

Associazione Temporanea di Imprese tra:



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

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



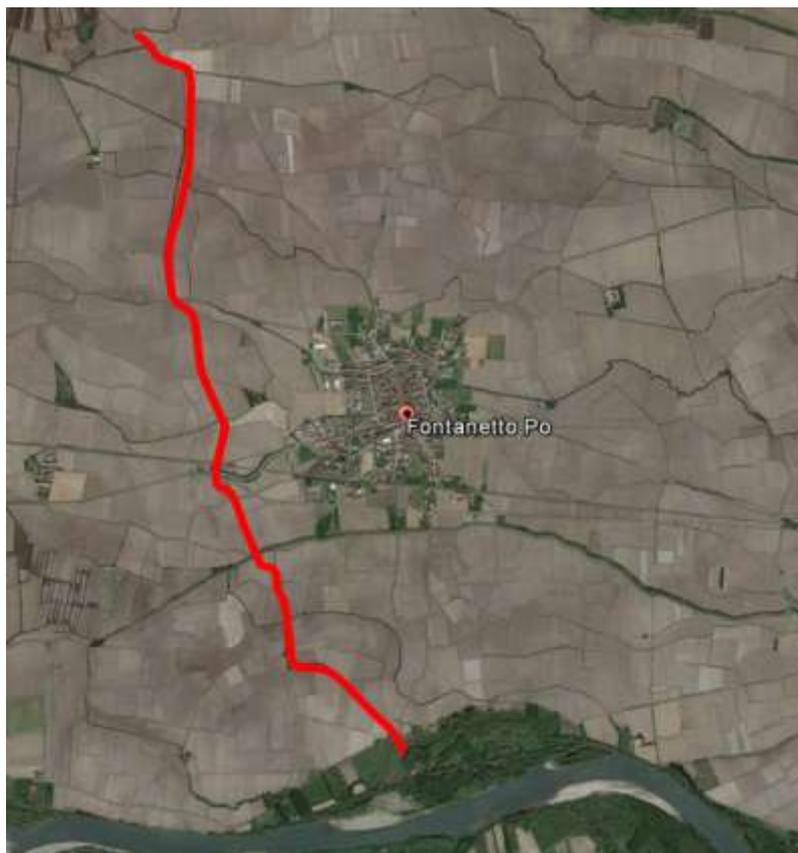
COMUNE DI FONTANETTO PO

Provincia di Vercelli



REALIZZAZIONE CANALE SCOLMATORE AD OVEST DI FONTANETTO PO

PROGETTO ESECUTIVO



Relazione di calcolo strutturale

CODICE DOCUMENTO

ELABORATO

3218	-	0	9	-	0	1	8	0	1	.	DOC	5.5
------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	-----	-----



REV.	DATA	REDAZIONE	VERIFICA	AUTORIZZAZIONE	MODIFICHE
		Progettista opere in c.a. <i>[Signature]</i>			
00	MAR. 22	R. BARTOLOZZI	R. BERTERO	C. SOLDERA	
00	OTT. 21	R. BARTOLOZZI	R. BERTERO	C. SOLDERA	

INDICE

1. GENERALITÀ	1
2. NORMATIVA VIGENTE	2
3. MATERIALI PREVISTI	2
3.1 Calcestruzzo	2
3.2 Acciaio per c.a.	4
3.3 Acciaio per palancole ed elementi in carpenteria	4
3.4 Calcestruzzo per tubo reggispinta 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 MICROTUNNELLING	6
9. METODO DI CALCOLO CONTROSPINTA ED EQUILIBRIO MURO	7
10. METODO DI CALCOLO CAMERA DI SPINTA E POZZETTI IN C.A.	8
11. METODO DI CALCOLO MANUFATTO INTERSEZIONE ROGGE, MANUFATTO ATTRAVERSAMENTO ROGGIA CAMERA E MURI DI CONTENIMENTO	11
ALLEGATO 1 - ANALISI E VERIFICHE PALANCOLATE METALLICHE	21
ALLEGATO 2 - ANALISI E VERIFICHE GALLEGGIAMENTO JET-GROUTING	60
ALLEGATO 3 - ANALISI E VERIFICHE TUBAZIONE MICROTUNNELLING	63
ALLEGATO 4 - ANALISI E VERIFICHE CAMERA DI SPINTA MICROTUNNELLING	74
ALLEGATO 5 - ANALISI E VERIFICHE MANUFATTO INTERSEZIONE ROGGE	107
ALLEGATO 6 - ANALISI E VERIFICHE MANUFATTO ATTRAVERSAMENTO ROGGIA CAMERA	135
ALLEGATO 7 - ANALISI E VERIFICHE POZZETTO IN C.A. 150X150 CM E ALTEZZA 5.0 M	160
ALLEGATO 8 - ANALISI E VERIFICHE MURO DI CONTENIMENTO IN C.A. H.MAX 3.30 M	184

1. GENERALITÀ

Oggetto della presente relazione è il calcolo dei manufatti previsti nel Progetto esecutivo "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)
- Tappo di fondo in jet-grouting di spessore medio 4.0 m, realizzato con lo scopo di eseguire lo scavo in sicurezza, trovandosi al di sotto del livello di falda stagionale (Allegato 2)
- Attraversamento in microtunnelling mediante n°3 tubazioni calcestruzzo vibrocompresso diametro nominale interno DN 2200 mm e spessore 215 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 3)
- Camera di spinta microtunnelling avente dimensioni interne nette 12.0 x 18.0 m, composta da una parete di contropinta, 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 4)
- 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 5)
- 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 6)
- Pozzetto in c.a. avente dimensioni massime interne 1.50x1.50 m ed altezza interna netta di 5.0 m, con pareti perimetrali di spessore 30 cm, incastrate all'interno di una platea in c.a. di spessore 40 cm. (Allegato 7)
- Muro di contenimento in c.a. h.max 3.30 m avente paramento di spessore 40 cm e altezza massima di 3.30 m, con altezza libera di 2.70 m, incastrato all'interno di una ciabatta di fondazione di larghezza complessiva 2.0 m e spessore 40 cm. (Allegato 8)

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 21 febbraio 2019, n. 7 – “Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018”.
- 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 \geq 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 prelevarsi 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 ≥ 355 N/mm²
- f_{tk} tensione caratteristica a rottura ≥ 510 N/mm²

3.4 Calcestruzzo per tubo reggispinta prefabbricati

- Calcestruzzo con Classe di resistenza C 40/50
- R_{ck} = resistenza cubica del calcestruzzo = 50 N/mm²
- f_{ck} = resistenza cilindrica a compressione = $0.83 R_{ck} = 41.5$ N/mm²
- f_{cm} = valore medio della resistenza cilindrica = $f_{ck} + 8 = 49.5$ N/mm²
- f_{ctm} = resistenza media a trazione semplice assiale = $0.30 f_{ck}^{2/3} = 3.6$ N/mm²
- f_{ctm} = resistenza a trazione per flessione = $1.2 f_{ctm} = 4.32$ N/mm²
- E_{cm} = modulo elastico = $22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 35547$ N/mm²
- 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_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale = 2.66

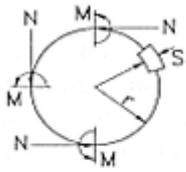
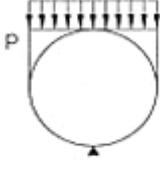
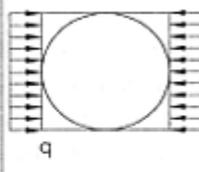
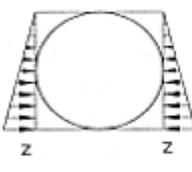
T^*_c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale = 0.3

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. Nello specifico le formulazioni adottate sono quelle riportate all'interno del DM 4 aprile 2014 e sulla base delle seguenti formulazioni di inflessione diametrale di Spangler:

	A	B	C	D	E
	PESO PROPRIO	CARICO RIPARTITO SUPERIORE	CARICO RIPARTITO LATERALE	CARICO TRIANGOLARE LATERALE	REAZIONE RADIALE COSTANTE SETTORE $2\varphi_0 = 60^\circ$
SCHEMA					
SEZIONE VERTICALE SUPERIORE	$M = \frac{1}{2} \gamma_1 sr^2$ $N = -\frac{1}{2} \gamma_1 sr$	$M = \left(\frac{4}{3\pi} - \frac{1}{8}\right) pr^2 = 0.29941 pr^2$ $N = -\frac{1}{3\pi} pr = -0.10610 pr$	$M = -\frac{1}{4} qr^2$ $N = qr$	$M = -\frac{5}{48} zr^2 = -0.10417 zr^2$ $N = \frac{5}{16} zr = 0.31250 zr$	$(Q = \text{reazione totale})$ $M = -0.0073038 Qr$ $N = 0.014817 Q$
SEZIONE ORIZZONTALE MEDIANA	$M = -\frac{\pi-2}{2} \gamma_1 sr^2 = -0.57080 \gamma_1 sr^2$ $N = \frac{\pi}{2} \gamma_1 sr = 1.57080 \gamma_1 sr$	$M = \left(\frac{1}{\pi} - \frac{5}{8}\right) pr^2 = -0.30669 pr^2$ $N = pr$	$M = \frac{1}{4} qr^2$ $N = 0$	$M = \frac{1}{8} zr^2 = 0.125 zr^2$ $N = 0$	$M = 0.0075118 Qr$ $N = 0$
SEZIONE VERTICALE INFERIORE	$M = \frac{3}{2} \gamma_1 sr^2$ $N = \frac{1}{2} \gamma_1 sr$	$M = \left(\frac{2}{3\pi} + \frac{3}{8}\right) pr^2 = 0.58721 pr^2$ $N = \frac{1}{3\pi} pr = 0.10610 pr$	$M = -\frac{1}{4} qr^2$ $N = qr$	$M = -\frac{7}{48} zr^2 = -0.14583 zr^2$ $N = \frac{11}{16} zr = 0.68750 zr$	$M = -0.11165 Qr$ $N = 0.11916 Q$

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.

Nello specifico si è confrontata la pressione trasmessa dalla spinta delle singole tubazioni con la resistenza passiva fornita dal terreno posto a tergo della parete di contropinta, adottando le formulazioni classiche della meccanica delle terre, per terreni con piano orizzontale:

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi'}{1 - \sin\phi'} = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)$$

10. METODO DI CALCOLO CAMERA DI SPINTA E POZZETTI IN C.A.

Le strutture sono state modellate con il software agli elementi finiti "Mastersap Top 2021" 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 rigidità 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 rigidità flessionale e tagliente 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.

Si allega nel seguito "Attestato dell'affidabilità del codice di calcolo" come richiesto dal par. 10.2 delle NTC 2018.

AMV S.r.l.
Via San Lorenzo, 106
34077 Ronchi dei Legionari
(Gorizia) Italy

Ph. +39 0481.779.903 r.a.
Fax +39 0481.777.125
E-mail: info@amv.it
www.amv.it

Cap. Soc. € 10.920,00 i.v.
P.Iva: IT00382470318
C.F. e Iscriz. nel Reg. delle Imp. di GO
00382470318 - R.E.A. GO n° 048216



**Attestato dell'affidabilità del codice di calcolo e delle procedure implementate nei prodotti software AMV
in base al paragrafo 10.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17.01.2018 e successivi aggiornamenti).**

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 17/01/2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito (www.amv.it) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LIFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supermodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore. Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di Lanczos noto come *Thick Restarted Lanczos* ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria LAPACK.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidità elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidità geometrica.

Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato preconditionato.

Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito www.amv.it.

E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche, anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture. In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un'ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.

Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per l'acciaio, legno, alluminio, muratura etc. Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo).

Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.

Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidità del sistema.

Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire dalle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

Le altre procedure di calcolo, oltre a MasterSap, seguono la medesima impostazione teorica e lo stesso procedimento di validazione.

Nei relativi manuali viene fornita una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, dei metodi e criteri usati per il dimensionamento strutturale e delle sezioni; vengono forniti esempi significativi che possono essere facilmente replicati, segnalando che si tratta spesso di procedure di calcolo e di verifica, che per loro natura, non denotano particolari complessità teoriche e concettuali.

Il rilascio di ogni nuova versione dei programmi è sottoposta a rigorosi check automatici che mettono a confronto i risultati della release in esame con quelli già validati e realizzati da versioni precedenti. Inoltre, sessioni specifiche di lavoro sono condotte da personale esperto per controllare il corretto funzionamento delle varie procedure software, con particolare riferimento a quelle che sono state oggetto di interventi manutentivi o di aggiornamento.

AMV s.r.l.
Amministratore Unico
Ing. Luciano Migliorini

11. METODO DI CALCOLO MANUFATTO INTERSEZIONE ROGGE, MANUFATTO ATTRAVERSAMENTO ROGGIA CAMERA E MURI DI CONTENIMENTO

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

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

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 rinfianco.

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 rinfianco 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 (σ 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 .

Eseguito 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 $\eta_s >= 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} >= \eta_s$$

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_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

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

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:

$$\frac{Q_u}{R} >= \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q >= 1.0$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_{c1c} + q N_q d_{q1q} + 0.5 \gamma B N_\gamma d_{\gamma1\gamma}$$

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:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

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

Fattori di profondità

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

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

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

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:

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2$$

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

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

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:

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

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.

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 calculatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

SOFTWARE AZTEC MAX 15

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.

SOFTWARE AZTEC SCAT 14

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 rinfianco 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 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.



A handwritten signature in blue ink, appearing to read "Roberto Bartolozzi".

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'	ϕ	c_v	ϕ_p	c'	Su	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Av	exp Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur		
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	°	°	kPa	kPa		kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa			kPa	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	
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

