



Hydrodata S.p.A. capogruppo mandataria:
via Pomba 23 - 10123 TORINO tel. 011 55 92 811, fax 011 56 20 620
e-mail: hydrodata@hydrodata.it www.hydrodata.it

Hy.M.Studio mandante:
via Pomba 23 - 10123 TORINO tel. 011 56 13 103, fax 011 55 92 891
e-mail: hym@hymstudio.it www.hymstudio.it



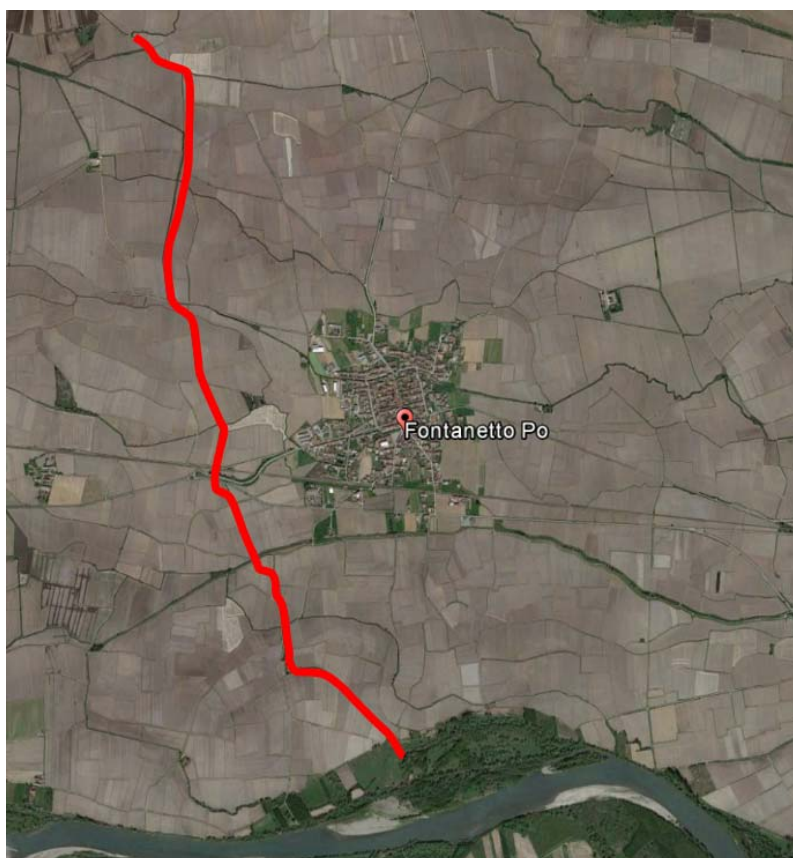
COMUNE DI FONTANETTO PO

Provincia di Vercelli

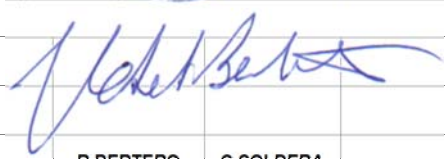


REALIZZAZIONE CANALE SCOLMATORE AD OVEST DI FONTANETTO PO

PROGETTO DEFINITIVO



Relazione di calcolo strutturale

CODICE DOCUMENTO		ELABORATO	
3218	- 0 8 - 0 1 8 0 0	DOC	5.5
			
Progettista opere in c.a.			
00	MAR. 19	R. BARTOLOZZI	R. BERTERO C. SOLDERA
REV.	DATA	REDAZIONE	VERIFICA AUTORIZZAZIONE MODIFICHE

INDICE

1. GENERALITÀ	1
2. NORMATIVA VIGENTE	1
3. MATERIALI PREVISTI	2
3.1 Calcestruzzo	2
3.2 Acciaio per c.a.	3
3.3 Acciaio per palancole ed elementi in carpenteria	4
3.4 Calcestruzzo per tubo reggisplinta prefabbricati	4
4. PRESTAZIONI DI PROGETTO – CLASSE DELLE STRUTTURE – VITA UTILE	4
5. STATI LIMITE	4
6. PARAMETRI GEOTECNICI	5
7. PARAMETRI SISMICI	5
8. METODO DI CALCOLO TUBO MICROTUNNELING	6
9. METODO DI CALCOLO CONTROSPINTA ED EQUILIBRIO MURO	6
10. METODO DI CALCOLO CAMERA DI SPINTA	6
11. METODO DI CALCOLO MANUFATTO INTERSEZIONE ROGGE E MANUFATTO ATTRAVERSAMENTO ROGGIA CAMERA	8
ALLEGATO 1 - ANALISI E VERIFICHE PALANCOLATE METALLICHE	17
ALLEGATO 2 - ANALISI E VERIFICHE TUBAZIONE MICROTUNNELLING	56
ALLEGATO 3 - ANALISI E VERIFICHE CAMERA DI SPINTA MICROTUNNELLING	62
ALLEGATO 4 - ANALISI E VERIFICHE MANUFATTO INTERSEZIONE ROGGE	85
ALLEGATO 5 - ANALISI E VERIFICHE MANUFATTO ATTRAVERSAMENTO ROGGIA CAMERA	103

1. GENERALITÀ

Oggetto della presente relazione è il calcolo dei manufatti previsti nel Progetto definitivo “Realizzazione di canale scolmatore ad ovest di Fontanetto Po” sito nel comune di Fontanetto Po (VC).

Nello specifico gli interventi in progetto, maggiormente significativi sono i seguenti:

- Palancolate metalliche realizzate al fine di effettuare gli scavi per la realizzazione delle camere di spinta ed estrazione della macchina per microtunnelling, mediante palancole tipo Larssen AU 20, di lunghezza complessiva 12.0 m, sbadacchiata da n°2 telai metallici composti da profili HEB 360, posti a quota -0.5 e - 3.0 m dalla testa. (Allegato 1)
- Attraversamento in microtunnelling mediante n°3 tubazioni calcestruzzo vibrocompresso diametro nominale interno DN 2200 mm e spessore 200 mm, per una lunghezza complessiva di 100.0 m, al di sotto di SP. 31bis, SP. 33 e sede ferroviaria Chivasso Casale a binario unico. (Allegato 2)
- Camera di spinta microtunnelling avente dimensioni interne nette 12.0 x 18.0 m, composta da una parete di controspinta, di spessore pari a 1.0 m di altezza variabile da un minimo di 4.47 m sino ad un massimo di 7.0 m, e da pareti laterali anch'esse di altezza variabile da un minimo di 4.47 m sino ad un massimo di 7.0 m, di spessore 80 cm, incastrate all'interno di una platea di fondazione di spessore 70 cm. (Allegato 3)
- Manufatto di intersezione rogge costituito da setti in c.a. di spessore 40 cm ed altezza variabile di un minimo di 2.25 m sino ad un massimo di 3.25 m, incastrate all'interno di platee di fondazione di spessore 40 cm; (Allegato 4)
- Manufatto attraversamento roggia camera costituito da n°4 manufatti scatolari in c.a. di dimensioni interne nette 3.50 x 2.0 m, con pareti laterali soletta di copertura e platea di fondazione di spessore 25 cm. (Allegato 5)

Si riportano nel seguito le analisi e le verifiche strutturali, in condizioni statiche e sismiche, ai sensi delle normative vigenti, dei manufatti maggiormente significativi. I manufatti non riportati in relazione sono stati analizzati e verificati in maniera analoga.

Il comune dove vengono realizzate le opere in progetto è quello di Fontanetto Po (VC), sito in zona sismica 4, a bassa sismicità.

2. NORMATIVA VIGENTE

- D.M. 17 gennaio 2018 – “Nuove 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”.
- DM 4 Aprile 2014 – “Norme tecniche per gli attraversamenti ed i parallelismi di condotte e canali convoglianti liquidi e gas con ferrovie ed altre linee di trasporto”

3. MATERIALI PREVISTI

3.1 Calcestruzzo

- Calcestruzzo con Classe di resistenza C 25/30
- R_{ck} = resistenza cubica del calcestruzzo = 30 N/mm²
- f_{ck} = resistenza cilindrica a compressione = $0.83 R_{ck} = 24.90$ N/mm²
- f_{cm} = valore medio della resistenza cilindrica = $f_{ck} + 8 = 32.8$ N/mm²
- f_{ctm} = resistenza media a trazione semplice assiale = $0.30 f_{ck}^{2/3} = 2.558$ N/mm²
- f_{ctm} = resistenza a trazione per flessione = $1.2 f_{ctm} = 3.07$ N/mm²
- E_{cm} = modulo elastico = $22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 31418$ N/mm²
- ν = coefficiente di Poisson = 0.20
- Classe di consistenza : S4
- Classe d'esposizione ambientale : XC2
- Copriferro ≥ 50 mm

Dosatura dei materiali

La dosatura dei materiali per ottenere un cls C25/30 è orientativamente la seguente (per m³ d'impasto).

sabbia	0.4 m ³
ghiaia	0.8 m ³
acqua	150 litri
cemento tipo 425	350 kg/m ³

Qualità dei componenti

La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine.

La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 16 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate.

Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione.

In definitiva gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da corpi terrosi ed organici. Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume. L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere potabile, priva di sali (cloruri e solfuri).

Potranno essere impiegati additivi fluidificanti o superfluidificanti per contenere il rapporto acqua/cemento mantenendo la lavorabilità necessaria.

Prescrizione per inerti

Sabbia viva 0-7 mm, pulita, priva di materie organiche e terrose; sabbia fino a 30 mm (70mm per fondazioni), non geliva, lavata; pietrisco di roccia compatta.

Assortimento granulometrico in composizione compresa tra le curve granulometriche sperimentali:

- passante al vaglio di mm 16 = 100%
- passante al vaglio di mm 8 = 88-60%
- passante al vaglio di mm 4 = 78-36%
- passante al vaglio di mm 2 = 62-21%
- passante al vaglio di mm 1 = 49-12%
- passante al vaglio di mm 0.25 = 18-3%

Prescrizione per il disarmo

Indicativamente: pilastri 3-4 giorni; solette modeste 10-12 giorni; travi, archi 24-25 giorni, mensole 28 giorni.

Per ogni porzione di struttura, il disarmo non può essere eseguito se non previa autorizzazione della Direzione Lavori.

Controlli di accettazione: provini da prelevare in cantiere (Punto 11.2.5 delle NTC 2018)

Prelievo = n° 2 cubetti di lato 15 cm;

Controllo tipo A

Il controllo è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m³.

Ogni controllo di accettazione di tipo A è rappresentato da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m³ di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m² massimo di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo. Nelle costruzioni con meno di 100 m³ di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare all'obbligo del prelievo giornaliero.

Controllo di accettazione di tipo A (quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m³), positivo se:

$$R_i \geq R_{ck} - 3.5$$

Controllo tipo B

Nella realizzazione di opere strutturali che richiedano l'impiego di più di 1500 m³ di miscela omogenea è obbligatorio il controllo di accettazione di tipo statistico (B).

Il controllo è riferito ad una definita miscela omogenea e va eseguito con frequenza non minore di un controllo ogni 1500 m³ di calcestruzzo.

Per ogni giorno di getto di miscela omogenea va effettuato un prelievo e complessivamente almeno 15 prelievi sui 1500 m³.

Il prelievo dei provini per il controllo di accettazione va eseguito alla presenza del Direttore dei Lavori o di un Tecnico di sua fiducia che provvede alla redazione di un apposito verbale di prelievo e dispone l'identificazione dei provini mediante sigle.

La domanda di prove al Laboratorio deve essere sottoscritta dal Direttore dei Lavori e deve contenere precise indicazioni sulla posizione delle strutture interessate da ciascun prelievo.

3.2 Acciaio per c.a.

- Tipo B450C
- f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento = 450 N/mm²
- f_{yt} = tensione caratteristica di rottura = 540 N/mm²
- $(f_t/f_y)_k \geq 1.15$ e < 1.35
- $(f_t/f_{ynom})_k \leq 1.25$
- Allungamento $(A_{gt})_k \geq 7.5\%$
- γ_s = coefficiente di sicurezza dell'acciaio per c.a. = 1.15
- f_{yd} = resistenza di calcolo = $450 : 1.15 = 391.30$ N/mm²
- f_{bd} = resistenza tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo = $f_{bk} : \gamma_c = 5.755 : 1.5 = 3.837$ N/mm²
- f_{bk} = resistenza tangenziale caratteristica = $2.25 \times \eta \times f_{ctk} = 2.25 \times 1.0 \times 2.558 = 5.755$ N/mm²

3.3 Acciaio per palancole ed elementi in carpenteria

- Acciaio tipo S355
- f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento $\geq 355 \text{ N/mm}^2$
- f_{tk} tensione caratteristica a rottura $\geq 510 \text{ N/mm}^2$

3.4 Calcestruzzo per tubo reggispinta prefabbricati

- Calcestruzzo con Classe di resistenza C 40/50
- R_{ck} = resistenza cubica del calcestruzzo = 50 N/mm^2
- f_{ck} = resistenza cilindrica a compressione = $0.83 R_{ck} = 41.5 \text{ N/mm}^2$
- f_{cm} = valore medio della resistenza cilindrica = $f_{ck} + 8 = 49.5 \text{ N/mm}^2$
- f_{ctm} = resistenza media a trazione semplice assiale = $0.30 f_{ck}^{2/3} = 3.6 \text{ N/mm}^2$
- f_{ctm} = resistenza a trazione per flessione = $1.2 f_{ctm} = 4.32 \text{ N/mm}^2$
- E_{cm} = modulo elastico = $22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 35547 \text{ N/mm}^2$
- ν = coefficiente di Poisson = 0.20
- Classe d'esposizione ambientale : XC2

4. PRESTAZIONI DI PROGETTO – CLASSE DELLE STRUTTURE – VITA UTILE

Classe d'uso : per i manufatti definitivi : IV (*Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità.*) ed è di tipo 2 (*opere ordinarie*) con vita nominale ≥ 50 anni, C_U = coefficiente d'uso = 2.0, V_R = vita di riferimento = $C_U \times V_N = 100$ anni.

5. STATI LIMITE

La sicurezza e le prestazioni dei manufatti sono state valutate in relazione agli Stati Limite che si possono verificare durante la loro vita nominale. In particolare le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU), sia di tipo geotecnico (GEO e di equilibrio di corpo rigido (EQU), che di tipo strutturale (STR)*
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di resistenza si effettua con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali ed ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$

Inoltre si è considerata:

V_N = vita nominale dell'opera ≥ 50 anni

Classe d'uso di tipo IV con coefficiente $C_U = 2.0$

V_R = periodo di riferimento = $V_N \cdot C_U = 100$ anni

6. PARAMETRI GEOTECNICI

Il modello litotecnico dell'area d'indagine è stato ricostruito sulla base delle seguenti stratigrafie.

- da 0,00 a -0,80 m dal p.c.: terreno di riporto fine sabbioso con sporadici ciottoli;
- da -0,80 m a -3,15 m dal p.c.: limo argilloso talora debolmente sabbioso fine;
- da -3,15 m -10,30 m dal p.c.: ghiaia eterometrica ciottolosa (diam. max 10-12 cm) con sabbia debolmente limosa;
- da -10,30 m a -12,00 m da p.c.: siltite marnoso-sabbiosa.

I cui parametri geotecnici possono essere riassunti di seguito come:

Unità litotecnica	Peso di volume stimato γ [kg/m ³]	Coesione non drenata media c_{uk} [kPa]	Angolo di attrito ϕ_k [°]
limo sabbioso a tratti debolmente argilloso poco consistente (UL1)	1,8	10	28
ghiaia eterometrica con ciottoli in matrice sabbiosa debolmente limosa (UL2)	2,0	0	36
siltite marnosa (UL3)	2,1	30	24

7. PARAMETRI SISMICI

L'azione dell'azione sismica di progetto è effettuata in funzione della "pericolosità sismica di base" del sito mediante opportune formule spettrali variabili in relazione alla probabilità di superamento, nel periodo di riferimento adottato e, pertanto, in relazione al particolare stato limite considerato (SLV = Stato limite di Salvaguardia della Vita e SLD = Stato Limite di Danno).

I valori base dei parametri utili che consentono di definire le suddette azioni sismiche, per sito di riferimento rigido orizzontale sono quelli della "Accelerazione orizzontale massima al sito" (a_g), del "Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione" (F_0) e del "Periodo di inizio del tratto costante dello spettro in accelerazione" (T_C) che, come detto sono variabili a seconda dello stato limite considerato.

Tali valori sono definiti interpolando tra i valori forniti per i vertici del reticolo di riferimento più prossimi al sito.

L'azione sismica non è tenuta in conto nella valutazione delle sollecitazioni relative ai manufatti "provvisori" come le camere di spinta.

Il Comune dove saranno realizzate le opere in progetto è quello di Fontanetto Po (VC) ed è posizionato secondo i seguenti valori:

Latitudine : 45.197

Longitudine : 8.192

Si hanno i seguenti parametri sismici:

in particolare per lo SLV si sono adottati i seguenti parametri sismici:

P_r = periodo di ritorno = 949 anni

a_g = accelerazione massima del sito = 0.0436 g

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale = 2.66

T^*_c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale = 0.3

Ai fini della definizione sismica di progetto, il terreno interessato dall'intervento può essere classificato di categoria "E"

E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>
----------	--

8. METODO DI CALCOLO TUBO MICROTUNNELLING

Le analisi e le verifiche della tubazione in cls vibrocompresso sono state eseguite attraverso l'uso di un foglio di calcolo affiancato da software di verifica delle sezioni in c.a. di comprovata affidabilità.

9. METODO DI CALCOLO CONTROSPINTA ED EQUILIBRIO MURO

La contropinta e la verifica del muro di contrasto sono stati analizzati e verificati con i classici metodi della scienza, della tecnica delle costruzioni e della geotecnica, utilizzando un semplice foglio di calcolo di comprovata validità.

10. METODO DI CALCOLO CAMERA DI SPINTA

Le strutture sono state modellate con il software agli elementi finiti "Mastersap Top 2018" della AMV Software.

Le strutture e il loro comportamento sotto le azioni statiche e dinamiche sono state adeguatamente valutate, interpretate e trasferite nel modello che si caratterizza per la sua impostazione completamente tridimensionale. A tal fine ai nodi strutturali possono convergere diverse tipologie di elementi, che corrispondono nel codice numerico di calcolo in altrettante tipologie di elementi finiti. Travi e pilastri, ovvero componenti in cui una dimensione prevalente sulle altre due, vengono modellati con elementi "beam", il cui comportamento può essere opportunamente perfezionato attraverso alcune opzioni quali quelle in grado di definire le modalità di connessione all'estremità. Eventuali elementi soggetti a solo sforzo normale possono essere trattati come elementi "truss" oppure con elementi "beam" opportunamente svincolati. Piastre, muri e volte, ovvero elementi di tipo bidimensionale, sono modellati con elementi di tipo shell.

I vincoli con il mondo esterno vengono rappresentati con elementi in grado di definire le modalità di vincolo e le rigidezze nello spazio. Questi elementi consentono di modellare i casi più complessi ma più frequenti di interazione con il terreno, realizzabile tipicamente mediante fondazioni travi di fondazione. Al di sotto delle platee di fondazione il terreno si è modellato come un letto di molle alla Winkler. Il comportamento del terreno è sostanzialmente rappresentato tramite una schematizzazione lineare alla Winkler, principalmente caratterizzabile attraverso una opportuna costante di sottofondo, che può essere anche variata nella superficie di contatto fra struttura e terreno e quindi essere in grado di descrivere anche situazioni più complesse.

Sulla base di dati di bibliografia, per terreni analoghi a quelli in situ si adotta coefficiente di Winkler pari a 20000 kN/m³.

I parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano il modulo di Young, il coefficiente di Poisson, ma sono disponibili anche opzioni per ridurre la rigidezza flessionale e tagliante dei materiali per considerare l'effetto di fenomeni fessurativi nei materiali.

Il calcolo viene condotto mediante analisi lineare, ma vengono considerati gli effetti del secondo ordine e si può simulare il comportamento di elementi resistenti a sola trazione o compressione.

La presenza di diaframmi orizzontali, se rigidi, nel piano viene gestita attraverso l'impostazione di un'apposita relazione fra i nodi strutturali coinvolti, che ne condiziona il movimento relativo. Relazioni analoghe possono essere impostate anche fra elementi contigui.

E' stata impiegata un'analisi dinamica in campo lineare con adozione di spettro di risposta conforme al D.M. 14.01.2008. Agli effetti del dimensionamento è stato quindi impiegato il metodo degli stati limite.

La struttura è stata analizzata e verificata in condizioni elastiche applicando al modello un coefficiente di struttura $q = 1.0$

Si è eseguita la valutazione della capacità portante delle strutture di fondazione mediante l'approccio 2 DA2 (A1+M1+R3) in condizioni statiche e sismiche, attraverso il metodo proposto dal Eurocodice 7.

La formula trinomia indicata all'interno dell'EC7 per il calcolo del carico limite è:

$$q_{ult} = \frac{c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c}{\gamma_{Mc}} + \frac{\gamma'_{terreno} \cdot D \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q}{\gamma_{M\gamma}} + \frac{0.5 \cdot \gamma'_{terreno} \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma}}{\gamma_{M\gamma}}$$

Il carico limite dei terreni posti al di sotto delle opere di fondazione, in condizioni sismiche, è stato adeguatamente valutato dal programma attraverso l'analisi dell'inclinazione del carico a seguito di azioni orizzontali e l'utilizzo dei coefficienti correttivi, fattori di inclinazione K_{hk} (effetto cinematico) e K_{hi} (effetto inerziale).

- K_{hk} : (effetto cinematico) produce la variazione del contributo associato a N_{γ} e si riflette sul coefficiente i_{γ} , il quale deve anche tener conto dell'effetto inerziale K_{hi} ;
- K_{hi} : (effetto inerziale) produce le variazioni dei termini a cui partecipano N_c e N_q perché si riflette nell'inclinazione del carico attraverso i coefficienti i_c e i_q .

Per considerare entrambi gli effetti K_{hk} e K_{hi} all'interno della formula trinomia che include N_{γ} , in base alla formulazione di Carfi, Maugeri e Motta ("Effetto dell'inerzia del terreno sul fattore di capacità portante N_{γ} " Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica 2004 - IARG 2004 Trento, 7-9 luglio 2004), si calcolano due coefficienti correttivi:

$$e_{\gamma k} = (1 - K_{hk}/\tan\Phi)^{0.45}$$

$$e_{\gamma i} = (1 - 0.7 \times K_{hi})^5$$

All'interno del software FEM Mastersap TOP 2018, le pressioni triangolari causate dalla presenza del terreno e dall'acqua all'interno della camera di spinta sono stati applicati manualmente, secondo le seguenti relazioni della geotecnica:

TERRENO - Condizioni di spinta a riposo: (terreno spingente con caratteristiche inferiori)

$$\gamma = \text{peso specifico terreno} = 18.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\Phi = \text{angolo di attrito interno} = 28^\circ$$

$$c = \text{coesione} = 0 \text{ kPa}$$

$k_0 = \text{coefficiente di spinta a riposo} = 1 - \sin \phi = 0.53$

La spinta in terreni non in falda vale:

$$e = \gamma \times h \times k_0$$

Per le porzioni di terreno immerse in falda si adotta il criterio delle tensioni efficaci:

$$e' = \gamma' \times h \times k_0 + \gamma_w \times h_w$$

dove

$\gamma_w = \text{peso specifico dell'acqua} = 10 \text{ kN/m}^3$

$h_w = \text{altezza falda}$

ACQUA:

La pressione idrostatica applicata alle strutture vale::

$$e_{H_2O} = \gamma_w \times h_w$$

dove

$\gamma_w = \text{peso specifico dell'acqua} = 10 \text{ kN/m}^3$

$h_w = \text{altezza acqua}$

Si ritiene che il modello utilizzato sia sufficientemente rappresentativo del comportamento reale della struttura.

Sono stati inoltre valutati tutti i possibili effetti o le azioni anche transitorie che possano essere significative e avere implicazione per la struttura.

Si ritiene che i modelli utilizzati siano sufficientemente rappresentativi del comportamento reale delle strutture.

11. METODO DI CALCOLO MANUFATTO INTERSEZIONE ROGGE E MANUFATTO ATTRAVERSAMENTO ROGGA CAMERA

I manufatti in oggetto sono analizzati e verificati mediante i software FEM SCAT 14.0 e MAX 14.0 della Aztec Software.

Manufatto attraversamento roggia Camera:

Spinta sui piedritti

Spinta attiva - Metodo di Coulomb

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente)

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

dove ϕ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-parete, β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete δ rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3 H$ rispetto alla base della parete). L'espressione di K_a perde di significato per $\beta > \phi$. Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso di terreno dotato di attrito e coesione c l'espressione della pressione del terreno ad una generica profondità z vale

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2 c \sqrt{K_a}$$

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Spinta a Riposo

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo. Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfiacco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

Spinta in presenza di sisma - Metodo di Mononobe-Okabe

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a 1/2 dell'altezza della parete.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali che si destano per effetto del sisma. Tale forza viene valutata come

$$F_i = CW$$

dove W è il peso della parete e dei relativi sovraccarichi permanenti e va applicata nel baricentro dei pesi.

Strategia di soluzione

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di rinfilo e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento, K_e , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura K . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali p .

Indicando con u il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$K u = p$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti u

$$u = K^{-1} p$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

Manufatto intersezione rogge:

Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo A1-M1 nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo A2-M2 nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat} - \gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat} - \gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{IH} = k_h W \quad F_{IV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare

il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$.

