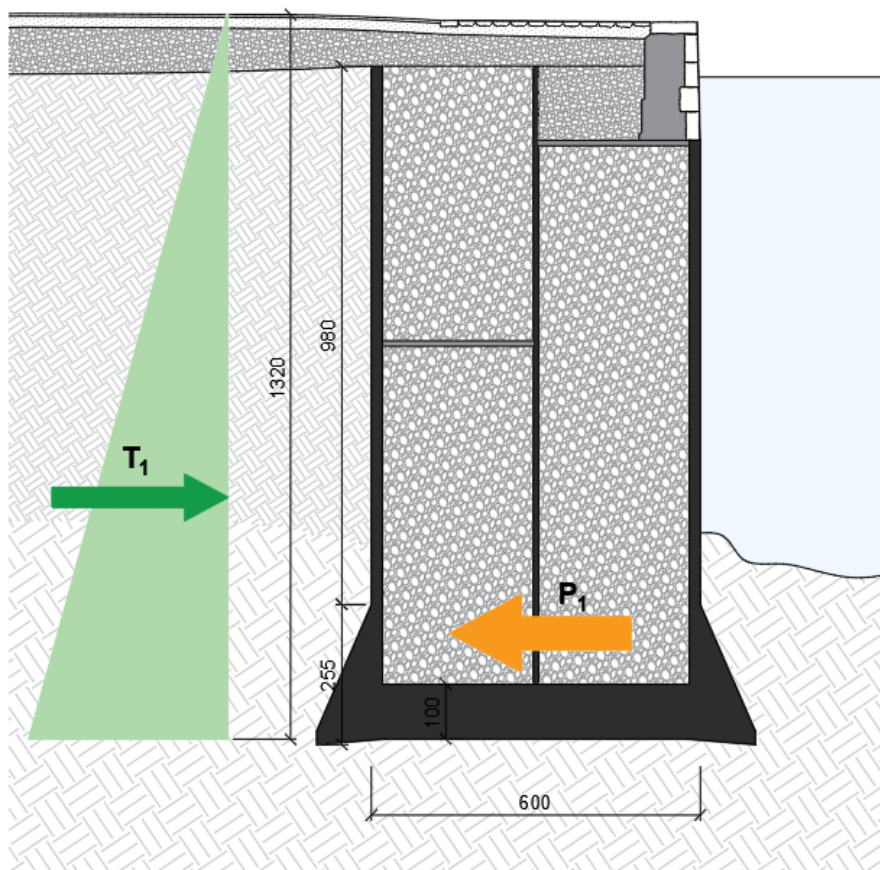
Risulta un'eccentricità pari a

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = 1.2 \text{ m}$$

Che si colloca sul limite del terzo medio della sezione di base in modo che l'impronta del cassone risulta interamente compressa.

3.2 Verifica a scorrimento dei cassoni

Lo stato limite di scorrimento dei muri di sostegno è compreso nelle verifiche GEO, da condurre con l'Approccio 2 (A1+M1+R3), secondo quanto definito dalla NTC 2018.



Schema della forza d'attrito (in arancione) e della spinta del terreno (in verde)

Con riferimento ad una striscia di cassone di larghezza unitaria e considerando, nelle condizioni più sfavorevoli, condizioni di alta marea, si ha:

Resistenza del cassone di c.a.

Peso del cassone e del suo riempimento: $P_1 = 350 + 530 + 100 = 980 \text{ kN}$

Angolo di attrito terreno-cls assunto: $f=0,6$

Forza di attrito: $R_d = \frac{0,6 \cdot 980}{1,1} = 535 \text{ kN}$

Spinta orizzontale del terreno

Spinta del terreno: $R_T = 1,3 \cdot \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 13,2^2 \cdot 0,3 = 340 \text{ kN}$

Verifica:

Risulta

$$R_d > R_T$$

essendo la forza orizzontale dovuta all'attrito maggiore di quella della spinta del terreno, la verifica risulta essere soddisfatta.

4 Compattazione del sottofondo della pavimentazione

Le indagini geotecniche eseguite dalla Ditta specializzata GE Ground Engineering S.r.l., hanno compreso una campagna di prove di carico su piastra finalizzata a valutare il modulo di deformazione del terreno.

L'indagine era finalizzata alla verifica della compattezza del terreno di sottofondo della pavimentazione.