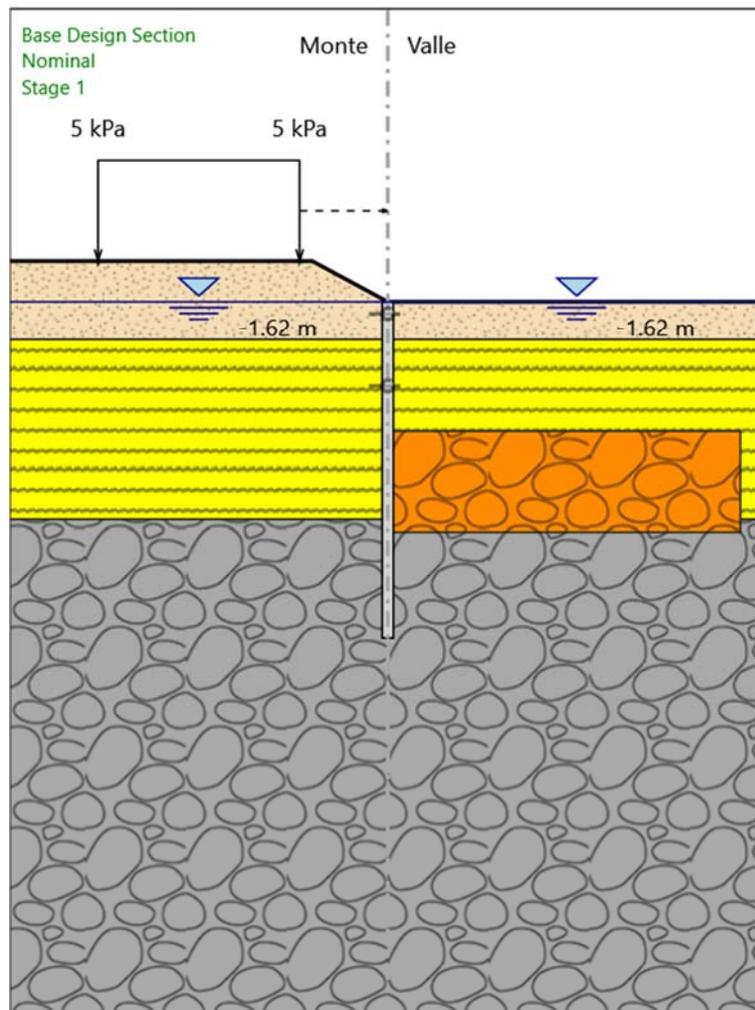
Inerzia equivalente : 0.0004 m⁴/m

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

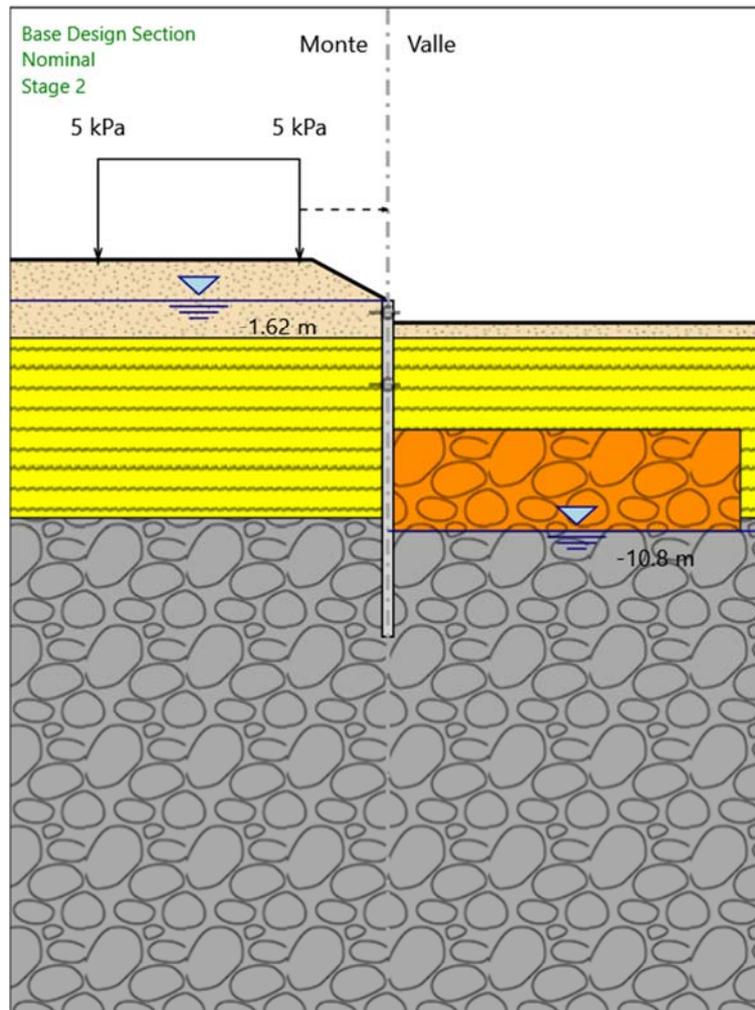
X : 0 m

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

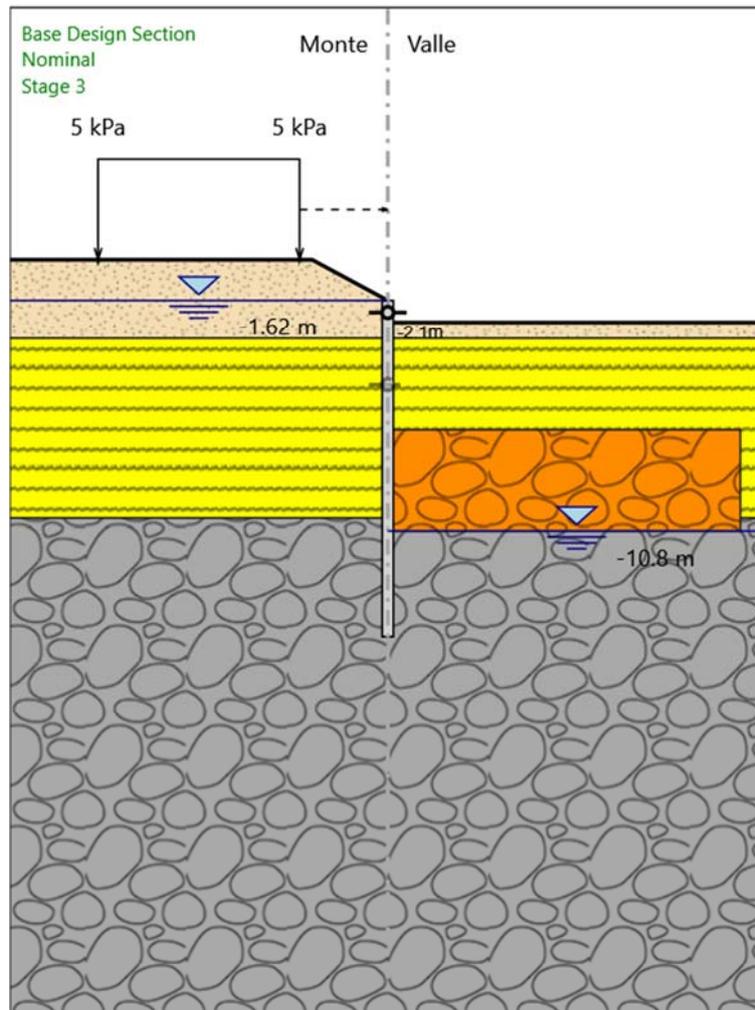
X : 0 m

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

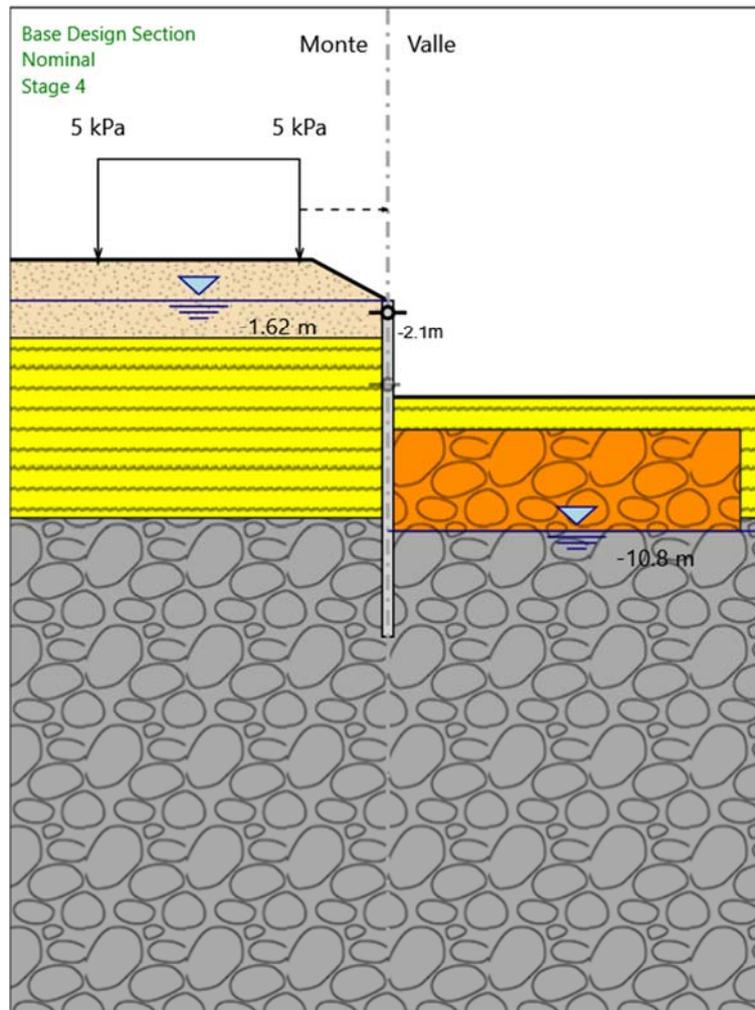
Vincolo fisso : FixedSupport

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

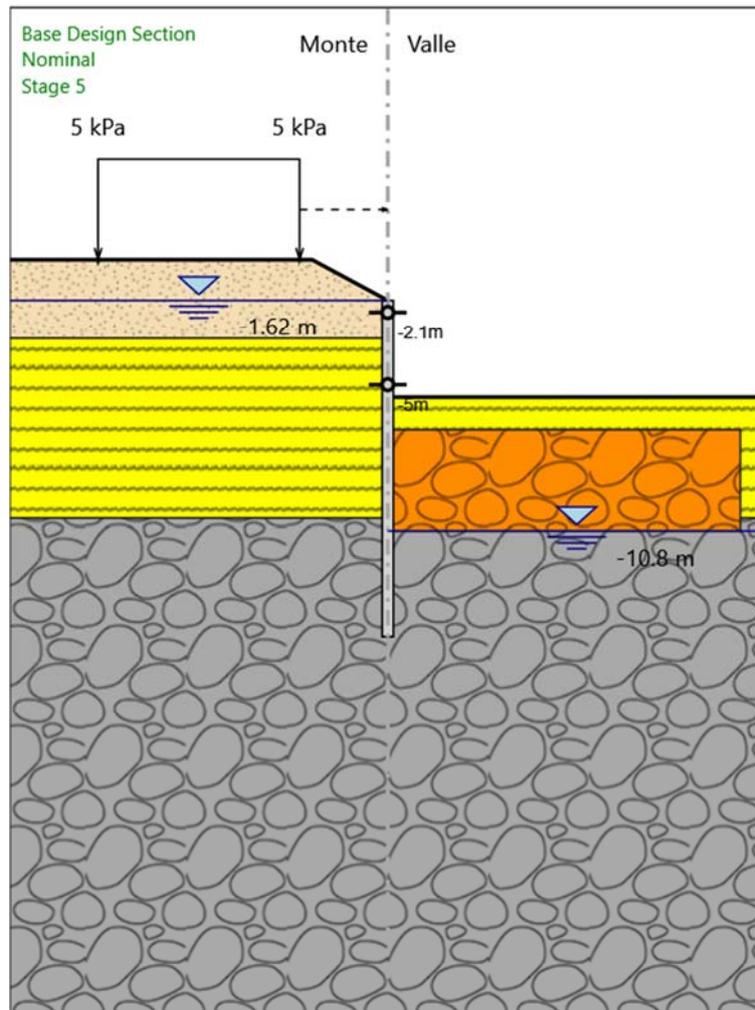
Vincolo fisso : FixedSupport

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 °

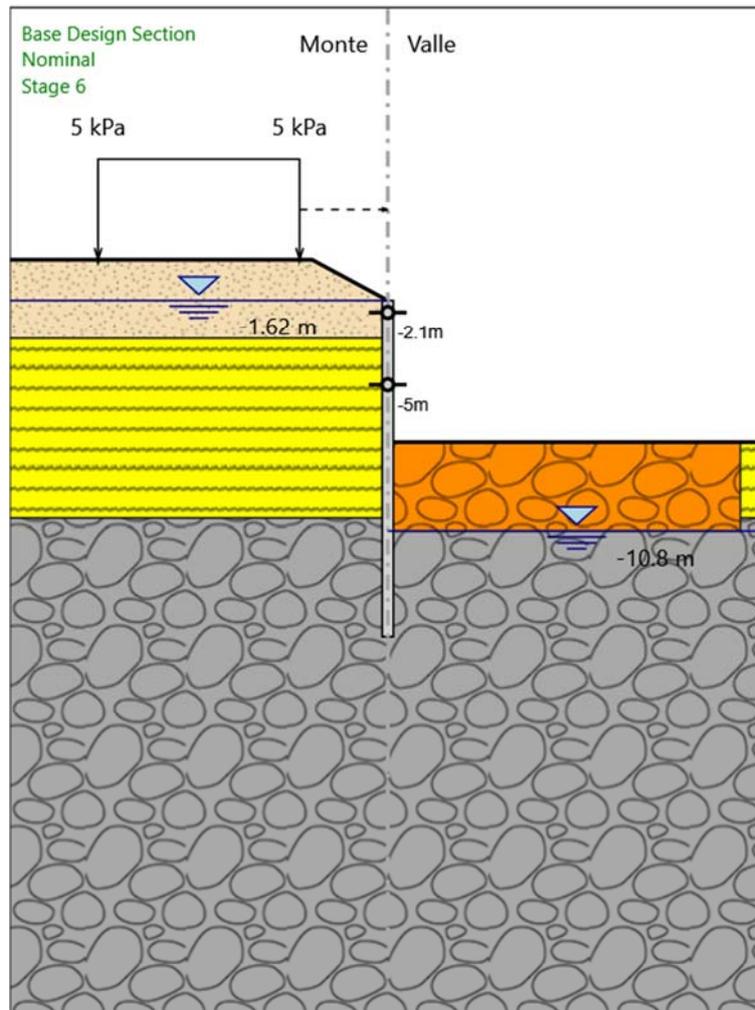
Vincolo fisso : FixedSupport_New

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 °

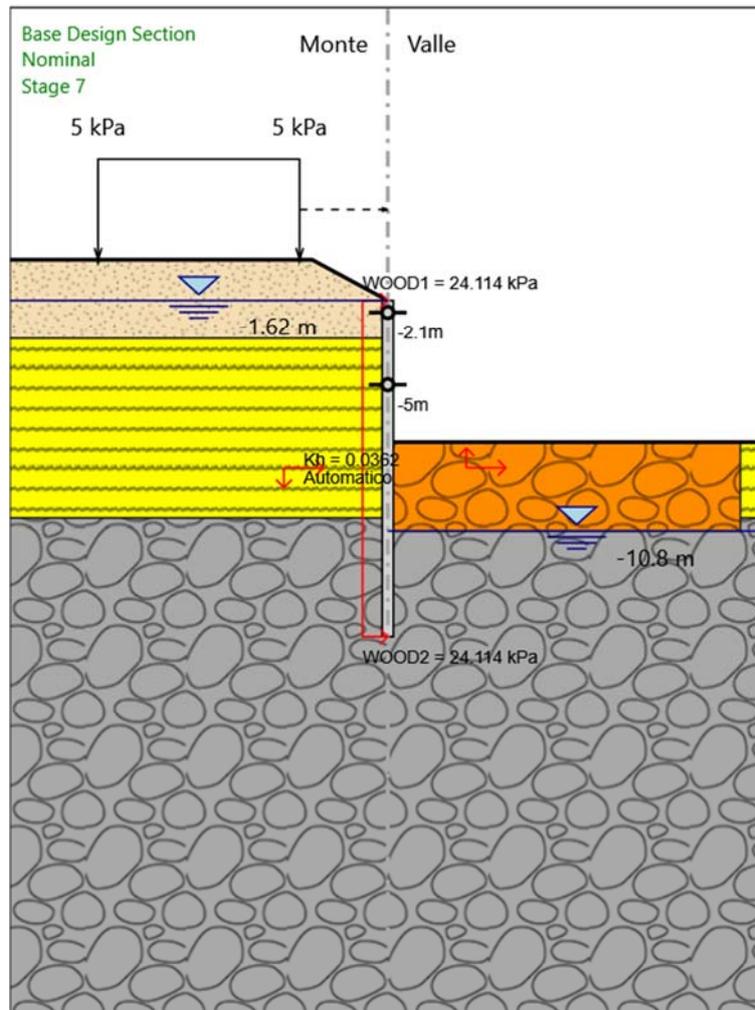
Vincolo fisso : FixedSupport_New

X : 0 m

Z : -5 m

Angolo : 0 °

Stage 7



Stage 7

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 °

Descrizione Coefficienti Design Assumption

Nome	Carichi Permanenti (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_ GStab)	Carichi Perman enti Stabilizz anti (F_UPL_ GStab)	Carichi Variabili Destabili zzanti (F_UPL_ QDStab)	Carichi Permane nti Destabili zzanti (F_HYD_ GStab)	Carichi Perman enti Stabilizz anti (F_HYD_ GStab)	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_cohes)	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

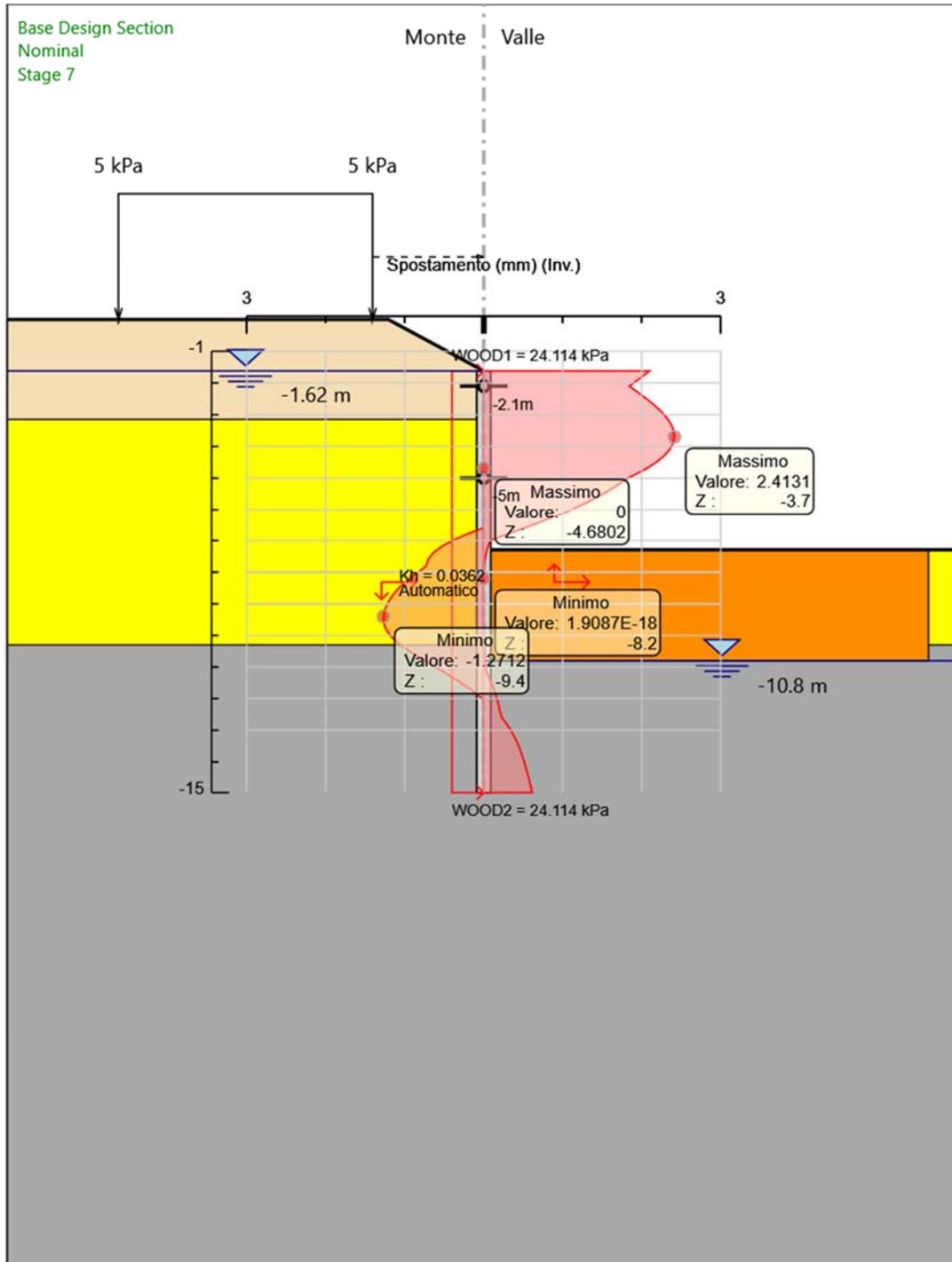
Descrizione sintetica dei risultati delle Design Assumption (Inviluppi)

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 Involuppi Spostamento



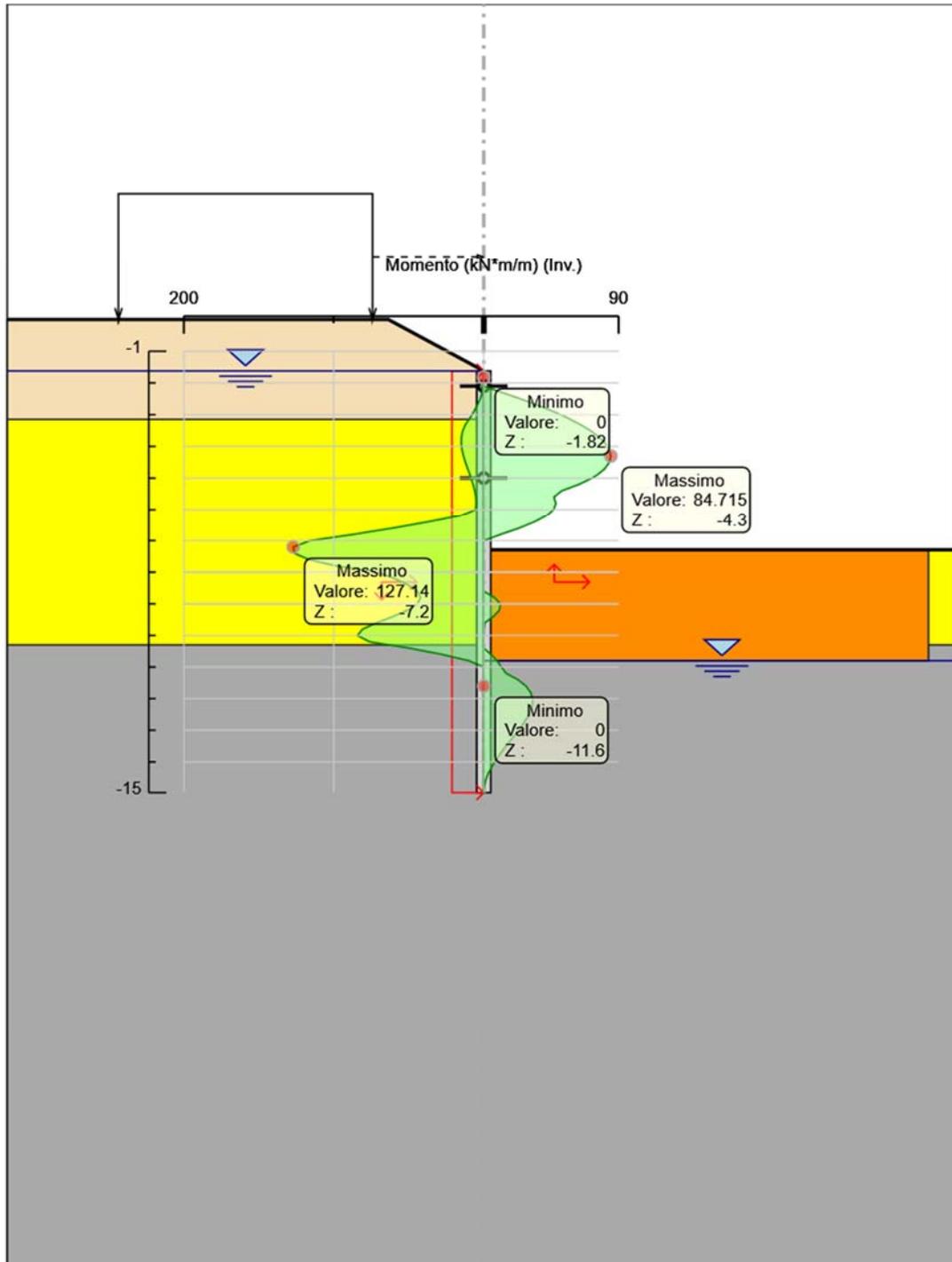
Spostamento

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 Involuppi Momento



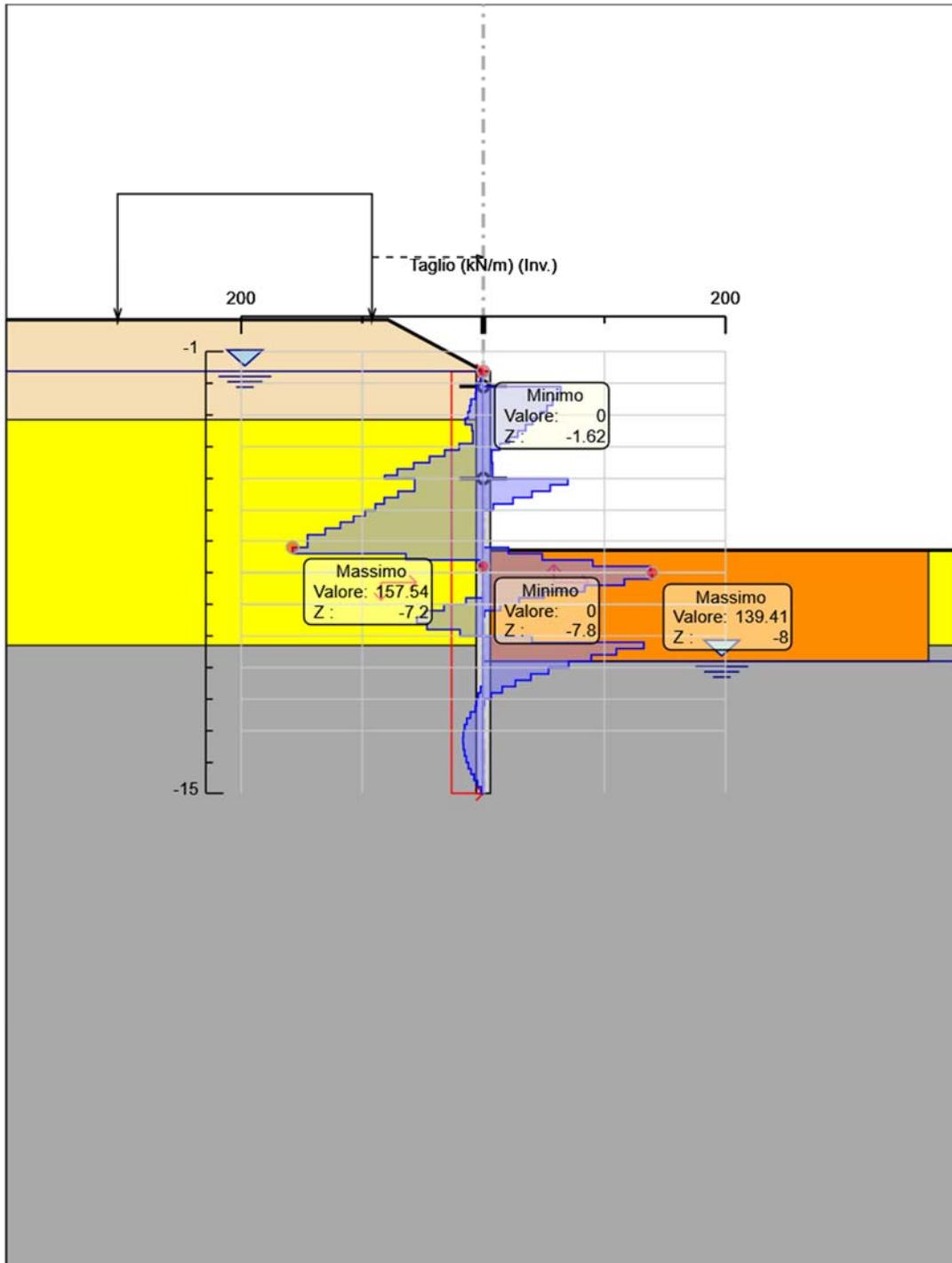
Momento

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	Involuppi: 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