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_f$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$
Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_{c,i_c} + q N_q d_{q,i_q} + 0.5 \gamma B N_\gamma d_{\gamma,i_\gamma}$$

In questa espressione

c coesione del terreno in fondazione;
 ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
 γ peso di volume del terreno in fondazione;
 B larghezza della fondazione;
 D profondità del piano di posa;
 q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_q = A \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = \frac{D}{B} = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = \frac{D}{B} = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\phi$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2 \quad \text{per} \quad \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per} \quad \phi = 0$$

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \tan \phi_i \right)}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i / \cos \alpha_i$).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

ALLEGATO 1 - Analisi e verifiche palancolate metalliche

Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : POLYLINE

Punti

- (-15;0)
- (15;0)
- (15;-30)
- (-15;-30)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

- (-15;-3.15)
- (15;-3.15)
- (15;-30)
- (-15;-30)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

- (-15;-10.3)
- (15;-10.3)
- (15;-30)
- (-15;-30)

OCR : 1

Tipo : LENS

Punti

- (0;-10.8)
- (0;-6.8)
- (14;-6.8)
- (14;-10.8)

OCR : 0

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕcv	ϕp	c'	Su	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Av	exp	Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur
		kN/m³	kN/m³	°	°	°	kPa	kPa		kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kN/m³	kN/m³	kN/m³
1	Riporto-limo argilloso - UL1	18	18	28			0		Constant	10000	16000										
2	Ghiaia eterometrica - UL2	20	20	36			0		Constant	50000	80000										
3	Siltite marnosa - UL3	21	21	24			30		Constant	100000	160000										
4	Jet Grouting	22	22	45			100		Constant	2000000	3200000										

Descrizione Pareti

X : 0 m

Quota in alto : -1.62 m

Quota di fondo : -15 m

Muro di sinistra

Sezione : Default Section

Area equivalente : 0.01646 m

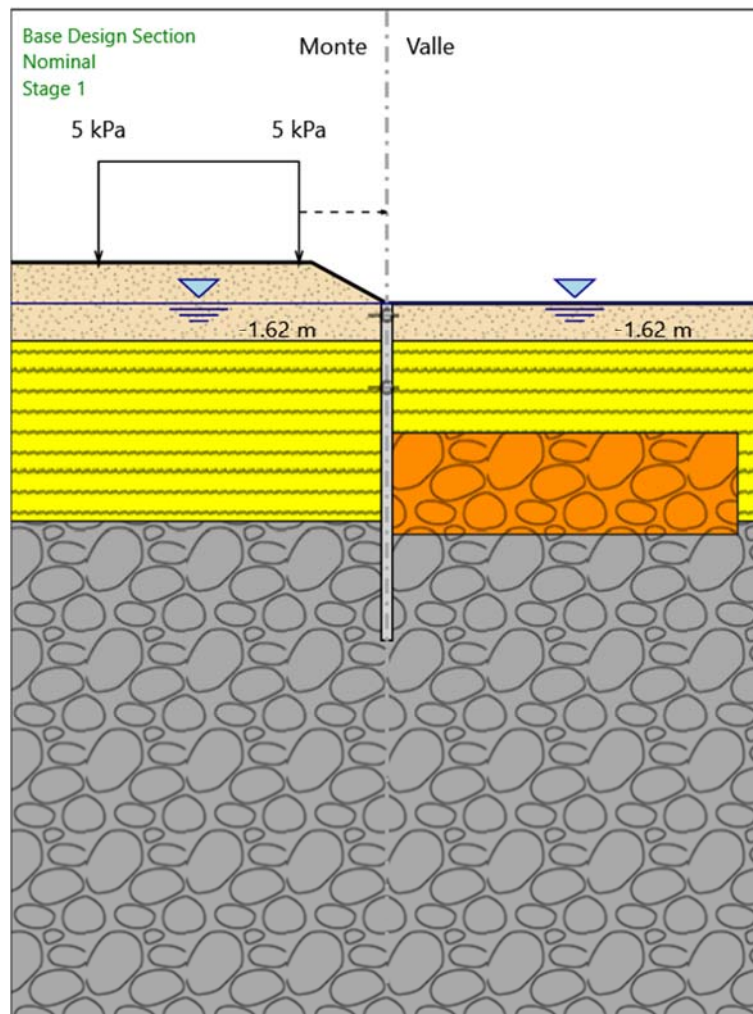
Inerzia equivalente : 0.0004 m⁴/m

Profilo palanca : AU_20



Fasi di Calcolo

Stage 1



Stage 1

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : -1.62 m

Lato valle : -1.62 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-15;0)

(-3;0)

(0;-1.62)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-1.62 m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

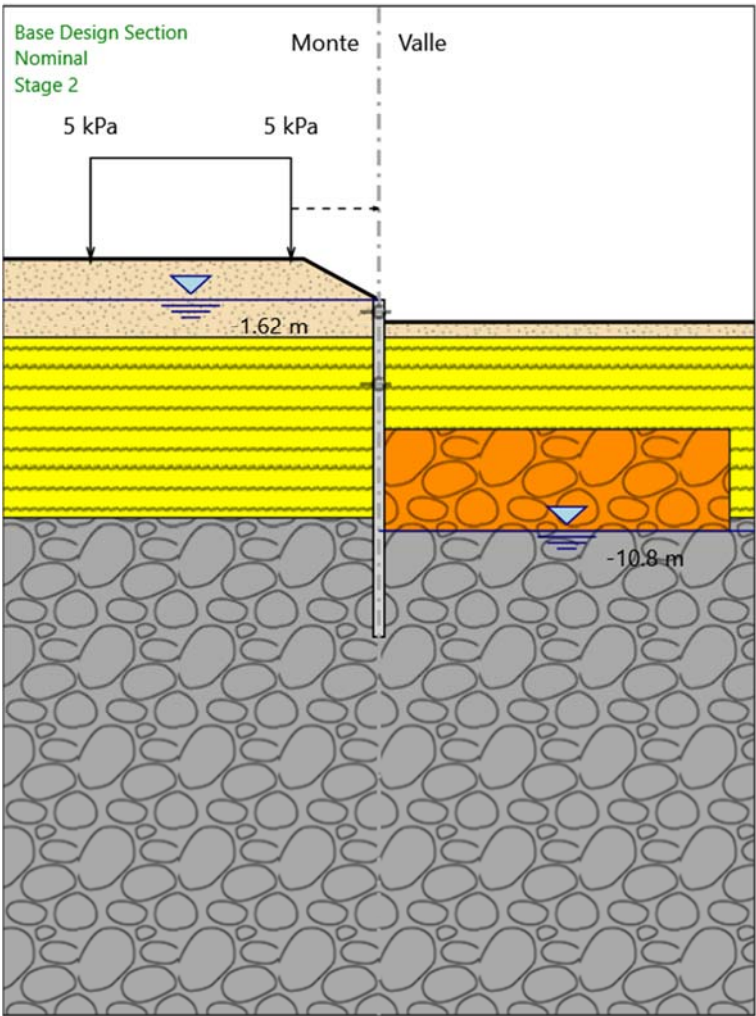
X : 0 m

Quota in alto : -1.62 m

Quota di fondo : -15 m

Sezione : Default Section

Stage 2



Stage 2

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : -1.62 m

Lato valle : -2.5 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-15;0)
(-3;0)
(0;-1.62)
Linea di scavo di destra (Orizzontale)
-2.5 m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

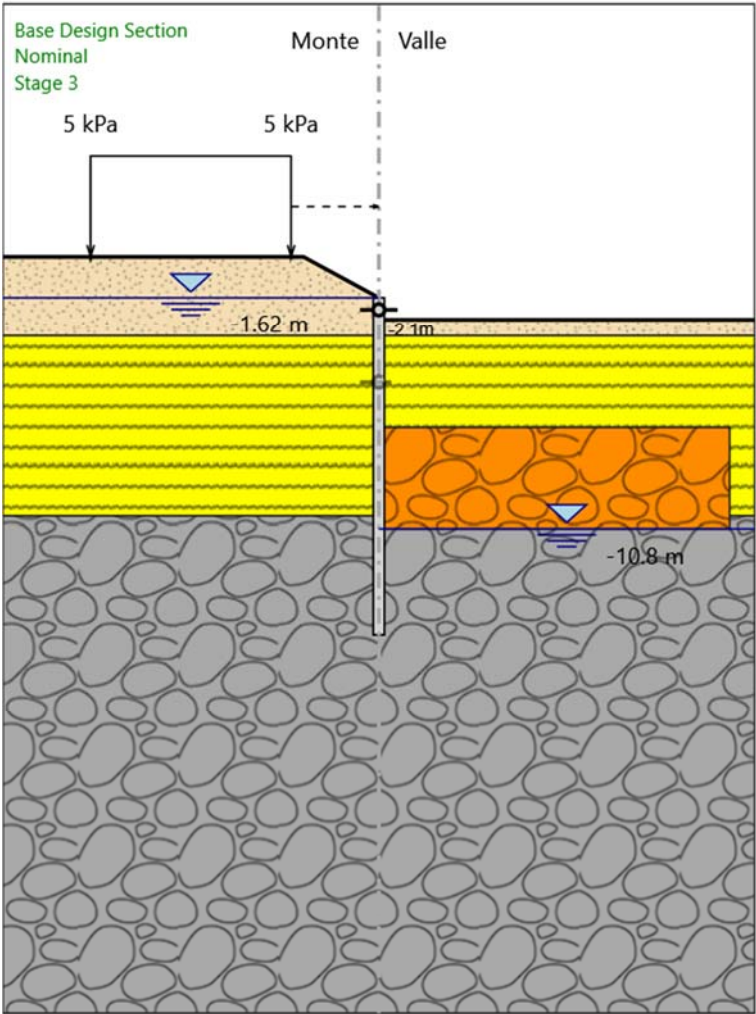
X : 0 m

Quota in alto : -1.62 m

Quota di fondo : -15 m

Sezione : Default Section

Stage 3



Stage 3

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : -1.62 m

Lato valle : -2.5 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-15;0)
(-3;0)
(0;-1.62)
Linea di scavo di destra (Orizzontale)
-2.5 m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : -1.62 m

Quota di fondo : -15 m

Sezione : Default Section

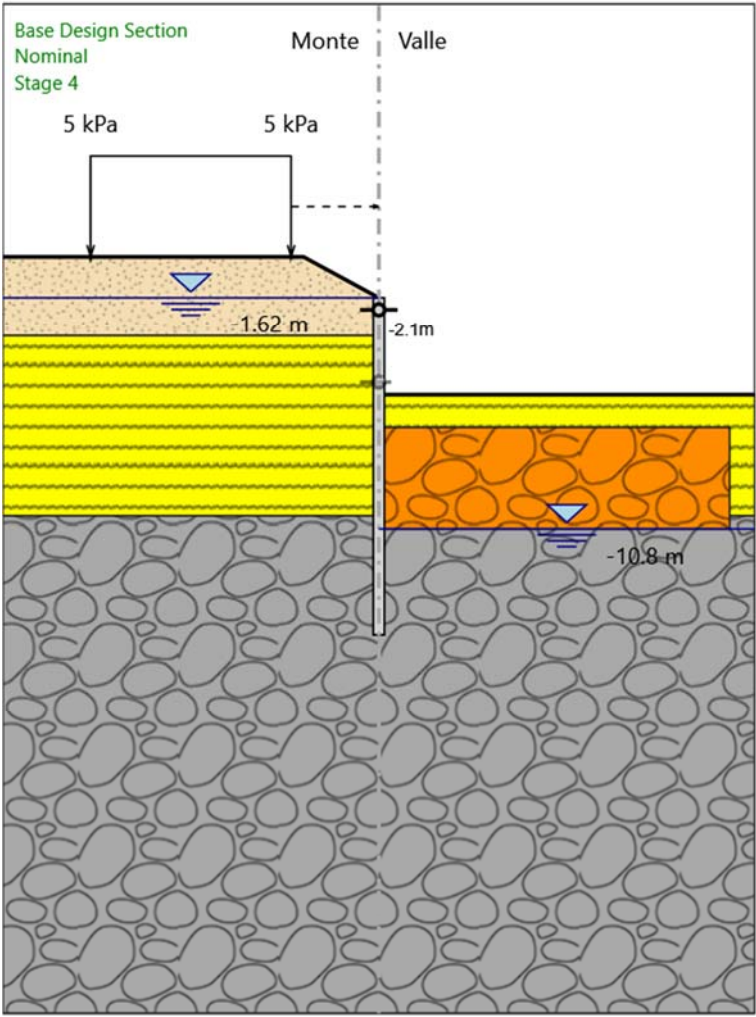
Vincolo fisso : FixedSupport

X : 0 m

Z : -2.1 m

Angolo : 0 °

Stage 4



Stage 4

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : -1.62 m

Lato valle : -5.5 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-15;0)
(-3;0)
(0;-1.62)
Linea di scavo di destra (Orizzontale)
-5.5 m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : -1.62 m

Quota di fondo : -15 m

Sezione : Default Section

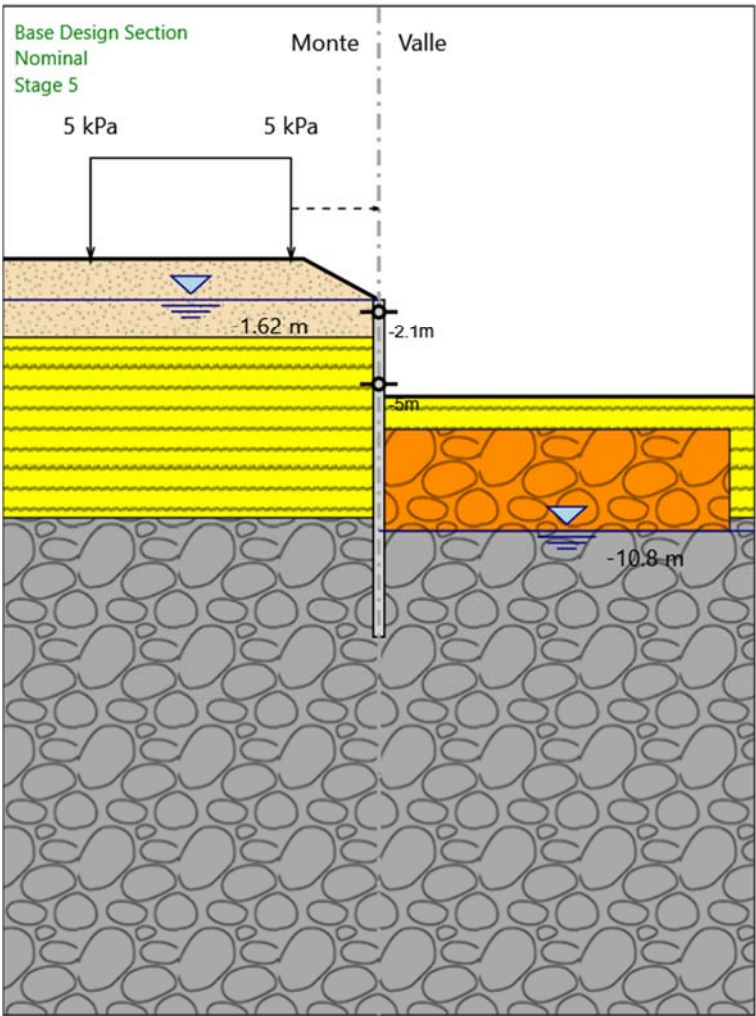
Vincolo fisso : FixedSupport

X : 0 m

Z : -2.1 m

Angolo : 0 °

Stage 5



Stage 5

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : -1.62 m

Lato valle : -5.5 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-15;0)
(-3;0)
(0;-1.62)
Linea di scavo di destra (Orizzontale)
-5.5 m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : -1.62 m

Quota di fondo : -15 m

Sezione : Default Section

Vincolo fisso : FixedSupport

X : 0 m

Z : -2.1 m

Angolo : 0 °

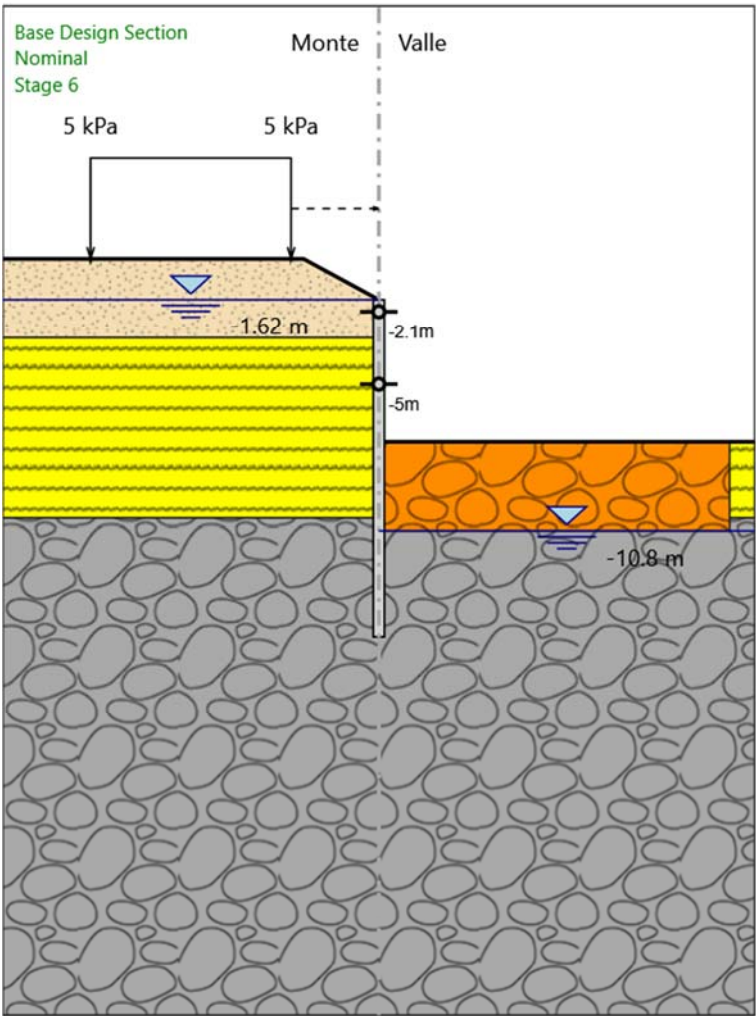
Vincolo fisso : FixedSupport_New

X : 0 m

Z : -5 m

Angolo : 0 °

Stage 6



Stage 6

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : -1.62 m

Lato valle : -7.29 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-15;0)
(-3;0)
(0;-1.62)
Linea di scavo di destra (Orizzontale)
-7.29 m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : -1.62 m

Quota di fondo : -15 m

Sezione : Default Section

Vincolo fisso : FixedSupport

X : 0 m

Z : -2.1 m

Angolo : 0 °

Vincolo fisso : FixedSupport_New

X : 0 m

Z : -5 m

Angolo : 0 °

(-15;0)
(-3;0)
(0;-1.62)
Linea di scavo di destra (Orizzontale)
-7.29 m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : -1.62 m

Quota di fondo : -15 m

Sezione : Default Section

Vincolo fisso : FixedSupport

X : 0 m

Z : -2.1 m

Angolo : 0 °

Vincolo fisso : FixedSupport_New

X : 0 m

Z : -5 m

Angolo : 0 °

Descrizione Coefficienti Design Assumption

Nome	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_load _unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_loa d_favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load _unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_loa d_favour)	Carico Sismico (F_seis m_load)	Pressio ni Acqua Lato Monte (F_Wa terDR)	Pressio ni Acqua Lato Valle (F_Wat erRes)	Carichi Permane nti Destabili zzanti (F_UPL_ GDStab)	Carichi Permane nti Stabilizzanti (F_UPL_ GDStab)	Carichi Variabili Destabili zzanti (F_UPL_ QDStab)	Carichi Permane nti Destabili zzanti (F_HYD_ GDStab)	Carichi Permane nti Stabilizzanti (F_HYD_ GDStab)	Carichi Variabili Destabili zzanti (F_HYD_ QDStab)
Simbolo	γ_G	γ_G	γ_Q	γ_Q	γ_{QE}	γ_G	γ_G	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequ ente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Nome	Parziale su $\tan(\phi')$ (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohe)	Parziale su Su (F_Su)	Parziale su qu (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	γ_ϕ	γ_c	γ_{cu}	γ_{qu}	γ_γ
Nominal	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1

Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1.2	1.1	1

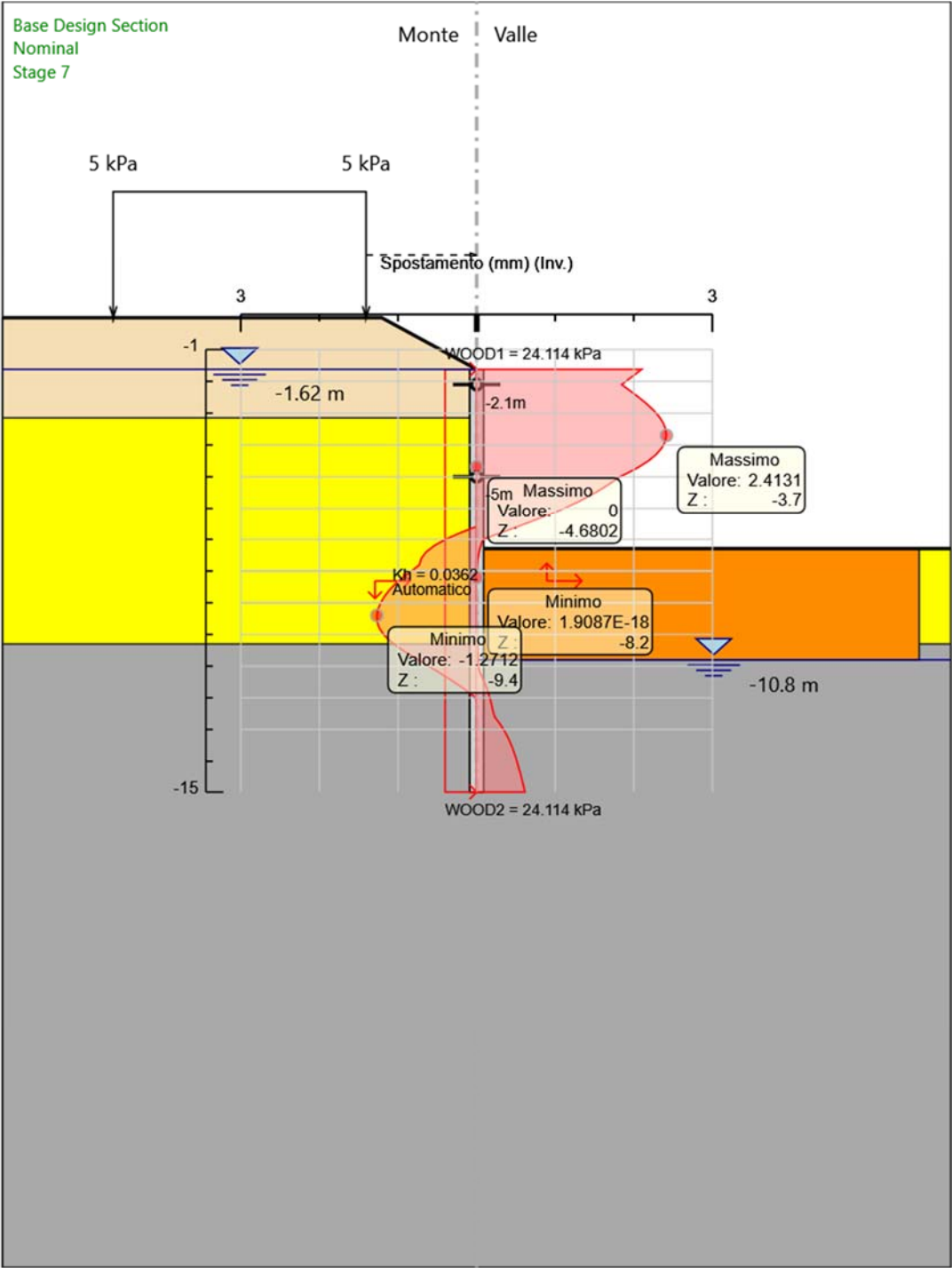
Descrizione sintetica dei risultati delle Design Assumption (Inviluppi)

Tabella Inviluppi Spostamento Left Wall

Design Assumption: Nominal Inviluppi: Spostamento			Muro: LEFT
Z (m)	Lato sinistro (mm)	Lato destro (mm)	
-1.62	0	2.1	
-1.82	0	1.993	
-2.02	0	1.887	
-2.1	0	1.844	
-2.3	0	1.955	
-2.5	0	2.062	
-2.7	0	2.161	
-2.9	0	2.247	
-3.1	0	2.319	
-3.3	0	2.372	
-3.5	0	2.404	
-3.7	0	2.413	
-3.9	0	2.397	
-4.1	0	2.353	
-4.3	0	2.283	
-4.5	0	2.184	
-4.7	0	2.058	
-4.9	0	1.906	
-5	0	1.82	
-5.2	0	1.705	
-5.4	0	1.579	
-5.6	0	1.439	
-5.8	0	1.283	
-6	0	1.112	
-6.2	0	0.925	
-6.4	0	0.725	
-6.6	-0.009	0.514	
-6.8	-0.219	0.296	
-7	-0.4	0.079	
-7.2	-0.543	0.051	
-7.4	-0.645	0.03	
-7.6	-0.706	0.015	
-7.8	-0.729	0.006	
-8	-0.829	0.002	
-8.2	-0.942	0	
-8.4	-1.036	0	
-8.6	-1.113	0	
-8.8	-1.174	0.001	
-9	-1.222	0.001	
-9.2	-1.255	0.002	
-9.4	-1.271	0.002	
-9.6	-1.267	0.002	
-9.8	-1.24	0.003	
-10	-1.186	0.004	
-10.2	-1.105	0.006	
-10.4	-0.999	0.009	
-10.6	-0.877	0.013	
-10.8	-0.746	0.017	
-11	-0.612	0.021	
-11.2	-0.478	0.041	
-11.4	-0.349	0.08	
-11.6	-0.228	0.114	
-11.8	-0.116	0.143	
-12	-0.014	0.168	
-12.2	0	0.188	

Design Assumption: Nominal Involuppi: Spostamento Muro: LEFT		
Z (m)	Lato sinistro (mm)	Lato destro (mm)
-12.4	0	0.205
-12.6	0	0.229
-12.8	0	0.29
-13	0	0.342
-13.2	0	0.387
-13.4	0	0.425
-13.6	0	0.458
-13.8	0	0.486
-14	0	0.511
-14.2	0	0.534
-14.4	0	0.555
-14.6	0	0.575
-14.8	0	0.595
-15	0	0.614