Si definisce modulo di deformazione M_d (o modulo svizzero) da prova su piastra circolare, il rapporto tra un intervallo di pressione ed il corrispondente incremento di cedimento moltiplicato per il diametro della piastra:

$$M_d = \frac{\Delta p}{\Delta s} \cdot D$$

dove:

M_d = modulo di deformazione

D = diametro piastra (mm)

Δp = incremento di pressione (N/mm²)

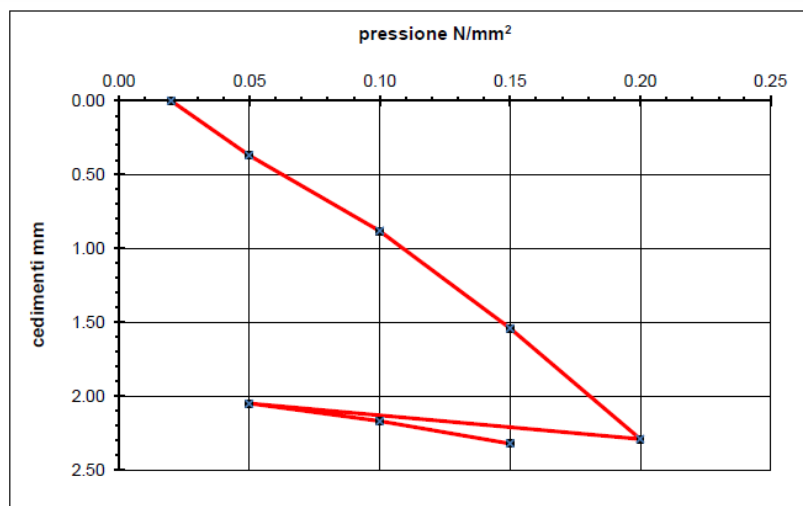
Δs = incremento di cedimento (mm)

I carichi applicati dalla piastra del diametro di 300 mm sono stati compresi nell'intervallo tra 0.05 N/mm² e 0.15 N/mm²

Nella tabella seguente si riportano i risultati ottenuti (con M_d' si intende il modulo di deformazione desunto dal secondo ciclo di carico):

Indagine	Certificato n°	Strato del rilevato	Modulo di deformazione M_d (N/mm ²)	Modulo di deformazione M_d' (N/mm ²)
PC1	017/2022	Corpo rilevato	25,64	111,11
PC2	018/2022	Corpo rilevato	20,41	136,36
PC3	019/2022	Corpo rilevato	5,65	57,69
PC4	020/2022	Corpo rilevato	8,82	88,24
PC5	021/2022	Corpo rilevato	88,24	200,00
PC6	022/2022	Corpo rilevato	23,08	176,47

In allegato alla relazione geotecnica sono riportati i diagrammi di prova contenuti nei certificati; si riporta di seguito a titolo di esempio il diagramma della prova PC1:



Le sei prove eseguite hanno evidenziato una certa disomogeneità di risultati, con valori più frequenti del modulo di deformazione compresi tra 20 e 25 N/mm² (tre casi), ma anche minori di 10 N/mm² (due casi) e maggiori di 80 (un caso).

Gli avvallamenti che si osservano sulla pavimentazione, ove non direttamente collegati ad interventi sui sottoservizi, rappresentano molto probabilmente la diretta conseguenza della risposta disomogenea del terreno a situazioni di carico concentrato di elevata entità, come ad esempio il passaggio di mezzi pesanti che si verifica in occasione dell'allestimento annuale delle giostre.

Con l'intervento di progetto, oltre a ripristinare la planarità delle superfici pavimentate, si intende migliorare la compattezza del terreno superficiale al fine di ridurre la possibilità che si verifichino avvallamenti significativi.

La prescrizione imposta dal Comune di Venezia per l'eventuale passaggio di mezzi pesanti o per il trasporto di carichi considerevoli sulla pavimentazione del centro storico è di 600 kg (Art. 42 del Regolamento di Polizia e sicurezza urbana), salvo eccezioni in zone di particolare interesse monumentale, come Piazza san Marco, dove i carichi pesanti devono essere ripartiti rispettando la limitazione di 350 kg/m².

Il carico della folla compatta, secondo le vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17/01/2018, p.t1 3.1.4. e 5.1.3.3.) vale 5 kN/m² (500 kg/m²).

Le limitazioni normative tendono a poter considerare trascurabili i cedimenti istantanei della pavimentazione per i carichi massimi indicati.

I valori rilevati in sito del modulo di deformazione e le condizioni peculiari della zona d'intervento suggeriscono di dare corso ad un intervento di compattazione del sottofondo, di

entità limitata, teso soprattutto a compattare le zone meno addensate del sottofondo e ad omogeneizzare la risposta del terreno.

Si ipotizza quindi di poter raggiungere sull'intera area il valore minimo di 30 N/mm^2 .