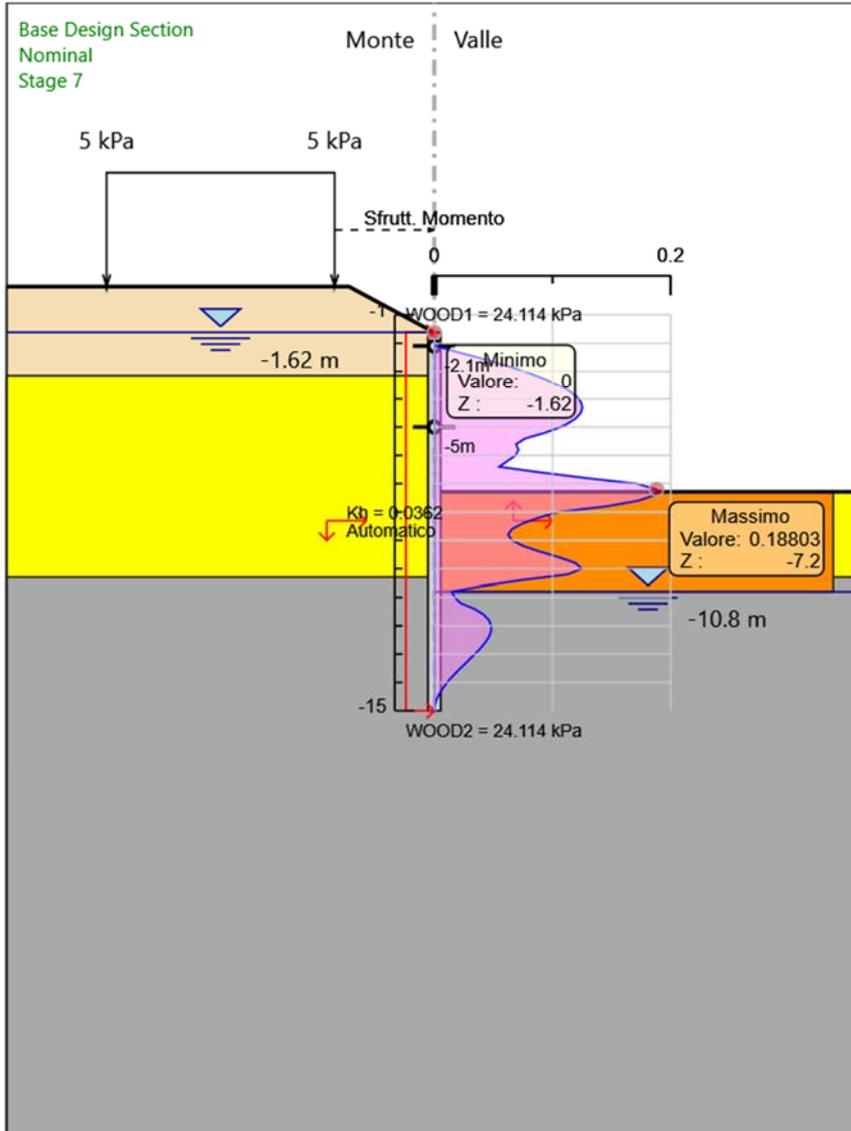
Risultati SteelWorld

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



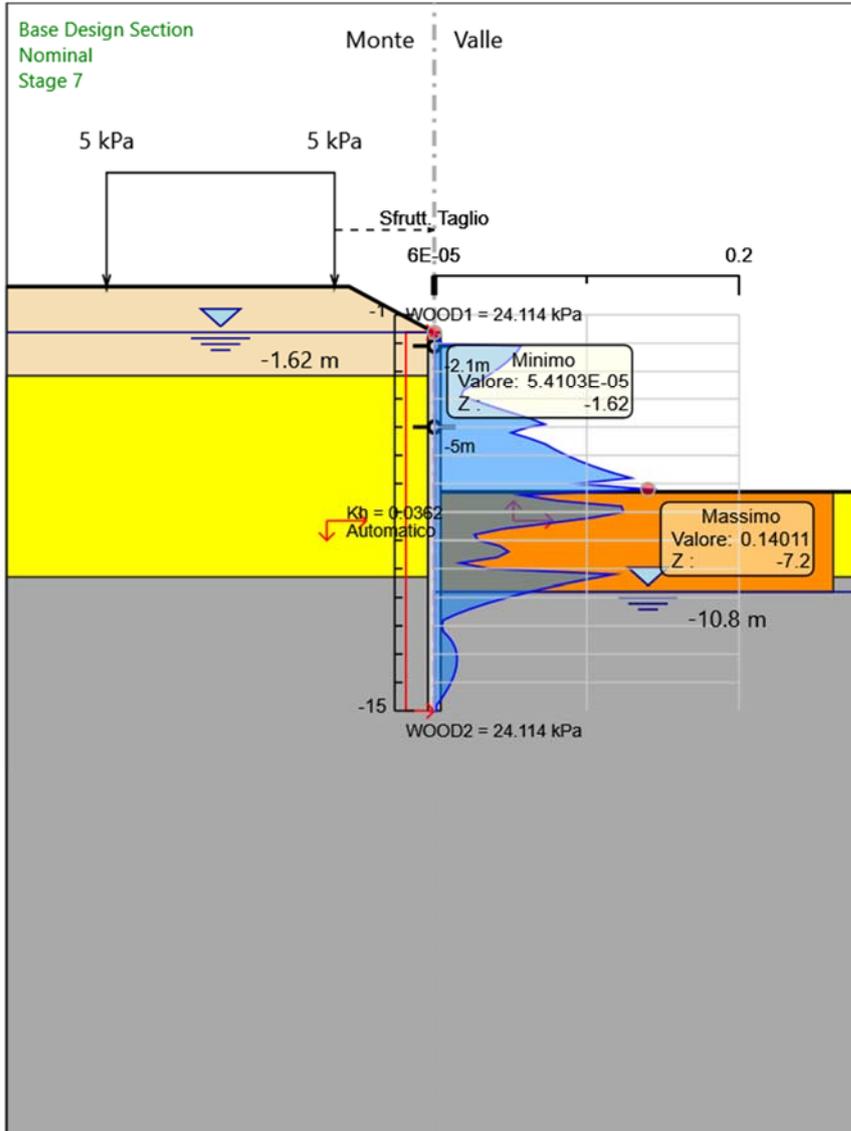
Involuppi
Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld

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

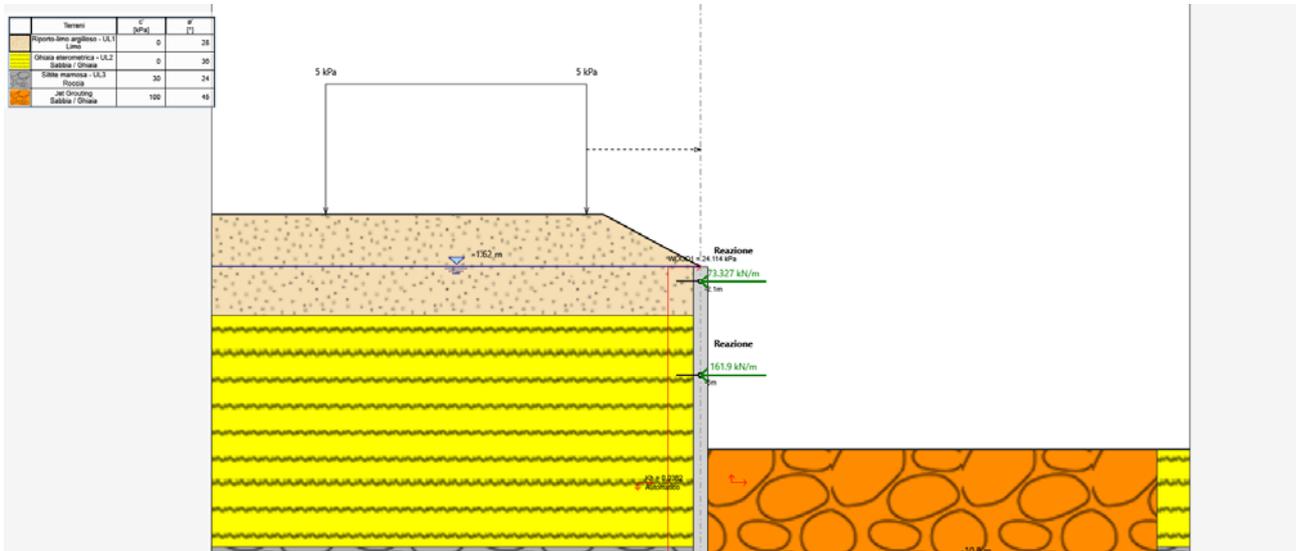
Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld		LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld	
-13.2		0.015
-13.4		0.015
-13.6		0.014
-13.8		0.013
-14		0.011
-14.2		0.009
-14.4		0.007
-14.6		0.004
-14.8		0.002
-15		0.002

Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld

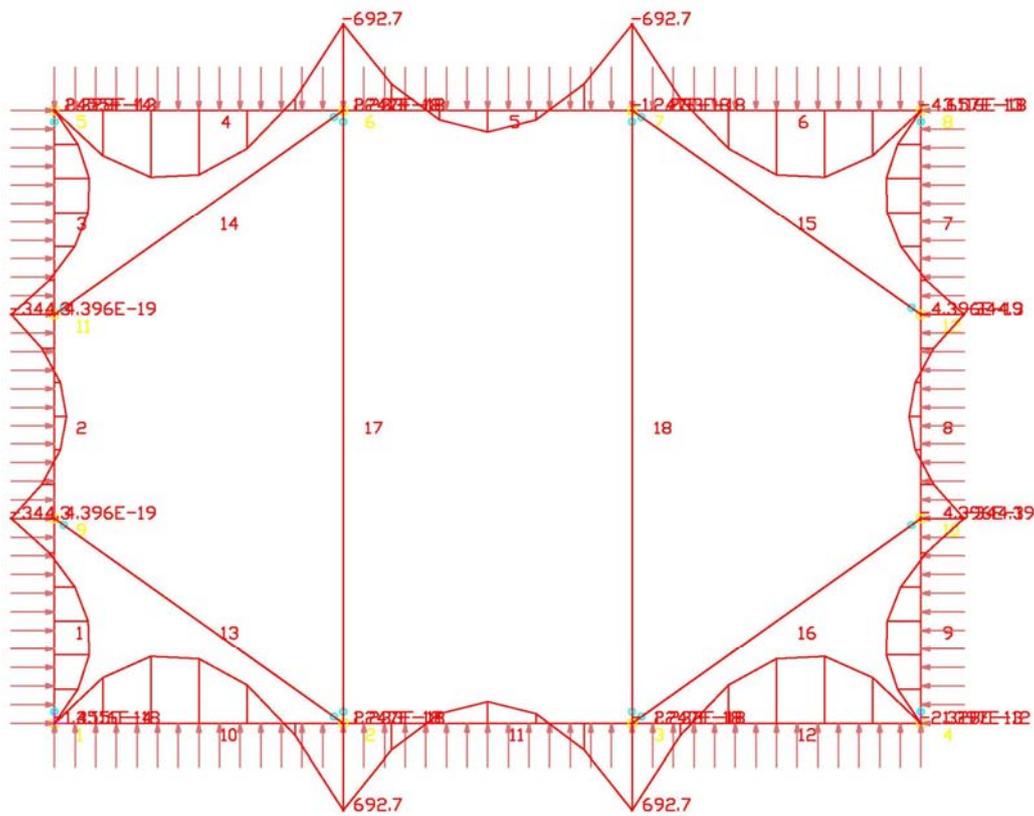


Involuppi
Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld

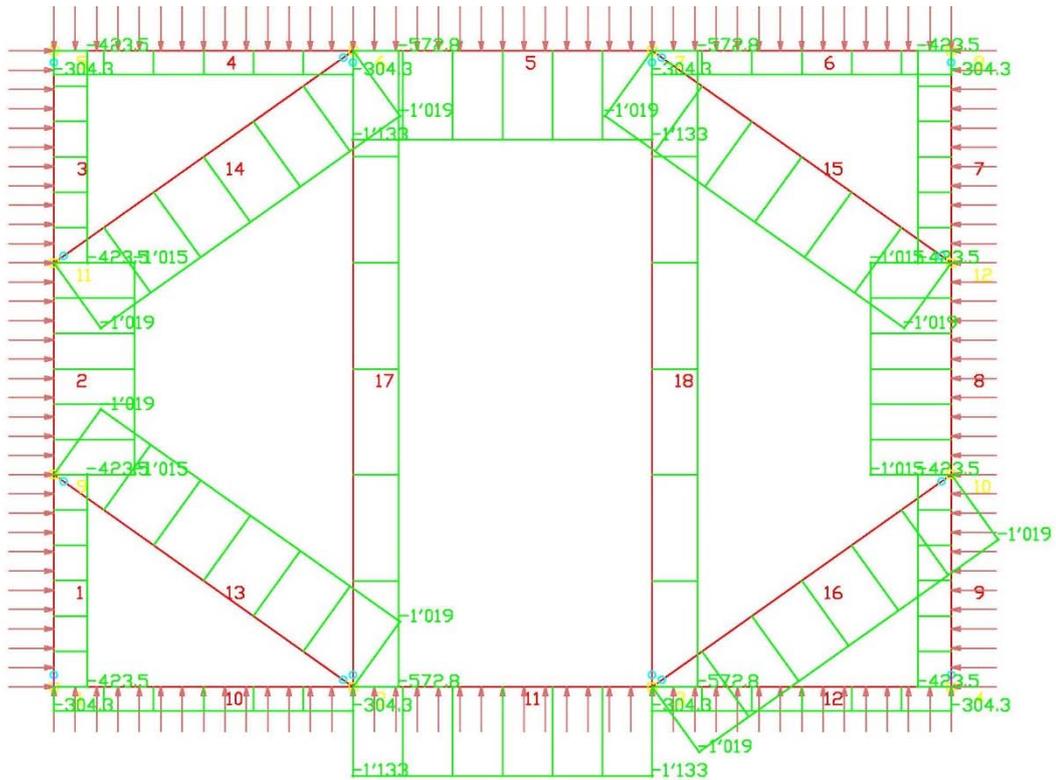
I telai di contrasto posti a quota -0.5 m e -3.0 m sono sollecitati da una forza orizzontale perimetrale massima pari a 161.9 kN/m



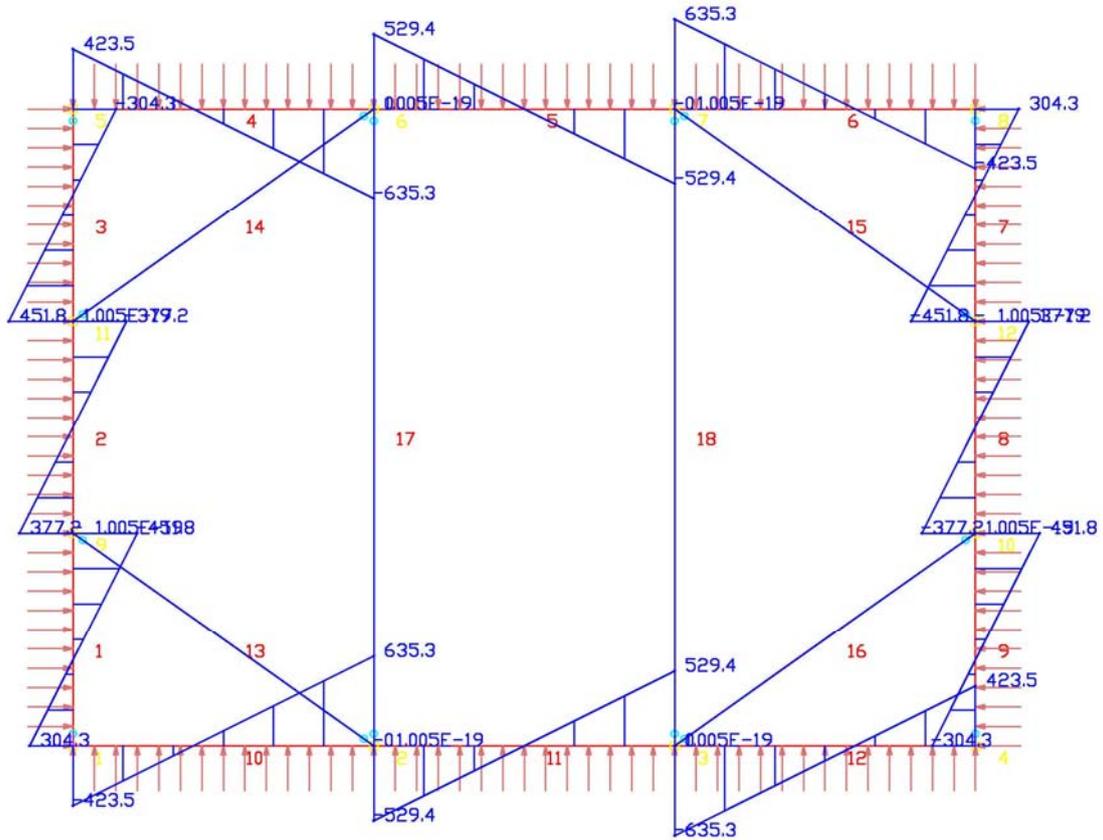
Si riporta ora nel seguito le sollecitazioni agenti sul telaio di contrasto costituito da putrelle in acciaio tipo HEB 340 e le relative verifiche strutturali:



Involuppo sollecitazioni di momento flettente [kNm]



Involuppo sollecitazioni di sforzo normale [kN]



Involuppo 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

	designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
	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
	HE 550 B	199,0	550	300	15,00	29,00	27,00
	UC 600 B	212,0	600	300	15,50	30,00	27,00

HE 360 B

$N_{by,Rd}$ [kN]: 5.377

$N_{bz,Rd}$ [kN]: 3.128

$V_{ply,Rd}$ [kN]: 1.182

$M_{cy,Rd}$ [kNm]: 907,1

$M_{cz,Rd}$ [kNm]: 348,9

$V_{plz,Rd}$ [kN]: 2.635

g (Kg/m): 142

h (mm): 360 r2 (mm): 0

b (mm): 300 A (cm²): 180,6 i_y (cm): 15,46 i_z (cm): 7,49

tw (mm): 12,5 I_y (cm⁴): 43.190 I_z (cm⁴): 10.140 I_T (cm⁴): 292,5

tf (mm): 22,5 W_y (cm³): 2.400 W_z (cm³): 676,1 I_w (cm⁶): 2.883.000

r1 (mm): 27 $W_{pl,y}$ (cm³): 2.683 $W_{pl,z}$ (cm³): 1.032

Classe Sezione

Compressione: 1

Flessione My: 1

Flessione Mz: 1

Presso-Flessione: 1

Verifiche

ALLEGATO 2 - Analisi e verifiche galleggiamento jet-grouting

Si prevede di realizzare un impianto tipo wellpoint, costituito da pompa centrifuga autoadescante completa di accessori e punte filtranti infisse per una profondità pari a minimo m 8,00, che garantisca l'abbassamento della falda freatica a quota -4,0 m dal piano campagna, per una superficie in pianta pari a minimo 400 mq. Sulla base di tali ipotesi si riporta nel seguito la verifica a galleggiamento del manufatto in fase provvisoria e definitiva:

VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO MANUFATTO IN CALCESTRUZZO			
coefficiente incremento azioni instabilizzanti NTC 2018	C1	1,10	G4
coefficiente riduzione azioni stabilizzanti NTC 2018	C2	0,90	G5
peso volume terreno Kg/mc	P1	1800,00	G6
peso volume acqua Kg/mc	P2	1000,00	G7
peso volume calcestruzzo Kg/mc	P3	2500,00	G8
peso tappo di fondo jet-grouting Kg/mc	P4	2100,00	G9
larghezza esterna manufatto (m)	L1	19,60	G10
lunghezza esterna manufatto (m)	L3	14,00	G11
altezza interna manufatto (m)	L2	5,20	G12
larghezza interna manufatto (m)	L4	17,60	G13
spessore platea fondazione (m)	S1	0,70	G14
spessore muri verticali (m)	S2=S4	1,00	G15
spessore soletta (m)	S3	0,00	G16
spessore copertura in terra (m)	H1	0,00	G17
altezza esterna manufatto (m) = S1+L2+S3	H2	5,90	G18
profondità base manufatto (m) = H1+S1+L2+S3	H1+H2	5,90	G19
spessore dado di contrappeso - sottofondazione (m)	H3	0,50	G20
spessore tappo di fondo (jet grouting) (m)	H4	4,00	G21
profondità falda dal piano campagna (m)	H5	4,00	G22
profondità base jet dal livello di falda (m) = H7-H5	H6	6,40	G23
profondità base jet dal piano campagna (m) = H1+H2+H3+H4 = H5+H6	H7	10,40	G24
SOTTOSPINTA INSTABILIZZANTE DI PROGETTO (kg) = L1*L3*H6*P2*C1	F _{inst}	1.931.776,00	G25
CARICO STABILIZZANTE DI PROGETTO escluso terreno di copertura (kg) = ((L1*L3*S1*P3)+2*(L3*S2*L2*P3)+2*(L4*L2*S2*P3)+(L1*L3*S3*P3)+(L1*L3*H3*P3)+(L1*L3*H4*P4))*C2	F _{st}	3.554.784,00	G26
VERIFICA POSITIVA PER F _{st} /F _{inst} > 1,00			
Il software considera i coefficienti C1 e C2, pertanto in realtà: F _{st} /F _{inst} > 1,222			Coeff. Sicur. Reale
F _{st} /F _{inst} = 1,84	VERIFICA POSITIVA	2,249	
CARICO STABILIZZANTE DEI SOLI JET-GROUTING (tappo di fondo) (kg) = (L1*L3*H4*P4)*C2	F _{st}	2.074.464,00	
			Coeff. Sicur. Reale
F _{st} /F _{inst} = 1,074	VERIFICA POSITIVA	1,313	
CARICO STABILIZZANTE DI PROGETTO COMPRESO terreno di copertura (kg) = ((L1*L3*S1*P3)+2*(L3*S2*L2*P3)+(L1*L3*S3*P3)+(L1*L3*H3*P3)+(L1*L3*H4*P4)+(L1*L3*H1*P1))*C2	F _{st}	3.142.944,00	

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{out,d}$, ovvero la risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ($G_{out,d}$) e quella variabile ($Q_{out,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{st,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{out,d} \leq G_{st,d} + R_d \quad [6.2.4]$$

dove $V_{out,d} = G_{out,d} + Q_{out,d}$ [6.2.5]

A favore di sicurezza, non si tiene conto delle resistenze R_d

Inserire solo parametri in blu

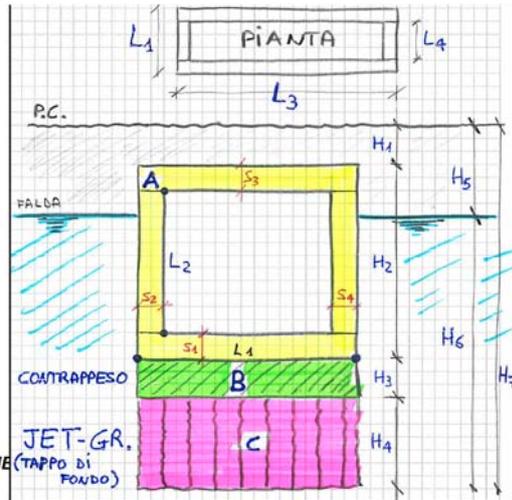
Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_{F1})	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_i	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1



UTILIZZO E/O RIPRODUZIONE SOLO A SEGUITO DI SPECIFICA AUTORIZZAZIONE

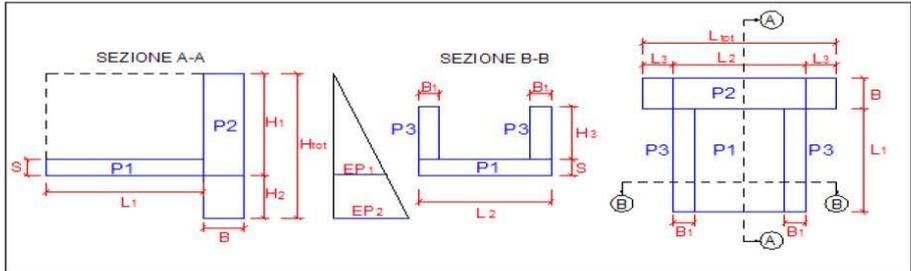
Responsabilità verifica calcoli e formule a carico dell'utilizzatore



ALLEGATO 3 - Analisi e verifiche tubazione microtunnelling

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

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	=	$2/3 \phi$	=	24.000	°
f1	= Coefficiente di attrito	=	TAN δ_1	=	0.445	
N1	=	=	P1 * f1	=	799.27	kN
N2	=	=	P2 * f1	=	391.31	kN
N3	=	=	P3 * f1	=	117.54	kN

E' prevista la possibilità di inserimento manuale della **Spinta passiva del terreno (Kp)**.
 Per Kp è utilizzato Kp2 se Kp2 ≠ 0
 Per Kp è utilizzato Kp1 se Kp2 = 0

Kp1	Spinta passiva del terreno	=	$TAN (45 + \phi / 2)^2$	=	3.85	
Kp2	Spinta passiva del terreno	=	0.000			
ep	Coefficiente di spinta passiva del terreno	=	$Kp * \gamma t * (H1 + H2)$	=	398.28	kN/m²
Ep	Spinta passiva	=	$1/2 * [ep * (H1 + H2) * (L2 + L3)]$	=	7'000.97	kN
ΣN	Reazione totale	=	N1 + N2 + N3 + Ep	=	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 215 mm:

SOLLECITAZIONI SLU

DATI DI INPUT															
r _i	[L]	r _e	[L]	ϕ	[°]	H _t	[L]	γ _t	[F/M]	γ _m	[F/M]	γ _w	[F/M]	p ₂	[F/A]
1,100	mt	1,315	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]
0,215	mt	1,208	mt	73,242	kN/mq	37,530	kN/mq	20,377	kN/mq	292,117	kN/mt	49,392	kN/mt	104,082	kN/mq

SEZIONE VERTICALE SUPERIORE: sollecitazioni												
	M ₁	[F*L/L]	M ₂	[F*L/L]	M ₃	[F*L/L]	M ₄	[F*L/L]	M ₅	[F*L/L]	M ₆	[F*L/L]
	3,919	kN*mt/mt	45,438	kN*mt/mt	-13,680	kN*mt/mt	-3,095	kN*mt/mt	-25,763	kN*mt/mt	0,045	kN*mt/mt
	N ₁	[F/A]	N ₂	[F/A]	N ₃	[F/A]	N ₄	[F/L]	N ₅	[F/L]	N ₆	[F/A]
	3,245	kN/mt	-13,335	kN/mt	45,318	kN/mt	7,689	kN/mt	4,328	kN/mt	-10,204	kN/mt

Tubo vuoto:	M _{svs} =	6,818	kN*mt/mt	N _{svs} =	47,246	kN/mt
Tubo pieno:	M _{svs} =	6,863507	kN*mt/mt	N _{svs} =	37,0425	kN/mt

SEZIONE ORIZZONTALE MEDIANA: sollecitazioni												
	M ₁	[F*L/L]	M ₂	[F*L/L]	M ₃	[F*L/L]	M ₄	[F*L/L]	M ₅	[F*L/L]	M ₆	[F*L/L]
	-4,473	kN*mt/mt	-46,542	kN*mt/mt	13,680	kN*mt/mt	3,714	kN*mt/mt	2,650	kN*mt/mt	-5,457	kN*mt/mt
	N ₁	[F/A]	N ₂	[F/A]	N ₃	[F/A]	N ₄	[F/L]	N ₅	[F/L]	N ₆	[F/A]
	10,195	kN/mt	125,679	kN/mt	0,000	kN/mt	0,000	kN/mt	0,000	kN/mt	-3,135	kN/mt

Tubo vuoto:	M _{svs} =	-30,972	kN*mt/mt	N _{svs} =	135,874	kN/mt
Tubo pieno:	M _{svs} =	-36,429	kN*mt/mt	N _{svs} =	132,739	kN/mt

SEZIONE VERTICALE INFERIORE: sollecitazioni												
	M ₁	[F*L/L]	M ₂	[F*L/L]	M ₃	[F*L/L]	M ₄	[F*L/L]	M ₅	[F*L/L]	M ₆	[F*L/L]
	11,756	kN*mt/mt	89,113	kN*mt/mt	-13,680	kN*mt/mt	-4,333	kN*mt/mt	-39,382	kN*mt/mt	6,546	kN*mt/mt
	N ₁	[F/A]	N ₂	[F/A]	N ₃	[F/A]	N ₄	[F/L]	N ₅	[F/L]	N ₆	[F/A]
	3,245	kN/mt	13,335	kN/mt	45,318	kN/mt	16,916	kN/mt	34,809	kN/mt	-12,340	kN/mt

Tubo vuoto:	M _{svs} =	43,473	kN*mt/mt	N _{svs} =	113,622	kN/mt
Tubo pieno:	M _{svs} =	50,019	kN*mt/mt	N _{svs} =	101,282	kN/mt

Condizione Max N:

$$N_{Ed} = 134.87 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 30.97 \text{ kNm}$$

Essendo tali tubi armati con spirali $\Phi 12\text{mm}/40\text{mm}$, le sollecitazioni resistenti valgono:

TITOLO : _____

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	21,5

N°	As [cm²]	d [cm]
1	28,27	3
2	28,27	18,5

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

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} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} [?]
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

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

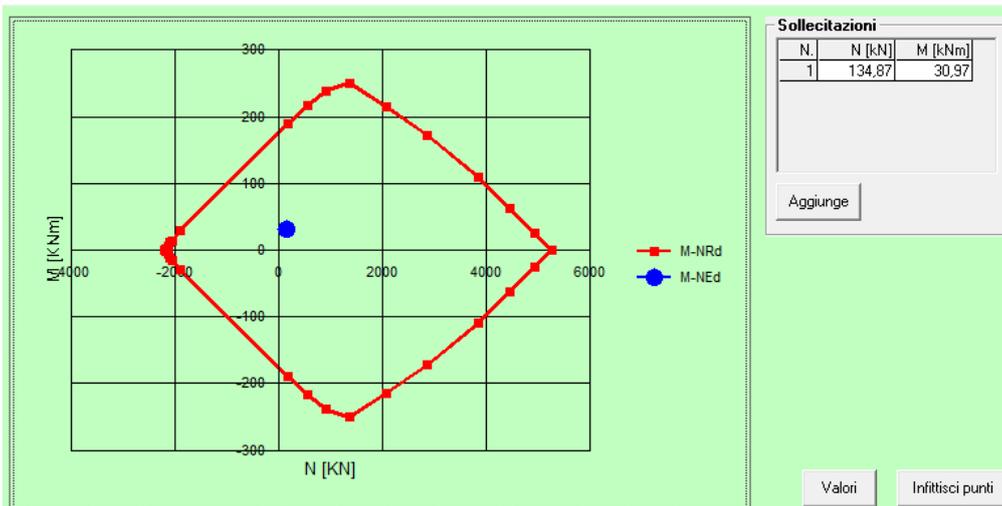
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**

L_0 cm **Col. modello**

Precompresso



Condizione Max M:

$N_{Ed} = 101.28 \text{ kN}$
 $M_{Ed} = 50.02 \text{ kNm}$

Essendo tali tubi armati con spirali $\Phi 12\text{mm}/40\text{mm}$, le sollecitazioni resistenti valgono:

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	21,5

N°	As [cm²]	d [cm]
1	28,27	3
2	28,27	18,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

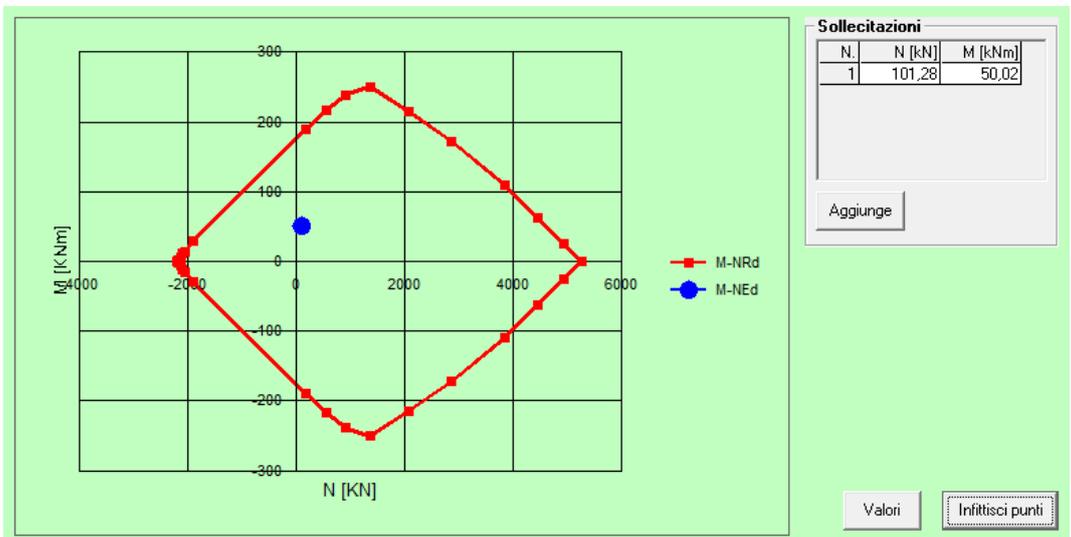
Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C40/50
 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
 λ λ/d
 δ

N° rett.

 L_0 cm
 Precompresso



SOLLECITAZIONI SLE

DATI DI INPUT															
r _i	[L]	r _e	[L]	Φ	[°]	H _t	[L]	γ _t	[F/M]	γ _m	[F/M]	γ _w	[F/M]	p ²	[F/A]
1,100	mt	1,315	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]
0,215	mt	1,208	mt	56,340	kN/mq	27,729	kN/mq	15,675	kN/mq	226,473	kN/mt	37,994	kN/mt	76,900	kN/mq

SEZIONE VERTICALE SUPERIORE: sollecitazioni													
	M ₁	[F*L/L]	M ₂	[F*L/L]	M ₃	[F*L/L]	M ₄	[F*L/L]	M ₅	[F*L/L]	M ₆	[F*L/L]	
	3,919	kN*mt/mt	33,571	kN*mt/mt	-10,108	kN*mt/mt	-2,381	kN*mt/mt	-19,973	kN*mt/mt	1,051	kN*mt/mt	
	N ₁	[F/A]	N ₂	[F/A]	N ₃	[F/A]	N ₄	[F/L]	N ₅	[F/L]	N ₆	[F/A]	
3,245	kN/mt	-9,852	kN/mt	33,483	kN/mt	5,915	kN/mt	3,356	kN/mt	-10,372	kN/mt		

Tubo vuoto:	M _{svs} =	5,028	kN*mt/mt	N _{svs} =	36,146	kN/mt
Tubo pieno:	M _{svs} =	6,078667	kN*mt/mt	N _{svs} =	25,7737	kN/mt

SEZIONE ORIZZONTALE MEDIANA: sollecitazioni													
	M ₁	[F*L/L]	M ₂	[F*L/L]	M ₃	[F*L/L]	M ₄	[F*L/L]	M ₅	[F*L/L]	M ₆	[F*L/L]	
	-4,473	kN*mt/mt	-34,387	kN*mt/mt	10,108	kN*mt/mt	2,857	kN*mt/mt	2,054	kN*mt/mt	-5,354	kN*mt/mt	
	N ₁	[F/A]	N ₂	[F/A]	N ₃	[F/A]	N ₄	[F/L]	N ₅	[F/L]	N ₆	[F/A]	
10,195	kN/mt	92,857	kN/mt	0,000	kN/mt	0,000	kN/mt	0,000	kN/mt	-3,135	kN/mt		

Tubo vuoto:	M _{svs} =	-23,842	kN*mt/mt	N _{svs} =	103,052	kN/mt
Tubo pieno:	M _{svs} =	-29,196	kN*mt/mt	N _{svs} =	99,917	kN/mt

SEZIONE VERTICALE INFERIORE: sollecitazioni													
	M ₁	[F*L/L]	M ₂	[F*L/L]	M ₃	[F*L/L]	M ₄	[F*L/L]	M ₅	[F*L/L]	M ₆	[F*L/L]	
	11,756	kN*mt/mt	65,841	kN*mt/mt	-10,108	kN*mt/mt	-3,333	kN*mt/mt	-30,532	kN*mt/mt	8,082	kN*mt/mt	
	N ₁	[F/A]	N ₂	[F/A]	N ₃	[F/A]	N ₄	[F/L]	N ₅	[F/L]	N ₆	[F/A]	
3,245	kN/mt	9,852	kN/mt	33,483	kN/mt	13,012	kN/mt	26,986	kN/mt	-13,698	kN/mt		

Tubo vuoto:	M _{svs} =	33,623	kN*mt/mt	N _{svs} =	86,579	kN/mt
Tubo pieno:	M _{svs} =	41,706	kN*mt/mt	N _{svs} =	72,881	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 : carico permanente del terrapieno

p_e : 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)

Condizione Max M:

$$N_{Ed} = 72.88 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 41.71 \text{ kNm}$$

Essendo tali tubi armati con spirali $\Phi 12\text{mm}/40\text{mm}$, le sollecitazioni resistenti valgono:

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	41,7	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	215	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	30	[mm]
Altezza utile della sezione	d	185	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	2827	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	2827	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	74,65	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	739668052,6	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	24	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	4,21	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	93,34	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	41,7	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	215	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	30	[-]
Altezza utile della sezione	d'	185	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	2827	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	2827	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	74,65	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	739668052,6	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	18	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	4,21	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	93,34	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Frequente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	41,7	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	215	[MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	30	[kNm]
Altezza utile della sezione	d'	185	[kNm]
Area dell'armatura tesa	A_s	2827	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	2827	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	74,65	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	739668052,6	[mm ⁴]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	4,21	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	93,34	[MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	215 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	30 [mm]
Altezza utile della sezione	d	185 [mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	2827 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	2827 [mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	30 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	40 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S _{rif,max}	180 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	41,71 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	74,65 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	93,34 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3,5 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	46,7830728 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	46783,0728 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,06044 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	5,68 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	0,000311 [-]
		0,000311 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	12,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	135,75 [mm]
		135,75 [mm]

Ampiezza delle fessure	w_k	0,0422 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente

Momento sollecitante per la combinazione Frequente	M_{Ed,freq.}	41,71 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	74,65 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	93,34 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3,5 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	46,7830728 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	46783,0728 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,06044 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	5,68 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	0,000311 [-]
		0,000311 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	12,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	135,75 [mm]
		135,75 [mm]

Ampiezza delle fessure	w_k	0,0422 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	M_{Ed,caratt.}	41,71 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	74,65 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	93,34 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,5 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	46,7830728 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	46783,0728 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,06044 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	5,68 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000311 [-] 0,000311 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	12,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	135,75 [mm] 135,75 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0422 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]

prospetto 7.1N Valori raccomandati di w_{max} (mm)

Classe di esposizione	Elementi di calcestruzzo armato normale e precompresso con cavi non aderenti	Elementi precompressi con cavi aderenti
	Combinazione di carico quasi-permanente	Combinazione di carico frequente
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Decompressione
Nota 1 Per le classi di esposizione X0, XC1, l'ampiezza delle fessure non influenza la durabilità e questo limite è posto per garantire un aspetto accettabile. In assenza di requisiti relativi all'aspetto questo limite può essere mitigato.		
Nota 2 Per queste classi di esposizione, inoltre, si raccomanda che la decompressione sia verificata sotto la combinazione di carico quasi-permanente.		

In fase d'appalto delle tubazioni, l'Impresa Appaltatrice dovrà fornire specifica relazione di calcolo delle tubazioni per microtunnelling oggetto di fornitura, PN 5 bar, da sottoporre all'attenzione della Direzione Lavori.

L'armatura minima in acciaio e la resistenza del calcestruzzo dovranno essere quelle indicate nella presente relazione.

ALLEGATO 4 - 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 360	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

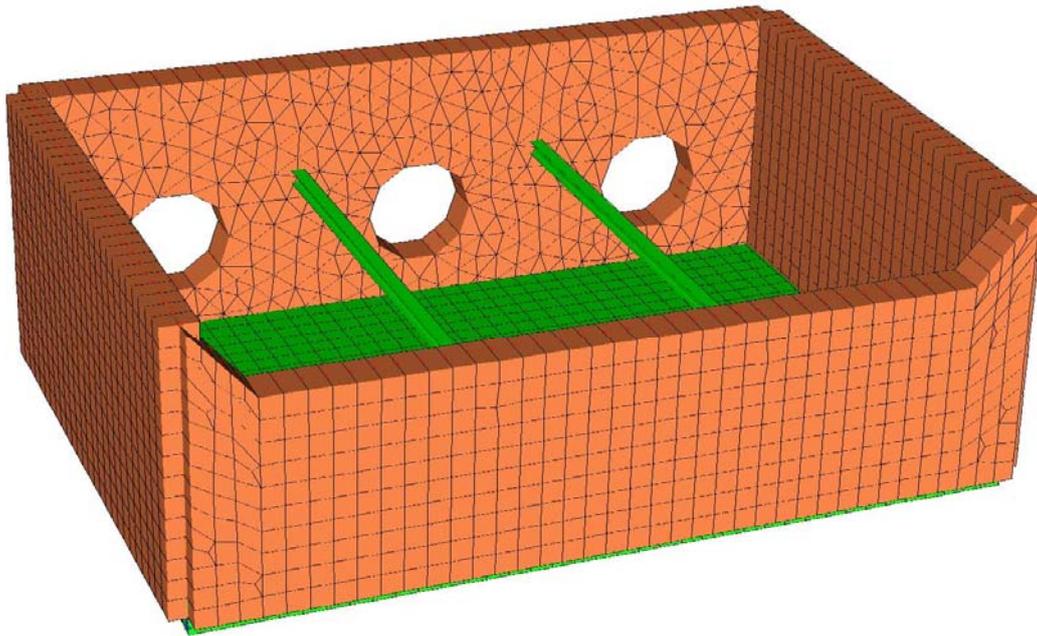
Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Dinamica	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Autorimesse	Condizione 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
			Variabile: Autorimesse	Condizione 2	0.600



Prospettiva

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 360.

Platea in c.a. di spessore 70 cm

Sollecitazioni SLU-SLV

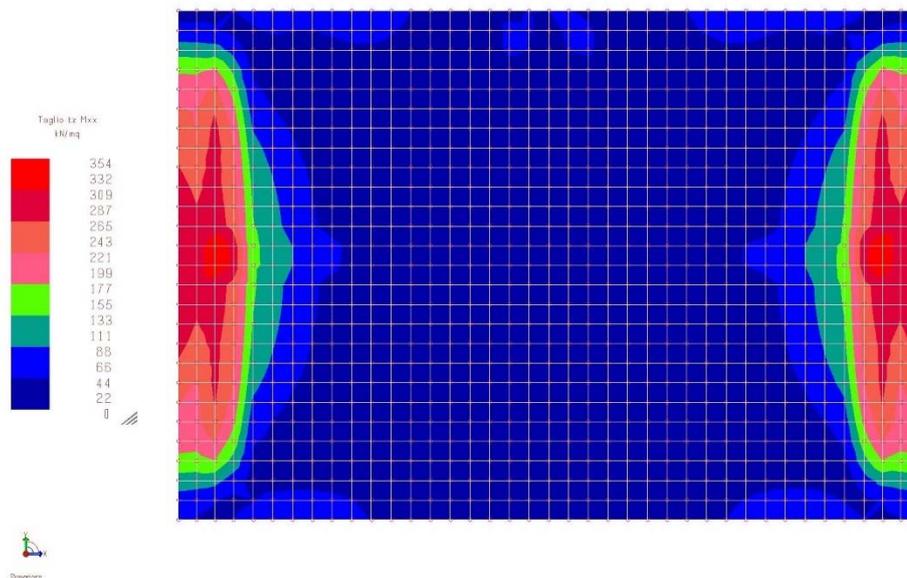


Figura 2 – Involuppo sollecitazioni di taglio t_z a seguito di M_{xx} [kN/m²]

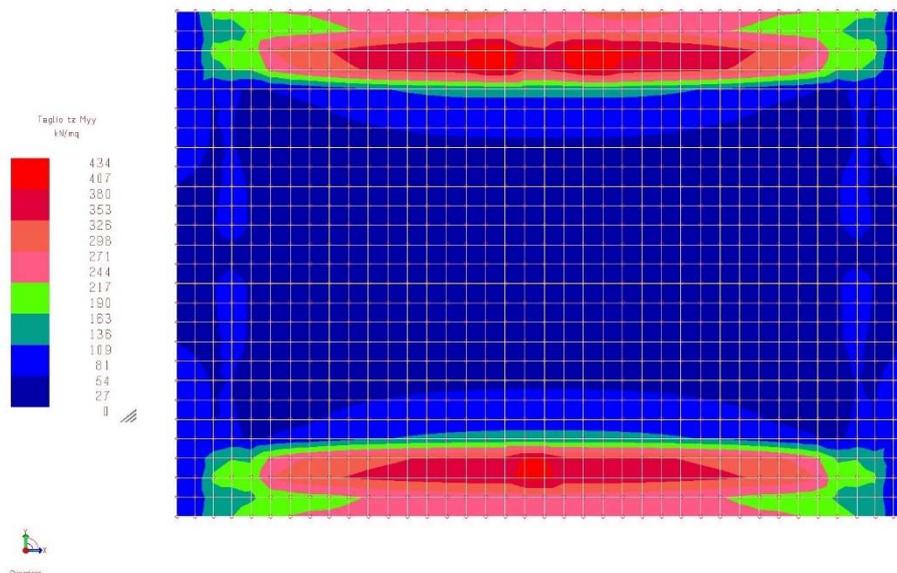
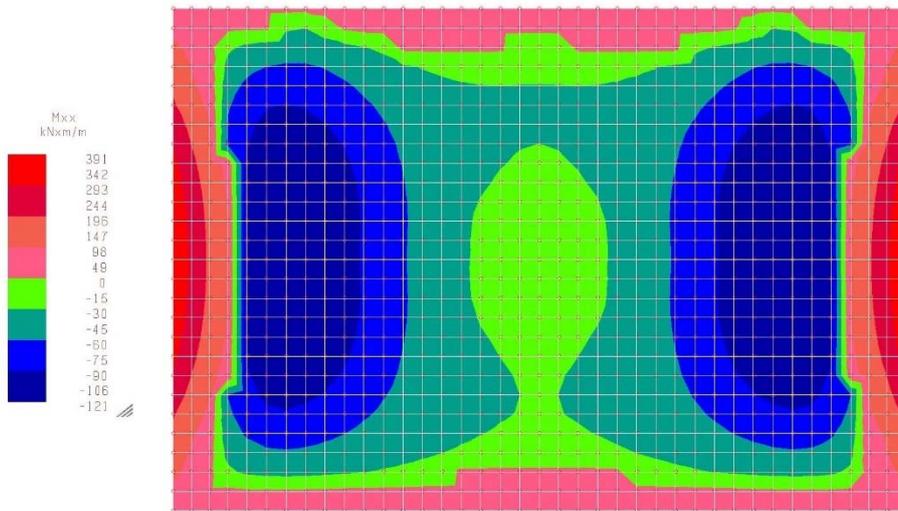
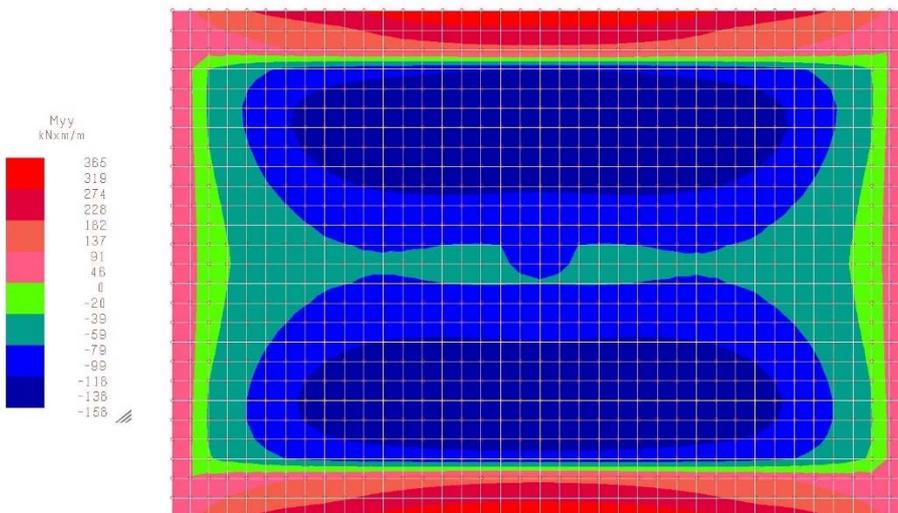