Grafico Inviluppi Spostamento



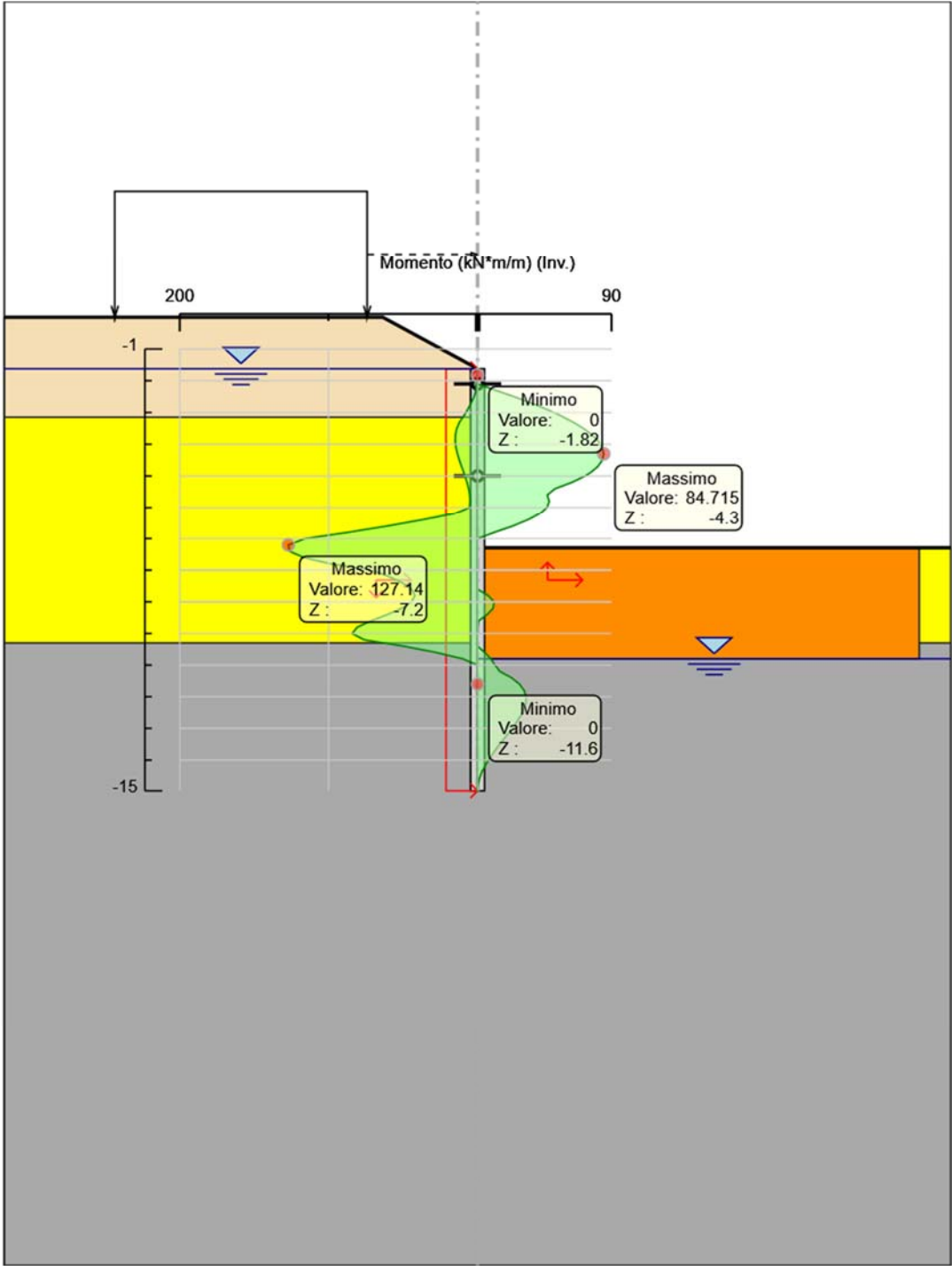
Spostamento

Tabella Involuppi Momento WallElement

Design Assumption: Nominal	Involuppi: Momento	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
-1.62	0	0
-1.82	0.012	0
-2.02	0.509	0
-2.1	0.975	0
-2.3	1.048	12.327
-2.5	2.335	24.526
-2.7	4.373	35.973
-2.9	6.621	46.497
-3.1	9.167	55.928
-3.3	12.155	64.095
-3.5	14.017	71.107
-3.7	14.925	76.821
-3.9	15.046	81.09
-4.1	14.543	83.771
-4.3	13.568	84.715
-4.5	12.268	83.772
-4.7	10.782	80.792
-4.9	9.246	75.62
-5	8.507	72.154
-5.2	7.137	63.403
-5.4	6.032	52.069
-5.6	5.313	46.781
-5.8	5.095	48.13
-6	5.494	46.514
-6.2	15.71	41.788
-6.4	37.144	33.807
-6.6	60.756	23.621
-6.8	86.868	11.317
-7	115.903	0
-7.2	127.143	0
-7.4	126.325	0
-7.6	116.601	0
-7.8	98.517	0
-8	70.915	0
-8.2	59.624	0
-8.4	50.571	0
-8.6	44.337	0
-8.8	42.139	7.041
-9	44.422	11.098
-9.2	50.914	10.419
-9.4	60.591	6.435
-9.6	71.551	0.697
-9.8	80.844	0
-10	84.275	0
-10.2	76.232	0
-10.4	49.719	0
-10.6	27.741	4.747
-10.8	9.909	8.932
-11	0	11.761
-11.2	0	14.958
-11.4	0	22.806
-11.6	0	28.115
-11.8	0	31.243
-12	0	32.542
-12.2	0	32.384
-12.4	0	31.097
-12.6	0.076	28.968
-12.8	0.151	26.245

Design Assumption: Nominal	Inviluppi: Momento	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
-13	0.194	23.141
-13.2	0.212	19.834
-13.4	0.21	16.479
-13.6	0.193	13.201
-13.8	0.165	10.111
-14	0.131	7.299
-14.2	0.094	4.847
-14.4	0.059	2.826
-14.6	0.029	1.303
-14.8	0.008	0.341
-15	0	0

Grafico Inviluppi Momento



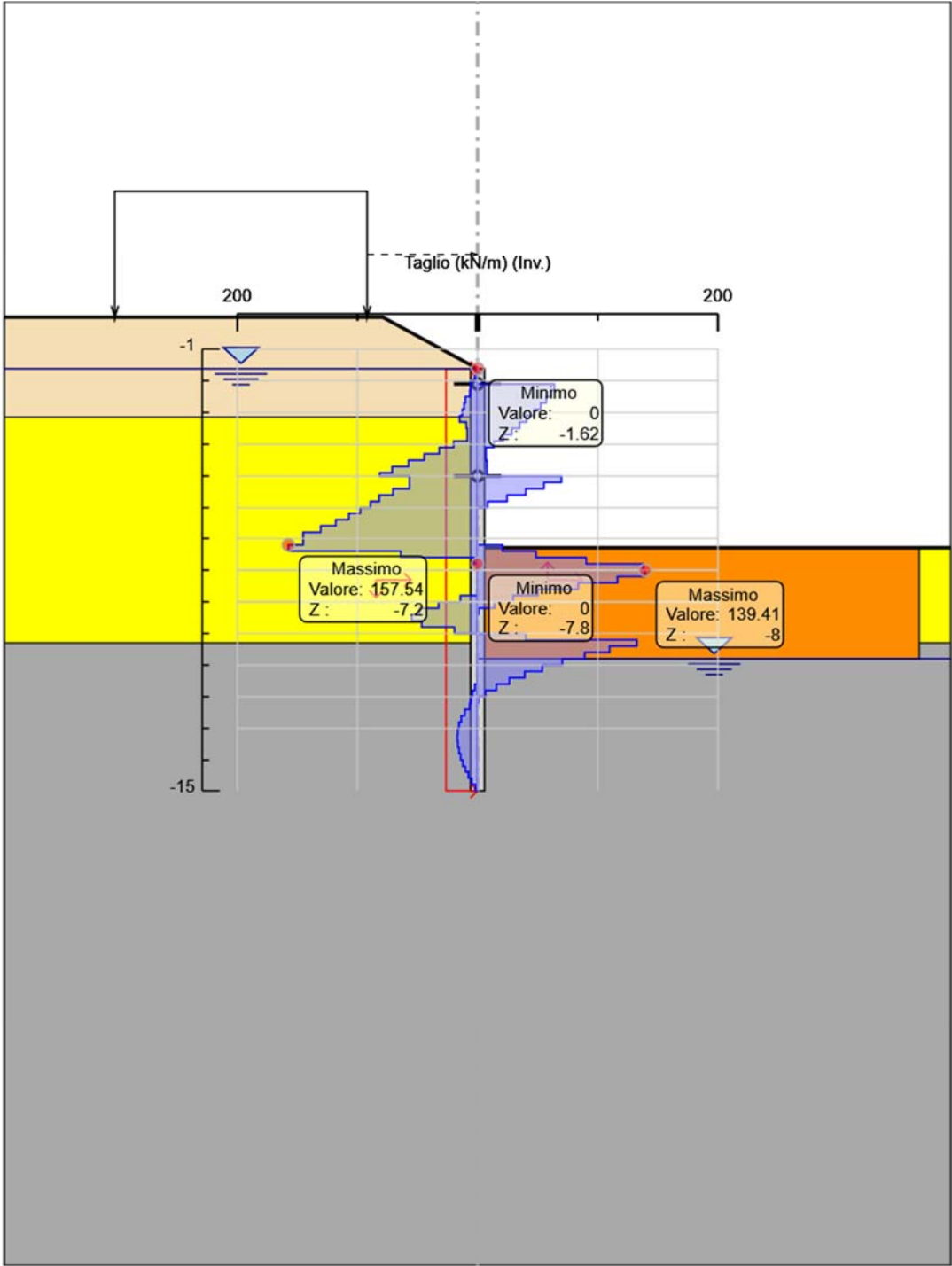
Momento

Tabella Involuppi Taglio WallElement

Design Assumption: Nominal	Involuppi: Taglio	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
-1.62	0.061	0
-1.82	2.491	0
-2.02	5.835	0
-2.1	5.835	63.905
-2.3	6.432	63.905
-2.5	10.193	60.996
-2.7	11.24	57.235
-2.9	12.728	52.621
-3.1	14.943	47.155
-3.3	14.943	40.836
-3.5	9.307	35.062
-3.7	8.64	28.565
-3.9	19.965	21.347
-4.1	31.893	13.614
-4.3	44.399	6.941
-4.5	57.448	7.655
-4.7	70.99	7.73
-4.9	81.471	7.73
-5	81.471	69.806
-5.2	56.669	69.806
-5.4	70.38	55.239
-5.6	81.842	40.13
-5.8	89.137	24.495
-6	97.541	8.342
-6.2	107.168	0
-6.4	118.061	0
-6.6	130.558	0
-6.8	145.177	0
-7	145.177	0
-7.2	157.538	20.776
-7.4	157.538	48.62
-7.6	63.945	90.422
-7.8	3.031	138.008
-8	0	139.414
-8.2	0	139.414
-8.4	0	116.478
-8.6	0	83.779
-8.8	14.313	50.113
-9	32.469	29.566
-9.2	48.385	14.222
-9.4	54.801	0.809
-9.6	54.801	0
-9.8	46.47	0
-10	19.264	40.21
-10.2	0.005	132.573
-10.4	0	132.573
-10.6	0	109.894
-10.8	0	89.16
-11	0	70.479
-11.2	0	53.854
-11.4	0.167	39.24
-11.6	2.327	26.545
-11.8	4.274	15.639
-12	5.588	6.499
-12.2	6.587	0.606
-12.4	10.646	0
-12.6	13.615	0
-12.8	15.523	0

Design Assumption: Nominal	Inviluppi: Taglio	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
-13	16.53	0
-13.2	16.779	0.01
-13.4	16.779	0.086
-13.6	16.387	0.14
-13.8	15.454	0.172
-14	14.058	0.184
-14.2	12.26	0.184
-14.4	10.103	0.176
-14.6	7.614	0.149
-14.8	4.812	0.104
-15	1.705	0.041

Grafico Involuppi Taglio



Taglio

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva
				%
NTC2018: SISMICA STR Stage 7 Left Wall	LEFT			22.38
NTC2018: SISMICA STR Stage 7 Left Wall	RIGHT			62.73

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva
				%
NTC2018: A2+M2+R1 Stage 3 Left Wall	LEFT			6056.08
NTC2018: A2+M2+R1 Stage 2 Left Wall	RIGHT			12284.85

Inviluppo Risultati Elementi Strutturali

Elemento strutturale	Design Assumption	Stage	FixedSupport Sollecitazione
			kN/m
FixedSupport	NTC2018: SISMICA GEO Stage 7		73.33
FixedSupport_New	NTC2018: SISMICA GEO Stage 7		161.9

Normative adottate per le verifiche degli Elementi Strutturali

Normative Verifiche

Calcestruzzo	NTC
Acciaio	NTC
Tirante	NTC

Coefficienti per Verifica Tiranti

GEO FS	1
ξ_{a3}	1.8
γ_s	1.15

Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

Design Assumption	Stage 1	Stage 2	Stage 3	Stage 4	Stage 5	Stage 6	Stage 7
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A2+M2+R1	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: SISMICA STR	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: SISMICA GEO	V	V	V	V	V	V	V

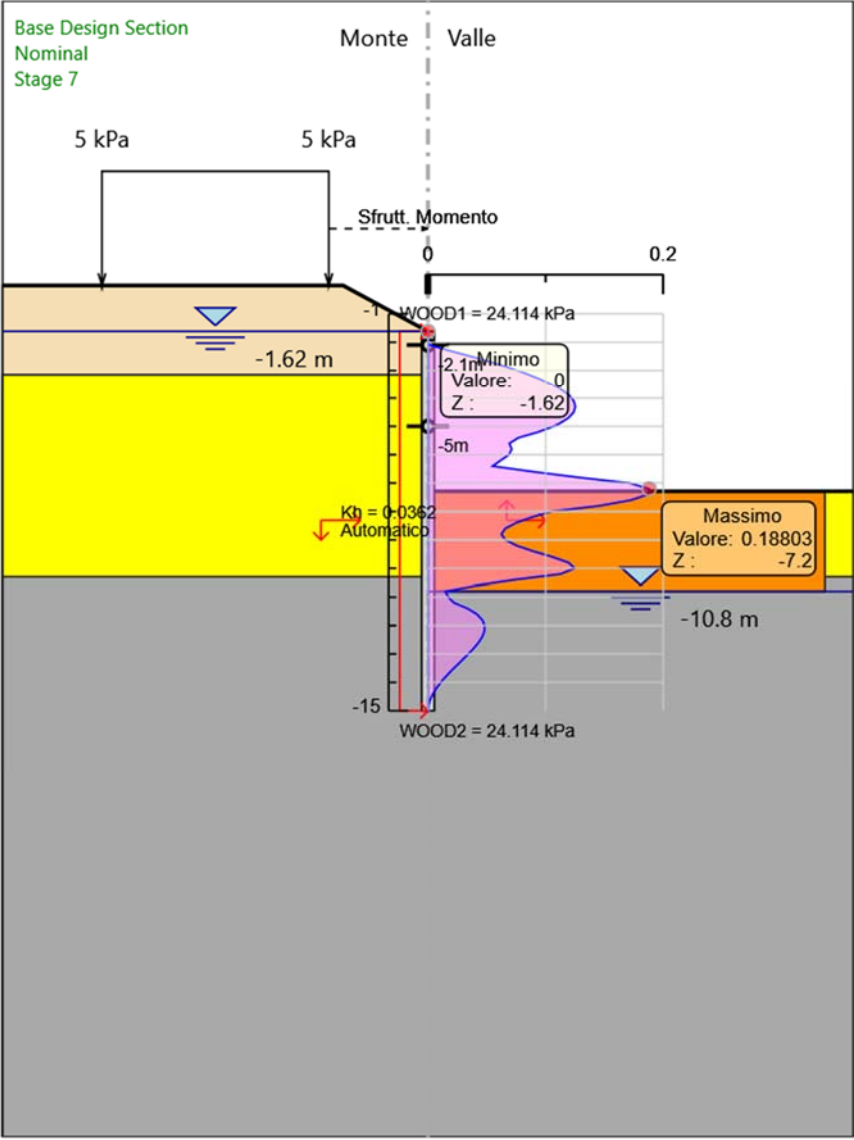
Risultati SteelWorld

Tabella Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld : LEFT

Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld
-1.62	0
-1.82	0
-2.02	0.001
-2.1	0.001
-2.3	0.018
-2.5	0.036
-2.7	0.053
-2.9	0.069
-3.1	0.083
-3.3	0.095
-3.5	0.105
-3.7	0.114
-3.9	0.12
-4.1	0.124
-4.3	0.125
-4.5	0.124
-4.7	0.119
-4.9	0.112
-5	0.107
-5.2	0.094
-5.4	0.077
-5.6	0.069
-5.8	0.071
-6	0.069
-6.2	0.062
-6.4	0.055
-6.6	0.09
-6.8	0.128
-7	0.171
-7.2	0.188
-7.4	0.187
-7.6	0.172
-7.8	0.146
-8	0.105
-8.2	0.088
-8.4	0.075
-8.6	0.066
-8.8	0.062
-9	0.066
-9.2	0.075
-9.4	0.09
-9.6	0.106
-9.8	0.12
-10	0.125
-10.2	0.113
-10.4	0.074
-10.6	0.041
-10.8	0.015
-11	0.017
-11.2	0.022
-11.4	0.034
-11.6	0.042
-11.8	0.046
-12	0.048
-12.2	0.048
-12.4	0.046

Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld		LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld	
-12.6	0.043	
-12.8	0.039	
-13	0.034	
-13.2	0.029	
-13.4	0.024	
-13.6	0.02	
-13.8	0.015	
-14	0.011	
-14.2	0.007	
-14.4	0.004	
-14.6	0.002	
-14.8	0.001	
-15	0	

Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld



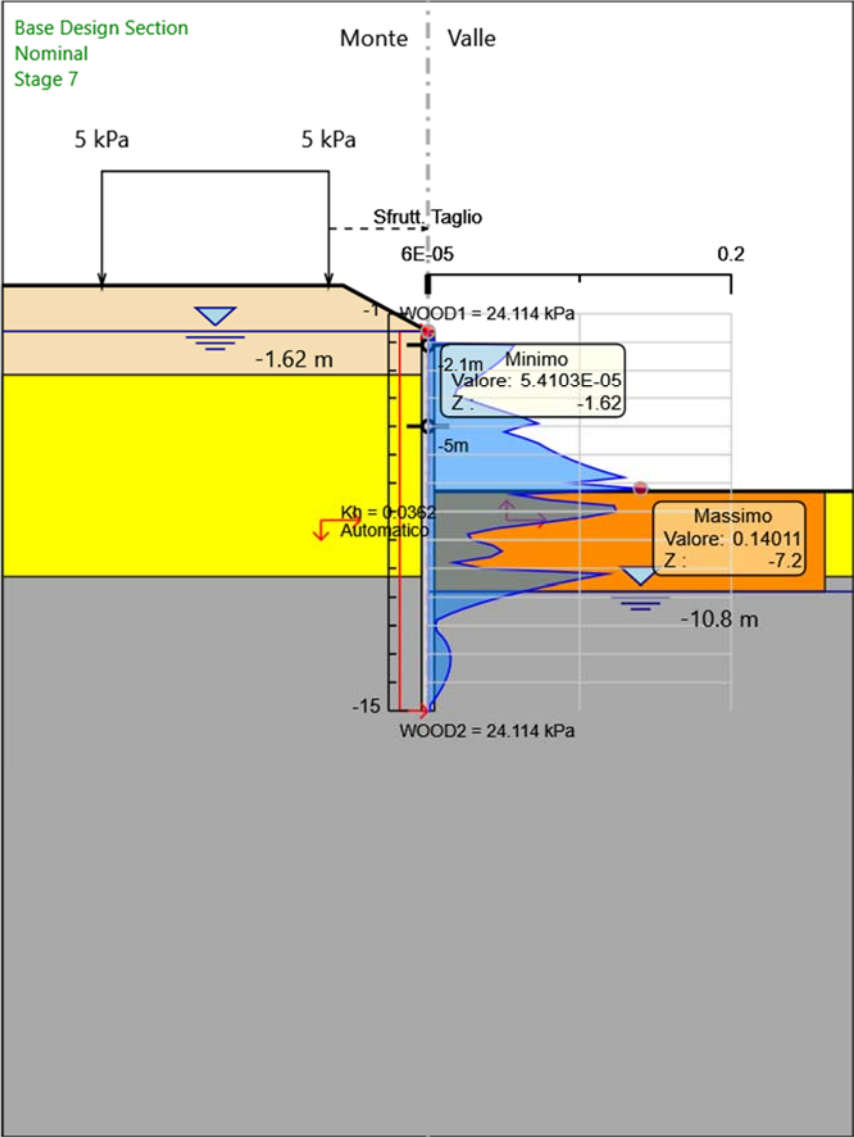
Involuppi
Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld

Tabella Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld : LEFT

Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld
-1.62	0
-1.82	0.002
-2.02	0.005
-2.1	0.057
-2.3	0.054
-2.5	0.051
-2.7	0.047
-2.9	0.042
-3.1	0.036
-3.3	0.031
-3.5	0.025
-3.7	0.019
-3.9	0.018
-4.1	0.028
-4.3	0.039
-4.5	0.051
-4.7	0.063
-4.9	0.072
-5	0.062
-5.2	0.05
-5.4	0.063
-5.6	0.073
-5.8	0.079
-6	0.087
-6.2	0.095
-6.4	0.105
-6.6	0.116
-6.8	0.129
-7	0.094
-7.2	0.14
-7.4	0.057
-7.6	0.08
-7.8	0.123
-8	0.124
-8.2	0.104
-8.4	0.075
-8.6	0.045
-8.8	0.026
-9	0.029
-9.2	0.043
-9.4	0.049
-9.6	0.041
-9.8	0.017
-10	0.036
-10.2	0.118
-10.4	0.098
-10.6	0.079
-10.8	0.063
-11	0.048
-11.2	0.035
-11.4	0.024
-11.6	0.014
-11.8	0.006
-12	0.005
-12.2	0.006
-12.4	0.009
-12.6	0.012
-12.8	0.014
-13	0.015

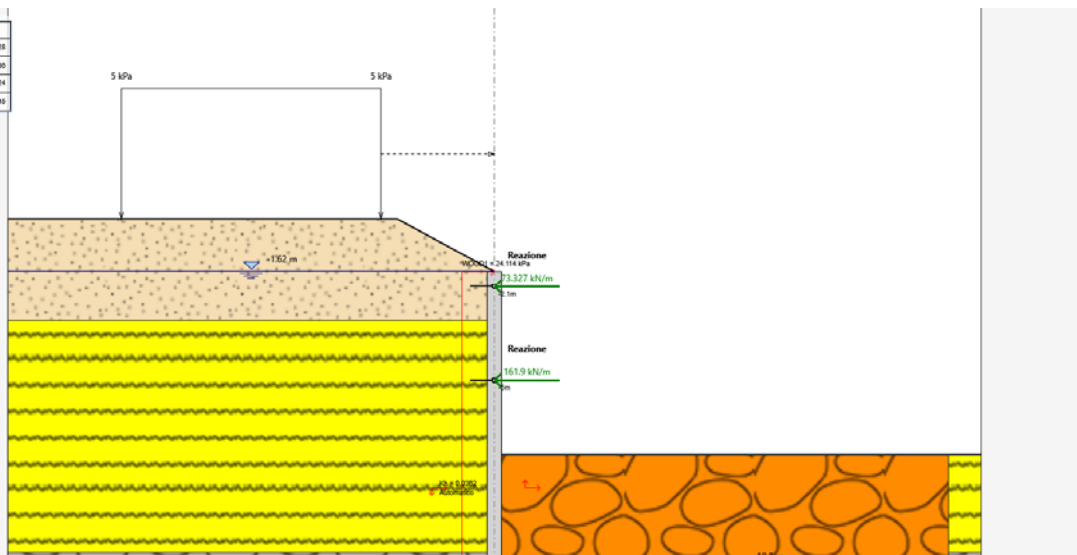
Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld		LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld	
-13.2	0.015	
-13.4	0.015	
-13.6	0.014	
-13.8	0.013	
-14	0.011	
-14.2	0.009	
-14.4	0.007	
-14.6	0.004	
-14.8	0.002	
-15	0.002	

Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld

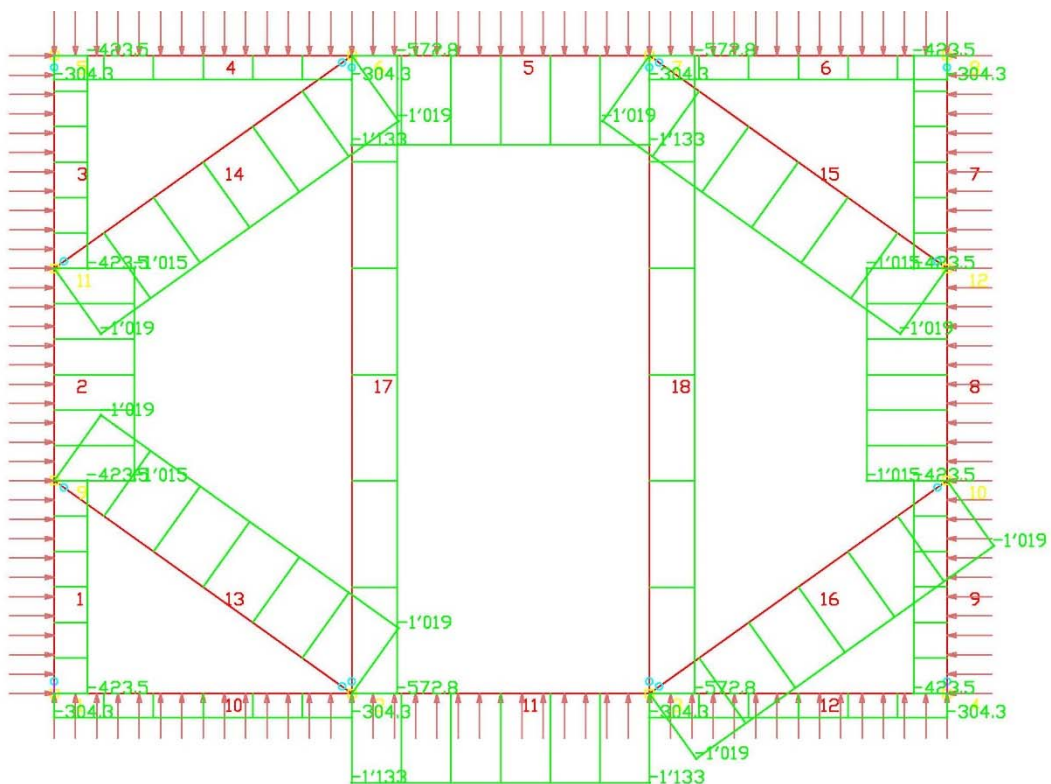


Involuppi
Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld

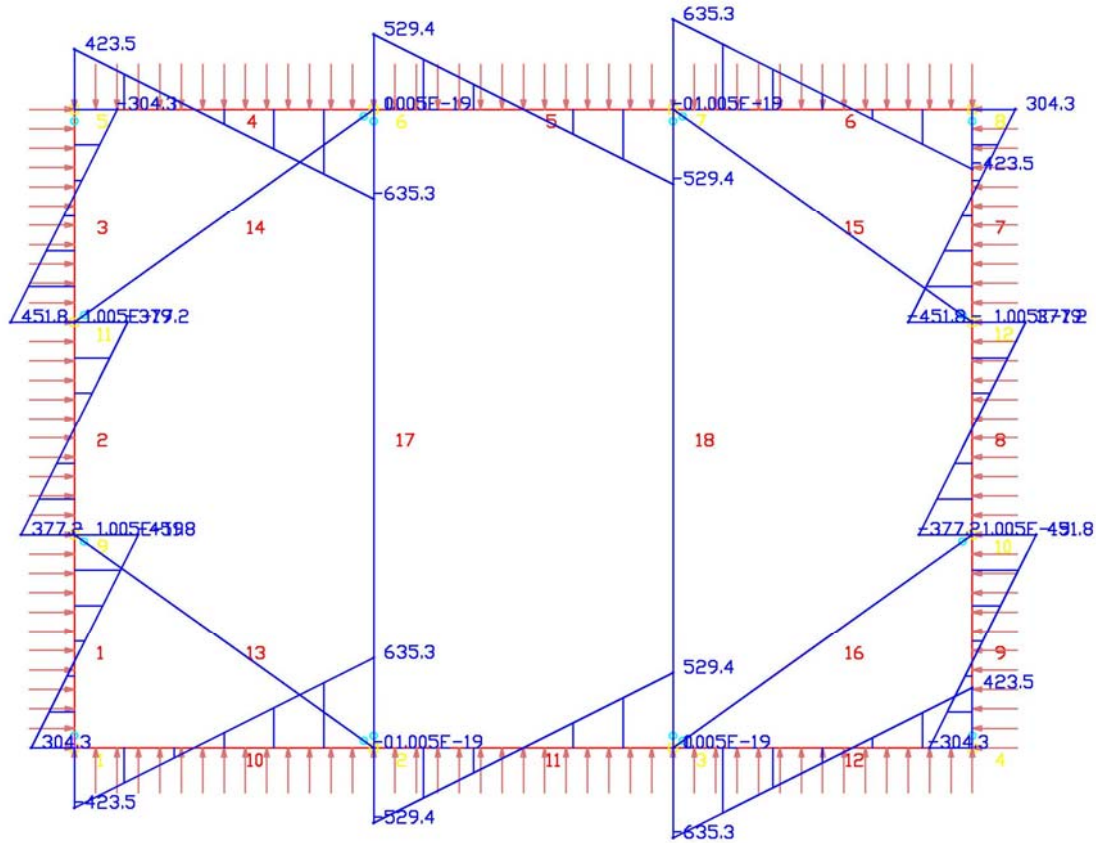
	Terreni	c [kPa]	φ [°]
	Riparto limo argilloso - UL1 Limo	0	28
	Ghiaia eterometrica - UL2 Sabbia / Ghiaia	0	30
	Siltite marnosa - UL3 Roccia	30	24
	Jet Grouting Sabbia / Ghiaia	100	45