L'obiettivo di progetto può essere ottenuto con impiego di mezzi d'opera tipo rulli vibranti controllando le vibrazioni indotte alle strutture edilizie attraverso un adeguato sistema di monitoraggio strumentale.

Il raggiungimento del risultato dovrà essere confermato dall'esecuzione di un'ampia serie di prove di carico su piastra da effettuarsi direttamente sul sottofondo compattato e da ripetersi successivamente sopra gli eventuali strati di rilevato di inerte, ciascuno dello spessore massimo di 10 cm) posati in opera per il recupero delle quote altimetriche di progetto.

Il valore minimo previsto del modulo di deformazione:

$$M_d = 30 \text{ N/mm}^2$$

Corrisponde al verificarsi di un cedimento pari a:

$$s = 1 \text{ mm}$$

per una pressione di:

$$p = 0.1 \text{ N/mm}^2 \text{ (pari a } 1 \text{ kg/cm}^2\text{)}$$

applicato su superficie di carico circolare con diametro di 300 mm.

La condizione di carico descritta corrisponde all'applicazione di un carico risultante di circa 700 kg distribuito su un'impronta circolare da 30 cm di diametro.

Il cedimento teorico indotto da tale carico è di entità accettabile, trattandosi di una condizione certamente più gravosa rispetto alle limitazioni imposte dalla normativa tecnica nazionale e dalle norme locali di Polizia Urbana per cui, viste le condizioni attuali e la particolarità del sito, il valore di progetto sopra individuato per il modulo di deformazione del terreno si può considerare adeguato.

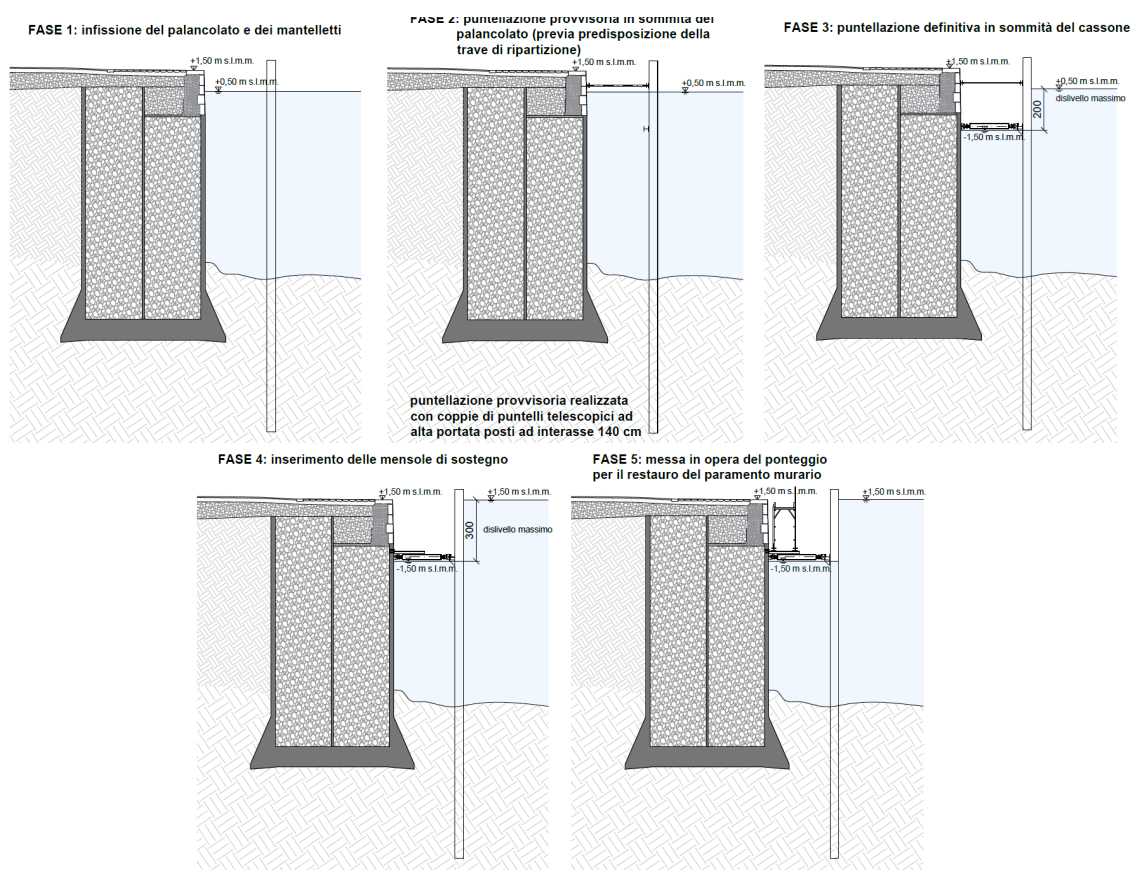
Ad ulteriore conferma di accettabilità del valore di progetto del modulo di deformazione, si segnala che, con riferimento al carico massimo indotto dalla folla compatta previsto dalle NTC (500 kg/m^2) e fatti salvi gli effetti della diversa impronta sul terreno, si otterrebbe un cedimento istantaneo dell'ordine di 0,05 mm.