Figura 3 – Involuppo sollecitazioni di taglio t_z a seguito di M_{yy} [kN/m²]



Superiore

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



Superiore

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

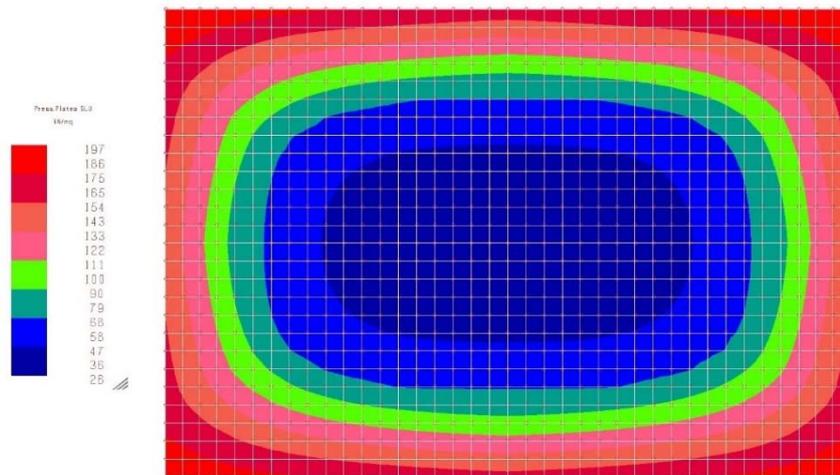


Figura 6 – Involuppo pressioni allo SLU su terreno [kN/mq]

Sollecitazioni SLE-SLD

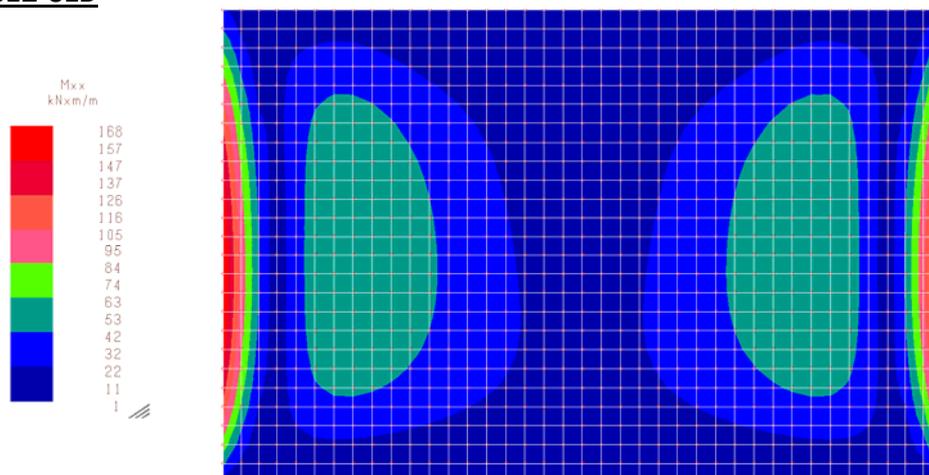


Figura 7 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente M_{xx} [kNm/m]

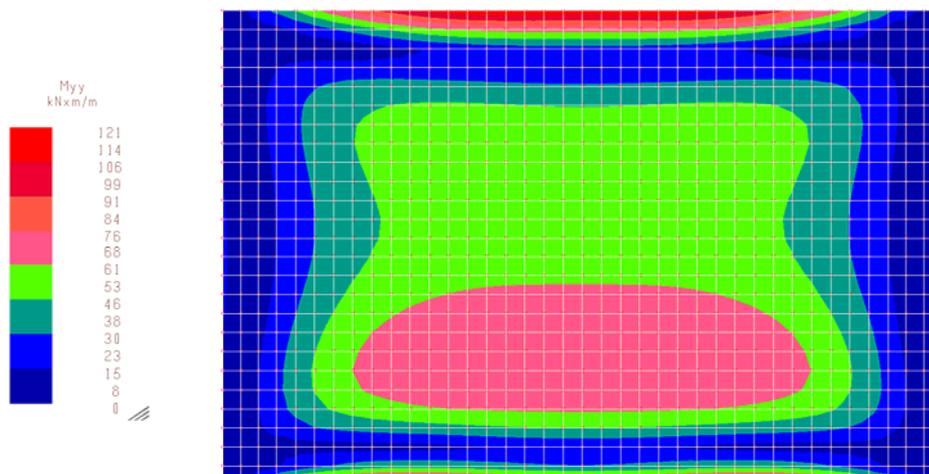


Figura 8 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente M_{yy} [kNm/m]

Verifiche SLU-SLV

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

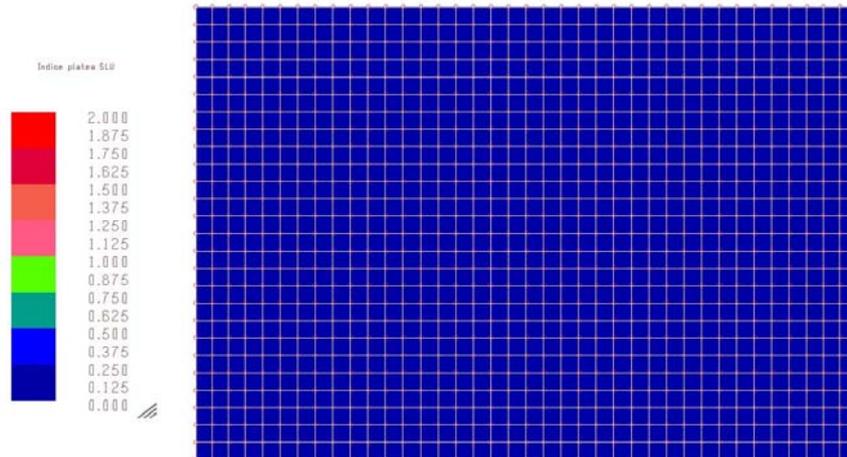


Figura 9 – Indici di resistenza a capacità portante allo SLU [valori < 1 = verifica soddisfatta]

- 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 geotecniche 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]:	0.74	Fatt. inclinazione del carico [icX]:	0.73	Fatt. inclinazione del carico [iyX]:	0.49
Fatt. inclinazione del carico [iqY]:	0.74	Fatt. inclinazione del carico [icY]:	0.73	Fatt. inclinazione del carico [iyY]:	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'unita' di volume: 1.00

Coefficienti parziali γ_R di sicurezza per le verifiche SLU

Capacita' 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 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: 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'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: 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 capacita' 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 capacita' 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 2 Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	70

N*	As [cm ²]	d [cm]
1	19.01	5
2	19.01	65

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 72.17 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N* rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
L_o 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

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

M_{xRd} 485.1 kN m

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 36.48 ‰
d 65 cm
x 5.691 x/d 0.08755
 δ 0.7

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

- 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 mm^2		
$\sigma_{cp} = N_{Sd}/A_c =$	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)

Verifiche SLE-SLD

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

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	168,0 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	700 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	650 [mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1901 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1901 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	150,74 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	8537474287 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,97 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	147,37 [MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	168,0 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	700 [-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [-]
Copriferro	d'	50 [-]
Altezza utile della sezione	d'	650 [-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1901 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1901 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	150,74 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	8537474287 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11,25 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,97 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	147,37 [MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Frequente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	168,0 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	700 [MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [-]
Copriferro	d'	50 [kNm]
Altezza utile della sezione	d'	650 [kNm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1901 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1901 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	150,74 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	8537474287 [mm ⁴]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,97 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	147,37 [MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	700 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	650 [mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	1901 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	1901 [mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S _{rif,max}	305 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	168 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	150,74 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	147,37 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	125000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,01521 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	0,000367 [-]
		0,000442 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	22,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	415,97 [mm]
		415,97 [mm]

Ampiezza delle fessure **w_k** **0,1839 [mm]**

Ampiezza massima delle fessure **w_{max}** **0,2 [mm]**

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente

Momento sollecitante per la combinazione Frequente	M_{Ed,freq.}	168 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	150,74 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	147,37 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	125000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,01521 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	0,000367 [-]
		0,000442 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	22,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	415,97 [mm]
		415,97 [mm]

Ampiezza delle fessure **w_k** **0,1839 [mm]**

Ampiezza massima delle fessure **w_{max}** **0,2 [mm]**

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	M_{Ed,caratt.}	168 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	150,74 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	147,37 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01521 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000367 [-] 0,000442 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	22,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	415,97 [mm] 415,97 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,1839 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]

prospetto 7.1N Valori raccomandati di w_{max} (mm)

Classe di esposizione	Elementi di calcestruzzo armato normale e precompresso con cavi non aderenti	Elementi precompressi con cavi aderenti
	Combinazione di carico quasi-permanente	Combinazione di carico frequente
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Decompressione
Nota 1 Per le classi di esposizione X0, XC1, l'ampiezza delle fessure non influenza la durabilità e questo limite è posto per garantire un aspetto accettabile. In assenza di requisiti relativi all'aspetto questo limite può essere mitigato.		
Nota 2 Per queste classi di esposizione, inoltre, si raccomanda che la decompressione sia verificata sotto la combinazione di carico quasi-permanente.		

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

Sollecitazioni SLU-SLV

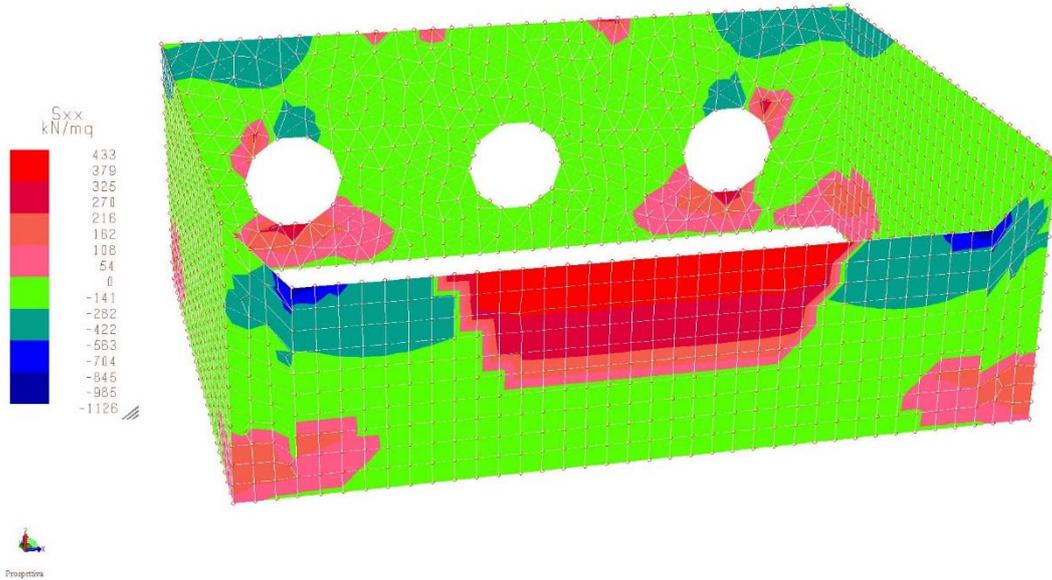


Figura 10 – Inviluppo sollecitazioni tensioni membranali S_{xx} [kN/m²]

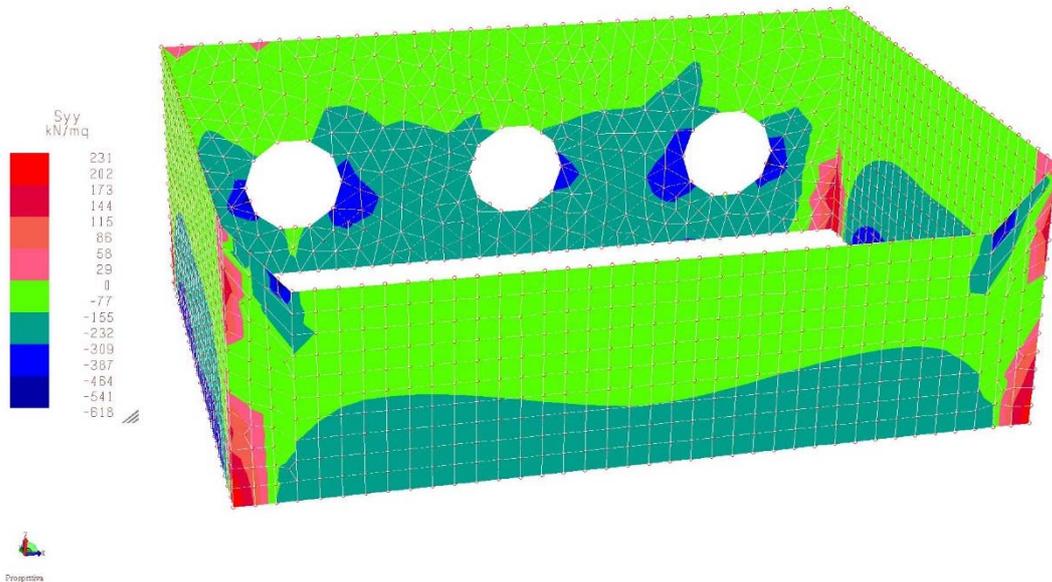


Figura 11 – Inviluppo sollecitazioni tensioni membranali S_{yy} [kN/m²]

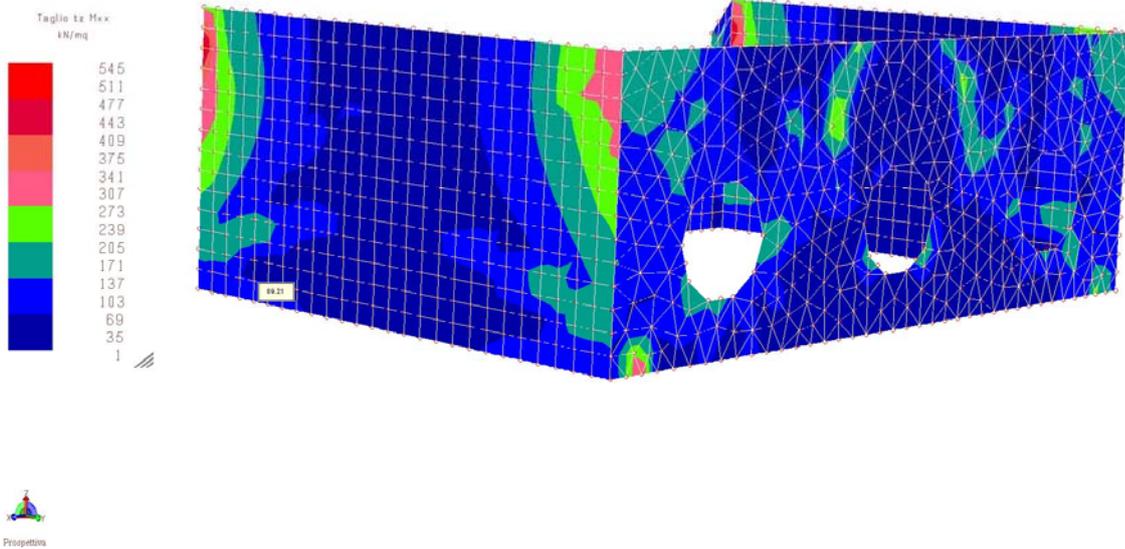


Figura 12 – Involuppo sollecitazioni di taglio t_z a seguito di M_{xx} [kN/m²]

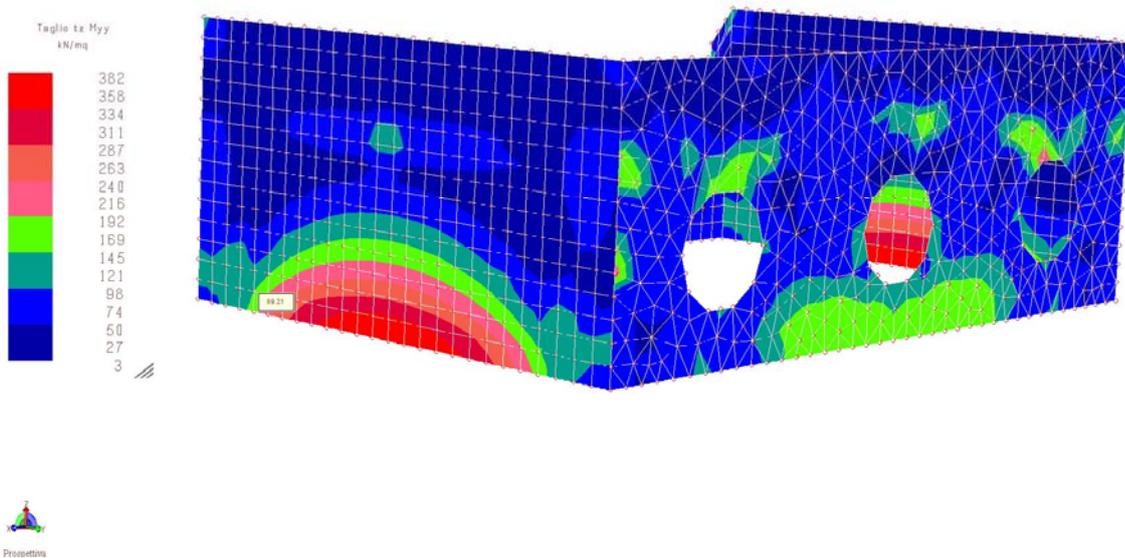


Figura 13 – Involuppo sollecitazioni di taglio t_z a seguito di M_{yy} [kN/m²]

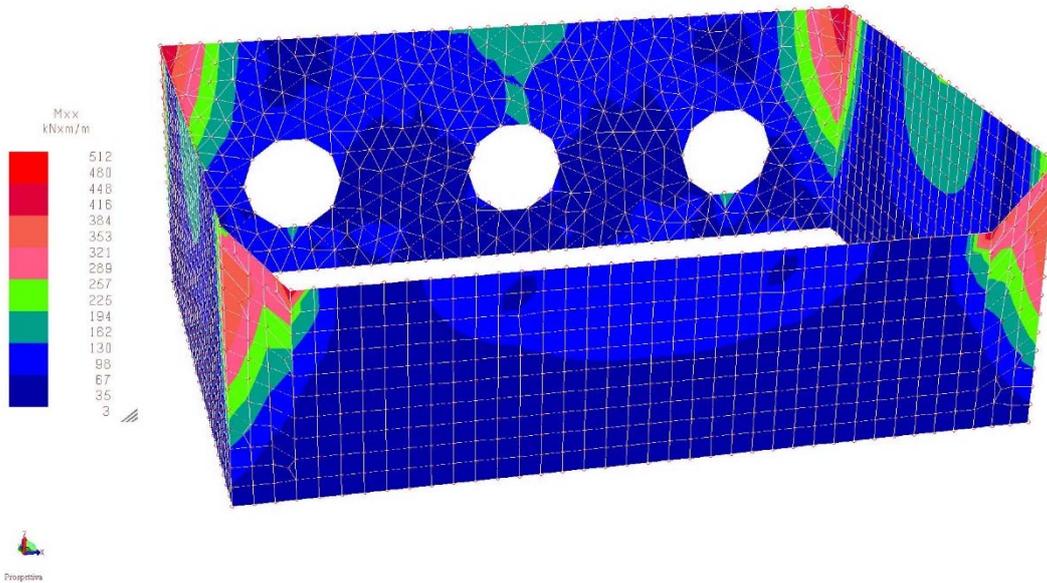


Figura 14 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente M_{xx} [kNm/m]

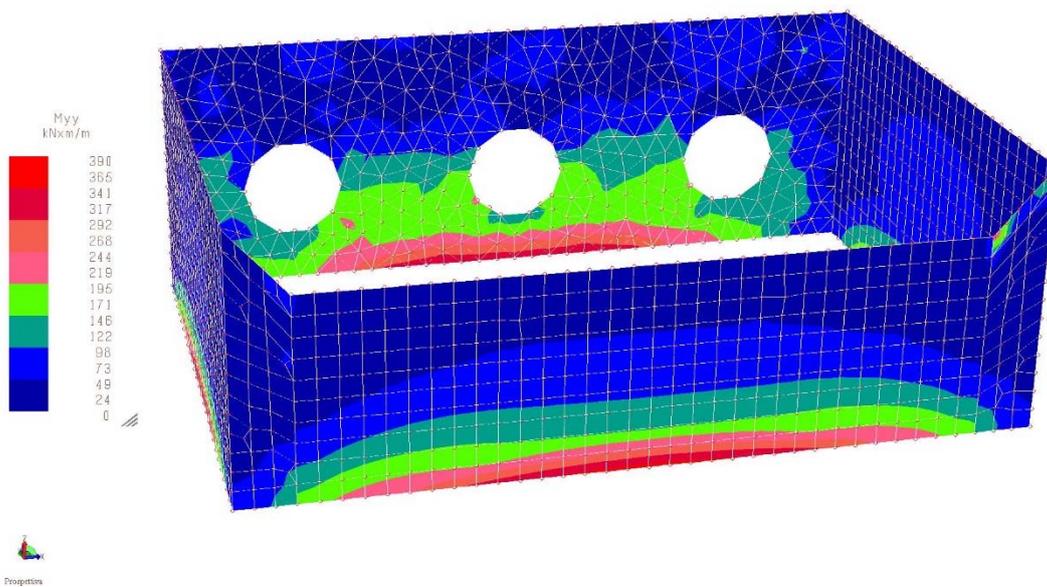


Figura 15 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente M_{yy} [kNm/m]

Sollecitazioni SLE-SLD

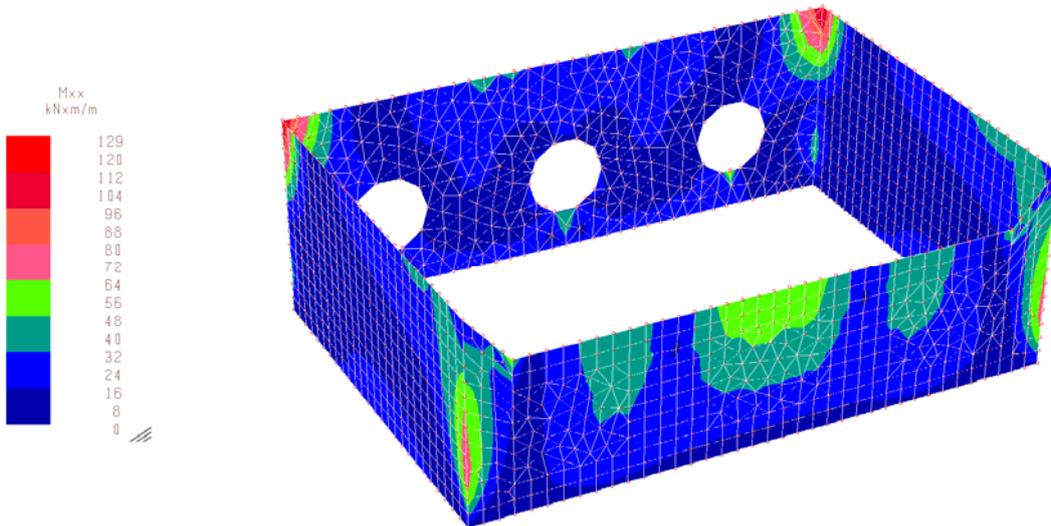


Figura 16 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente M_{xx} [kNm/m]

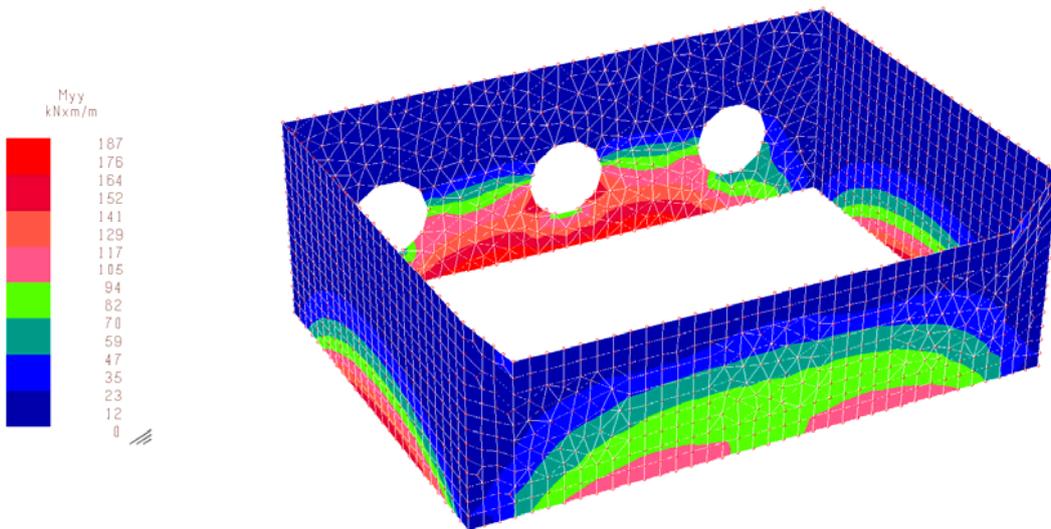


Figura 17 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente M_{yy} [kNm/m]

Verifiche SLU-SLV

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**

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

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/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200'000 N/mm ²	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s 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.