 :Documento: 0517_100_16_D_4.01SGRC_R00



Inviluppo sollecitazioni di sforzo normale [kN]



Inviluppo sollecitazioni di taglio [kN]

Le sollecitazioni di progetto risultano quindi essere:

$$M_{Ed} = 692.7 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 1133 \text{ kNm}$$

$$T_{Ed} = 635.3 \text{ kNm}$$

Le sollecitazioni resistenti risultano essere pari a:

☐ IPE
☐ IPN
☐ HEAA
☐ HL
☐ HEA
☐ IPEA
☐ HEX
☐ UB
☒ HEB
☐ IPEO
☐ HD
☐ UC
☐ HEM
☐ IPEX
☐ HP
☐ W

Ordina per
☒ Wy
☐ ly
☐ g

Acciaio: S355 (Fe510) f_y (N/mm²): 355 f_u : 510

Lunghezze di libera inflessione [m]
 l_{0y} : 6 l_{0z} : 6

N_{Sd} [kN]: 0

Aggiorna Tabella

	designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
	HE 320 B	127.0	320	300	11.50	20.50	27.00
▶	HE 340 B	134.0	340	300	12.00	21.50	27.00
	HE 360 B	142.0	360	300	12.50	22.50	27.00
	HE 400 B	155.0	400	300	13.50	24.00	27.00
	HE 450 B	171.0	450	300	14.00	26.00	27.00
	HE 500 B	187.0	500	300	14.50	28.00	27.00
	UC 550 B	199.0	550	300	15.00	29.00	27.00

Plotta

HE 340 B

$N_{bw,Rd}$ [kN]: 5'015
 $N_{bz,Rd}$ [kN]: 2'978
 $V_{ply,Rd}$ [kN]: 1'095

$M_{cy,Rd}$ [kNm]: 814.1
 $M_{cz,Rd}$ [kNm]: 333.3
 $V_{plz,Rd}$ [kN]: 2'518

Classe Sezione
Compressione: 1
Flessione My: 1
Flessione Mz: 1
Presso-Flessione: 1

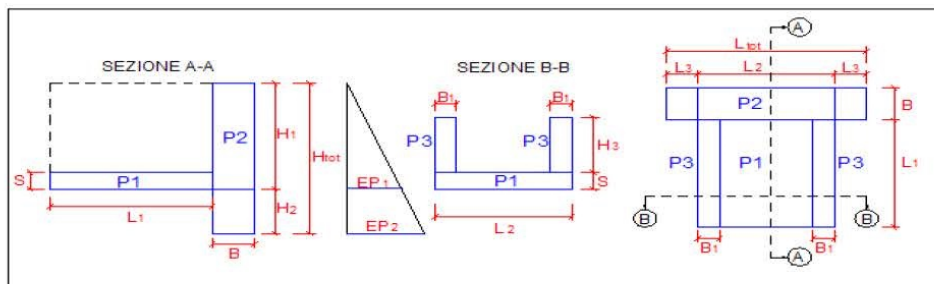
Verifiche
Presso Flessione
Svergolamento

g (Kg/m): 134
h (mm): 340
b (mm): 300
tw (mm): 12
tf (mm): 21.5
r1 (mm): 27
r2 (mm): 0
A (cm²): 170.9
 I_y (cm⁴): 36'660
 W_y (cm³): 2'156
 $W_{pl,y}$ (cm³): 2'408
 i_y (cm): 14.65
 I_z (cm⁴): 9'690
 W_z (cm³): 646
 $W_{pl,z}$ (cm³): 985.7
 i_z (cm): 7.53
 I_T (cm⁴): 257.2
 I_w (cm⁶): 2'454'000

ALLEGATO 2 - Analisi e verifiche tubazione microtunnelling

Ipotizzando una controspinta massima trasmessa dai martinetti per l'infissione della tubazione di 8000 kN, si riporta nel seguito la verifica a scorrimento della parete di controspinta:

2 - MURO DI SPINTA



DATI DI INPUT

S	=	0.80	m
L1	=	13.20	m
L2	=	6.80	m
L3	=	0.00	m
Ltot = L2 + 2L3	=	6.80	m
B	=	1.00	m
B1	=	0.40	m
H1	=	5.17	m
H2	=	0.00	m
Htot = H1 + H2	=	5.17	m
H3	=	1.00	m

CALCOLO PESI

P1 Platea	=	$L1 * L2 * S * 25$	=	1795.20	kN
P2 Contrafforti	=	$25 * [(H1 * L2 * B) + (H2 * L2 * B) + (2 * H1 * L3 * B) + (2 * H2 * L3 * B)]$	=	878.90	kN
P3 Muretti laterali	=	$2 * B1 * H3 * L1 * 25$	=	264.00	kN

CALCOLO REAZIONI

In questa fase del calcolo si considera come materiale **SEMPRE** il Calcestruzzo. Quindi:

δ_1 = Angolo di attrito terreno-manufatto	=	$\frac{2}{3} \phi$	=	24.000	°
f_1 = Coefficiente di attrito	=	TAN δ_1	=	0.445	
N1	=	P1 * f_1	=	799.27	kN
N2	=	P2 * f_1	=	391.31	kN
N3	=	P3 * f_1	=	117.54	kN

E' prevista la possibilità di inserimento manuale della Spinta passiva del terreno (K_p).

Per K_p è utilizzato K_{p2} se $K_{p2} \neq 0$

Per K_p è utilizzato K_{p1} se $K_{p2} = 0$

K_{p1} Spinta passiva del terreno	=	TAN $(45 + \phi / 2)^2$	=	3.85	
K_{p2} Spinta passiva del terreno	=	0.000			
e_p Coefficiente di spinta passiva del terreno	=	$K_p * \gamma_t * (H1 + H2)$	=	398.28	kN/m ²
E_p Spinta passiva	=	$\frac{1}{2} [e_p * (H1 + H2) * (L2 + L3)]$	=	7'000.97	kN
ΣN Reazione totale	=	N1 + N2 + N3 + E_p	=	8'309.10	kN
Spinta totale S_{TOT}	=	$S_1 + S_2 + S_3$	=	8'000.00	kN

Coefficiente di $\Sigma N / S$	=	1.04	=	VERIFICATO	
--------------------------------	---	------	---	------------	--

Si riporta ora le sollecitazioni agenti sul tubo in c.a. vibrocompresso di diametro nominale DN 2200 e spessore 200 mm:

DATI DI INPUT															
r _i	[L]	r _e	[L]	Φ	[°]	H _t	[L]	γ _t	[F/V]	γ _m	[F/V]	γ _w	[F/V]	p ₂	[F/A]
1.100	mt	1.310	mt	28	sess.	3.130	mt	18.000	kN/mc	25.000	kN/mc	10.000	kN/mc	20.560	kN/mq

DERIVATI DI INPUT															
s	[L]	r _m	[L]	p ₁	[F/A]	q	[F/A]	z	[F/A]	Q	[F/L]	Q'	[F/L]	p	[F/A]
0.200	mt	1.200	mt	56.340	kN/mq	27.729	kN/mq	15.577	kN/mq	224.289	kN/mt	37.994	kN/mt	76.900	kN/mq

SEZIONE VERTICALE SUPERIORE: sollecitazioni												
	M1	[F*L/L]	M2	[F*L/L]	M3	[F*L/L]	M4	[F*L/L]	M5	[F*L/L]	M6	[F*L/L]
	3.600	kN*mt/mt	33.155	kN*mt/mt	-9.982	kN*mt/mt	-2.337	kN*mt/mt	-19.658	kN*mt/mt	0.990	kN*mt/mt
	N1	[F/A]	N2	[F/A]	N3	[F/A]	N4	[F/L]	N5	[F/L]	N6	[F/A]
	3.000	kN/mt	-9.791	kN/mt	33.275	kN/mt	5.841	kN/mt	3.323	kN/mt	-10.237	kN/mt

Tubo vuoto:	M _{SVS} =	4.778	kN*mt/mt	N _{SVS} =	35.649	kN/mt
Tubo pieno:	M' _{SVS} =	5.7684248	kN*mt/mt	N' _{SVS} =	25.4116	kN/mt

SEZIONE ORIZZONTALE MEDIANA: sollecitazioni												
	M1	[F*L/L]	M2	[F*L/L]	M3	[F*L/L]	M4	[F*L/L]	M5	[F*L/L]	M6	[F*L/L]
	-4.110	kN*mt/mt	-33.962	kN*mt/mt	9.982	kN*mt/mt	2.804	kN*mt/mt	2.022	kN*mt/mt	-5.259	kN*mt/mt
	N1	[F/A]	N2	[F/A]	N3	[F/A]	N4	[F/L]	N5	[F/L]	N6	[F/A]
	9.425	kN/mt	92.280	kN/mt	0.000	kN/mt	0.000	kN/mt	0.000	kN/mt	-3.096	kN/mt

Tubo vuoto:	M _{SVS} =	-23.263	kN*mt/mt	N _{SVS} =	101.705	kN/mt
Tubo pieno:	M' _{SVS} =	-28.522	kN*mt/mt	N' _{SVS} =	98.609	kN/mt

SEZIONE VERTICALE INFERIORE: sollecitazioni												
	M1	[F*L/L]	M2	[F*L/L]	M3	[F*L/L]	M4	[F*L/L]	M5	[F*L/L]	M6	[F*L/L]
	10.800	kN*mt/mt	65.025	kN*mt/mt	-9.982	kN*mt/mt	-3.271	kN*mt/mt	-30.050	kN*mt/mt	7.870	kN*mt/mt
	N1	[F/A]	N2	[F/A]	N3	[F/A]	N4	[F/L]	N5	[F/L]	N6	[F/A]
	3.000	kN/mt	9.791	kN/mt	33.275	kN/mt	12.851	kN/mt	26.726	kN/mt	-13.473	kN/mt

Tubo vuoto:	M _{SVS} =	32.521	kN*mt/mt	N _{SVS} =	85.643	kN/mt
Tubo pieno:	M' _{SVS} =	40.391	kN*mt/mt	N' _{SVS} =	72.171	kN/mt

LEGENDA:

 requisiti minimi per il calcolo (da inserire a cura dell'operatore)

 parametri calcolati in automatico dal programma

 risultati di verifica

r_i : raggio interno della tubazione

r_e : raggio esterno della tubazione

r_m : raggio medio della tubazione

s : spessore della tubazione

H_t : spessore del terreno

F_i : angolo di attrito del terreno

γ_t : peso specifico del terreno

γ_m : peso specifico del materiale del tubo

γ_w : peso specifico del liquido

p_1 : carico permanente del terrapieno

p_2 : sovraccarico accidentale

p : carico superiore uniformemente ripartito, dovuto al carico permanente ed al sovraccarico accidentale

q : carico uniforme dovuto alle spinte orizzontali laterali

z : carico triangolare dovuto alle spinte orizzontali laterali

Q : reazione radiale costante in un settore di angolo al centro pari a 60°

Q' : reazione radiale maggiorata del terreno, dovuta alla tubazione piena

M_n : momento flettente dovuto ai differenti carichi, con n da 1 a 6. Positivo se tende le fibre interne della tubazione

N_n : forza assiale, con n da 1 a 6. Positivo se è di compressione

M_{svs} : momento flettente totale, tubo vuoto (sommatoria di M_n , con n da 1 a 5)

N_{svs} : forza assiale totale, tubo vuoto (sommatoria di N_n , con n da 1 a 5)

M'_{svs} : momento flettente, totale tubo pieno (sommatoria di M_n , con n da 1 a 6)

N'_{svs} : forza assiale totale, tubo pieno (sommatoria di N_n , con n da 1 a 6)

Le sollecitazioni flettenti di progetto risultano quindi essere di:

$$M_{Ed} = 40.39 \text{ kNm/m}$$

$$N_{Ed} = 72.17 \text{ kN/m}$$

Ipotizzando di avere le pareti della condotta di spessore 200 mm ed armate con doppia maglia in acciaio $\Phi 12/20$, risulta:

Titolo :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	3
2	5.65	17

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN
 Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali

 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu}
 E_s N/mm² f_{cd}
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm}
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

N° rett.

 L₀ cm
☐ Precompresso

$$M_{Ed} = 40.39 \text{ kNm/m} < M_{Rd} = 44.58 \text{ kNm/m}$$

ALLEGATO 3 - Analisi e verifiche camera di spinta
microtunnelling

STAMPA DEI DATI DI PROGETTO

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	Camera di spinta
Intestazione del lavoro	Camera di spinta
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	kN
Unita' di misura delle lunghezze	m
Normativa	NTC-2018

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Luogo	Fontanetto Po - (VC)
Categoria del suolo	E
Fattore topografico	1

PARAMETRI SISMICI

	TR	ag/g	FO	TC*	CC	Ss	Pga (ag/g*S)
SLO	60	0.020	2.54	0.18	1.60	2.26	0.032
SLD	101	0.025	2.61	0.21	1.60	2.15	0.040
SLV	949	0.044	2.66	0.30	1.60	1.85	0.070
SLC	1950	0.051	2.72	0.32	1.60	1.82	0.082

TR utilizzato nel progetto	949 anni
Comportamento strutturale	Dissipativo

STATO LIMITE ULTIMO

Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricita' accidentale	0%
Numero di frequenze	20
Fattore q di struttura per sisma orizzontale	qor=1
Duttilita'	Bassa Duttilita'
Periodo proprio T1 in direzione X	0.032
Periodo proprio T1 in direzione Y	0.197

PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	NTC - Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3

RIEPILOGO DELLE SEZIONI UTILIZZATE NEL MODELLO STRUTTURALE

SEZIONE PROFILO SEMPLICE

Codice	Codice sezione	Asse Y capovolto
1	HEB 340	No

CARICHI PER ELEMENTI BIDIMENSIONALI

Carico di superficie nella direzione locale z, agente sulla superficie reale

Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Valore	Aliq.inerziale	Aliq.inerz.SLD
Pressione terreno	1	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	1.000000	1.5000	1.5000
Sovrapressione transito veicoli	2	Condizione 2	Variabile: Autorimesse	1.000000	1.0000	1.0000
Carico idrostatico	3	Condizione 3	Permanente: Permanente portato	1.000000	1.5000	1.5000

Carico di superficie nella direzione globale V, agente sulla superficie reale

Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Valore	Aliq.inerziale	Aliq.inerz.SLD
Peso carico idrostatico	4	Condizione 3	Permanente: Permanente portato	70.000000	1.0000	1.0000

COMBINAZIONI DI CARICO

NORMATIVA: NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI 2018 ITALIA

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Dinamica	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Autorimesse	Condizione 2	0.600
2	Statica - vasca vuota + mezzi	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Autorimesse	Condizione 2	1.500
7	Statica - vasca piena	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
3	Rara	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Autorimesse	Condizione 2	1.000
4	Frequente	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Autorimesse	Condizione 2	0.700
5	Quasi permanente	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Autorimesse	Condizione 2	0.600

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
6	S.L.D.	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variable: Autorimesse	Condizione 2	0.600

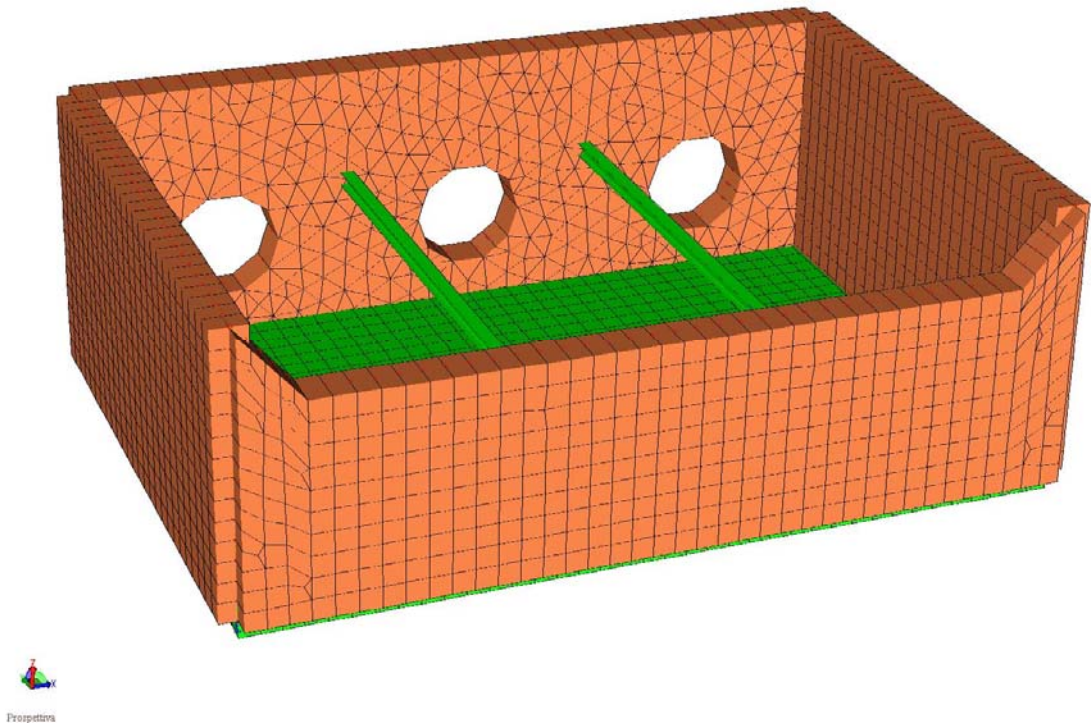


Figura 1 – Modello FEM 3D

Analisi e verifiche elementi strutturali in c.a. e carpenteria metallica

Si riportano nel seguito, le analisi e le verifiche degli elementi strutturali in c.a. e carpenteria metallica, nello specifico:

- Platea in c.a. di spessore 70 cm;
- Pareti laterali in c.a. di spessore 80/100 cm;
- Puntelli in carpenteria metallica con sezione HEB 340.

Platea in c.a. di spessore 70 cm

Sollecitazioni

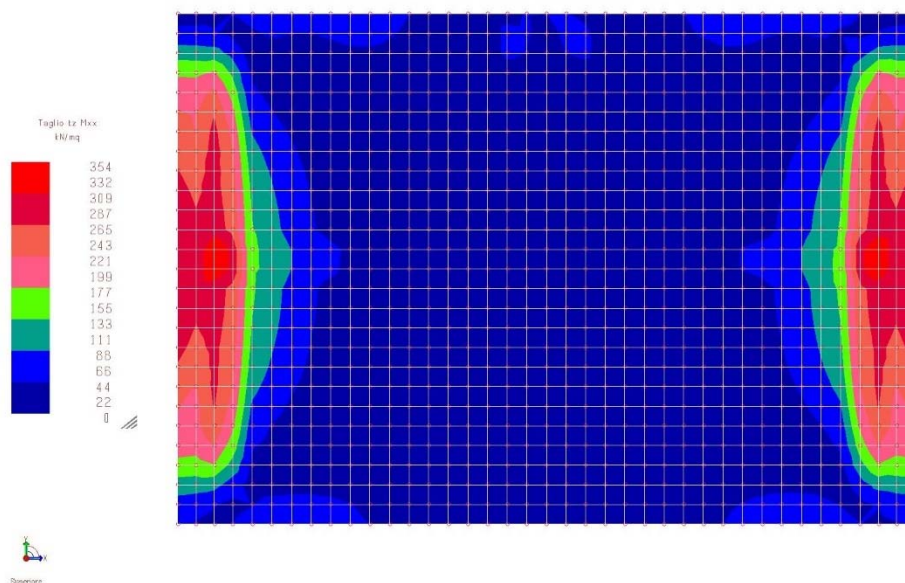


Figura 2 – Involuppo sollecitazioni di taglio τ_z a seguito di M_{xx} [kN/m²]

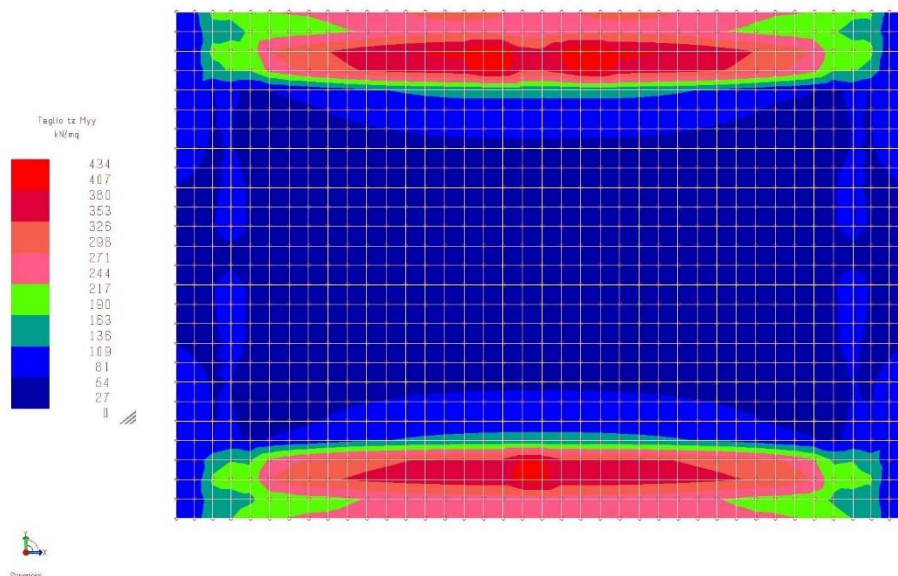


Figura 3 – Involuppo sollecitazioni di taglio τ_z a seguito di M_{yy} [kN/m²]

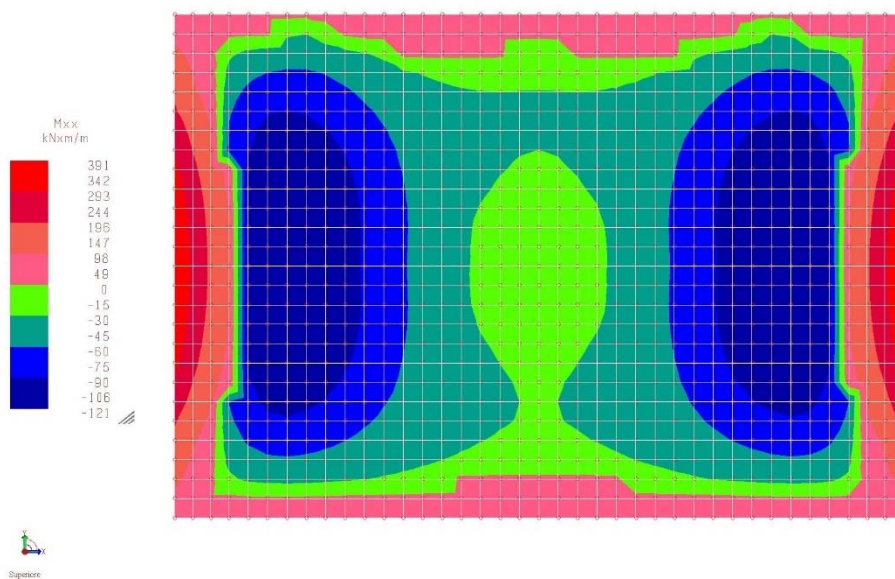


Figura 4 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente M_{xx} [kNm/m]