5 Verifiche strutturali delle opere provvisionali

Le verifiche delle opere provvisionali sono riportate nella relazione geotecnica redatta dalla ditta GE Ground Engineering S.r.l. e al presente capitolo vengono riportati solamente i risultati più significativi ai fini del dimensionamento dei puntelli da inserire per il sostegno del cassero.

Nelle analisi sono state considerate le seguenti fasi:

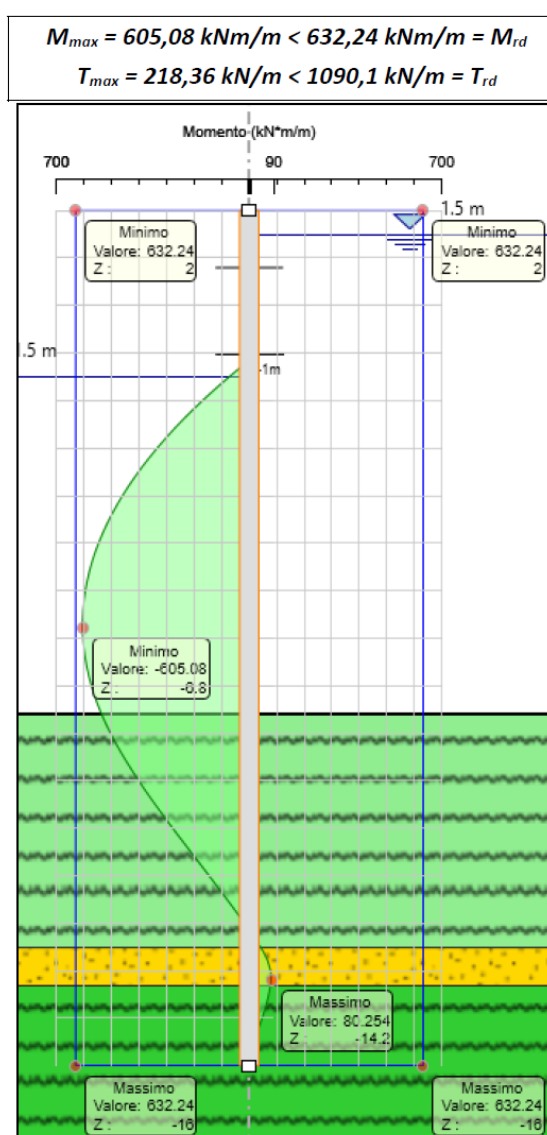
- **Stage 0** – stato attuale;
- **Stage 1** – infissione palancole;
- **Stage 2** – puntellazione in sommità del palancoato;
- **Stage 3** – abbassamento acqua fino a -1,50 m s.l.m.;
- **Stage 3 bis** – puntellazione in sommità del cassone;
- **Stage 4** – rimozione del puntello superiore;
- **Stage 4 eccezionale** – acqua alta eccezionale a quota 1,50 m fuori dal palancoato.



fasi di sviluppo del cantiere

Nell'analisi con la stratigrafia CV1 la verifica geotecnica dell'infissione delle palancole è soddisfatta al limite.

Le analisi strutturali delle palancole, effettuate dalla ditta GE Ground Engineering S.r.l., hanno tenuto conto di palancole tipo AZ19-700 della Ancelcor Mittal ed hanno verificato che il massimo momento agente sulle palancole risulta essere inferiore al loro momento resistente, come altrettanto vale per il massimo taglio agente rispetto al taglio resistente delle opere.