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L₀ 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} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

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

N° rett.

Calcola MRd

L₀ cm

Precompresso

Materiali

B450C	C25/30
ε _{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ε _{cu} <input type="text" value="3.5"/>
E _s <input type="text" value="200000"/> N/mm²	f _{cd} <input type="text" value="14.17"/>
E _s /E _c <input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{syd} <input type="text" value="1.957"/> ‰	σ _{c,adm} <input type="text" value="9.75"/>
σ _{s,adm} <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co} <input type="text" value="0.6"/>
	τ _{c1} <input type="text" value="1.829"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

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

- 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	
<hr/>			
$H =$	800	mm	
$b_w =$	1000	mm	
$d =$	750	mm	
<hr/>			
$N_{Ed} =$	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		
<hr/>			
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
<hr/>			
$A_c = b_w H =$	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
<hr/>			
$V_{Ed} =$	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)

Verifiche SLE-SLD

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}

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS		
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	129,0 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	800 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	750 [mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	2278 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	2278 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	175,25 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	13616012975 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,66 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	81,68 [MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS		
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	129,0 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	800 [-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [-]
Copriferro	d'	50 [-]
Altezza utile della sezione	d'	750 [-]
Area dell'armatura tesa	A_s	2278 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	2278 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	175,25 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	13616012975 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11,25 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,66 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	81,68 [MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS		
Controllo tensionale per la Combinazione Frequente		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	129,0 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	800 [MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [-]
Copriferro	d'	50 [kNm]
Altezza utile della sezione	d'	750 [kNm]
Area dell'armatura tesa	A_s	2278 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	2278 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	175,25 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	13616012975 [mm ⁴]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,66 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	81,68 [MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	800 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	750 [mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	2278 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	2278 [mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S _{rif,max}	293 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	129 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	175,25 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	81,68 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	125000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,01822 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	0,000094 [-] 0,000245 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	17,06 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	329,15 [mm] 329,15 [mm]

Ampiezza delle fessure	W_k	0,0807 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	W_{max}	0,2 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente

Momento sollecitante per la combinazione Frequente	M_{Ed,freq.}	129 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	175,25 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	81,68 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	125000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,01822 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	0,000094 [-] 0,000245 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	17,06 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	329,15 [mm] 329,15 [mm]

Ampiezza delle fessure	W_k	0,0807 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	W_{max}	0,2 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	M_{Ed,caratt.}	129 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	175,25 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	81,68 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01822 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000094 [-] 0,000245 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	17,06 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	329,15 [mm] 329,15 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0807 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]

prospetto 7.1N **Valori raccomandati di w_{max} (mm)**

Classe di esposizione	Elementi di calcestruzzo armato normale e precompresso con cavi non aderenti	Elementi precompressi con cavi aderenti
	Combinazione di carico quasi-permanente	Combinazione di carico frequente
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Decompressione

Nota 1 Per le classi di esposizione X0, XC1, l'ampiezza delle fessure non influenza la durabilità e questo limite è posto per garantire un aspetto accettabile. In assenza di requisiti relativi all'aspetto questo limite può essere mitigato.

Nota 2 Per queste classi di esposizione, inoltre, si raccomanda che la decompressione sia verificata sotto la combinazione di carico quasi-permanente.

- Verifica a momento flettente M_{yy}

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS		
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	187,0 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	1000 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	950 [mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1901 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1901 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	188,48 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	19311912449 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,83 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	110,61 [MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS		
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	187,0 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	1000 [-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [-]
Copriferro	d'	50 [-]
Altezza utile della sezione	d'	950 [-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1901 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1901 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	188,48 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	19311912449 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11,25 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,83 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	110,61 [MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS		
Controllo tensionale per la Combinazione Frequente		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	187,0 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	1000 [MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [-]
Copriferro	d'	50 [kNm]
Altezza utile della sezione	d'	950 [kNm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1901 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1901 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	188,48 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	19311912449 [mm ⁴]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,83 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	110,61 [MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	1000 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	950 [mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	1901 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	1901 [mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S _{rif,max}	305 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	187 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	188,48 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	110,61 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	125000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,01521 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	0,000183 [-]
		0,000332 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	22,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	415,97 [mm]
		415,97 [mm]

Ampiezza delle fessure	w_k	0,1380 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente

Momento sollecitante per la combinazione Frequente	M_{Ed,freq.}	187 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	188,48 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	110,61 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	125000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,01521 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	0,000183 [-]
		0,000332 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	22,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	415,97 [mm]
		415,97 [mm]

Ampiezza delle fessure	w_k	0,1380 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	M_{Ed,caratt.}	187 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	188,48 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	110,61 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01521 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000183 [-] 0,000332 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	22,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	415,97 [mm] 415,97 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,1380 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]

prospetto 7.1N Valori raccomandati di w_{max} (mm)

Classe di esposizione	Elementi di calcestruzzo armato normale e precompresso con cavi non aderenti	Elementi precompressi con cavi aderenti
	Combinazione di carico quasi-permanente	Combinazione di carico frequente
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Decompressione

Nota 1 Per le classi di esposizione X0, XC1, l'ampiezza delle fessure non influenza la durabilità e questo limite è posto per garantire un aspetto accettabile. In assenza di requisiti relativi all'aspetto questo limite può essere mitigato.

Nota 2 Per queste classi di esposizione, inoltre, si raccomanda che la decompressione sia verificata sotto la combinazione di carico quasi-permanente.

Puntelli in carpenteria metallica con sezione HEB 360

Sollecitazioni

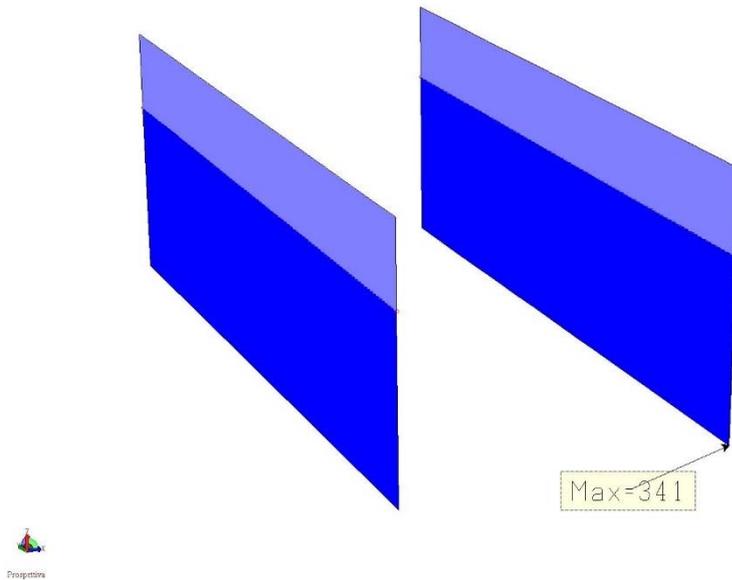


Figura 18 – Involuppo sollecitazioni normali F_x [kN]

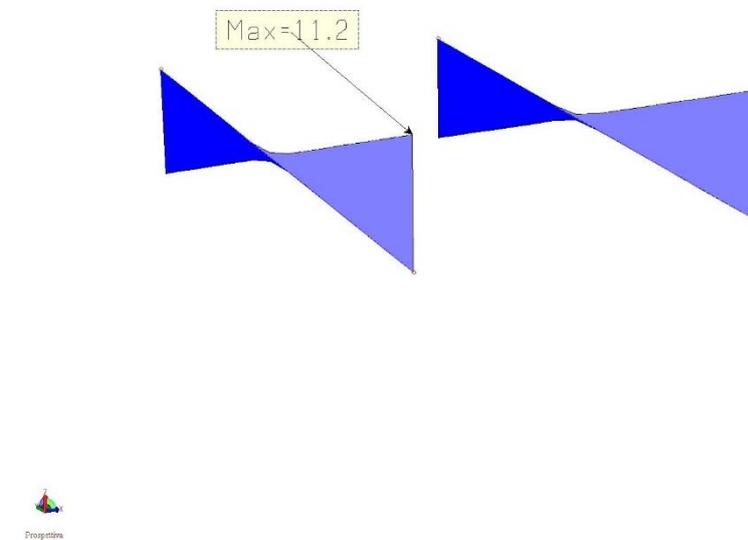


Figura 19 – Involuppo sollecitazioni di taglio F_y [kN]

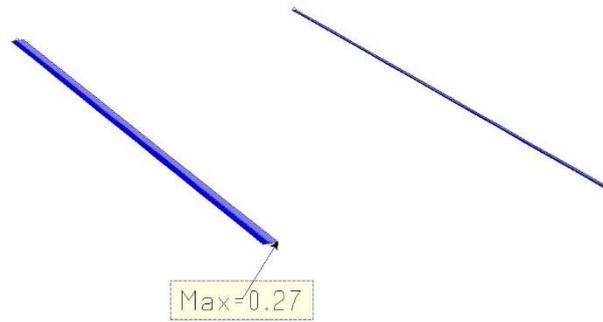


Figura 20 – Involuppo sollecitazioni di taglio F_z [kN]

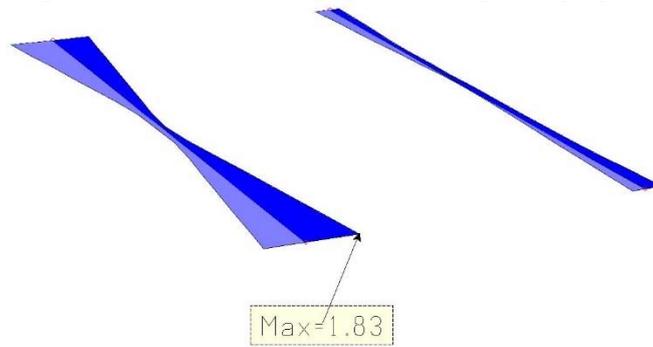


Figura 21 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente M_y [kNm]

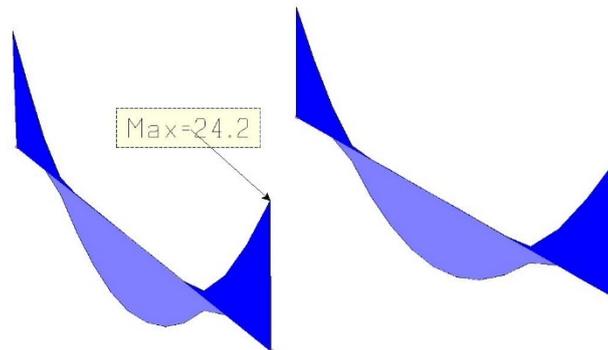
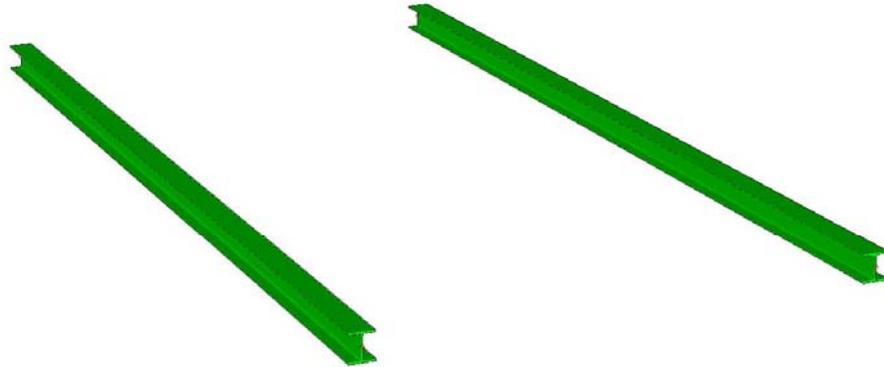


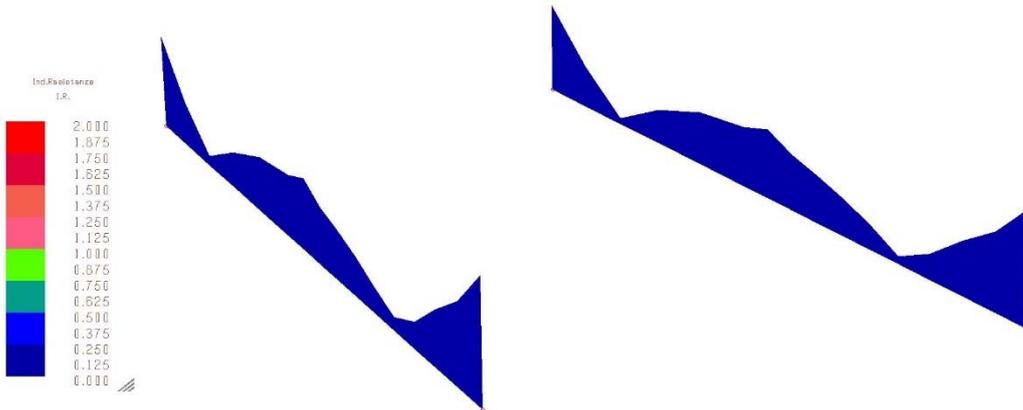
Figura 22 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente M_z [kNm]

Verifiche



Prospettiva

Figura 23 – Verifica globale allo SLU [colore verde = verifica soddisfatta]



Prospettiva

Figura 24 – Indice di resistenza a flessione IR [valore <1 = verifica soddisfatta]

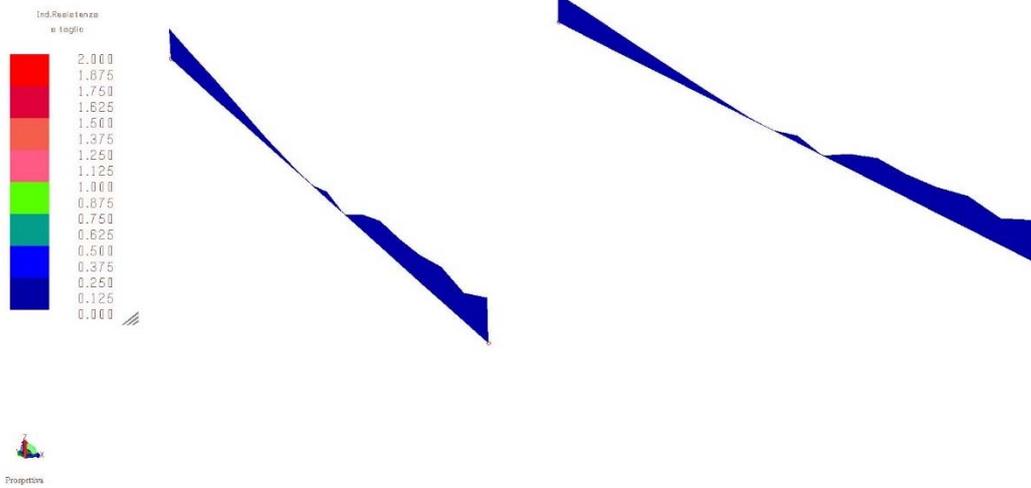


Figura 25 – Indice di resistenza a torsione-taglio IT [valore <1 = verifica soddisfatta]

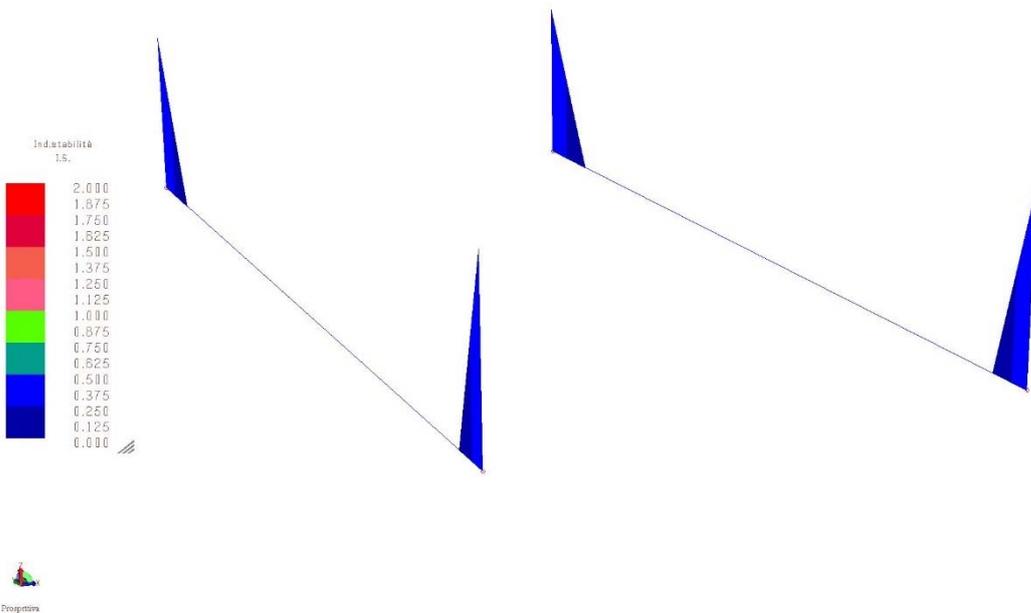


Figura 26 – Indice di resistenza a instabilità IS [valore <1 = verifica soddisfatta]

ALLEGATO 5 - Analisi e verifiche manufatto intersezione
rogge

Dati

Materiali

Simbologia adottata

n°	Indice materiale
Descr	Descrizione del materiale
<u>Calcestruzzo armato</u>	
C	Classe di resistenza del cls
A	Classe di resistenza dell'acciaio
γ	Peso specifico, espresso in [kg/mc]
R _{ck}	Resistenza caratteristica a compressione, espressa in [kg/cmq]
E	Modulo elastico, espresso in [kg/cmq]
ν	Coeff. di Poisson
n	Coeff. di omogenizzazione acciaio/cls
ntc	Coeff. di omogenizzazione cls tesoro/compresso

Calcestruzzo armato

n°	Descr	C	A	γ	R _{ck}	E	ν	n	ntc
1	Cls Armato	C25/30	B450C	[kg/mc] 2500,00	[kg/cmq] 305,91	[kg/cmq] 320666	0.30	15.00	0.50

Acciai

Descr	f _{yk}	f _{uk}
B450C	[kg/cmq] 4588,00	[kg/cmq] 5506,00

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

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
5	12,00	-1,31	0.000

Geometria muro

Geometria paramento e fondazione

Lunghezza muro	10,00	[m]
<u>Paramento</u>		
Materiale	Clis Armato	
Altezza paramento	2,50	[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	[°]
<u>Fondazione</u>		
Materiale	Clis Armato	
Lunghezza mensola di valle	4,00	[m]
Lunghezza mensola di monte	0,40	[m]
Lunghezza totale	4,80	[m]
Inclinazione piano di posa	0,00	[°]
Spessore	0,40	[m]
Spessore magrone	0,10	[m]

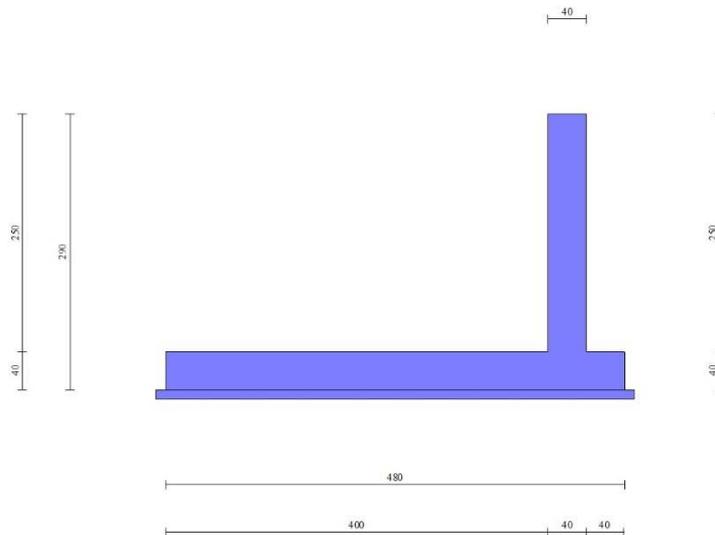


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

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]

Per calcolo portanza con il metodo di Bustamante-Doix

Cesp Coeff. di espansione laterale (solo per il metodo di Bustamante-Doix)
 τ_l Tensione tangenziale limite, espressa in [kg/cmq]

n°	Descr	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kg/cmqa]	ca [kg/cmqa]	Cesp	τ_l [kg/cmqa]
1	Terreno 1	1800,00	2000,00	28.000	18.667	0,10	0,00	---	---
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

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')

Kst_{sta}, Kst_{sis} Coeff. di spinta statico e sismico

n°	H [m]	α [°]	Terreno	Kw [Kg/cm ²]	Ks	Cesp	Kst _{sta}	Kst _{sis}
1	10,00	0.000	Terreno 1	---	---	---	---	---

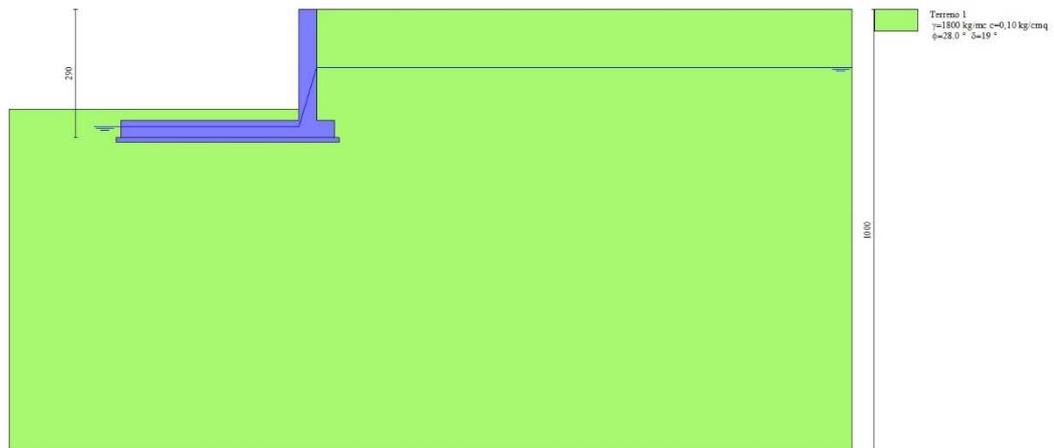


Fig. 2 - Stratigrafia

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 [m]	Fx [kg]	Fy [kg]	M [kgm]	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kg]	Qf [kg]
1	Distribuito					0,00	5,00	2039,40	2039,40

Normativa

Normativa usata: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (D.M. 17.01.2018) + Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7**

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

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche	
			UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1, fav}$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1, sfav}$	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2, sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q, sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{QT, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{QT, sfav}$	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_r	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
Ribaltamento	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

Descrizione combinazioni di carico

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} Q_{k2} + \gamma_{Q3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{0,2} Q_{k2} + \Psi_{0,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti di lungo periodo:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coeff. $\Psi_{0,j}$, $\Psi_{1,j}$, $\Psi_{2,j}$ sono definiti nelle singole condizioni variabili.