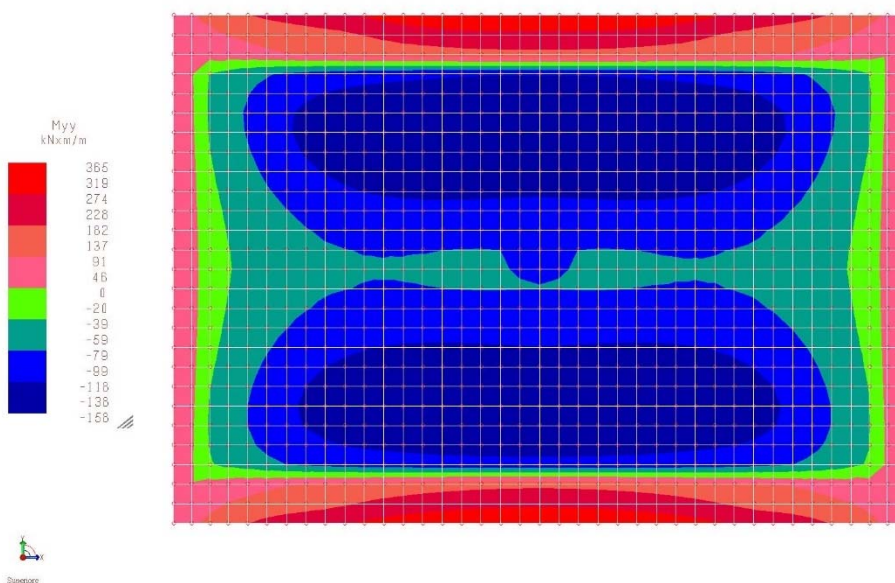


Figura 5 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente M_{yy} [kNm/m]

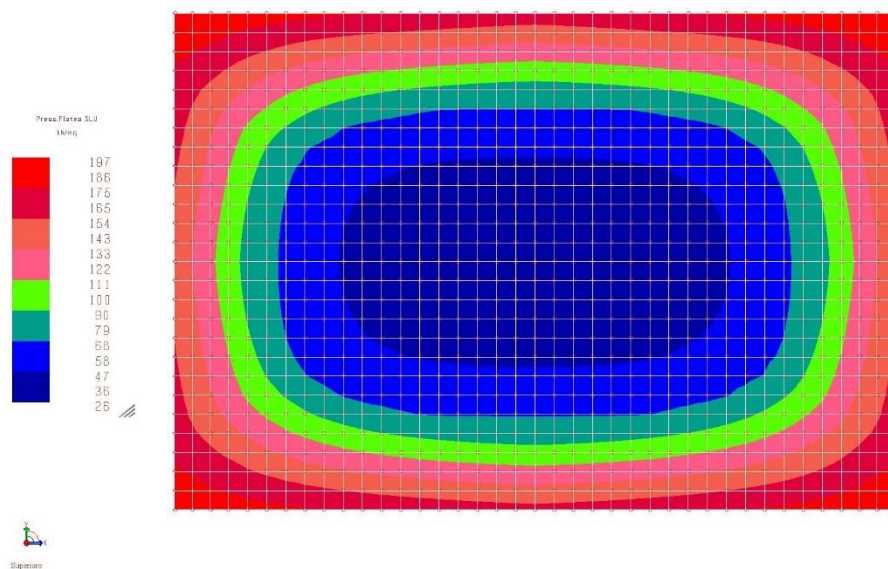


Figura 6 – Involuppo pressioni allo SLU su terreno [kN/mq]

Verifiche

Sulla base delle massime sollecitazioni di progetto, ipotizzando un'armatura costituita da doppia maglia $\Phi 22/20$, risulta:

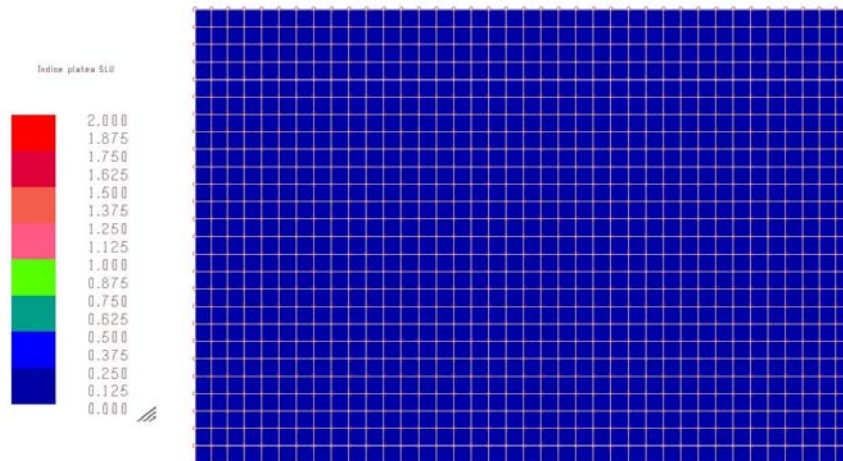


Figura 7 – Indici di resistenza a capacità portante allo SLU [valori < 1 = verifica soddisfatta]

- Verifica a capacità portante

Caratteristiche geotecniche del terreno:

Peso specifico terreno:	20000	N/m ³	Cu, coesione:	0.000	N/mm ²
Angolo di attrito:	36.00	gradi	Profondità di posa:	517.0	cm
Angolo di attrito terreno-fondazione	19.80	gradi	Adesione terreno-fondazione:	0.013	N/mm ²

Metodo di calcolo della capacità portante:

Criterio di: Eurocodice7

Coefficienti sismici globali:

Coefficiente sismico [khiX]: 0.186
Coefficiente sismico [khiY]: 0.186
Coefficiente sismico [khk]: 0.014

Tipo fondazione: platea

Area: 2444000 cmq

Lato medio: 1563 cm

Fattore di riduzione (Bowles) γ_r : 0.777, Base ridotta B': 1214 cm

Combinazione: 1 Descrizione: Dinamica azione sismica PRESENTE

Coefficienti parziali γ_M di sicurezza per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo res. taglio: 1.00
Coesione efficace: 1.00
Resistenza non drenata: 1.00
Peso dell'unità di volume: 1.00

Coefficienti parziali γ_R di sicurezza per le verifiche SLU

Capacità portante: 1.00
Scorrimento: 1.00

Fattore Nq:	37.75	Fattore Nc:	50.59	Fattore Ny:	
53.40					
Fatt. inclinazione del carico [iX]:	0.74	Fatt. inclinazione del carico [iX]:	0.73	Fatt. inclinazione del carico [iY]:	0.49
Fatt. inclinazione del carico [iY]:	0.74	Fatt. inclinazione del carico [iY]:	0.73	Fatt. inclinazione del carico [iX]:	0.49
Fatt. inclinazione del carico [iY]:	0.49				
Fattore di forma [sq]:	1.00	Fattore di forma [sc]:	1.00	Fattore di forma [sy]:	1.00
Fattore di profondità [dq]:	0.00	Fattore di profondità [dc]:	0.00	Fattore di profondità [dy]:	0.00
Coefficiente correttivo [eyk]:	0.99	Coefficiente correttivo [eyiX]:	0.50	Coefficiente correttivo [eyiY]:	0.50

Verifica della capacità portante

Qult (sisma in dir.X): **6075.276** kN/m²
 Qult (sisma in dir.Y): **6075.276** kN/m²
 Max pressione suolo: **196.633** kN/m²
 Indice di resistenza: **0.03**

Verifica a scorrimento

Carico orizzontale in dir.X agente sulla fondazione: **9232.50** kN
 Carico orizzontale in dir.Y agente sulla fondazione: **9232.50** kN
 Carico verticale agente sulla fondazione: **49754.39** kN
 Forza resistente per attrito: **21138.76** kN
 Indice di resistenza: **0.44**

Combinazione: **2** Descrizione: **Statica - vasca vuota + mezzi** azione sismica **ASSENTE**

Coefficienti parziali γ_M di sicurezza per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo res. taglio: **1.00**
 Coesione efficace: **1.00**
 Resistenza non drenata: **1.00**
 Peso dell'unità di volume: **1.00**

Coefficienti parziali γ_R di sicurezza per le verifiche SLU

Capacità portante: **1.00**
 Scorrimento: **1.00**

Fattore Nq: **37.75** Fattore Nc: **50.59** Fattore Ny:
53.40
 Fatt. inclinazione del carico [iqX]: **1.00** Fatt. inclinazione del carico [icX]: **1.00** Fatt. inclinazione del
 carico [iyX]: **1.00**
 Fatt. inclinazione del carico [iqY]: **1.00** Fatt. inclinazione del carico [icY]: **1.00** Fatt. inclinazione del
 carico [iyY]: **1.00**
 Fattore di forma [sq]: **1.00** Fattore di forma [sc]: **1.00** Fattore di forma
 [sy]: **1.00**
 Fattore di profondità [dq]: **0.00** Fattore di profondità [dc]: **0.00** Fattore di profondità
 [dy]: **0.00**
 Coefficiente correttivo [eyk]: **0.00** Coefficiente correttivo [eyiX]: **0.00** Coefficiente correttivo
 [eyiY]: **0.00**

Verifica della capacità portante

Qult: **10388.562** kN/m²
 Max pressione suolo: **96.852** kN/m²
 Indice di resistenza: **0.01**

Combinazione: **3** Descrizione: **Rara** azione sismica **ASSENTE**

Coefficienti parziali γ_M di sicurezza per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo res. taglio: **1.00**
 Coesione efficace: **1.00**
 Resistenza non drenata: **1.00**
 Peso dell'unità di volume: **1.00**

Coeff. sicurezza SLE: **3.0**

Fattore Nq: **37.75** Fattore Nc: **50.59** Fattore Ny:
53.40
 Fatt. inclinazione del carico [iqX]: **1.00** Fatt. inclinazione del carico [icX]: **1.00** Fatt. inclinazione del
 carico [iyX]: **1.00**
 Fatt. inclinazione del carico [iqY]: **1.00** Fatt. inclinazione del carico [icY]: **1.00** Fatt. inclinazione del
 carico [iyY]: **1.00**
 Fattore di forma [sq]: **1.00** Fattore di forma [sc]: **1.00** Fattore di forma
 [sy]: **1.00**
 Fattore di profondità [dq]: **0.00** Fattore di profondità [dc]: **0.00** Fattore di profondità
 [dy]: **0.00**
 Coefficiente correttivo [eyk]: **0.00** Coefficiente correttivo [eyiX]: **0.00** Coefficiente correttivo
 [eyiY]: **0.00**

Verifica della capacità portante

Qult: **10388.562** kN/m²
 Max pressione suolo: **91.623** kN/m²
 Indice di resistenza: **0.03**

Combinazione: 4 Descrizione: **Frequente** azione sismica **ASSENTE**

Coefficienti parziali γ_M di sicurezza per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo res. taglio: **1.00**
Coesione efficace: **1.00**
Resistenza non drenata: **1.00**
Peso dell'unita' di volume: **1.00**

Coeff. sicurezza SLE: **3.0**

Fattore Nq: **37.75** Fattore Nc: **50.59** Fattore Ny:
53.40
Fatt. inclinazione del carico [iqX]: **1.00** Fatt. inclinazione del carico [icX]: **1.00** Fatt. inclinazione del
carico [iyX]: **1.00**
Fatt. inclinazione del carico [iqY]: **1.00** Fatt. inclinazione del carico [icY]: **1.00** Fatt. inclinazione del
carico [iyY]: **1.00**
Fattore di forma [sq]: **1.00** Fattore di forma [sc]: **1.00** Fattore di forma
[sy]: **1.00**
Fattore di profondita' [dq]: **0.00** Fattore di profondita' [dc]: **0.00** Fattore di profondita'
[dy]: **0.00**
Coefficiente correttivo [eyk]: **0.00** Coefficiente correttivo [eyiX]: **0.00** Coefficiente correttivo
[eyiY]: **0.00**

Verifica della capacità portante

Qult: **10388.562** kN/m²
Max pressione suolo: **94.668** kN/m²
Indice di resistenza: **0.03**

Combinazione: 5 Descrizione: **Quasi permanente** azione sismica **ASSENTE**

Coefficienti parziali γ_M di sicurezza per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo res. taglio: **1.00**
Coesione efficace: **1.00**
Resistenza non drenata: **1.00**
Peso dell'unita' di volume: **1.00**

Coeff. sicurezza SLE: **3.0**

Fattore Nq: **37.75** Fattore Nc: **50.59** Fattore Ny:
53.40
Fatt. inclinazione del carico [iqX]: **1.00** Fatt. inclinazione del carico [icX]: **1.00** Fatt. inclinazione del
carico [iyX]: **1.00**
Fatt. inclinazione del carico [iqY]: **1.00** Fatt. inclinazione del carico [icY]: **1.00** Fatt. inclinazione del
carico [iyY]: **1.00**
Fattore di forma [sq]: **1.00** Fattore di forma [sc]: **1.00** Fattore di forma
[sy]: **1.00**
Fattore di profondita' [dq]: **0.00** Fattore di profondita' [dc]: **0.00** Fattore di profondita'
[dy]: **0.00**
Coefficiente correttivo [eyk]: **0.00** Coefficiente correttivo [eyiX]: **0.00** Coefficiente correttivo
[eyiY]: **0.00**

Verifica della capacità portante

Qult: **10388.562** kN/m²
Max pressione suolo: **95.683** kN/m²
Indice di resistenza: **0.03**

Combinazione: 7 Descrizione: **Statica - vasca piena** azione sismica **ASSENTE**

Coefficienti parziali γ_M di sicurezza per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo res. taglio: **1.00**
Coesione efficace: **1.00**
Resistenza non drenata: **1.00**
Peso dell'unita' di volume: **1.00**

Coefficienti parziali γ_R di sicurezza per le verifiche SLU

Capacita' portante: **2.30**
Scorrimento: **1.10**

Fattore Nq:	37.75	Fattore Nc:	50.59	Fattore Ny:
53.40				
Fatt. inclinazione del carico [iqX]:	1.00	Fatt. inclinazione del carico [icX]:	1.00	Fatt. inclinazione del carico [iyX]:
1.00				
Fatt. inclinazione del carico [iqY]:	1.00	Fatt. inclinazione del carico [icY]:	1.00	Fatt. inclinazione del carico [iyY]:
1.00				
Fattore di forma [sq]:	1.00	Fattore di forma [sc]:	1.00	Fattore di forma [sy]:
1.00				
Fattore di profondita' [dq]:	0.00	Fattore di profondita' [dc]:	0.00	Fattore di profondita' [dy]:
0.00				
Coefficiente correttivo [eyk]:	0.00	Coefficiente correttivo [eyiX]:	0.00	Coefficiente correttivo [eyiY]:
0.00				

Verifica della capacità portante

Qult: 10388.562 kN/m²
 Max pressione suolo: 132.310 kN/m²
 Indice di resistenza: 0.03

- Verifica a momento flettente M_{xx} - M_{yy}

Titolo :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	70

N°	As [cm²]	d [cm]
1	19.01	5
2	19.01	65

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN

M_{xEd} 0 kNm

M_{yEd} 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C **C25/30**

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} ‰

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰

$\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰

τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d δ

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi

☐ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☐ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd

L₀ cm Col. modello

$$M_{Rd} = 485.1 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 391 \text{ kNm/m}$$

- Verifica a taglio t_z

$$V_{Ed} = 434 \times 0.7 = 303.8 \text{ kN}$$

Classe di duttilità scelta:	CD B: bassa	B: bassa	▼
$f_{ck} =$	25	MPa	
$f_{yd} =$	391.3	Mpa	
$f_{cd} =$	14.2	MPa	
$f'_{cd} = 0.5f_{cd} =$	7.1	MPa	
$H =$	700	mm	
$b_w =$	1000	mm	
$d =$	650	mm	
$N_{Ed} =$	0.E+00	N (compr)	
$V_{Ed} =$	303'800	N	
$\cotg\theta =$	$\in [1; 2.5]$ (per V_{Rds} e V_{Rcd})		2.50 (accettabile)
$(\cotg\theta)^2 =$			6.25
staffe $\phi =$	10	mm	
numero bracci resistenti sezione	3		
passo "s" =	20	cm	
$A_s/s =$	11.78	cm ² /m	
$\alpha =$	90 °	=	1.5708 rad
$A_C = b_w H =$	700'000	mmq	
$\sigma_{cp} = N_{Sd}/A_c =$	0.000	Mpa	
$\alpha_C =$	1.00		
$V_{Rsd} =$ (eq. 6.13 - E.C.2)	7.E+05	N =	674.20 kN
$V_{Rd,max} =$ (eq. 6.14 - E.C.2)	1.E+06	N =	1428.88 kN
$V_{Ed \text{ lim}} = 0.5 b_w d 0.6(1 - f_{ck}/250)f_{cd} =$ (eq. 6.5 - E.C.2)	2.E+06	N =	2486.25 kN
$V_{Ed} =$	303.80	kN	< $V_{Rds} = 674.20$ kN (soddisfacente)
$V_{Ed} =$	303.80	kN	< $V_{Rd,max} = 1428.88$ kN (soddisfacente)
$V_{Ed} =$	303.80	kN	< $V_{Ed \text{ lim}} = 2486.25$ kN (soddisfacente)

Pareti laterali in c.a. di spessore 80/100 cm

Sollecitazioni

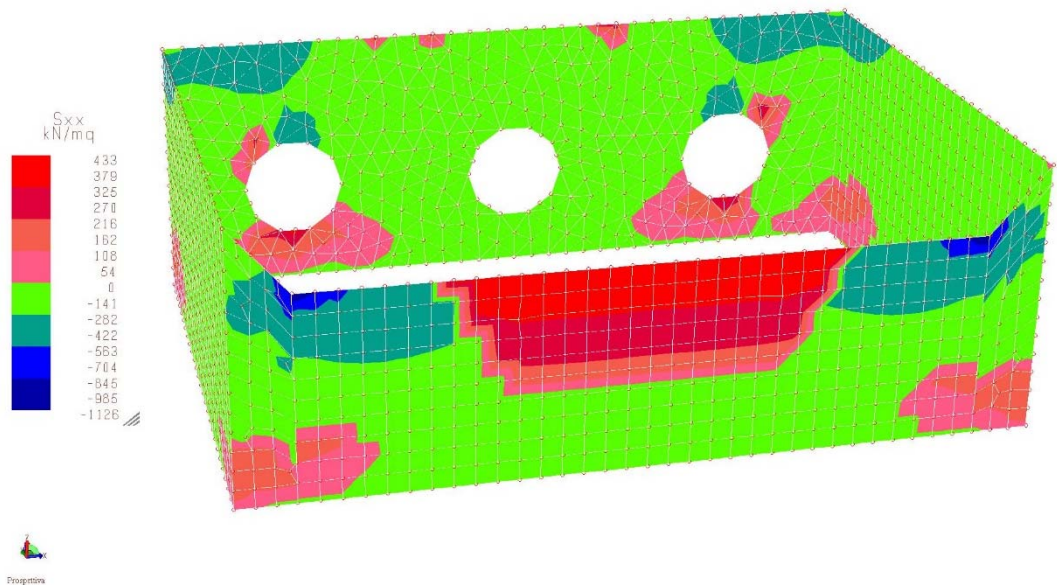


Figura 8 – Involuppo sollecitazioni tensioni membranali S_{xx} [kN/m²]

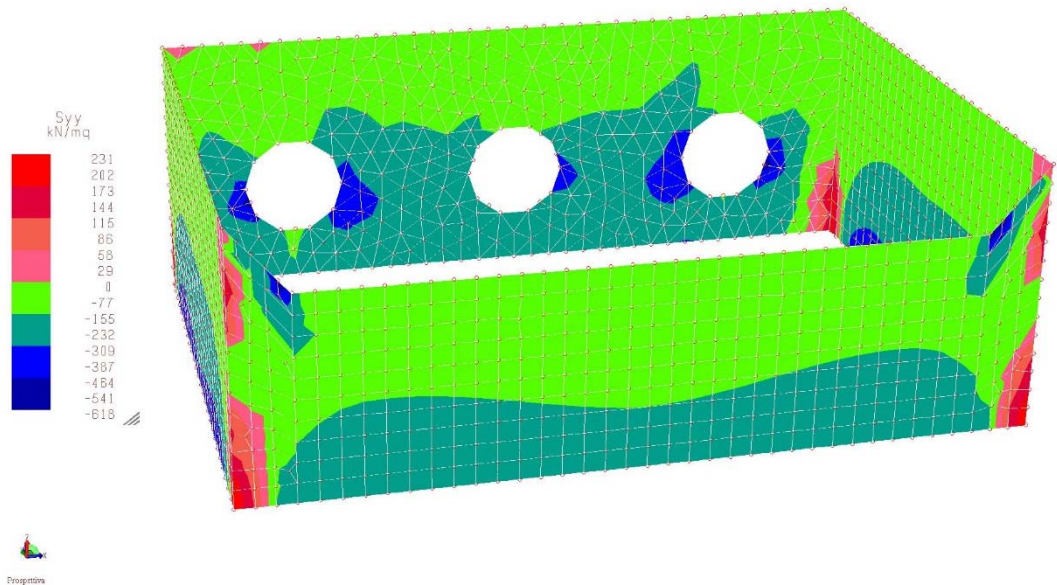


Figura 9 – Involuppo sollecitazioni tensioni membranali S_{yy} [kN/m²]

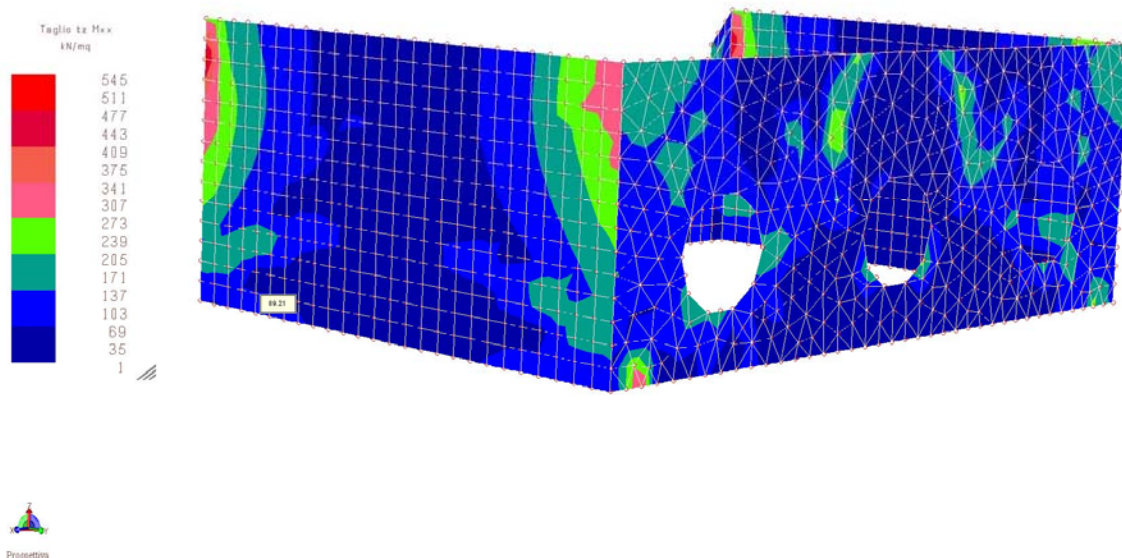


Figura 10 – Involuppo sollecitazioni di taglio t_z a seguito di M_{xx} [kN/m²]

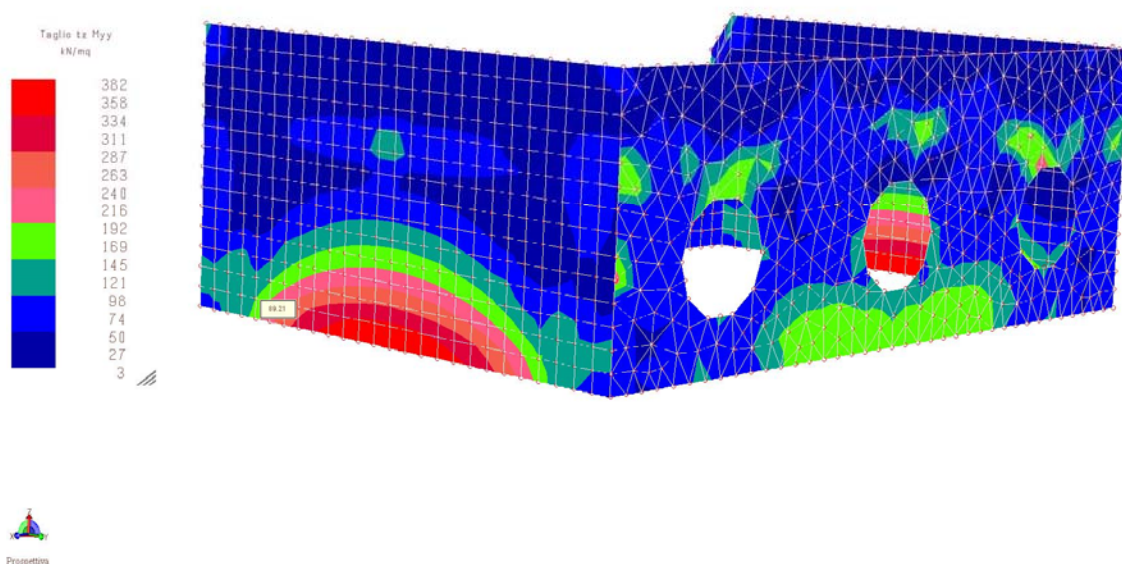


Figura 11 – Involuppo sollecitazioni di taglio t_z a seguito di M_{yy} [kN/m²]

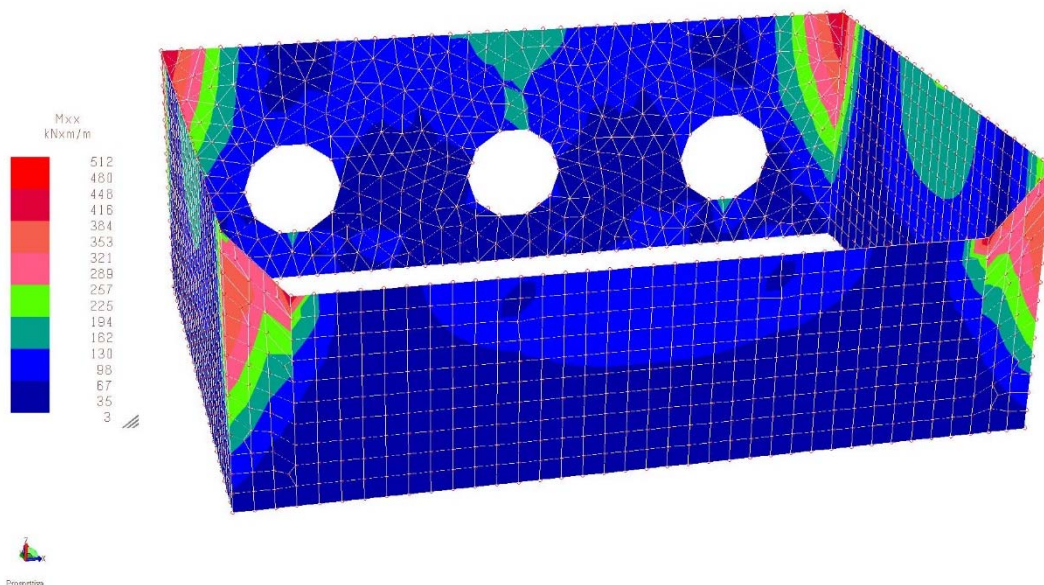


Figura 12 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente M_{xx} [kNm/m]