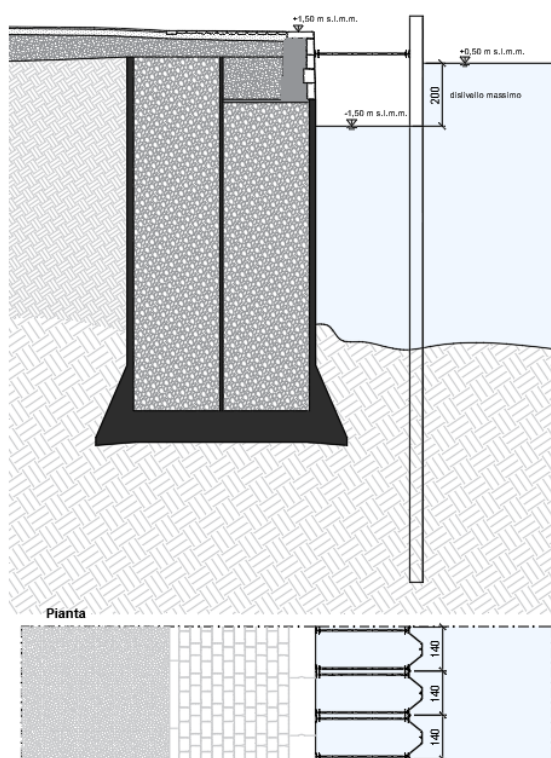
Confronto massimo momento agente sulle palancole e loro momento resistente

Confronto tra il massimo momento agente e resistente della palancaola.

5.1 Puntelli provvisori

Per il dimensionamento dei puntelli provvisori, posti in sommità del palancolato, la fase più gravosa si verifica quando avviene l'abbassamento dell'acqua all'interno del palancolato fino a -1,5 m prima della messa in opera della puntellazione definitiva.

FASE TRANSITORIA



Fase 3: puntellazione in sommità del palancolato e abbassamento dell'acqua al suo interno fino a -1,5 m s.l.m.m.

Questa fase corrisponde allo “stage 3” della relazione geotecnica della quale si riportano gli sforzi massimi calcolati.

Grafico Risultati Momento NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) - Stage: Stage 3

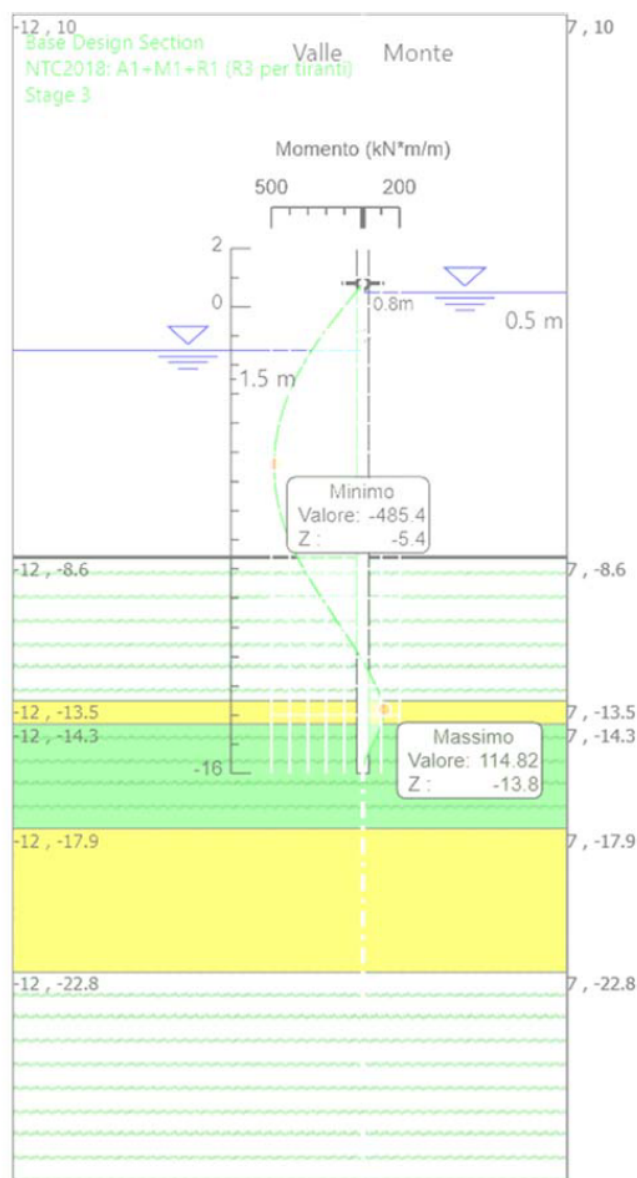


Grafico del momento nella fase 3

Il momento massimo viene calcolato essere all'altezza di -5,4 m e risulta essere pari a:

$$M_{max} = -485 \text{ kNm/m}$$

Grafico Risultati Taglio NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) - Stage: Stage 3