I valori dei coeff. γ_G e γ_Q , sono definiti nella tabella normativa.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni:

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 (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° 8 - EQU (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° 9 - EQU (A1-M1-R3) H - V

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

Condizione	γ	Ψ	Effetto
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
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	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Transito veicoli	1.00	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
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh [%]	kv [%]
Ultimo	0.380	2.647	1.324
Ultimo - Ribaltamento	0.570	3.971	1.986
Esercizio	0.470	1.851	0.925

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

Opzioni di calcolo

Spinta

Metodo di calcolo della spinta	Culmann
Tipo di spinta	Spinta attiva
Terreno a bassa permeabilità	NO
Superficie di spinta limitata	NO

Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza	Meyerhof
Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati)	Ponderata
Criterio di riduzione per eccentricità della portanza	Bowles
Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento)	Nessuna
Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico limite ($0.5B\gamma N_r$)	Larghezza effettiva (B)
Fattori di forma e inclinazione del carico	Solo i fattori di inclinazione
Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato il fattore di riduzione per comportamento a piastra	

Stabilità globale

Metodo di calcolo della stabilità globale	Fellenius
---	-----------

Altro

Partecipazione spinta passiva terreno antistante	100.00
Partecipazione resistenza passiva dente di fondazione	50.00
Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni	NO
Considera terreno sulla fondazione di valle	NO
Considera spinta e peso acqua fondazione di valle	NO
Calcolo percorso filtrazione nella verifica a sifonamento	Bligh

Spostamenti

Non è stato richiesto il calcolo degli spostamenti

Cedimenti

Non è stato richiesto il calcolo dei cedimenti

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU)

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

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Paramento e fondazione muro

Verifiche strutturali nelle combinazioni SLD NO

Condizioni ambientali	Ordinarie
Armatura ad aderenza migliorata	SI

Verifica a fessurazione

Sensibilità armatura	Poco sensibile
Metodo di calcolo aperture delle fessure	Circ. Min. 252 (15/10/96) - NTC 2008 I Formulazione
Calcolo momento fessurazione	Apertura
Resistenza a trazione per	Trazione
Valori limite aperture delle fessure:	$w_1=0.20$
	$w_2=0.30$
	$w_3=0.40$

Verifica delle tensioni

Valori limite delle tensioni nei materiali:

Combinazione	Calcestruzzo	Acciaio
Rara	$0.60 f_{ck}$	$0.80 f_{yk}$
Frequente	$1.00 f_{ck}$	$1.00 f_{yk}$
Quasi permanente	$0.45 f_{ck}$	$1.00 f_{yk}$

Risultati per inviluppo

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic	Indice della combinazione
A	Tipo azione
I	Inclinazione della spinta, espressa in [°]
V	Valore dell'azione, espressa in [kg]
C _x , C _y	Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kg]
P _x , P _y	Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kg]	I [°]	C _x [kg]	C _y [kg]	P _x [m]	P _y [m]
1	Spinta statica	2412	18,67	2285	772	0,40	-1,91
	Peso/Inerzia muro			0	7300/0	-1,38	-2,20
	Peso/Inerzia terrapieno			0	3119/0	0,20	-1,25
	Spinta falda da monte			1643		0,40	-2,37
	Sottostinta della falda				5741	-1,42	-2,90
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	0,00
	Resistenza passiva terreno antistante			-3079			
	Diagramma correttivo			1282		0,00	-1,04
2	Spinta statica	996	18,67	944	319	0,40	-2,12
	Incremento di spinta sismica		201	191	64	0,40	-1,93
	Peso/Inerzia muro			193	7300/97	-1,38	-2,20
	Peso/Inerzia terrapieno			72	2711/36	0,20	-1,25
	Spinta falda da monte			1264		0,40	-2,37
	Sottostinta della falda				4416	-1,42	-2,90
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	0,00
	Resistenza passiva terreno antistante			-3079			
	Diagramma correttivo			1195		0,00	-1,04

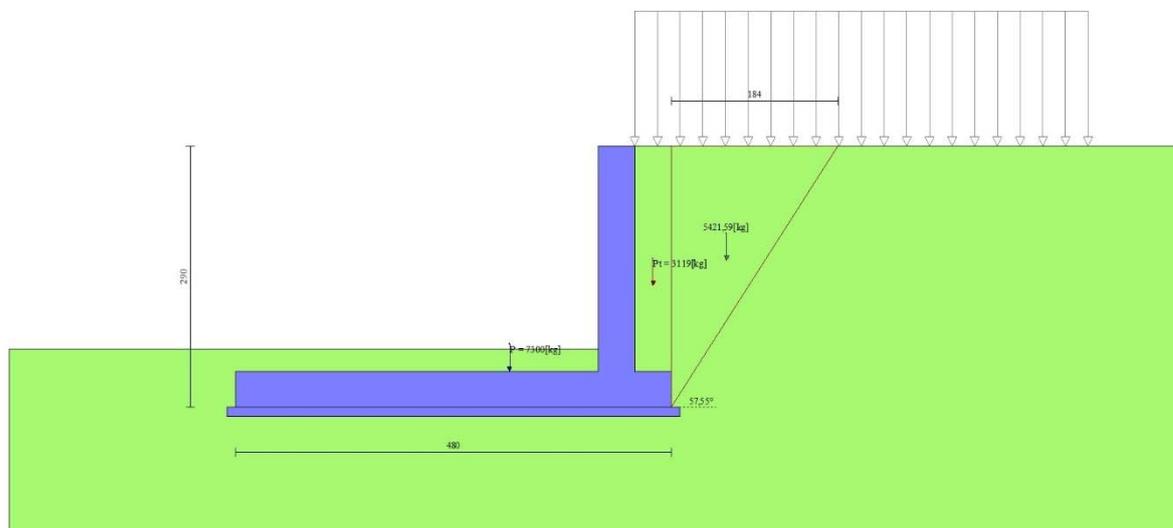


Fig. 3 - Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

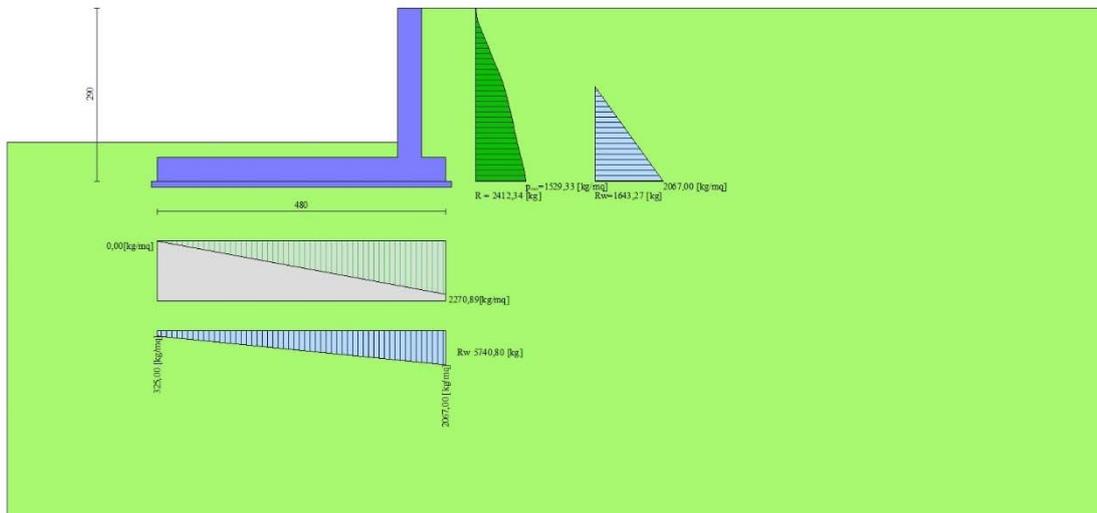


Fig. 4 - Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

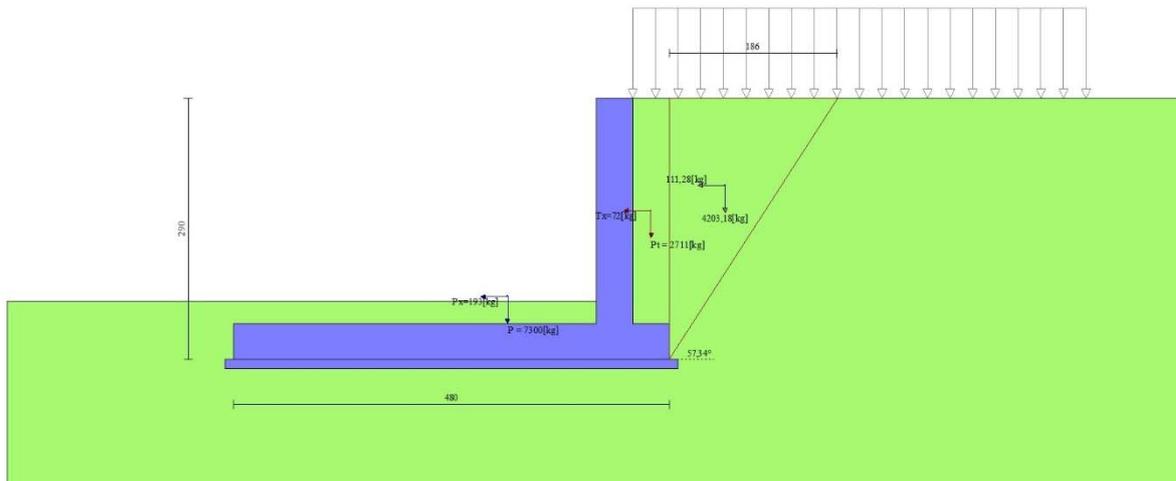


Fig. 5 - Cuneo di spinta (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

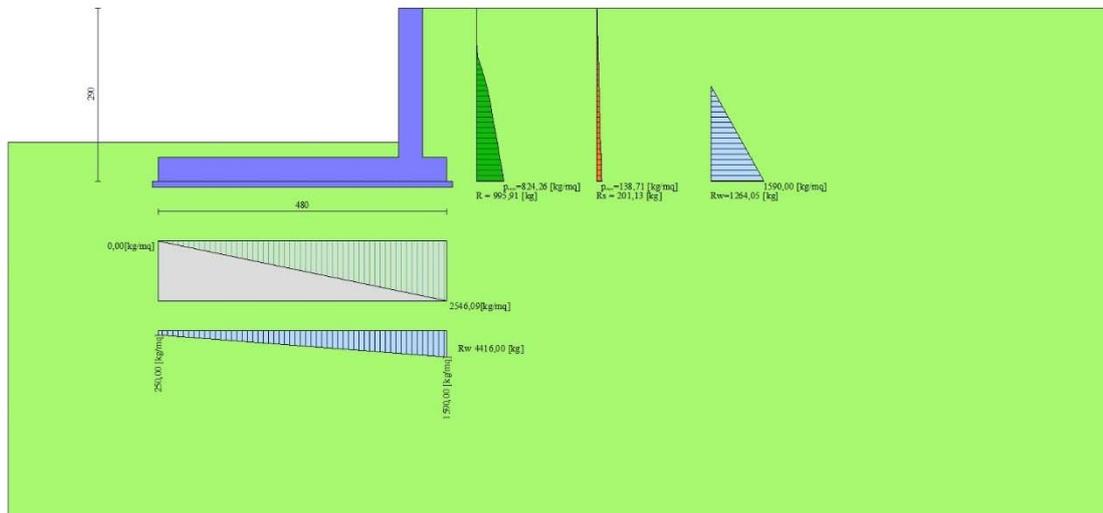


Fig. 6 - Diagramma delle pressioni (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

Verifiche geotecniche

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
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

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		1.252		10.097			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.931		12.347			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.956		12.781			
4 - GEO (A2-M2-R2)					1.408		
5 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.803		
6 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.815		
7 - EQU (A1-M1-R3)			1.979				
8 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		2.440				
9 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		2.297				
15 - HYD						100.000	
16 - UPL							2.141

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 [kg]	Rpt [kg]	Rps [kg]	Rp [kg]	Rt [kg]	R [kg]	T [kg]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	1841	3079	0	--	--	4921	3929	1.252
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	2064	3079	0	--	--	5144	2663	1.931

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

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

n°	N [kg]	Qu [kg]	Qd [kg]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	5450	55031	39308	10.097
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	6111	75449	62874	12.347

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante
ic, iq, iy	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, dy	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, gy	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, by	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, sy	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, py	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc	Indici di rigidezza per punzonamento secondo Vesic
r _γ	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia 0.5B _y N _y viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
γ	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kg/mc]
φ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kg/cm ^q]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '-' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	r _γ
1	25.803	0.363	1.045	--	--	--	--	--	--	--	0.905
	14.720	0.363	1.023	--	--	--	--	--	--		
	11.190	0.077	1.023	--	--	--	--	--	--		
2	25.803	0.545	1.045	--	--	--	--	--	--	--	0.905
	14.720	0.545	1.023	--	--	--	--	--	--		
	11.190	0.025	1.023	--	--	--	--	--	--		

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	φ [kg/mc]	c [kg/cm ^q]
1	0,65	4,80	3,99	1000	28.00	0,10
2	0,65	4,80	3,99	1000	28.00	0,10

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)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms [kgm]	Mr [kgm]	FS
7 - EQU (A1-M1-R3)	40073	20250	1.979
9 - EQU (A1-M1-R3) H - V	36282	15794	2.297

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

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

Ic	C	R	FS
4 - GEO (A2-M2-R2)	[m]	-1,96; 0,84	4,48
5 - GEO (A2-M2-R2) H + V		-1,68; 0,56	4,41

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kg]

Qy carico sulla striscia espresso in [kg]

Qf carico acqua sulla striscia espresso in [kg]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cm²]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cm²]

Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kg/cm²]

n°	W [kg]	Qy [kg]	Qf [kg]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kg/cm ²]	u [kg/cm ²]	Tx; Ty [kg]
1	263	812	0	2,44 - 0,31	72.207	23.043	0,08	0,000	
2	688	812	0	0,31	62.153	23.043	0,08	0,000	
3	991	812	0	0,31	54.569	23.043	0,08	0,044	
4	1228	812	0	0,31	48.241	23.043	0,08	0,083	
5	1419	812	0	0,31	42.631	23.043	0,08	0,114	
6	1578	812	0	0,31	37.494	23.043	0,08	0,140	
7	1730	812	0	0,31	32.692	23.043	0,08	0,161	
8	1890	796	0	0,31	28.138	23.043	0,08	0,179	
9	2436	0	0	0,31	23.772	23.043	0,08	0,141	
10	1244	0	0	0,31	19.549	23.043	0,08	0,072	
11	793	0	0	0,31	15.434	23.043	0,08	0,082	
12	838	0	0	0,31	11.399	23.043	0,08	0,089	
13	869	0	0	0,31	7.422	23.043	0,08	0,094	
14	887	0	0	0,31	3.480	23.043	0,08	0,097	
15	892	0	0	0,31	-0.445	23.043	0,08	0,098	
16	884	0	0	0,31	-4.372	23.043	0,08	0,097	
17	863	0	0	0,31	-8.320	23.043	0,08	0,093	
18	829	0	0	0,31	-12.309	23.043	0,08	0,088	
19	781	0	0	0,31	-16.359	23.043	0,08	0,080	
20	719	0	0	0,31	-20.496	23.043	0,08	0,070	
21	640	0	0	0,31	-24.748	23.043	0,08	0,057	
22	545	0	0	0,31	-29.153	23.043	0,08	0,041	
23	384	0	0	0,31	-33.757	23.043	0,08	0,023	
24	224	0	0	0,31	-38.625	23.043	0,08	0,000	
25	73	0	0	-5,21 - 0,31	-42.417	23.043	0,08	0,000	

n°	W [kg]	Qy [kg]	Qf [kg]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kg/cm ²]	u [kg/cm ²]	Tx; Ty [kg]
1	318	636	0	2,70 - 0,31	74.594	28.000	0,10	0,000	
2	816	636	0	0,31	62.978	28.000	0,10	0,013	
3	1144	636	0	0,31	54.984	28.000	0,10	0,066	
4	1392	636	0	0,31	48.400	28.000	0,10	0,105	
5	1591	636	0	0,31	42.595	28.000	0,10	0,137	
6	1755	636	0	0,31	37.296	28.000	0,10	0,163	
7	1890	636	0	0,31	32.351	28.000	0,10	0,185	
8	2041	636	0	0,31	27.666	28.000	0,10	0,203	
9	2314	426	0	0,31	23.175	28.000	0,10	0,218	
10	2618	0	0	0,31	18.831	28.000	0,10	0,143	
11	954	0	0	0,31	14.597	28.000	0,10	0,105	
12	997	0	0	0,31	10.444	28.000	0,10	0,112	
13	1026	0	0	0,31	6.345	28.000	0,10	0,117	
14	1041	0	0	0,31	2.280	28.000	0,10	0,119	
15	1042	0	0	0,31	-1.774	28.000	0,10	0,120	
16	1029	0	0	0,31	-5.837	28.000	0,10	0,117	
17	1002	0	0	0,31	-9.930	28.000	0,10	0,113	
18	960	0	0	0,31	-14.075	28.000	0,10	0,106	
19	904	0	0	0,31	-18.298	28.000	0,10	0,097	
20	831	0	0	0,31	-22.626	28.000	0,10	0,086	
21	741	0	0	0,31	-27.097	28.000	0,10	0,071	
22	631	0	0	0,31	-31.755	28.000	0,10	0,054	
23	564	0	0	0,31	-36.663	28.000	0,10	0,032	
24	268	0	0	0,31	-41.911	28.000	0,10	0,007	
25	88	0	0	-5,09 - 0,31	-46.460	28.000	0,10	0,000	

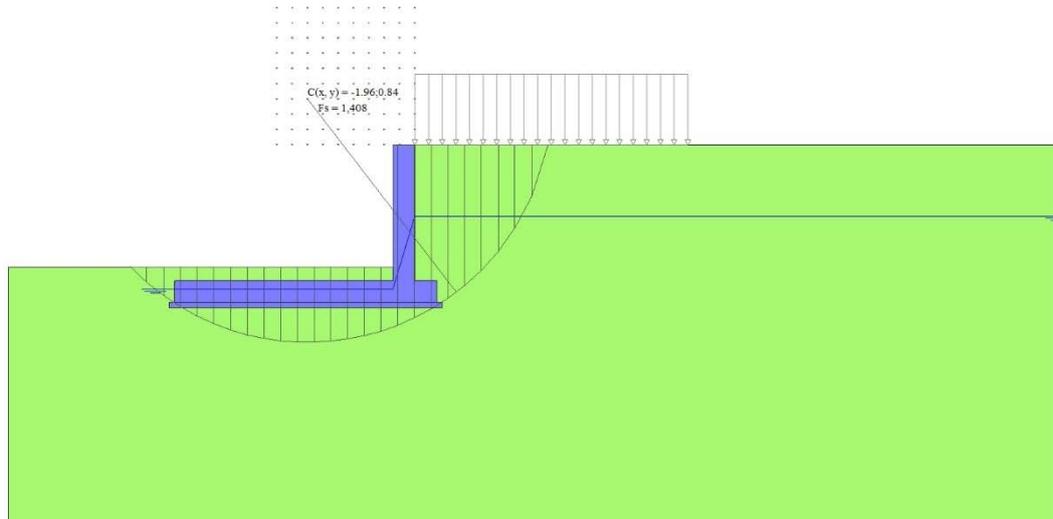


Fig. 7 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 4)

Verifica a sifonamento

Simbologia adottata

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

Ic	ΔH [m]	L [m]	γm [kg/mc]	ic	ie	FS
15	1,34	0,00	0,00	0.000	0.202	100.000

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 [kg]	Ai [kg]	FS
16	10399	4858	2.141

Sollecitazioni

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

n°	Indice della sezione
X	Posizione della sezione, espresso in [m]
N	Sforzo normale, espresso in [kg]. Positivo se di compressione.
T	Taglio, espresso in [kg]. Positivo se diretto da monte verso valle
M	Momento, espresso in [kgm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

La posizione delle sezioni di verifica fanno riferimento al sistema di riferimento globale la cui origine è nello spigolo in alto a destra del paramento.