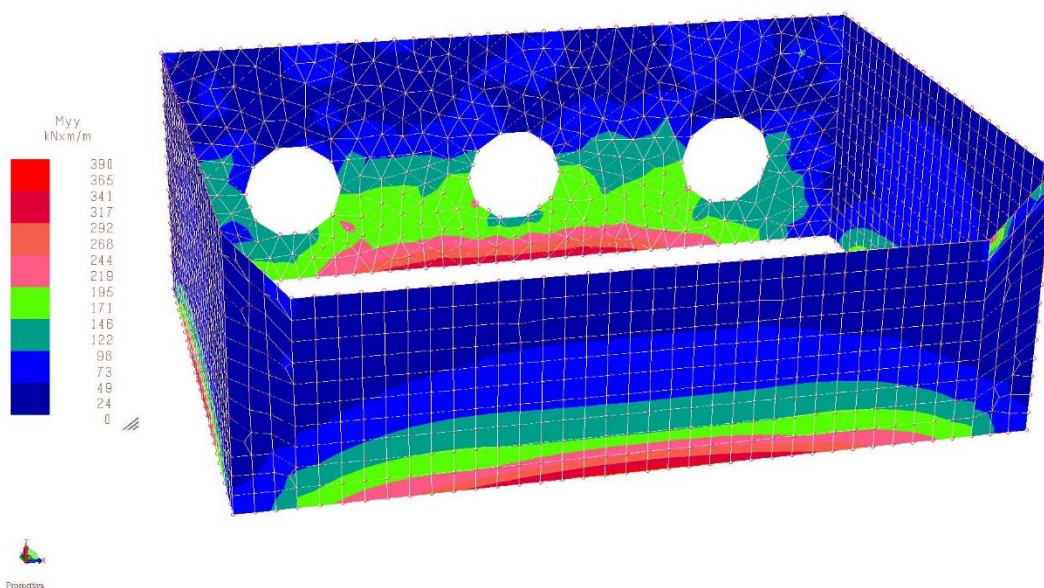


Figura 13 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente M_{yy} [kNm/m]

Verifiche

Sulla base delle massime sollecitazioni di progetto, ipotizzando un'armatura costituita da riprese alla base 1 $\Phi 22/20$ ed armature correnti verticali 1+1 $\Phi 20/20$ ed armature orizzontali di ripartizione 1+1 $\Phi 16/20$ e raffittimenti in corrispondenza degli spigoli del manufatto di 1+1 $\Phi 18/20$, risulta:

- Verifica a momento flettente M_{xx}

Titolo : _____

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.78	5
2	22.78	65

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali
B450C **C25/30**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6 N/mm²
 τ_{c1} 1.829 N/mm²

M_{xRd} 552 kN m

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 35.65 ‰
 d 65 cm
 x 5.811 x/d 0.0894
 δ 0.7

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L₀ 0 cm **Col. modello**

☐ Precompresso

$$M_{Rd} = 552 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 512 \text{ kNm/m}$$

- Verifica a momento flettente M_{yy}

Titolo : _____

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	19.01	5
2	19.01	65

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
S.L.U. ☒ **Metodo n** ☐

N_{Ed} **0** kN
M_{xEd} **0** kNm
M_{yEd} **0**

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali
B450C **C25/30**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

N° rett.
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ cm **Col. modello**
☐ Precompresso

$$M_{Rd} = 463 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 390 \text{ kNm/m}$$

- Verifica a taglio t_z

$$V_{Ed} = 545 \times 0.8 = 436 \text{ kN}$$

Classe di duttilità scelta:	CD B: bassa	B: bassa	▼
$f_{ck} =$	25	MPa	
$f_{yd} =$	391.3	Mpa	
$f_{cd} =$	14.2	MPa	
$f'_{cd} = 0.5f_{cd} =$	7.1	MPa	
$H =$	800	mm	
$b_w =$	1000	mm	
$d =$	750	mm	
$N_{Ed} =$	0.E+00	N (compr)	
$V_{Ed} =$	436'000	N	
$\cotg\theta =$ $\in [1; 2.5]$ (per V_{Rds} e V_{Rcd})	2.50	(accettabile)	
$(\cotg\theta)^2 =$	6.25		
staffe $\phi =$	10	mm	
numero bracci resistenti sezione	3		
passo "s" =	20	cm	
$A_s/s =$	11.78	cm ² /m	
$\alpha =$	90 °	= 1.5708 rad	
$A_c = b_w H =$	800'000	mmq	
$\sigma_{cp} = N_{Sd}/A_c =$	0.000	Mpa	
$\alpha_c =$	1.00		
$V_{Rsd} =$ (eq. 6.13 - E.C.2)	8.E+05	N = 777.92 kN	
$V_{Rd,max} =$ (eq. 6.14 - E.C.2)	2.E+06	N = 1648.71 kN	
$V_{Ed\ lim} = 0.5 b_w d 0.6(1 - f_{ck}/250)f_{cd} =$ (eq. 6.5 - E.C.2)	3.E+06	N = 2868.75 kN	
$V_{Ed} =$	436.00	kN	< $V_{Rds} = 777.92$ kN (soddisfacente)
$V_{Ed} =$	436.00	kN	< $V_{Rd,max} = 1648.71$ kN (soddisfacente)
$V_{Ed} =$	436.00	kN	< $V_{Ed\ lim} = 2868.75$ kN (soddisfacente)

Puntelli in carpenteria metallica con sezione HEB 340

Sollecitazioni

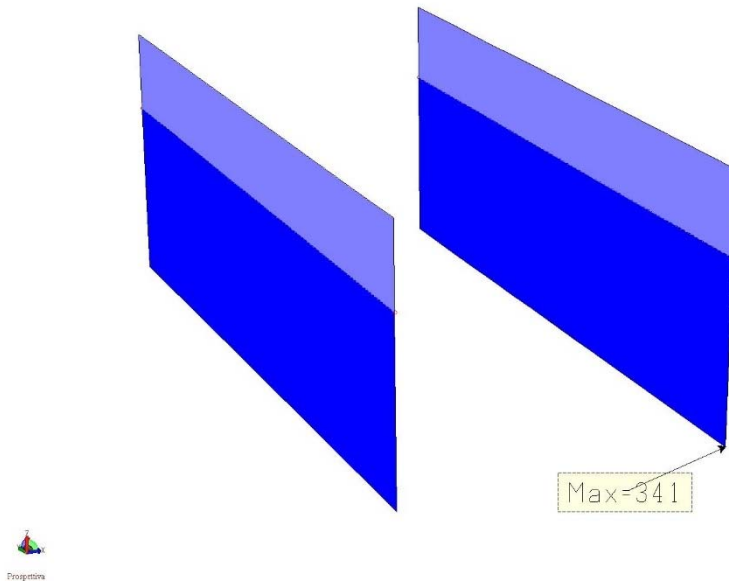


Figura 14 – Involuppo sollecitazioni normali F_x [kN]

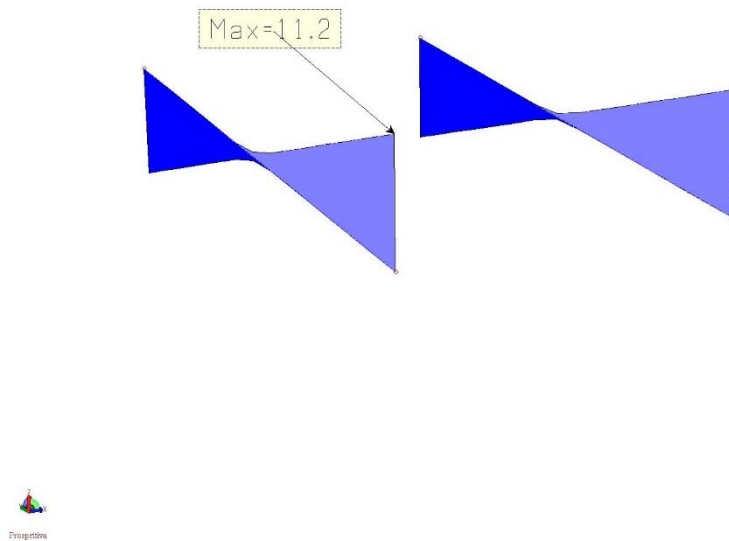


Figura 15 – Involuppo sollecitazioni di taglio F_y [kN]

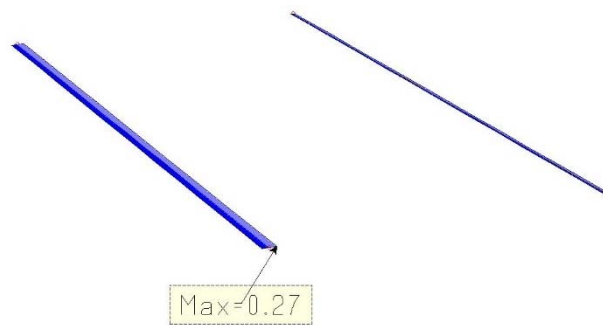


Figura 16 – Involuppo sollecitazioni di taglio F_z [kN]

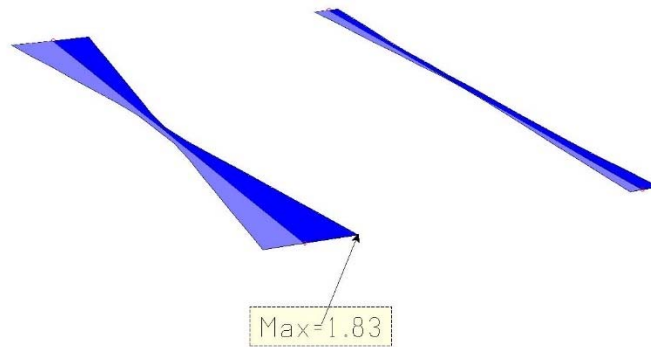


Figura 17 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente M_y [kNm]

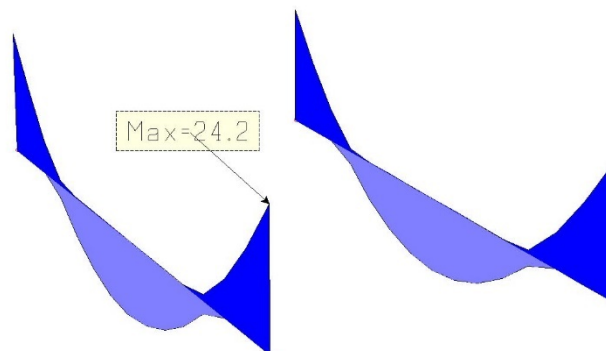


Figura 18 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente M_z [kNm]

Verifiche

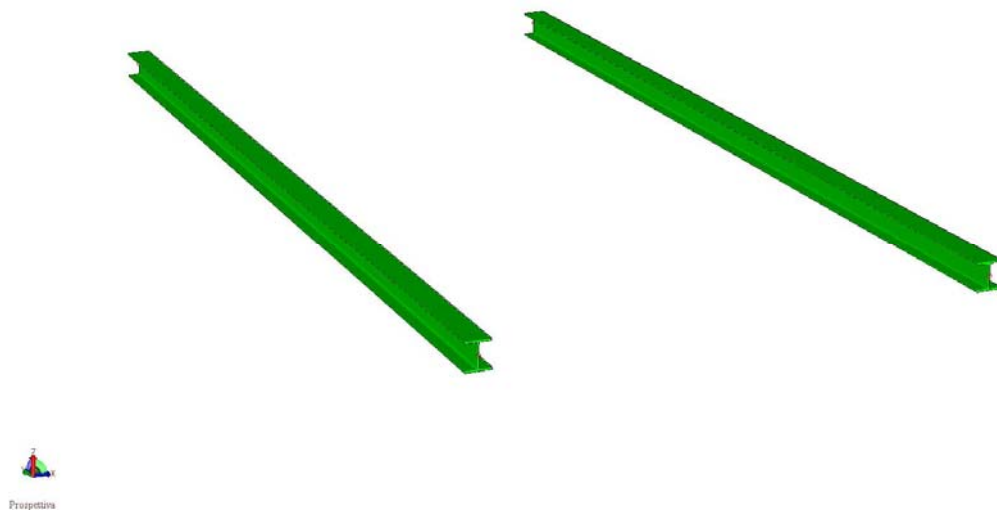


Figura 19 – Verifica globale allo SLU [colore verde = verifica soddisfatta]

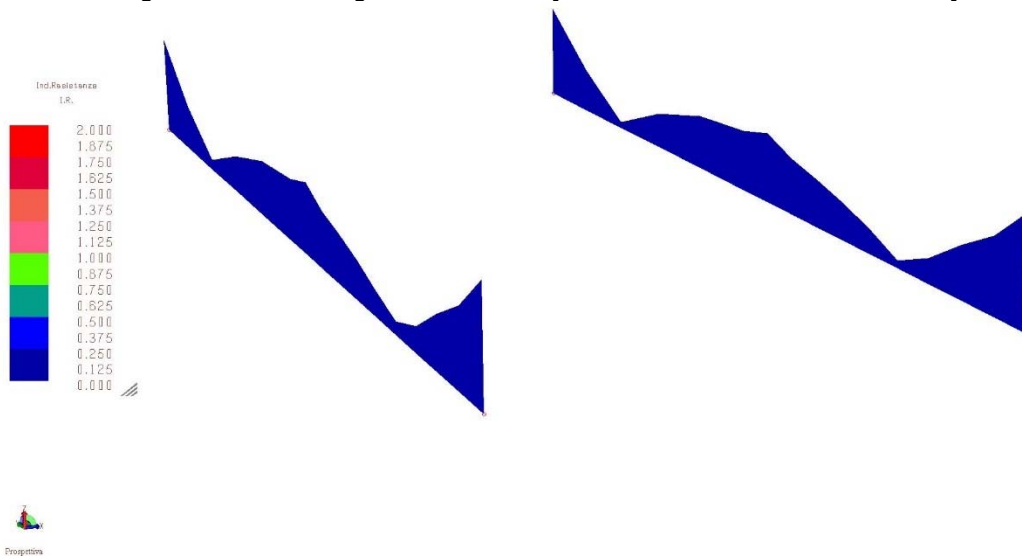


Figura 20 – Indice di resistenza a flessione IR [valore <1 = verifica soddisfatta]

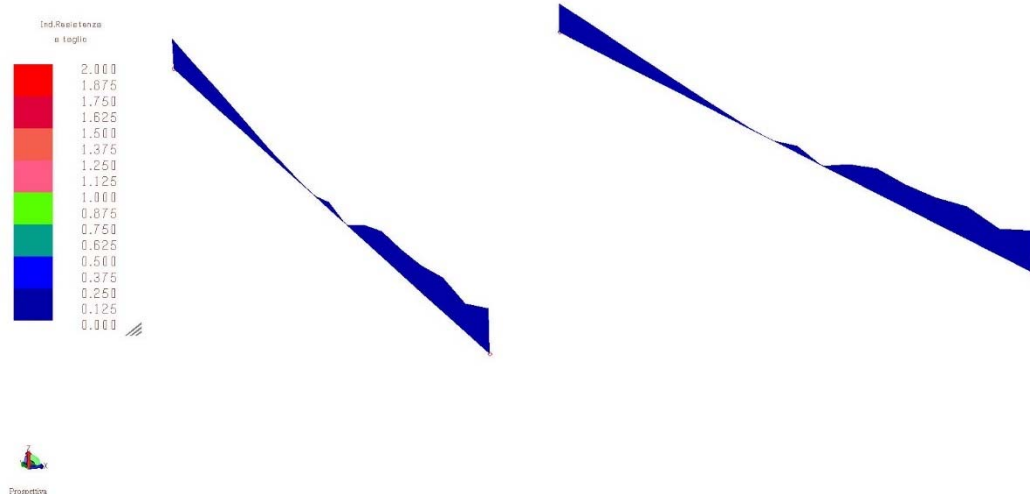


Figura 21 – Indice di resistenza a torsione-taglio IT [valore <1 = verifica soddisfatta]

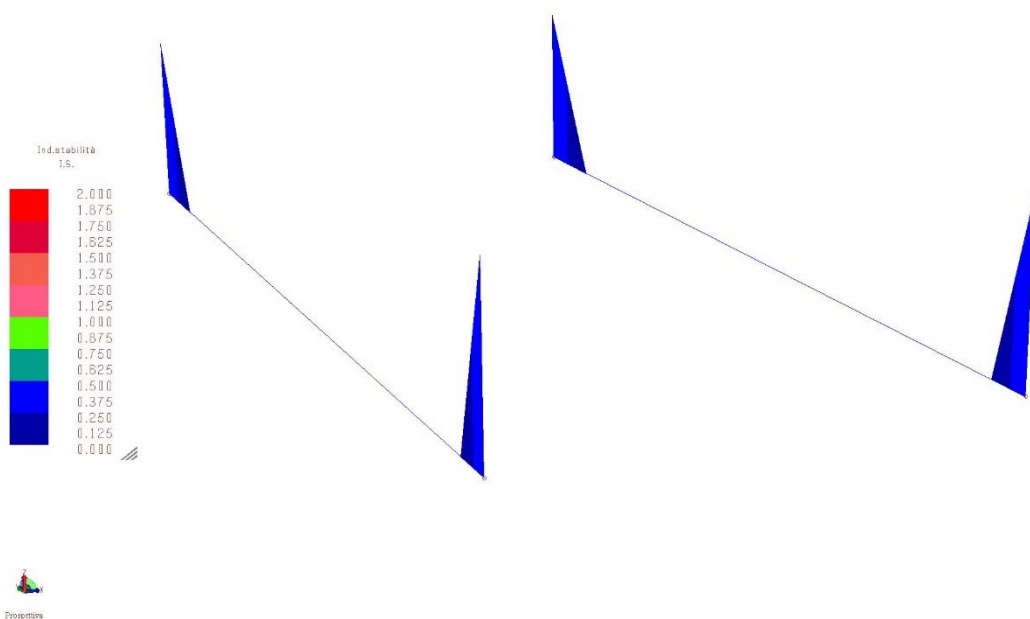


Figura 22 – Indice di resistenza a instabilità IS [valore <1 = verifica soddisfatta]

ALLEGATO 4 - Analisi e verifiche manufatto intersezione
rogge

Dati

Materiali

Simbologia adottata

n°	Indice materiale
Descr	Descrizione del materiale
Calcestruzzo armato	
Tipo	Classe di resistenza del cls
Tipo acciaio	Classe di resistenza dell'acciaio
γ	Peso specifico, espresso in [kg/mc]
R_{ck}	Resistenza caratteristica a compressione, espressa in [kg/cm ^q]
E	Modulo elastico, espresso in [kg/cm ^q]
ν	Coeff. di Poisson
n	Coeff. di omogenizzazione acciaio/cls
ntc	Coeff. di omogenizzazione cls teso/compresso

Calcestruzzo armato

n°	Descr	Tipo	Tipo acciaio	γ	R_{ck}	E	ν	n	ntc
				[kg/mc]	[kg/cm ^q]	[kg/cm ^q]			
1	Cls Armato	C25/30	B450C	2500.00	305.91	320666	0.30	15.00	0.50

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N	numero ordine del punto
X	ascissa del punto espressa in [m]
Y	ordinata del punto espressa in [m]
A	inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X	Y	A
	[m]	[m]	[°]
1	0.00	0.00	0.000
2	10.00	0.00	0.000
3	12.00	0.00	0.000

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

Falda

Simbologia adottata

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N	numero ordine del punto
X	ascissa del punto espressa in [m]
Y	ordinata del punto espressa in [m]
A	inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X	Y	A
	[m]	[m]	[°]
1	-5.00	-2.65	0.000
2	-0.40	-2.65	0.000
3	0.00	-1.31	73.379
4	5.00	-1.31	0.000

Geometria muro

Geometria paramento e fondazione

Paramento

Materiale	Cls Armato	
Altezza paramento	2.65	[m]
Altezza paramento libero	2.25	[m]
Spessore in sommità	0.40	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.40	[m]
Inclinazione paramento esterno	0.00	[°]
Inclinazione paramento interno	0.00	[°]

Fondazione

Materiale	Cls Armato	
Lunghezza mensola di valle	3.40	[m]
Lunghezza mensola di monte	0.40	[m]
Lunghezza totale	4.20	[m]
Inclinazione piano di posa	0.00	[°]
Spessore	0.40	[m]
Spessore magrone	0.10	[m]

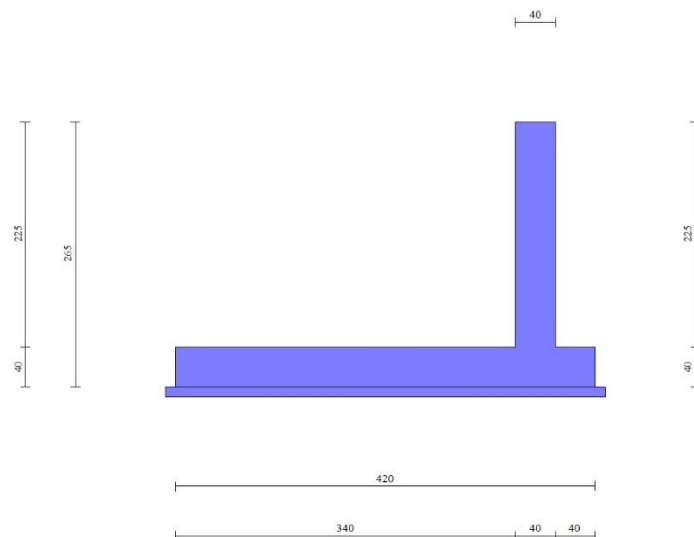


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

Descrizione terreni

Parametri di resistenza

Simbologia adottata

n°	Indice del terreno
Descr	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [kg/cm ²]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [kg/cm ²]
<u>Per calcolo portanza con il metodo di Bustamante-Doix</u>	
Cesp	Coeff. di espansione laterale (solo per il metodo di Bustamante-Doix)
τ_l	Tensione tangenziale limite, espressa in [kg/cm ²]

n°	Descr	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kg/cm ²]	c_a [kg/cm ²]	Cesp	τ_l [kg/cm ²]	
1	Terreno 1	1800.00	2000.00	28.000	18.667	0.10	0.00			

n°	Descr	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	ca	Cesp	τ_l	
		[kg/mc]	[kg/mc]	[°]	[°]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]		[kg/cm ²]	
2	Terreno 3	1900.00	1900.00	36.000	24.000	0.00	0.00			

Stratigrafia

Simbologia adottata

n° Indice dello strato
 H Spessore dello strato espresso in [m]
 α Inclinazione espressa in [°]
 Terreno Terreno dello strato
 Kwn, Kwt Costante di Winkler normale e tangenziale alla superficie espressa in Kg/cm²/cm
 Per calcolo pali (solo se presenti)
 Kw Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm
 Ks Coefficiente di spinta
 Cesp Coefficiente di espansione laterale (per tutti i metodi tranne il metodo di Bustamante-Doix)
 Per calcolo della spinta con coeff. di spinta definiti (usati solo se attiva l'opzione 'Usa coeff. di spinta da strato')
 Kststa, Kstsis Coeff. di spinta statico e sismico

n°	H	α	Terreno	Kwn	Kwt	Kw	Ks	Cesp	Kststa	Kstsis
	[m]	[°]		[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]				
1	10.00	0.000	Terreno 1	1.000	0.330	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000

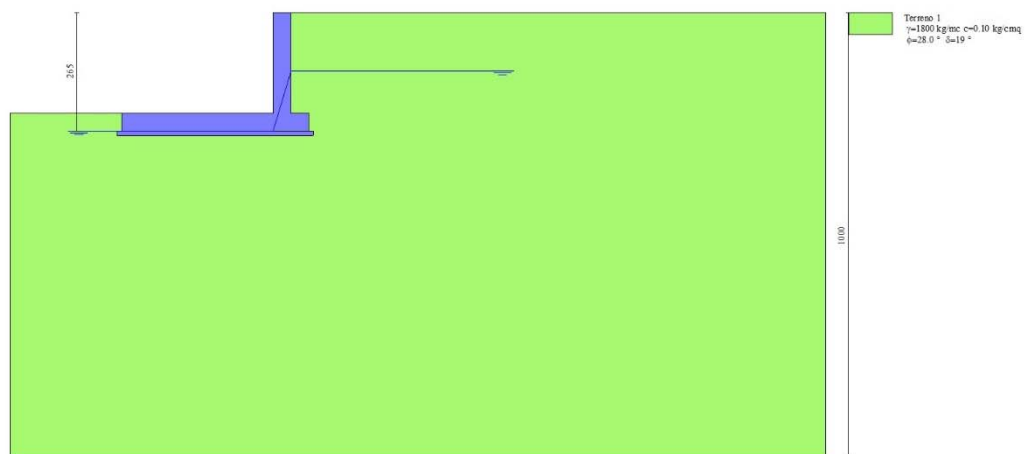


Fig. 2 - Stratigrafia

Condizioni di carico

Simbologia adottata

Carichi verticali positivi verso il basso.
 Carichi orizzontali positivi verso sinistra.
 Momento positivo senso antiorario.
 X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
 F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]
 F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]
 M Momento espresso in [kgm]
 X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
 X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
 Q_i Intensità del carico per x=X_i espressa in [kg]
 Q_f Intensità del carico per x=X_f espressa in [kg]

Condizione n° 1 (Transito veicoli) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00$ - $\Psi_1=1.00$ - $\Psi_2=1.00$

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
		[m]	[kg]	[kg]	[kgm]	[m]	[m]	[kg]	[kg]
1	Distribuito					0.00	5.00	2039.40	2039.40

Normativa

Normativa usata: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (D.M. 17.01.2018)**

Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche		
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favolevoli	$\gamma_{G1, fav}$	0.90	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavolevoli	$\gamma_{G1, sfav}$	1.10	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favolevoli	$\gamma_{G2, fav}$	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavolevoli	$\gamma_{G2, sfav}$	1.30	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favolevoli	$\gamma_{Q, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavolevoli	$\gamma_{Q, sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favolevoli	$\gamma_{QT, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavolevoli	$\gamma_{QT, sfav}$	1.50	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi')}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unità di volume	γ_i	1.00	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR A1-M1-R3

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Transito veicoli	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR A1-M1-R3 H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Transito veicoli	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR A1-M1-R3 H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Transito veicoli	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - GEO A2-M2-R2