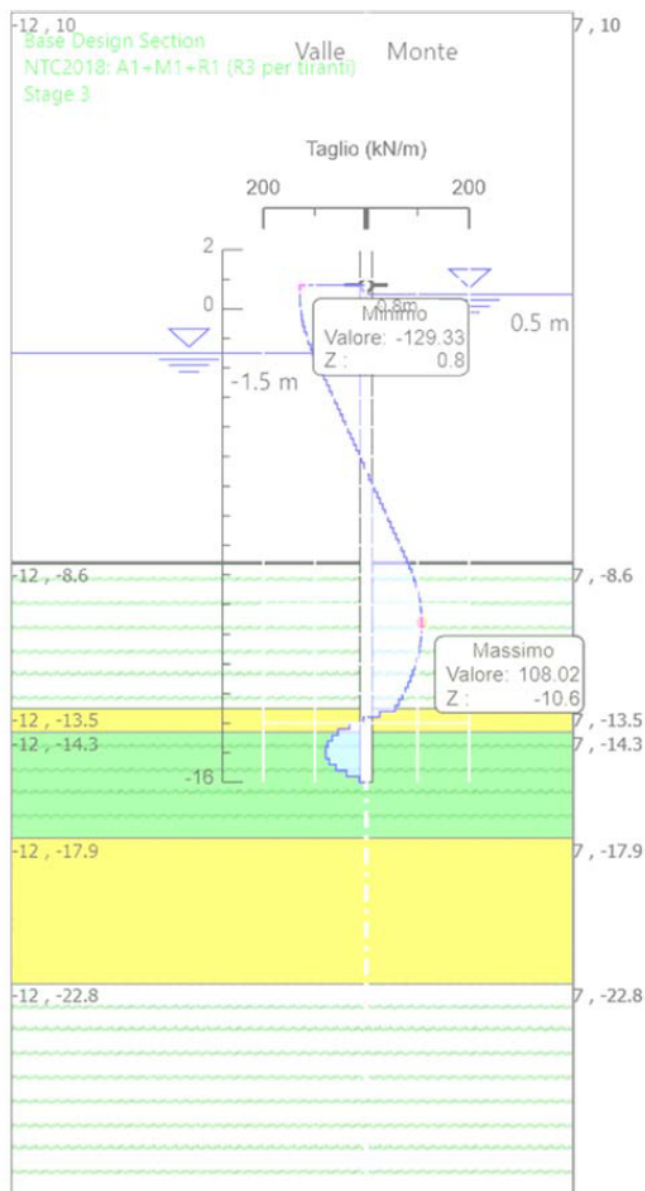


Grafico del taglio nella fase 3

Il taglio massimo viene calcolato essere in corrispondenza della quota di +1 m e vale:

$$T_{max} = -129 \text{ kN/m}$$

Essendo i puntelli posizionati ad un interasse di 1,4 m, il taglio massimo risulta essere:

$$T_{puntelli,max} = -129 \cdot 1,4 = 180 \text{ kN}$$

A titolo indicativo si verifica una coppia di puntelli realizzati con tubolari a sezione circolare di diametro 88,9 x 6,3 mm in acciaio tipo S235 dotati di dispositivo di messa in forza.

Verifica a presso flessione

Resistenza a compressione:

$$N_{C,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{16,35 \cdot 2350}{1,05} = 36.593 \text{ daN} = 365 \text{ kN}$$

Essendo la resistenza a compressione dell'asta maggiore dello sforzo massimo agente, la verifica risulta soddisfatta.

$$N_{C,Rd} = 365 \text{ kN} > N_{Ed} = T_{puntelli,max} = 180 \text{ kN}$$

Verifica a instabilità

Carico critico euleriano:

$$N_{C,Rd} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_{min}}{L_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 140200}{3000^2} = 322,8 \text{ kN}$$

Snellezza adimensionalizzata allo sbandamento:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{1635 \cdot 235}{322800}} = 1,09$$

La sezione ipotizzata è del tipo: “sezione cava formata a “caldo”, pertanto viene preso un fattore di imperfezione pari a $\alpha = 0,21$.

Coefficiente Φ :

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2] = 1,19$$

Coefficiente χ :

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 0,6$$

Resistenza all'instabilità dell'asta compressa:

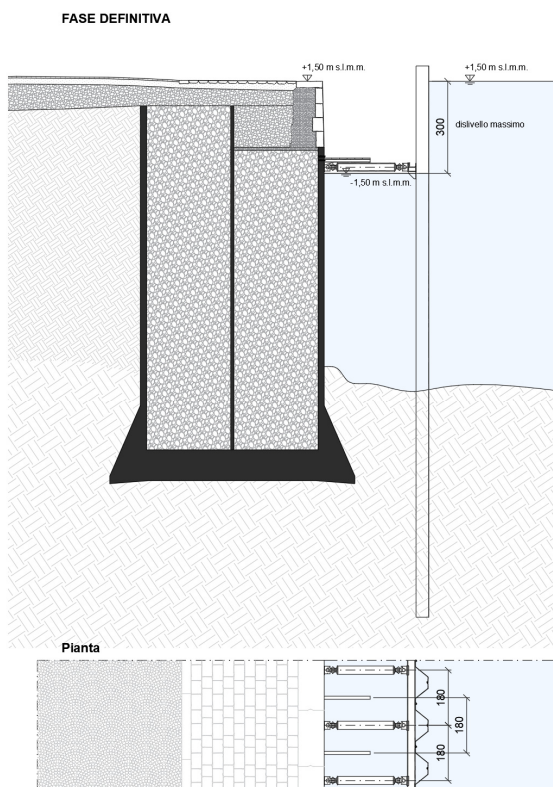
$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,6 \cdot 1635 \cdot 235}{1,05} = 219 \text{ kN}$$

Essendo la resistenza all'instabilità dell'asta compressa maggiore dello sforzo massimo agente, la verifica risulta soddisfatta.

$$N_{b,Rd} = 219 \text{ kN} > N_{Ed} = T_{puntelli,max} = 180 \text{ kN}$$

5.2 Puntelli definitivi

Per il dimensionamento dei puntelli definitivi ad alta portata, posti in sommità del cassone di c.a., la fase più gravosa si verifica quando avviene l'abbassamento dell'acqua all'interno del palancolato fino a -1,5 m e la condizione di alta marea eccezionale fino a +1,5 m s.l.m.m. verso il lato del bacino (per un dislivello totale fra dentro e fuori del palancolato pari a 3 m).



Fase 4 eccez: puntellazione in sommità del cassone e condizione di marea eccezionale a +1,5 m s.l.m.m.

Grafico Risultati Momento NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) - Stage: Stage 4 eccez

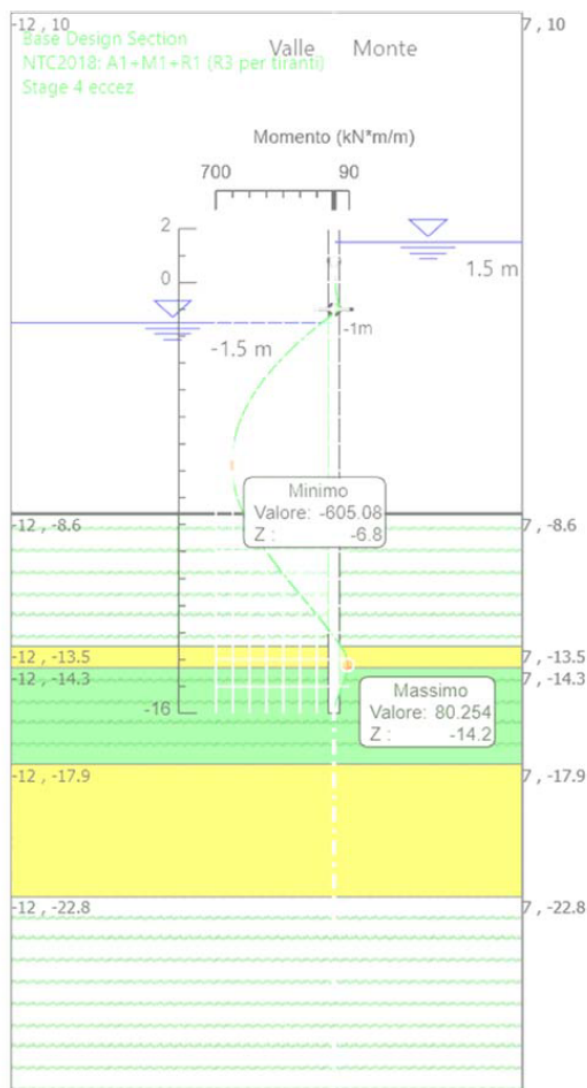


Grafico del momento nella fase 4 eccez

Il momento massimo viene calcolato essere all'altezza di -6,8 m e risulta essere pari a:

$$M_{max} = -605 \text{ kNm/m}$$

Grafico Risultati Taglio NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) - Stage: Stage 4 eccez