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Transito veicoli	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - GEO A2-M2-R2 H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Transito veicoli	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - GEO A2-M2-R2 H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Transito veicoli	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - EQU

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Transito veicoli	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - EQU H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Transito veicoli	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - EQU H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Transito veicoli	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Transito veicoli	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Transito veicoli	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Transito veicoli	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - SLEQ H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Transito veicoli	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - SLEQ H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Transito veicoli	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - HYD

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	0.90	--	Favorevole
Peso terrapieno	0.90	--	Favorevole
Spinta terreno	1.10	--	Sfavorevole
Transito veicoli	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - UPL

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	0.90	--	Favorevole
Peso terrapieno	0.90	--	Favorevole
Spinta terreno	1.10	--	Sfavorevole
Transito veicoli	1.50	1.00	Sfavorevole

Dati sismici

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]		0.427	0.241
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]		0.044	0.025
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.659	2.607
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.302	0.209
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		E	1.600	1.600
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000	
Coeff. di riduzione	β_m			0.380	0.470
Coeff. di riduzione verifica a ribaltamento	β_m			0.000	0.000
Coeff. di intensità sismica orizzontale	k_h	[%]		2.647	1.851
Coeff. di intensità sismica verticale	$k_v=0.50 k_h$	[%]		1.324	0.925

Forma diagramma incremento sismico **Stessa forma del diagramma statico**

Opzioni di calcolo

Spinta

Metodo di calcolo della spinta
Tipo di spinta

Culmann
Spinta attiva

Terreno a bassa permeabilità
Superficie di spinta limitata

Non attiva
Non attiva

Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza
Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati)
Criterio di riduzione per eccentricità della portanza
Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento)
Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico limite ($0.5B\gamma N_r$)
Fattori di forma e inclinazione del carico

Meyerhof
Ponderata
Meyerhof
Nessuna
Larghezza effettiva (B)
Solo i fattori di inclinazione

Stabilità globale

Metodo di calcolo della stabilità globale

Fellenius

Altro

Partecipazione spinta passiva terreno antistante
Partecipazione resistenza passiva dente di fondazione
Calcolo percorso filtrazione nella verifica a sifonamento

100.00
50.00
Bligh

Risultati per combinazione (peggiore tra le statiche e peggiore tra le sismiche)

Verifiche geotecniche

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C	Indice della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

n°	Tipo	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1	STR A1-M1-R3		1.259		8.513			
2	STR A1-M1-R3	H + V	1.934		12.554			
3	STR A1-M1-R3	H - V	1.961		13.024			
4	GEO A2-M2-R2					1.340		
5	GEO A2-M2-R2	H + V				1.741		
6	GEO A2-M2-R2	H - V				1.757		
7	EQU			2.509				
8	EQU	H + V		3.096				
9	EQU	H - V		2.887				
15	HYD						12.743	
16	UPL							3.015

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kg]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kg]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kg]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kg]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kg]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kg]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kg]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa	Rpt	Rps	Rp	Rt	R	T	FS
	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
1	2150	1757	0	--	--	3907	3103	1.259
2	2222	1757	0	--	--	3978	2057	1.934

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico verticale totale, espresso in [kg]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kg]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kg]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra portanza di progetto e carico agente al piano di posa)

n°	N	Qu	Qd	FS
	[kg]	[kg]	[kg]	
1	6365	54179	38700	8.513
2	6577	82570	68809	12.554

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
----	---------------------

Ms Momento stabilizzante, espresso in [kgm]
 Mr Momento ribaltante, espresso in [kgm]
 FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

n°	Ms	Mr	FS
	[kgm]	[kgm]	
7	31342	12494	2.509
9	28236	9780	2.887

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic Indice combinazione
 C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
 R Raggio, espresso in [m]
 FS Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
4	-1.40; 0.56	4.02	1.340
5	-1.40; 0.56	4.02	1.741

Verifica a sifonamento

Simbologia adottata

Ic Indice della combinazione
 ΔH perdita di carico, espressa in [m]
 L Lunghezza di filtrazione, espressa in [m]
 γ_m Peso galleggiamento medio, espressa in [kg/mc]
 i_c gradiente idraulico critico
 i_e gradiente idraulico di efflusso
 FS Fattore di sicurezza a sifonamento (rapporto tra i_c/i_e)

Ic	ΔH	L	γ_m	i_c	i_e	FS
	[m]	[m]	[kg/mc]			
15	1.34	5.35	3013.04	2.739	0.242	12.743

Verifica a sollevamento

Simbologia adottata

As Azione stabilizzante, espressa in [kg]
 Ai Azione instabilizzante, espressa in [kg]
 Rp Resistenza di progetto, espressa in [kg]
 FS Fattore di sicurezza a sollevamento (rapporto tra As/Ai)

Ic	As	Ai	FS
	[kg]	[kg]	
16	9333	3095	3.015

Sollecitazioni

Simbologia adottata

N_{min} , N_{max} Sforzo normale minimo e massimo, espresso in [kg]. Positivo se di compressione.
 T_{min} , T_{max} Taglio minimo e massimo, espresso in [kg]. Positivo se diretto da monte verso valle
 M_{min} , M_{max} Momento minimo e massimo, espresso in [kgm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

Paramento

n°	X	N_{min}	N_{max}	T_{min}	T_{max}	M_{min}	M_{max}
	[m]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kgm]	[kgm]
1	0.00	0	0	0	0	0	0
2	-0.11	112	112	46	56	3	3
3	-0.22	225	225	93	111	10	13
4	-0.34	337	337	140	164	24	28
5	-0.45	450	450	184	214	42	49

n°	X	N _{min}	N _{max}	T _{min}	T _{max}	M _{min}	M _{max}
	[m]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kgm]	[kgm]
6	-0.56	563	563	227	271	65	76
7	-0.67	675	675	269	346	93	108
8	-0.79	788	788	312	428	126	148
9	-0.90	900	900	357	517	163	201
10	-1.01	1013	1013	408	614	206	265
11	-1.13	1125	1125	464	717	255	339
12	-1.24	1238	1238	525	829	311	426
13	-1.35	1350	1350	592	947	374	526
14	-1.46	1463	1463	673	1083	445	640
15	-1.57	1575	1575	770	1240	526	770
16	-1.69	1688	1688	882	1417	618	920
17	-1.80	1800	1800	1010	1614	725	1090
18	-1.91	1913	1913	1153	1831	846	1284
19	-2.02	2025	2025	1311	2068	985	1503
20	-2.14	2138	2138	1484	2324	1142	1750
21	-2.25	2250	2250	1673	2601	1319	2026

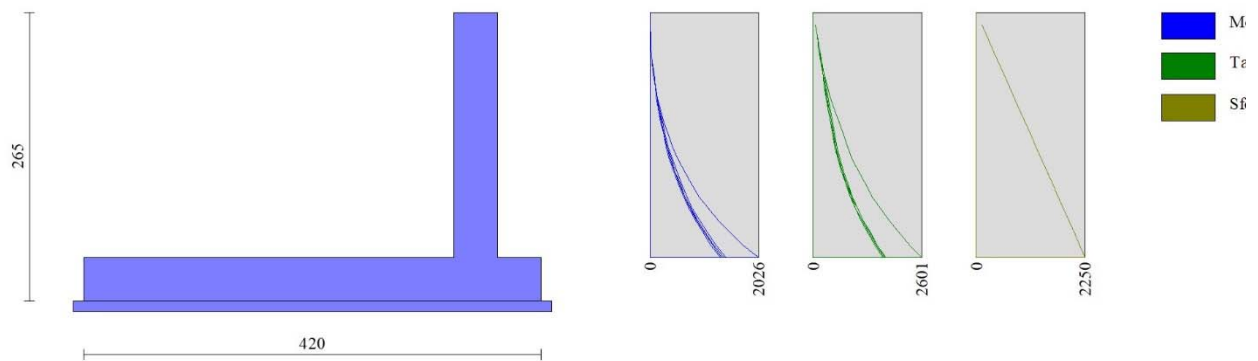


Fig. 3 - Paramento (Inviluppo)

Fondazione

n°	X	N _{min}	N _{max}	T _{min}	T _{max}	M _{min}	M _{max}
	[m]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kgm]	[kgm]
1	-3.80	0	0	0	0	0	0
2	-3.70	0	0	-95	-94	-5	-5
3	-3.60	0	0	-179	-177	-19	-18
4	-3.50	0	0	-253	-249	-40	-40
5	-3.40	0	0	-317	-309	-69	-68
6	-3.30	0	0	-371	-358	-103	-101
7	-3.20	0	0	-414	-395	-143	-139
8	-3.10	0	0	-446	-422	-186	-180
9	-3.00	0	0	-469	-436	-232	-223
10	-2.90	0	0	-481	-440	-279	-267
11	-2.80	0	0	-482	-432	-327	-311
12	-2.70	0	0	-474	-413	-375	-353
13	-2.60	0	0	-455	-382	-422	-393
14	-2.50	0	0	-425	-340	-466	-429
15	-2.40	0	0	-386	-286	-507	-460
16	-2.30	0	0	-336	-222	-543	-486
17	-2.20	0	0	-275	-145	-573	-504

n°	X	N _{min}	N _{max}	T _{min}	T _{max}	M _{min}	M _{max}
	[m]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kgm]	[kgm]
18	-2.10	0	0	-204	-58	-597	-515
19	-2.00	0	0	-123	41	-614	-515
20	-1.90	0	0	-32	151	-622	-506
21	-1.80	0	0	70	273	-620	-485
22	-1.70	0	0	182	406	-607	-451
23	-1.60	0	0	305	550	-583	-403
24	-1.50	0	0	438	706	-546	-341
25	-1.40	0	0	581	873	-495	-262
26	-1.30	0	0	735	1051	-430	-166
27	-1.20	0	0	898	1241	-348	-51
28	-1.10	0	0	1073	1442	-250	83
29	-1.00	0	0	1257	1655	-133	238
30	-0.90	0	0	1452	1878	2	414
31	-0.80	0	0	1658	2114	158	614
32	-0.70	0	0	1873	2360	334	837
33	-0.60	0	0	2099	2618	533	1086
34	-0.50	0	0	2336	2887	754	1361
35	-0.40	0	0	2583	3168	1000	1664
36	0.00	0	0	-2009	-1207	-396	-236
37	0.10	0	0	-1490	-890	-221	-131
38	0.20	0	0	-982	-582	-97	-58
39	0.30	0	0	-485	-286	-24	-14
40	0.40	0	0	0	0	0	0

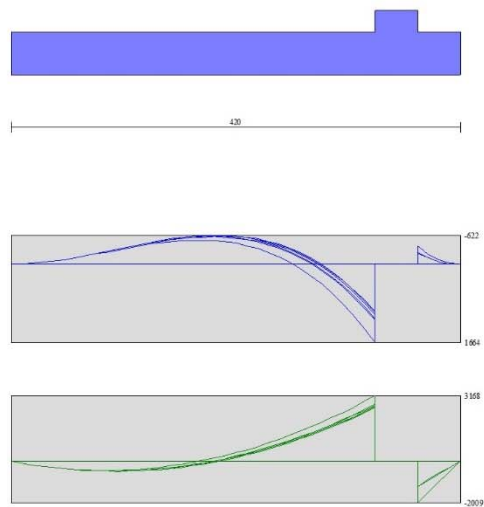


Fig. 4 - Fondazione (Inviluppo)

Verifiche strutturali

Verifiche a flessione

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espressa in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area ferri inferiori espressa in [cmq]
A _{fs}	area ferri superiori espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kgm]
N	sforzo normale agente espressa in [kg]

Mu momento ultimi espresso in [kgm]
 Nu sforzo normale ultimo espressa in [kg]
 FS fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Paramento

n°	Y	B	H	Afi	Afs	M	N	Mu	Nu	FS
	[m]	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kgm]	[kg]	
1	0.00	100	40	8.04	14.07	0	0	0	0	1000.000
2	-0.11	100	40	8.04	14.07	0	0	0	0	1000.000
3	-0.22	100	40	8.04	14.07	0	0	0	0	1000.000
4	-0.34	100	40	8.04	14.07	0	0	0	0	1000.000
5	-0.45	100	40	8.04	14.07	43	450	34205	356374	791.942
6	-0.56	100	40	8.04	14.07	70	563	37695	303367	539.319
7	-0.67	100	40	8.04	14.07	105	675	40070	258711	383.276
8	-0.79	100	40	8.04	14.07	148	788	40591	216007	274.295
9	-0.90	100	40	8.04	14.07	201	900	38812	173751	193.057
10	-1.01	100	40	8.04	14.07	265	1013	36301	138931	137.216
11	-1.13	100	40	8.04	14.07	339	1125	33852	112220	99.751
12	-1.24	100	40	8.04	14.07	426	1238	31318	90920	73.471
13	-1.35	100	40	8.04	14.07	526	1350	29502	75714	56.085
14	-1.46	100	40	8.04	14.07	640	1463	27823	63582	43.475
15	-1.57	100	40	8.04	14.07	770	1575	26530	54233	34.434
16	-1.69	100	40	8.04	14.07	920	1688	25413	46626	27.630
17	-1.80	100	40	8.04	14.07	1090	1800	24476	40417	22.454
18	-1.91	100	40	8.04	14.07	1284	1913	23707	35322	18.469
19	-2.02	100	40	8.04	14.07	1503	2025	23067	31085	15.351
20	-2.14	100	40	8.04	14.07	1750	2138	22530	27526	12.878
21	-2.25	100	40	8.04	14.07	2026	2250	22075	24511	10.894

Fondazione

n°	Y	B	H	Afi	Afs	M	N	Mu	Nu	FS
	[m]	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kgm]	[kg]	
1	-3.80	100	40	8.04	8.04	0	0	0	0	1000.000
2	-3.70	100	40	8.04	8.04	0	0	0	0	1000.000
3	-3.60	100	40	8.04	8.04	-19	0	-10822	0	581.225
4	-3.50	100	40	8.04	8.04	-40	0	-10822	0	268.264
5	-3.40	100	40	8.04	8.04	-69	0	-10822	0	156.938
6	-3.30	100	40	8.04	8.04	-103	0	-10822	0	104.628
7	-3.20	100	40	8.04	8.04	-143	0	-10822	0	75.820
8	-3.10	100	40	8.04	8.04	-186	0	-10822	0	58.238
9	-3.00	100	40	8.04	8.04	-232	0	-10822	0	46.713
10	-2.90	100	40	8.04	8.04	-279	0	-10822	0	38.756
11	-2.80	100	40	8.04	8.04	-327	0	-10822	0	33.046
12	-2.70	100	40	8.04	8.04	-375	0	-10822	0	28.829
13	-2.60	100	40	8.04	8.04	-422	0	-10822	0	25.651
14	-2.50	100	40	8.04	8.04	-466	0	-10822	0	23.224
15	-2.40	100	40	8.04	8.04	-507	0	-10822	0	21.361
16	-2.30	100	40	8.04	8.04	-543	0	-10822	0	19.939
17	-2.20	100	40	8.04	8.04	-573	0	-10822	0	18.874
18	-2.10	100	40	8.04	8.04	-597	0	-10822	0	18.114
19	-2.00	100	40	8.04	8.04	-614	0	-10822	0	17.628
20	-1.90	100	40	8.04	8.04	-622	0	-10822	0	17.406
21	-1.80	100	40	8.04	8.04	-620	0	-10822	0	17.457
22	-1.70	100	40	8.04	8.04	-607	0	-10822	0	17.817
23	-1.60	100	40	8.04	8.04	-583	0	-10822	0	18.559
24	-1.50	100	40	8.04	8.04	-546	0	-10822	0	19.817
25	-1.40	100	40	8.04	8.04	-495	0	-10822	0	21.852
26	-1.30	100	40	8.04	8.04	-430	0	-10822	0	25.193
27	-1.20	100	40	8.04	8.04	-348	0	-10822	0	31.098
28	-1.10	100	40	8.04	8.04	-250	0	-10822	0	43.370
29	-1.00	100	40	8.04	8.04	238	0	10822	0	45.555
30	-0.90	100	40	8.04	8.04	414	0	10822	0	26.134
31	-0.80	100	40	8.04	8.04	614	0	10822	0	17.637
32	-0.70	100	40	8.04	8.04	837	0	10822	0	12.927
33	-0.60	100	40	8.04	8.04	1086	0	10822	0	9.965
34	-0.50	100	40	8.04	8.04	1361	0	10822	0	7.950

n°	Y	B	H	Afi	Afs	M	N	Mu	Nu	FS
	[m]	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kgm]	[kg]	
35	-0.40	100	40	8.04	8.04	1664	0	10822	0	6.504
36	0.00	100	40	8.04	8.04	-396	0	-10822	0	27.344
37	0.10	100	40	8.04	8.04	-221	0	-10822	0	48.987
38	0.20	100	40	8.04	8.04	-97	0	-10822	0	111.078
39	0.30	100	40	8.04	8.04	-24	0	-10822	0	447.792
40	0.40	100	40	8.04	8.04	0	0	0	0	1000.000

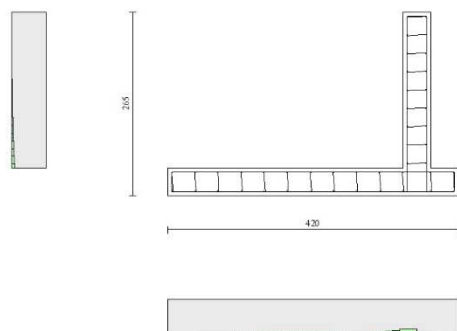


Fig. 5 - Verifiche a flessione (Inviluppo)

Verifiche a taglio

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espresso in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
Afw	area ferri a taglio espresso in [cmq]
θ	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
VRcd	resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kg]
VRsd	resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kg]
VRd	resistenza di progetto a taglio (min(VRcd, VRsd)) espresso in [kg]
T	taglio agente espressa in [kg]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

Paramento

n°	Y	B	H	Afw	cot θ	VRcd	VRsd	VRd	T	FS
	[m]	[cm]	[cm]	[cmq]		[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
1	0.00	100	40	0.00	--	0	0	18980	0	100.000
2	-0.11	100	40	0.00	--	0	0	18995	49	390.380
3	-0.22	100	40	0.00	--	0	0	19010	96	197.207
4	-0.34	100	40	0.00	--	0	0	19025	145	131.290
5	-0.45	100	40	0.00	--	0	0	19039	204	93.111
6	-0.56	100	40	0.00	--	0	0	19054	271	70.195
7	-0.67	100	40	0.00	--	0	0	19069	346	55.140
8	-0.79	100	40	0.00	--	0	0	19084	428	44.627
9	-0.90	100	40	0.00	--	0	0	19099	517	36.951
10	-1.01	100	40	0.00	--	0	0	19113	614	31.153
11	-1.13	100	40	0.00	--	0	0	19128	717	26.659
12	-1.24	100	40	0.00	--	0	0	19143	829	23.104

n°	Y	B	H	Afw	cotθ	V _{Rcd}	V _{Rsd}	V _{Rd}	T	FS
	[m]	[cm]	[cm]	[cmq]		[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
13	-1.35	100	40	0.00	--	0	0	19158	947	20.237
14	-1.46	100	40	0.00	--	0	0	19172	1083	17.702
15	-1.57	100	40	0.00	--	0	0	19187	1240	15.474
16	-1.69	100	40	0.00	--	0	0	19202	1417	13.552
17	-1.80	100	40	0.00	--	0	0	19217	1614	11.907
18	-1.91	100	40	0.00	--	0	0	19231	1831	10.505
19	-2.02	100	40	0.00	--	0	0	19246	2068	9.309
20	-2.14	100	40	0.00	--	0	0	19261	2324	8.287
21	-2.25	100	40	0.00	--	0	0	19276	2601	7.411

Fondazione

n°	Y	B	H	Afw	cotθ	V _{Rcd}	V _{Rsd}	V _{Rd}	T	FS
	[m]	[cm]	[cm]	[cmq]		[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
1	-3.80	100	40	0.00	--	0	0	17069	0	100.000
2	-3.70	100	40	0.00	--	0	0	17069	-95	180.004
3	-3.60	100	40	0.00	--	0	0	17069	-179	95.198
4	-3.50	100	40	0.00	--	0	0	17069	-253	67.353
5	-3.40	100	40	0.00	--	0	0	17069	-317	53.812
6	-3.30	100	40	0.00	--	0	0	17069	-371	46.055
7	-3.20	100	40	0.00	--	0	0	17069	-414	41.260
8	-3.10	100	40	0.00	--	0	0	17069	-446	38.235
9	-3.00	100	40	0.00	--	0	0	17069	-469	36.411
10	-2.90	100	40	0.00	--	0	0	17069	-481	35.500
11	-2.80	100	40	0.00	--	0	0	17069	-482	35.377
12	-2.70	100	40	0.00	--	0	0	17069	-474	36.026
13	-2.60	100	40	0.00	--	0	0	17069	-455	37.533
14	-2.50	100	40	0.00	--	0	0	17069	-425	40.125
15	-2.40	100	40	0.00	--	0	0	17069	-386	44.259
16	-2.30	100	40	0.00	--	0	0	17069	-336	50.864
17	-2.20	100	40	0.00	--	0	0	17069	-275	62.036
18	-2.10	100	40	0.00	--	0	0	17069	-204	83.523
19	-2.00	100	40	0.00	--	0	0	17069	-123	138.513
20	-1.90	100	40	0.00	--	0	0	17069	151	112.940
21	-1.80	100	40	0.00	--	0	0	17069	273	62.587
22	-1.70	100	40	0.00	--	0	0	17069	406	42.075
23	-1.60	100	40	0.00	--	0	0	17069	550	31.035
24	-1.50	100	40	0.00	--	0	0	17069	706	24.188
25	-1.40	100	40	0.00	--	0	0	17069	873	19.558
26	-1.30	100	40	0.00	--	0	0	17069	1051	16.239
27	-1.20	100	40	0.00	--	0	0	17069	1241	13.755
28	-1.10	100	40	0.00	--	0	0	17069	1442	11.837
29	-1.00	100	40	0.00	--	0	0	17069	1655	10.316
30	-0.90	100	40	0.00	--	0	0	17069	1878	9.087
31	-0.80	100	40	0.00	--	0	0	17069	2114	8.076
32	-0.70	100	40	0.00	--	0	0	17069	2360	7.232
33	-0.60	100	40	0.00	--	0	0	17069	2618	6.519
34	-0.50	100	40	0.00	--	0	0	17069	2887	5.911
35	-0.40	100	40	0.00	--	0	0	17069	3168	5.388
36	0.00	100	40	0.00	--	0	0	17069	-2009	8.495
37	0.10	100	40	0.00	--	0	0	17069	-1490	11.457
38	0.20	100	40	0.00	--	0	0	17069	-982	17.384
39	0.30	100	40	0.00	--	0	0	17069	-485	35.175
40	0.40	100	40	0.00	--	0	0	17069	0	100.000

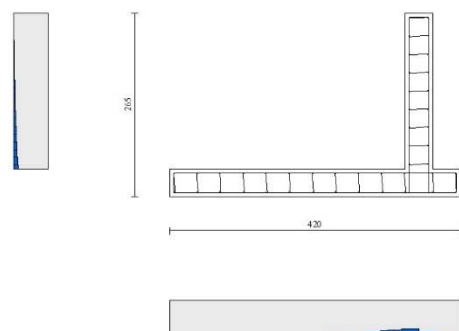


Fig. 6 - Verifiche a taglio (Inviluppo)

Verifiche a fessurazione

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espressa in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
Af	area ferri zona tesa espressa in [cmq]
Aeff	area efficace espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kgm]
Mpf	momento di prima fessurazione espressa in [kgm]
ε	deformazione espressa in %
Sm	spaziatura tra le fessure espressa in [mm]
w	apertura delle fessure espressa in [mm]

Paramento

n°	Y	B	H	Af	Aeff	M	Mpf	ε	Sm	w
	[m]	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kgm]	[kgm]	[%]	[mm]	[mm]
1	0.00	100	40	0.00	0.00	0	0	0.000000	0.00	0.000 (11)
2	-0.11	100	40	0.00	0.00	3	5805	0.000000	0.00	0.000 (11)
3	-0.22	100	40	0.00	0.00	13	38043	0.000000	0.00	0.000 (11)
4	-0.34	100	40	0.00	0.00	28	44743	0.000000	0.00	0.000 (11)
5	-0.45	100	40	14.07	508.92	49	21437	0.000000	0.00	0.000 (11)
6	-0.56	100	40	14.07	738.57	76	16337	0.000000	0.00	0.000 (11)
7	-0.67	100	40	14.07	898.51	108	14103	0.000000	0.00	0.000 (11)
8	-0.79	100	40	14.07	1009.05	146	12843	0.000000	0.00	0.000 (11)
9	-0.90	100	40	14.07	1087.83	189	12028	0.000000	0.00	0.000 (11)
10	-1.01	100	40	14.07	1146.76	238	11449	0.000000	0.00	0.000 (11)
11	-1.13	100	40	14.07	1192.72	293	11010	0.000000	0.00	0.000 (11)
12	-1.24	100	40	14.07	1229.71	354	10663	0.000000	0.00	0.000 (11)
13	-1.35	100	40	14.07	1260.13	423	10381	0.000000	0.00	0.000 (11)
14	-1.46	100	40	14.07	1285.84	501	10144	0.000000	0.00	0.000 (11)
15	-1.57	100	40	14.07	1308.25	588	9940	0.000000	0.00	0.000 (11)
16	-1.69	100	40	14.07	1328.09	687	9759	0.000000	0.00	0.000 (11)
17	-1.80	100	40	14.07	1345.79	799	9599	0.000000	0.00	0.000 (11)
18	-1.91	100	40	14.07	1361.62	926	9457	0.000000	0.00	0.000 (11)
19	-2.02	100	40	14.07	1375.77	1070	9329	0.000000	0.00	0.000 (11)
20	-2.14	100	40	14.07	1388.42	1231	9216	0.000000	0.00	0.000 (11)
21	-2.25	100	40	14.07	1399.73	1413	9115	0.000000	0.00	0.000 (11)

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del D.M. 17/07/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
Versione	15.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casali del Manco - loc. Casole Bruzio (CS)
Licenza	AIU4639W1

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

ALLEGATO 5 - Analisi e verifiche manufatto attraversamento
roggia camera

Geometria scatolare

Descrizione:	Scatolare semplice	
Altezza esterna	2.50	[m]
Larghezza esterna	4.00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0.25	[m]
Spessore piedritto destro	0.25	[m]
Spessore fondazione	0.25	[m]
Spessore traverso	0.25	[m]

Caratteristiche strati terreno

Strato di ricoprimento

Descrizione	Terreno di ricoprimento	
Spessore dello strato	4.17	[m]
Peso di volume	17.6523	[kN/mc]
Peso di volume saturo	19.6136	[kN/mc]
Angolo di attrito	30.00	[°]
Coesione	0	[kPa]

Strato di rinfiacco

Descrizione	Terreno di rinfiacco	
Peso di volume	20.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	36.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	24.00	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	0	[kPa/cm]

Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	20.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	36.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	24.00	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	600	[kPa/cm]
Tensione limite	300	[kPa]

Caratteristiche materiali utilizzati

Materiale calcestruzzo

R _{ck} calcestruzzo	24517	[kPa]
Peso specifico calcestruzzo	24.5170	[kN/mc]
Modulo elastico E	27910659	[kPa]
Tensione di snervamento acciaio	431499	[kPa]
Coeff. omogeneizzazione cls teso/compresso (n')	0.50	
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15.00	
Coefficiente dilatazione termica	0.0000120	

Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura
Carichi verticali positivi se diretti verso il basso
Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra
Coppie concentrate positive se antiorarie

Ascisse X (esprese in m) positive verso destra
 Ordinate Y (esprese in m) positive verso l'alto
 Carichi concentrati espressi in kN
 Coppie concentrate espressi in kNm
 Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
 Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
 F_y componente Y del carico concentrato
 F_x componente X del carico concentrato
 M momento

Forze distribuite

X_i, X_f ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
 Y_i, Y_f ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
 V_{ni} componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
 V_{nf} componente normale del carico distribuito nel punto finale
 V_{si} componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
 V_{sf} componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
 D_{ie} variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
 D_{ii} variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n° 7 (Transito veicoli)

Distr	Terreno	$X_i = -2.50$	$X_f = 6.50$	$V_{ni} = 20.00$	$V_{nf} = 20.00$
-------	---------	---------------	--------------	------------------	------------------

Condizione di carico n° 8 (Canale pieno)

Distr	Fondaz.	$X_i = 0.25$	$X_f = 3.75$	$V_{ni} = 20.00$	$V_{nf} = 20.00$	$V_{si} = 0.00$	$V_{sf} = 0.00$
Distr	Pied_S	$Y_i = 0.25$	$Y_f = 2.25$	$V_{ni} = -20.00$	$V_{nf} = 0.00$	$V_{si} = 0.00$	$V_{sf} = 0.00$
Distr	Pied_D	$Y_i = 0.25$	$Y_f = 2.25$	$V_{ni} = 20.00$	$V_{nf} = 0.00$	$V_{si} = 0.00$	$V_{sf} = 0.00$

Impostazioni di progetto

Verifica materiali:

Stato Limite Ultimo

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo γ_c	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot s \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) / (1.0 + \cot^2 \theta)$$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
b_w	larghezza minima sezione [mm]
σ_{cp}	tensione media di compressione [N/mm ²]
ρ_l	rapporto geometrico di armatura
A_{sw}	area armatura trasversale [mm ²]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
α_c	coefficiente maggiorativo, funzione di fcd e σ_{cp}

$$f_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$

$$v_{min}=0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Stato Limite di Esercizio

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo	
Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare)	0.60 f_{ck}
Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.)	0.45 f_{ck}
Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare)	0.80 f_{yk}

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile
 Apertura limite fessure espresse in [mm]
 Apertura limite fessure $w_1=0.20$ $w_2=0.30$ $w_3=0.40$

Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2018 - Approccio 1

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Norme Tecniche 2018

Simbologia adottata

γ_{G1sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{G1fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{G2sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_{G2fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_Q	Coefficiente parziale sulle azioni variabili
$\gamma'_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
γ'_c	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ'_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0.80	0.80
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qifav}	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1.35	1.15
Termici	Favorevole	$\gamma_{\epsilon fav}$	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{\epsilon sfav}$	1.20	1.20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma'_{tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	γ'_c	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_r	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.00	1.00

Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Q1fav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Q1sfav}	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Q1fav}	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Q1sfav}	1.00	1.00
Termici	Favorevole	$\gamma_{\epsilon fav}$	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{\epsilon sfav}$	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan \phi'}$	1.00	1.00
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_r	1.00	1.00

Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Canale pieno	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Canale pieno	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 3 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Canale pieno	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Transito veicoli	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 4 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Canale pieno	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Transito veicoli	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15

Combinazione n° 5 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Canale pieno	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Canale pieno	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Canale pieno	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Canale pieno	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Canale pieno	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Transito veicoli	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Canale pieno	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Transito veicoli	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Canale pieno	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Transito veicoli	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Canale pieno	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Transito veicoli	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Canale pieno	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
-----------------	-------------	------	------	------

Combinazione n° 14 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Canale pieno	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Canale pieno	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Canale pieno	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Canale pieno	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Transito veicoli	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Canale pieno	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Transito veicoli	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Canale pieno	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Transito veicoli	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Canale pieno	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Transito veicoli	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Transito veicoli	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 22 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Transito veicoli	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15

Combinazione n° 23 SLE (Quasi Permanente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Canale pieno	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Transito veicoli	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 24 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Canale pieno	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Transito veicoli	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 25 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Canale pieno	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Transito veicoli	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Analisi della spinta e verifiche

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

X ascisse (esprese in m) positive verso destra

Y ordinate (esprese in m) positive verso l'alto

M momento espresso in kNm

V taglio espresso in kN

SN sforzo normale espresso in kN

ux spostamento direzione X espresso in cm

uy spostamento direzione Y espresso in cm

σ pressione sul terreno espressa in kPa

Tipo di analisi

Pressione in calotta

I carichi applicati sul terreno sono stati diffusi secondo angolo di attrito

Metodo di calcolo della portanza

Spinta sui piedritti

Pressione geostatica

Terzaghi

a Riposo [combinazione 1]
a Riposo [combinazione 2]
a Riposo [combinazione 3]
a Riposo [combinazione 4]
a Riposo [combinazione 5]
a Riposo [combinazione 6]
a Riposo [combinazione 7]
a Riposo [combinazione 8]
a Riposo [combinazione 9]
a Riposo [combinazione 10]
a Riposo [combinazione 11]
a Riposo [combinazione 12]
a Riposo [combinazione 13]
a Riposo [combinazione 14]
a Riposo [combinazione 15]
a Riposo [combinazione 16]
a Riposo [combinazione 17]
a Riposo [combinazione 18]
a Riposo [combinazione 19]
a Riposo [combinazione 20]
a Riposo [combinazione 21]
a Riposo [combinazione 22]
a Riposo [combinazione 23]
a Riposo [combinazione 24]
a Riposo [combinazione 25]

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine

Longitudine

Comune

Provincia

Regione

45.194248

8.192749

Fontanetto Po

Vercelli

Piemonte

Punti di interpolazione del reticolo

13134 - 13356 - 13357 - 13135

Tipo di opera

Tipo di costruzione

Vita nominale

Classe d'uso

Vita di riferimento

Opera ordinaria

50 anni

IV - Opere strategiche ed industrie molto pericolose

100 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo $a_g =$

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)

Coefficiente di amplificazione topografica (St)

Coefficiente riduzione (β_m)

Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale

0.43 [m/s²]

1.60

1.00

1.00

0.50

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)

$$k_h = (a_g/g * \beta_m * S_t * S_s) = 6.97$$
$$k_v = 0.50 * k_h = 3.48$$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo $a_g =$
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)
Coefficiente di amplificazione topografica (S_t)
Coefficiente riduzione (β_m)
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)
Forma diagramma incremento sismico

$$0.24 \text{ [m/s}^2\text{]}$$
$$1.60$$
$$1.00$$
$$1.00$$
$$0.50$$
$$k_h = (a_g/g * \beta_m * S_t * S_s) = 3.94$$
$$k_v = 0.50 * k_h = 1.97$$

Rettangolare

Spinta sismica

Mononobe-Okabe

Angolo diffusione sovraccarico

$$30.00 \text{ [}^\circ\text{]}$$

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0.412	0.000
2	0.497	0.000
3	0.412	0.000
4	0.497	0.000
5	0.412	0.307
6	0.412	0.289
7	0.412	0.307
8	0.412	0.289
9	0.412	0.307
10	0.412	0.289
11	0.412	0.307
12	0.412	0.289
13	0.412	0.307
14	0.412	0.289
15	0.412	0.307
16	0.412	0.289
17	0.412	0.289
18	0.412	0.307
19	0.412	0.307
20	0.412	0.289
21	0.412	0.000
22	0.497	0.000
23	0.412	0.000
24	0.412	0.000
25	0.412	0.000

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	40
Numero elementi traverso	22
Numero elementi piedritto sinistro	26
Numero elementi piedritto destro	26
Numero molle fondazione	41
Numero molle piedritto sinistro	27
Numero molle piedritto destro	27

Analisi della combinazione n° 1

Pressione in calotta(solo peso terreno) 95.6929 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-14.91	18.91	95.6929

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 39.4460 [kPa]	Pressione inf. 66.2400 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 39.4460 [kPa]	Pressione inf. 66.2400 [kPa]

Analisi della combinazione n° 2

Pressione in calotta(solo peso terreno) 73.6099 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-14.91	18.91	73.6099

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 36.6197 [kPa]	Pressione inf. 61.4939 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 36.6197 [kPa]	Pressione inf. 61.4939 [kPa]

Analisi della combinazione n° 3

Pressione in calotta(solo peso terreno) 95.6929 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-14.91	-4.91	95.6929
-4.91	8.91	113.2823
8.91	18.91	95.6929

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 46.6966 [kPa]	Pressione inf. 73.4906 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 46.6966 [kPa]	Pressione inf. 73.4906 [kPa]

Analisi della combinazione n° 4

Pressione in calotta(solo peso terreno) 73.6099 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-14.91	-4.91	73.6099
-4.91	8.91	88.5935
8.91	18.91	73.6099

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 44.0738 [kPa]	Pressione inf. 68.9480 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 44.0738 [kPa]	Pressione inf. 68.9480 [kPa]

Analisi della combinazione n° 5

Pressione in calotta(solo peso terreno) 73.6099 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-14.91	18.91	73.6099

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 30.3431 [kPa]	Pressione inf. 50.9538 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 30.3431 [kPa]	Pressione inf. 50.9538 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 4.5990 [kPa]	Pressione inf. 4.5990 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 6

Pressione in calotta(solo peso terreno) 73.6099 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-14.91	18.91	73.6099

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 30.3431 [kPa]	Pressione inf. 50.9538 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 30.3431 [kPa]	Pressione inf. 50.9538 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 2.8310 [kPa]	Pressione inf. 2.8310 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 7

Pressione in calotta(solo peso terreno) 73.6099 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-14.91	18.91	73.6099

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 30.3431 [kPa]	Pressione inf. 50.9538 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 30.3431 [kPa]	Pressione inf. 50.9538 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 4.5990 [kPa] Pressione inf. 4.5990 [kPa]

Analisi della combinazione n° 8

Pressione in calotta(solo peso terreno) 73.6099 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-14.91	18.91	73.6099

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 30.3431 [kPa]	Pressione inf. 50.9538 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 30.3431 [kPa]	Pressione inf. 50.9538 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 2.8310 [kPa] Pressione inf. 2.8310 [kPa]

Analisi della combinazione n° 9

Pressione in calotta(solo peso terreno) 73.6099 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-14.91	-4.91	73.6099
-4.91	8.91	86.6391
8.91	18.91	73.6099

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 35.7139 [kPa]	Pressione inf. 56.3247 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 35.7139 [kPa]	Pressione inf. 56.3247 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 5.2066 [kPa] Pressione inf. 5.2066 [kPa]

Analisi della combinazione n° 10

Pressione in calotta(solo peso terreno) 73.6099 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-14.91	-4.91	73.6099
-4.91	8.91	86.6391
8.91	18.91	73.6099

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 35.7139 [kPa]	Pressione inf. 56.3247 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 35.7139 [kPa]	Pressione inf. 56.3247 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 3.2050 [kPa]	Pressione inf. 3.2050 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 11

Pressione in calotta(solo peso terreno) 73.6099 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-14.91	-4.91	73.6099
-4.91	8.91	86.6391
8.91	18.91	73.6099

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 35.7139 [kPa]	Pressione inf. 56.3247 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 35.7139 [kPa]	Pressione inf. 56.3247 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 5.2066 [kPa]	Pressione inf. 5.2066 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 12

Pressione in calotta(solo peso terreno) 73.6099 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-14.91	-4.91	73.6099
-4.91	8.91	86.6391
8.91	18.91	73.6099

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 35.7139 [kPa]	Pressione inf. 56.3247 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 35.7139 [kPa]	Pressione inf. 56.3247 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 3.2050 [kPa]	Pressione inf. 3.2050 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 13

Pressione in calotta(solo peso terreno) 73.6099 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-14.91	18.91	73.6099

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 30.3431 [kPa]	Pressione inf. 50.9538 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 30.3431 [kPa]	Pressione inf. 50.9538 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 4.5990 [kPa]	Pressione inf. 4.5990 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 14

Pressione in calotta(solo peso terreno) 73.6099 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-14.91	18.91	73.6099

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 30.3431 [kPa]	Pressione inf. 50.9538 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 30.3431 [kPa]	Pressione inf. 50.9538 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 2.8310 [kPa]	Pressione inf. 2.8310 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 15

Pressione in calotta(solo peso terreno) 73.6099 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-14.91	18.91	73.6099

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 30.3431 [kPa]	Pressione inf. 50.9538 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 30.3431 [kPa]	Pressione inf. 50.9538 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 4.5990 [kPa]	Pressione inf. 4.5990 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 16

Pressione in calotta(solo peso terreno) 73.6099 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-------	-------	----------

-14.91 18.91 73.6099

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 30.3431 [kPa] Pressione inf. 50.9538 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 30.3431 [kPa] Pressione inf. 50.9538 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. 2.8310 [kPa] Pressione inf. 2.8310 [kPa]

Analisi della combinazione n° 17

Pressione in calotta(solo peso terreno) 73.6099 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-14.91	-4.91	73.6099
-4.91	8.91	86.6391
8.91	18.91	73.6099

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 35.7139 [kPa] Pressione inf. 56.3247 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 35.7139 [kPa] Pressione inf. 56.3247 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. 3.2050 [kPa] Pressione inf. 3.2050 [kPa]

Analisi della combinazione n° 18

Pressione in calotta(solo peso terreno) 73.6099 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-14.91	-4.91	73.6099
-4.91	8.91	86.6391
8.91	18.91	73.6099

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 35.7139 [kPa] Pressione inf. 56.3247 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 35.7139 [kPa] Pressione inf. 56.3247 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. 5.2066 [kPa] Pressione inf. 5.2066 [kPa]

Analisi della combinazione n° 19

Pressione in calotta(solo peso terreno) 73.6099 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-14.91	-4.91	73.6099
-4.91	8.91	86.6391
8.91	18.91	73.6099

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 35.7139 [kPa]	Pressione inf. 56.3247 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 35.7139 [kPa]	Pressione inf. 56.3247 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 5.2066 [kPa]	Pressione inf. 5.2066 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 20

Pressione in calotta(solo peso terreno) 73.6099 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-14.91	-4.91	73.6099
-4.91	8.91	86.6391
8.91	18.91	73.6099

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 35.7139 [kPa]	Pressione inf. 56.3247 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 35.7139 [kPa]	Pressione inf. 56.3247 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 3.2050 [kPa]	Pressione inf. 3.2050 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 21

Pressione in calotta(solo peso terreno) 95.6929 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-14.91	-4.91	95.6929
-4.91	8.91	113.2823
8.91	18.91	95.6929

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 46.6966 [kPa]	Pressione inf. 73.4906 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 46.6966 [kPa]	Pressione inf. 73.4906 [kPa]

Analisi della combinazione n° 22

Pressione in calotta(solo peso terreno) 73.6099 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-14.91	-4.91	73.6099
-4.91	8.91	88.5935
8.91	18.91	73.6099

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 44.0738 [kPa]	Pressione inf. 68.9480 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 44.0738 [kPa]	Pressione inf. 68.9480 [kPa]

Analisi della combinazione n° 23

Pressione in calotta(solo peso terreno) 73.6099 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-14.91	-4.91	73.6099
-4.91	8.91	86.6391
8.91	18.91	73.6099

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 35.7139 [kPa]	Pressione inf. 56.3247 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 35.7139 [kPa]	Pressione inf. 56.3247 [kPa]

Analisi della combinazione n° 24

Pressione in calotta(solo peso terreno) 73.6099 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-14.91	-4.91	73.6099
-4.91	8.91	86.6391
8.91	18.91	73.6099

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 35.7139 [kPa]	Pressione inf. 56.3247 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 35.7139 [kPa]	Pressione inf. 56.3247 [kPa]

Analisi della combinazione n° 25

Pressione in calotta(solo peso terreno) 73.6099 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-14.91	-4.91	73.6099
-4.91	8.91	86.6391
8.91	18.91	73.6099

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 35.7139 [kPa]	Pressione inf. 56.3247 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 35.7139 [kPa]	Pressione inf. 56.3247 [kPa]

Inviluppo spostamenti nodali

Inviluppo spostamenti fondazione

X [m]	U _{xmin} [cm]	U _{xmax} [cm]	U _{ymin} [cm]	U _{ymax} [cm]
0.13	-0.0888	0.0909	0.3010	0.4747
1.03	-0.0893	0.0904	0.1702	0.2638
2.00	-0.0898	0.0898	0.0888	0.1571
2.97	-0.0904	0.0893	0.1702	0.2638
3.81	-0.0909	0.0888	0.3010	0.4747

Inviluppo spostamenti trasverso

X [m]	U _{xmin} [cm]	U _{xmax} [cm]	U _{ymin} [cm]	U _{ymax} [cm]
0.13	-0.1428	0.1455	0.3060	0.4823
1.13	-0.1435	0.1448	0.4917	0.7529
2.00	-0.1441	0.1441	0.5695	0.8656
2.88	-0.1448	0.1435	0.4917	0.7529
3.88	-0.1455	0.1428	0.3060	0.4823

Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y [m]	U _{xmin} [cm]	U _{xmax} [cm]	U _{ymin} [cm]	U _{ymax} [cm]
0.13	-0.0888	0.0909	0.3010	0.4747
1.25	-0.2022	0.0368	0.3035	0.4785
2.38	-0.1428	0.1455	0.3060	0.4823

Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y [m]	U _{xmin} [cm]	U _{xmax} [cm]	U _{ymin} [cm]	U _{ymax} [cm]
0.13	-0.0909	0.0888	0.3010	0.4747
1.25	-0.0368	0.2022	0.3035	0.4785
2.38	-0.1455	0.1428	0.3060	0.4823

Inviluppo sollecitazioni nodali

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.13	-83.89	-49.12	-237.32	-155.20	31.80	64.70
1.03	32.56	55.15	-72.29	-42.71	32.19	64.70
2.00	56.97	86.92	-1.20	8.02	32.60	64.70
2.97	32.56	55.15	53.37	84.99	32.19	64.70
3.88	-83.89	-49.12	155.20	237.32	31.80	64.70

Inviluppo sollecitazioni trasverso

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.13	-100.22	-61.34	147.55	227.34	41.16	70.35
1.13	42.93	68.36	67.90	106.09	41.59	70.35
2.00	74.56	114.78	-2.24	2.24	41.96	70.35
2.88	42.93	68.36	-106.09	-67.90	41.59	70.35
3.88	-100.22	-61.34	-227.34	-147.55	41.16	70.35

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.13	-83.89	-49.12	26.90	64.87	160.86	245.27
1.25	-60.26	-36.89	-10.08	-0.83	154.21	236.31
2.38	-100.22	-61.34	-70.35	-41.16	147.55	227.34

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.13	-83.89	-49.12	-64.87	-26.90	160.86	245.27
1.25	-60.26	-36.89	0.83	10.08	154.21	236.31
2.38	-100.22	-61.34	41.16	70.35	147.55	227.34

Inviluppo pressioni terreno

Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	$\sigma_{\min}$ [kPa]	$\sigma_{\max}$ [kPa]
0.13	181	285
1.03	102	158
2.00	53	94
2.97	102	158
3.88	181	285

Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 25.00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.13	1.57	0.00	0.16
1.03	15.71	18.85	2.15
2.00	15.71	15.71	1.41
2.97	15.71	18.85	2.05
3.88	0.00	0.00	0.00

X	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0.13	100.80	924.21	569.55	1.57
1.03	131.72	0.00	0.00	0.00
2.00	131.72	0.00	0.00	0.00
2.97	131.72	0.00	0.00	0.00
3.88	100.80	924.21	569.55	1.57

Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 25.00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.13	0.00	0.00	0.00
1.13	17.97	15.71	1.58
2.00	15.71	15.71	1.07
2.88	17.97	15.71	1.58
3.88	0.00	0.00	0.00

X	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0.13	102.59	665.43	572.14	2.26
1.13	133.50	0.00	0.00	0.00
2.00	133.50	0.00	0.00	0.00
2.88	133.50	0.00	0.00	0.00
3.88	102.59	665.43	572.14	2.26

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 25.00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.13	14.29	12.72	1.29
1.25	12.72	12.72	2.36
2.38	14.99	0.00	0.03

Y	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0.13	146.18	0.00	0.00	0.00
1.25	144.99	0.00	0.00	0.00
2.38	121.49	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 25.00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.13	1.57	0.00	0.01
1.25	12.72	12.72	2.36
2.38	2.26	0.00	0.01

Y	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0.13	123.85	0.00	0.00	0.00
1.25	144.99	0.00	0.00	0.00
2.38	121.49	0.00	0.00	0.00

Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 25.00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0.13	1.57	0.00	19495	1737760	0
1.03	15.71	18.85	4229	40255	106587
2.00	15.71	15.71	7040	63000	206788
2.97	15.71	18.85	4229	40255	106587
3.88	0.00	0.00	98068	0	0

X	τ _c	A _{sw}
0.13	-968	1.57
1.03	-282	0.00
2.00	18	0.00
2.97	344	0.00
3.88	968	1.57

Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 25.00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0.13	0.00	0.00	98068	0	0

1.13	17.97	15.71	5331	137505	50309
2.00	15.71	15.71	9279	272471	83047
2.88	17.97	15.71	5331	137505	50309
3.88	0.00	0.00	98068	0	0

X	τ_c	A_{sw}
0.13	930	2.26
1.13	434	0.00
2.00	0	0.00
2.88	-434	0.00
3.88	-930	2.26

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 25.00 cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.13	14.29	12.72	7372	71316	177345
1.25	12.72	12.72	5626	56824	117750
2.38	14.99	0.00	244563	1591307	0

Y	τ_c	A_{sw}
0.13	193	0.00
1.25	-32	0.00
2.38	-254	0.00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 25.00 cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.13	1.57	0.00	318791	9209320	0
1.25	12.72	12.72	5626	56824	117750
2.38	2.26	0.00	387987	9200265	0

Y	τ_c	A_{sw}
0.13	-193	0.00
1.25	32	0.00
2.38	254	0.00

Verifiche geotecniche

Simbologia adottata

IC	Indice della combinazione
Nc, Nq, N _γ	Fattori di capacità portante
Nc, Nq, N _γ	Fattori di capacità portante corretti per effetto forma, inclinazione del carico, affondamento, etc.
qu	Portanza ultima del terreno, espressa in [kPa]
Q _u	Portanza ultima del terreno, espressa in [kN]/m
Q _γ	Carico verticale al piano di posa, espressa in [kN]/m
FS	Fattore di sicurezza a carico limite

IC	Nc	Nq	N _γ	N' _c	N' _q	N' _γ	qu	Q _u	Q _γ	FS
1	63.53	47.16	55.79	63.53	47.16	55.79	8061	32242.69	559.46	57.63
2	37.68	22.90	19.88	37.68	22.90	19.88	3626	14504.08	440.59	32.92
3	63.53	47.16	55.79	63.53	47.16	55.79	8061	32242.69	625.42	51.55
4	37.68	22.90	19.88	37.68	22.90	19.88	3626	14504.08	496.78	29.20
5	63.53	47.16	55.79	63.53	47.16	55.79	7894	31577.98	422.15	74.80
6	63.53	47.16	55.79	63.53	47.16	55.79	7936	31742.82	417.03	76.12
7	63.53	47.16	55.79	63.53	47.16	55.79	7894	31577.98	422.15	74.80
8	63.53	47.16	55.79	63.53	47.16	55.79	7936	31742.82	417.03	76.12
9	63.53	47.16	55.79	63.53	47.16	55.79	7899	31594.29	471.01	67.08
10	63.53	47.16	55.79	63.53	47.16	55.79	7941	31762.48	465.89	68.18
11	63.53	47.16	55.79	63.53	47.16	55.79	7899	31594.29	471.01	67.08
12	63.53	47.16	55.79	63.53	47.16	55.79	7941	31762.48	465.89	68.18
13	63.53	47.16	55.79	63.53	47.16	55.79	7894	31577.98	422.15	74.80
14	63.53	47.16	55.79	63.53	47.16	55.79	7936	31742.82	417.03	76.12
15	63.53	47.16	55.79	63.53	47.16	55.79	7894	31577.98	422.15	74.80
16	63.53	47.16	55.79	63.53	47.16	55.79	7936	31742.82	417.03	76.12
17	63.53	47.16	55.79	63.53	47.16	55.79	7941	31762.48	465.89	68.18
18	63.53	47.16	55.79	63.53	47.16	55.79	7899	31594.29	471.01	67.08
19	63.53	47.16	55.79	63.53	47.16	55.79	7899	31594.29	471.01	67.08
20	63.53	47.16	55.79	63.53	47.16	55.79	7941	31762.48	465.89	68.18
21	63.53	47.16	55.79	63.53	47.16	55.79	8061	32242.69	520.42	61.95
22	37.68	22.90	19.88	37.68	22.90	19.88	3626	14504.08	405.78	35.74

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto ing. Roberto Bartolozzi, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

La struttura viene discretizzata in elementi tipo trave. Per simulare il comportamento del terreno di fondazione e di rinfilco vengono inserite delle molle alla Winkler non reagenti a trazione

L'analisi che viene effettuata è un'analisi al passo per tener conto delle molle che devono essere eliminate (molle in trazione). L'analisi fornisce i risultati in termini di spostamenti. Dagli spostamenti si risale alle sollecitazioni nodali ed alle pressioni sul terreno.

Il calcolo degli scatolari viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo delle pressioni in calotta (per gli scatolari ricoperti da terreno);
- Calcolo della spinta del terreno;
- Calcolo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali (fondazione, piedritti e traverso);
- Progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	SCAT - Analisi Strutture Scatolari
Versione	14.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Licenza	AIU4639W1

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantire la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.