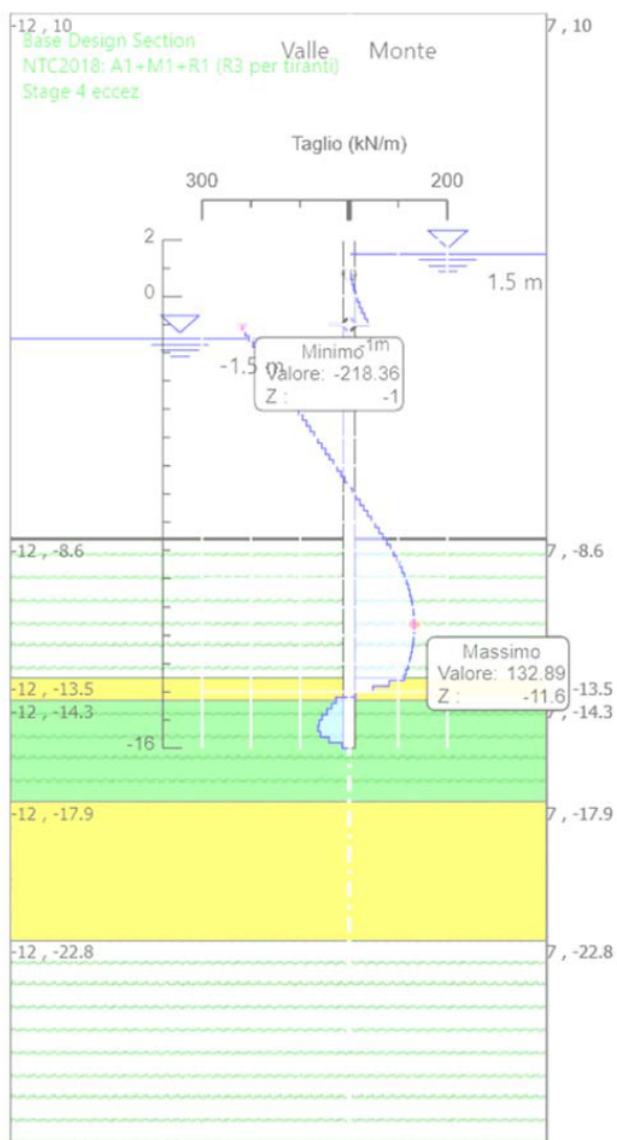


Grafico del taglio nella fase 4 eccez

Il taglio massimo viene calcolato essere in corrispondenza del puntello e risulta essere pari a:

$$T_{max} = -218 \text{ kN/m}$$

Essendo i puntelli definitivi posizionati ad un interasse di 1,8 m, il taglio massimo risulta essere:

$$T_{puntelli,max} = -218 \cdot 1,8 = 392 \text{ kN}$$

A titolo indicativo si verifica un puntello ad alta portata tipo Elto costituito da profili HEB180 in acciaio tipo S235 posti ad un interasse pari a 1,8 m.

Verifica a presso flessione

Resistenza a compressione:

$$N_{C,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{65,30 \cdot 2350}{1,05} = 146.148 \text{ daN} = 1461 \text{ kN}$$

Essendo la resistenza a compressione dell'asta maggiore dello sforzo massimo agente, la verifica risulta soddisfatta.

$$N_{C,Rd} = 1461 \text{ kN} > N_{Ed} = T_{puntelli,max} = 392 \text{ kN}$$

Verifica a instabilità

Carico critico euleriano:

$$N_{C,Rd} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_{min}}{L_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 13630000}{3000^2} = 3139 \text{ kN}$$

Snellezza adimensionalizzata allo sbandamento:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{6530 \cdot 235}{3139000}} = 0,7$$

La sezione ipotizzata è del tipo: “sezione cava formata a “caldo”, pertanto viene preso un fattore di imperfezione pari a $\alpha = 0,21$.

Coefficiente Φ :

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2] = 1,19$$

Coefficiente χ :

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 0,6$$

Resistenza all'instabilità dell'asta compressa:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,6 \cdot 1635 \cdot 235}{1,05} = 219 \text{ kN}$$

Essendo la resistenza all'instabilità dell'asta compressa maggiore dello sforzo massimo agente, la verifica risulta soddisfatta.

$$N_{b,Rd} = 219 \text{ kN} > N_{Ed} = T_{puntelli,max} = 180 \text{ kN}$$

In fede

Ing. Andrea Marascalchi



The image shows a handwritten signature in blue ink, which appears to be 'Andrea Marascalchi'. To the right of the signature is a circular purple stamp. The stamp contains the text 'ORDINE INGEGNERI della PROVINCIA DI VENEZIA' around the top edge, 'Ing. ANDREA MARASCALCHI' in the center, and 'N. 2170' at the bottom. There is a small emblem in the center of the stamp.