Paramento

n°	X [m]	N _{min} [kg]	N _{max} [kg]	T _{min} [kg]	T _{max} [kg]	M _{min} [kgm]	M _{max} [kgm]
1	0,00	0	0	0	0	0	0
2	-0,10	99	101	73	80	4	4
3	-0,20	197	203	144	159	14	16
4	-0,30	296	304	213	235	32	36
5	-0,40	395	405	281	317	57	63
6	-0,50	493	507	347	406	88	98
7	-0,60	592	608	411	501	126	144
8	-0,70	691	709	475	600	171	199
9	-0,80	789	811	537	704	221	264
10	-0,90	888	912	602	813	278	340
11	-1,00	987	1013	670	928	342	427
12	-1,10	1085	1115	743	1047	412	525
13	-1,20	1184	1216	819	1171	490	636
14	-1,30	1283	1317	898	1299	576	760
15	-1,40	1381	1419	984	1436	670	896
16	-1,50	1480	1520	1082	1589	773	1047
17	-1,60	1579	1621	1192	1757	887	1215
18	-1,70	1677	1723	1313	1940	1012	1399
19	-1,80	1776	1824	1445	2138	1150	1603
20	-1,90	1875	1925	1589	2351	1302	1827
21	-2,00	1974	2026	1744	2578	1468	2074
22	-2,10	2072	2128	1911	2821	1651	2343
23	-2,20	2171	2229	2089	3078	1851	2638
24	-2,30	2270	2330	2278	3350	2069	2960
25	-2,40	2368	2432	2479	3637	2307	3309
26	-2,50	2467	2533	2691	3939	2565	3688

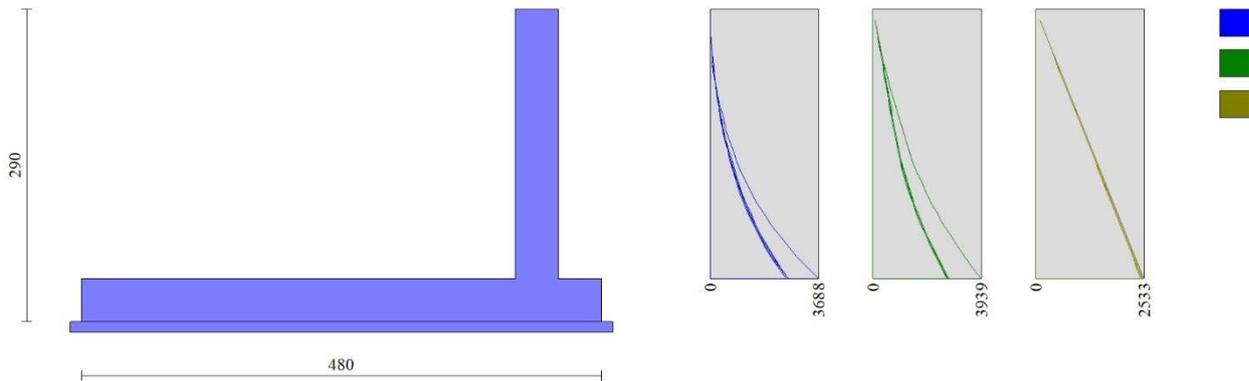


Fig. 8 - Paramento

Fondazione

n°	X [m]	N _{min} [kg]	N _{max} [kg]	T _{min} [kg]	T _{max} [kg]	M _{min} [kgm]	M _{max} [kgm]
1	-4,40	0	0	0	0	0	0
2	-4,30	0	0	-71	-63	-4	-3
3	-4,20	0	0	-134	-118	-14	-12
4	-4,10	0	0	-190	-165	-30	-27
5	-4,00	0	0	-237	-203	-52	-45
6	-3,90	0	0	-277	-233	-77	-67
7	-3,80	0	0	-309	-255	-107	-91
8	-3,70	0	0	-333	-268	-139	-118
9	-3,60	0	0	-349	-272	-173	-145
10	-3,50	0	0	-357	-269	-208	-172
11	-3,40	0	0	-358	-257	-244	-198
12	-3,30	0	0	-351	-237	-280	-223
13	-3,20	0	0	-335	-208	-314	-245
14	-3,10	0	0	-312	-171	-347	-264
15	-3,00	0	0	-282	-126	-376	-279

n°	X [m]	Nmin [kg]	Nmax [kg]	Tmin [kg]	Tmax [kg]	Mmin [kgm]	Mmax [kgm]
16	-2,90	0	0	-243	-72	-403	-289
17	-2,80	0	0	-196	-10	-425	-293
18	-2,70	0	0	-142	61	-442	-291
19	-2,60	0	0	-80	139	-453	-281
20	-2,50	0	0	-10	227	-457	-263
21	-2,40	0	0	68	322	-455	-235
22	-2,30	0	0	154	426	-443	-198
23	-2,20	0	0	248	538	-423	-150
24	-2,10	0	0	349	659	-394	-90
25	-2,00	0	0	458	788	-353	-18
26	-1,90	0	0	575	925	-302	68
27	-1,80	0	0	700	1071	-238	167
28	-1,70	0	0	833	1225	-161	282
29	-1,60	0	0	974	1387	-71	413
30	-1,50	0	0	1122	1558	34	560
31	-1,40	0	0	1279	1737	154	725
32	-1,30	0	0	1443	1925	290	908
33	-1,20	0	0	1615	2120	442	1110
34	-1,10	0	0	1795	2325	613	1332
35	-1,00	0	0	1982	2537	801	1575
36	-0,90	0	0	2178	2758	1009	1840
37	-0,80	0	0	2381	2987	1237	2127
38	-0,70	0	0	2592	3225	1486	2437
39	-0,60	0	0	2811	3471	1756	2772
40	-0,50	0	0	3038	3725	2048	3132
41	-0,40	0	0	3273	3988	2364	3518
42	0,00	0	0	-2419	-1521	-479	-300
43	0,08	0	0	-1925	-1207	-306	-191
44	0,16	0	0	-1435	-897	-171	-107
45	0,24	0	0	-952	-593	-76	-47
46	0,32	0	0	-473	-294	-19	-12
47	0,40	0	0	0	0	0	0

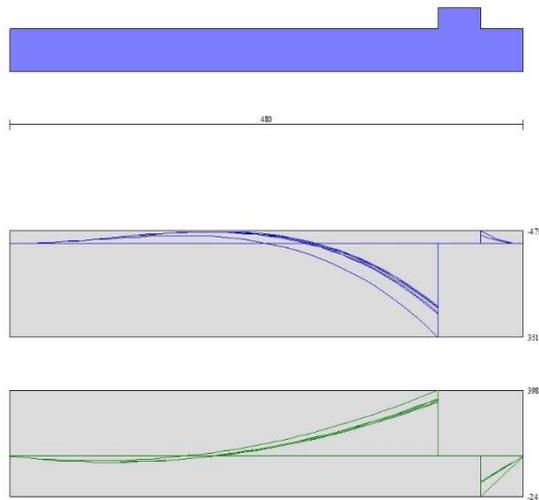


Fig. 9 - Fondazione

Verifiche strutturali

Verifiche a flessione

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

n°	indice sezione
B	larghezza sezione espresso in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
Afi	area ferri inferiori espresso in [cmq]
Afs	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°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kgm]	N [kg]	Mu [kgm]	Nu [kg]	FS
1	100	40	7,70	7,70	0	0	0	0	10000.000
2	100	40	7,70	7,70	4	101	18498	507357	5007.289
3	100	40	7,70	7,70	15	200	30244	393824	1969.119
4	100	40	7,70	7,70	35	300	35182	304710	1015.699
5	100	40	7,70	7,70	62	400	35900	231227	578.068
6	100	40	7,70	7,70	98	500	31697	161317	322.635
7	100	40	7,70	7,70	144	600	26104	109102	181.837
8	100	40	7,70	7,70	199	700	22097	77907	111.296
9	100	40	7,70	7,70	264	800	19230	58336	72.919
10	100	40	7,70	7,70	340	900	17402	46126	51.251
11	100	40	7,70	7,70	427	1000	16173	37916	37.916
12	100	40	7,70	7,70	525	1100	15292	32025	29.113
13	100	40	7,70	7,70	636	1200	14629	27597	22.998
14	100	40	7,70	7,70	760	1300	14114	24155	18.581
15	100	40	7,70	7,70	896	1400	13702	21404	15.288
16	100	40	7,70	7,70	1047	1500	13363	19137	12.758
17	100	40	7,70	7,70	1215	1600	13077	17227	10.767
18	100	40	7,70	7,70	1399	1700	12821	15577	9.163
19	100	40	7,70	7,70	1603	1800	12586	14133	7.852
20	100	40	7,70	7,70	1827	1900	12382	12874	6.776
21	100	40	7,70	7,70	2074	2000	12202	11768	5.884
22	100	40	10,05	10,05	2343	2100	15264	13678	6.513
23	100	40	10,05	10,05	2638	2200	15103	12594	5.725
24	100	40	10,05	10,05	2960	2300	14959	11625	5.054
25	100	40	10,05	10,05	3309	2400	14829	10756	4.482
26	100	40	10,05	10,05	3688	2500	14713	9975	3.990

Fondazione

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kgm]	N [kg]	Mu [kgm]	Nu [kg]	FS
1	100	40	0,00	0,00	0	0	0	0	10000.000
2	100	40	10,05	10,05	-4	0	-13171	0	3639.079
3	100	40	10,05	10,05	-14	0	-13171	0	943.850
4	100	40	10,05	10,05	-30	0	-13171	0	435.815
5	100	40	10,05	10,05	-52	0	-13171	0	255.073
6	100	40	10,05	10,05	-77	0	-13171	0	170.136
7	100	40	10,05	10,05	-107	0	-13171	0	123.356
8	100	40	10,05	10,05	-139	0	-13171	0	94.807
9	100	40	10,05	10,05	-173	0	-13171	0	76.094
10	100	40	10,05	10,05	-208	0	-13171	0	63.176
11	100	40	10,05	10,05	-244	0	-13171	0	53.910
12	100	40	10,05	10,05	-280	0	-13171	0	47.072
13	100	40	10,05	10,05	-314	0	-13171	0	41.923
14	100	40	10,05	10,05	-347	0	-13171	0	37.997
15	100	40	10,05	10,05	-376	0	-13171	0	34.992
16	100	40	10,05	10,05	-403	0	-13171	0	32.708
17	100	40	10,05	10,05	-425	0	-13171	0	31.012
18	100	40	10,05	10,05	-442	0	-13171	0	29.820
19	100	40	10,05	10,05	-453	0	-13171	0	29.085
20	100	40	10,05	10,05	-457	0	-13171	0	28.797
21	100	40	10,05	10,05	-455	0	-13171	0	28.978
22	100	40	10,05	10,05	-443	0	-13171	0	29.700
23	100	40	10,05	10,05	-423	0	-13171	0	31.104
24	100	40	10,05	10,05	-394	0	-13171	0	33.455
25	100	40	10,05	10,05	-353	0	-13171	0	37.270
26	100	40	10,05	10,05	-302	0	-13171	0	43.645
27	100	40	10,05	10,05	-238	0	-13171	0	55.327
28	100	40	10,05	10,05	282	0	13171	0	46.675
29	100	40	10,05	10,05	413	0	13171	0	31.913
30	100	40	10,05	10,05	560	0	13171	0	23.524
31	100	40	10,05	10,05	725	0	13171	0	18.177
32	100	40	10,05	10,05	908	0	13171	0	14.512
33	100	40	10,05	10,05	1110	0	13171	0	11.868
34	100	40	10,05	10,05	1332	0	13171	0	9.888
35	100	40	10,05	10,05	1575	0	13171	0	8.363
36	100	40	10,05	10,05	1840	0	13171	0	7.159
37	100	40	10,05	10,05	2127	0	13171	0	6.193
38	100	40	10,05	10,05	2437	0	13171	0	5.404
39	100	40	10,05	10,05	2772	0	13171	0	4.751
40	100	40	10,05	10,05	3132	0	13171	0	4.205

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kgm]	N [kg]	Mu [kgm]	Nu [kg]	FS
41	100	40	10,05	10,05	3518	0	13171	0	3.744
42	100	40	10,05	10,05	-479	0	-13171	0	27.476
43	100	40	10,05	10,05	-306	0	-13171	0	43.091
44	100	40	10,05	10,05	-171	0	-13171	0	76.894
45	100	40	10,05	10,05	-76	0	-13171	0	173.662
46	100	40	10,05	10,05	-19	0	-13171	0	697.272
47	100	40	10,05	10,05	0	0	0	0	100000.000

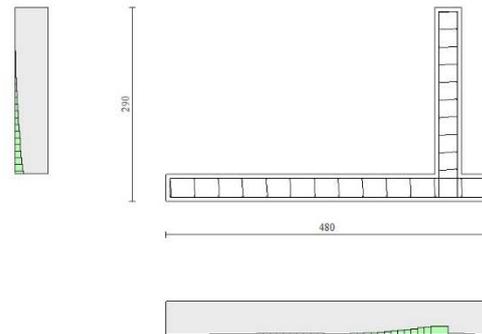


Fig. 10 - Paramento (Inviluppo)

Verifiche a taglio

Simbologia adottata

n° (o Is)	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espressa in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
A _{sw}	area ferri a taglio espresso in [cmq]
cotgθ	inclinazione delle bielle compresse, θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
V _{Rcd}	resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kg]
V _{Rsd}	resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kg]
V _{Rd}	resistenza di progetto a taglio espresso in [kg]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A _{sw} >0.0) V _{Rd} =min(V _{Rcd} , V _{Rsd}).
T	taglio agente espressa in [kg]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

Paramento

n°	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	cotθ	V _{Rcd} [kg]	V _{Rsd} [kg]	V _{Rd} [kg]	T [kg]	FS
1	100	40	0,00	--	0	0	16821	0	100.000
2	100	40	0,00	--	0	0	16834	77	219.126
3	100	40	0,00	--	0	0	16847	153	109.756
4	100	40	0,00	--	0	0	16860	233	72.391
5	100	40	0,00	--	0	0	16873	317	53.195
6	100	40	0,00	--	0	0	16886	406	41.546
7	100	40	0,00	--	0	0	16900	501	33.753
8	100	40	0,00	--	0	0	16913	600	28.191
9	100	40	0,00	--	0	0	16926	704	24.037
10	100	40	0,00	--	0	0	16939	813	20.825
11	100	40	0,00	--	0	0	16952	928	18.274
12	100	40	0,00	--	0	0	16965	1047	16.205
13	100	40	0,00	--	0	0	16978	1171	14.499
14	100	40	0,00	--	0	0	16991	1299	13.078
15	100	40	0,00	--	0	0	17005	1436	11.838
16	100	40	0,00	--	0	0	17018	1589	10.709
17	100	40	0,00	--	0	0	17031	1757	9.693

n°	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	cotθ	V _{Rcd} [kg]	V _{Rsd} [kg]	V _{Rd} [kg]	T [kg]	FS
18	100	40	0,00	--	0	0	17044	1940	8.785
19	100	40	0,00	--	0	0	17057	2138	7.979
20	100	40	0,00	--	0	0	17070	2351	7.262
21	100	40	0,00	--	0	0	17083	2578	6.626
22	100	40	0,00	--	0	0	18663	2821	6.617
23	100	40	0,00	--	0	0	18676	3078	6.068
24	100	40	0,00	--	0	0	18689	3350	5.578
25	100	40	0,00	--	0	0	18702	3637	5.142
26	100	40	0,00	--	0	0	18715	3939	4.751

Fondazione

n°	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	cotθ	V _{Rcd} [kg]	V _{Rsd} [kg]	V _{Rd} [kg]	T [kg]	FS
1	100	40	0,00	--	0	0	14656	0	100.000
2	100	40	0,00	--	0	0	18387	71	258.681
3	100	40	0,00	--	0	0	18387	134	136.891
4	100	40	0,00	--	0	0	18387	190	96.919
5	100	40	0,00	--	0	0	18387	237	77.493
6	100	40	0,00	--	0	0	18387	277	66.382
7	100	40	0,00	--	0	0	18387	309	59.532
8	100	40	0,00	--	0	0	18387	333	55.234
9	100	40	0,00	--	0	0	18387	349	52.672
10	100	40	0,00	--	0	0	18387	357	51.442
11	100	40	0,00	--	0	0	18387	358	51.368
12	100	40	0,00	--	0	0	18387	351	52.443
13	100	40	0,00	--	0	0	18387	335	54.815
14	100	40	0,00	--	0	0	18387	312	58.853
15	100	40	0,00	--	0	0	18387	282	65.303
16	100	40	0,00	--	0	0	18387	243	75.708
17	100	40	0,00	--	0	0	18387	196	93.653
18	100	40	0,00	--	0	0	18387	142	129.531
19	100	40	0,00	--	0	0	18387	-139	131.947
20	100	40	0,00	--	0	0	18387	-227	81.173
21	100	40	0,00	--	0	0	18387	-322	57.095
22	100	40	0,00	--	0	0	18387	-426	43.170
23	100	40	0,00	--	0	0	18387	-538	34.166
24	100	40	0,00	--	0	0	18387	-659	27.911
25	100	40	0,00	--	0	0	18387	-788	23.341
26	100	40	0,00	--	0	0	18387	-925	19.876
27	100	40	0,00	--	0	0	18387	-1071	17.172
28	100	40	0,00	--	0	0	18387	-1225	15.012
29	100	40	0,00	--	0	0	18387	-1387	13.255
30	100	40	0,00	--	0	0	18387	-1558	11.802
31	100	40	0,00	--	0	0	18387	-1737	10.585
32	100	40	0,00	--	0	0	18387	-1925	9.554
33	100	40	0,00	--	0	0	18387	-2120	8.671
34	100	40	0,00	--	0	0	18387	-2325	7.910
35	100	40	0,00	--	0	0	18387	-2537	7.247
36	100	40	0,00	--	0	0	18387	-2758	6.666
37	100	40	0,00	--	0	0	18387	-2987	6.155
38	100	40	0,00	--	0	0	18387	-3225	5.701
39	100	40	0,00	--	0	0	18387	-3471	5.297
40	100	40	0,00	--	0	0	18387	-3725	4.936
41	100	40	0,00	--	0	0	18387	-3988	4.610
42	100	40	0,00	--	0	0	18387	-2419	7.601
43	100	40	0,00	--	0	0	18387	-1925	9.554
44	100	40	0,00	--	0	0	18387	-1435	12.809
45	100	40	0,00	--	0	0	18387	-952	19.322
46	100	40	0,00	--	0	0	18387	-473	38.863
47	100	40	0,00	--	0	0	18387	0	100.000

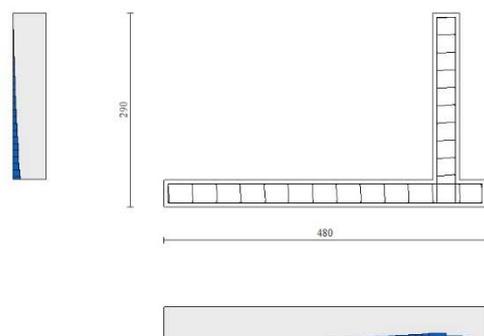


Fig. 11 - Paramento (Inviluppo)

Verifica delle tensioni

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione, espressa in [m]
B	larghezza sezione, espressa in [cm]
H	altezza sezione, espressa in [cm]
Afi	area ferri inferiori, espresso in [cmq]
Afs	area ferri superiori, espressa in [cmq]
M	momento agente, espressa in [kgm]
N	sforzo normale agente, espressa in [kg]
σ_c	tensione di compressione nel cls, espressa in [kg/cmq]
σ_{fi}	tensione nei ferri inferiori, espressa in [kg/cmq]
σ_{fs}	tensione nei ferri superiori, espressa in [kg/cmq]

Combinazioni SLER

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo	152,34	[kg/cmq]
Tensione massima di trazione dell'acciaio	3670,40	[kg/cmq]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kgm]	N [kg]	σ_c [kg/cmq]	σ_{fi} [kg/cmq]	σ_{fs} [kg/cmq]
1	100	40	7,70	7,70	0	0	0,00 (10)	0,00 (10)	0,00 (10)
2	100	40	7,70	7,70	4	100	0,04 (10)	0,21 (10)	0,50 (10)
3	100	40	7,70	7,70	16	200	0,10 (10)	0,10 (10)	1,31 (10)
4	100	40	7,70	7,70	36	300	0,22 (10)	0,91 (10)	2,54 (10)
5	100	40	7,70	7,70	63	400	0,40 (10)	4,31 (10)	4,29 (10)
6	100	40	7,70	7,70	97	500	0,66 (10)	11,01 (10)	6,42 (10)
7	100	40	7,70	7,70	139	600	0,98 (10)	20,97 (10)	8,79 (10)
8	100	40	7,70	7,70	187	700	1,36 (10)	33,95 (10)	11,35 (10)
9	100	40	7,70	7,70	242	800	1,79 (10)	49,78 (10)	14,10 (10)
10	100	40	7,70	7,70	304	900	2,27 (10)	68,43 (10)	17,05 (10)
11	100	40	7,70	7,70	373	1000	2,81 (10)	89,99 (10)	20,19 (10)
12	100	40	7,70	7,70	449	1100	3,41 (10)	114,57 (10)	23,55 (10)
13	100	40	7,70	7,70	532	1200	4,06 (10)	142,30 (10)	27,13 (10)
14	100	40	7,70	7,70	624	1300	4,78 (10)	173,30 (10)	30,94 (10)
15	100	40	7,70	7,70	724	1400	5,56 (10)	207,71 (10)	34,99 (10)
16	100	40	7,70	7,70	833	1500	6,41 (10)	245,93 (10)	39,31 (10)
17	100	40	7,70	7,70	952	1600	7,34 (10)	288,40 (10)	43,93 (10)
18	100	40	7,70	7,70	1083	1700	8,37 (10)	335,59 (10)	48,89 (10)
19	100	40	7,70	7,70	1226	1800	9,49 (10)	387,94 (10)	54,22 (10)

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kgm]	N [kg]	σc [kg/cmq]	σfi [kg/cmq]	σfs [kg/cmq]
20	100	40	7,70	7,70	1383	1900	10,72 (10)	445,90 (10)	59,95 (10)
21	100	40	7,70	7,70	1555	2000	12,06 (10)	509,91 (10)	66,10 (10)
22	100	40	10,05	10,05	1743	2100	12,10 (10)	453,25 (10)	73,82 (10)
23	100	40	10,05	10,05	1947	2200	13,52 (10)	513,52 (10)	81,31 (10)
24	100	40	10,05	10,05	2169	2300	15,07 (10)	579,53 (10)	89,38 (10)
25	100	40	10,05	10,05	2411	2400	16,74 (10)	651,63 (10)	98,05 (10)
26	100	40	10,05	10,05	2672	2500	18,56 (10)	730,17 (10)	107,36 (10)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 152,34 [kg/cmq]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 3670,40 [kg/cmq]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kgm]	N [kg]	σc [kg/cmq]	σfi [kg/cmq]	σfs [kg/cmq]
1	100	40	0,00	0,00	0	0	0,00 (10)	0,00 (10)	0,00 (10)
2	100	40	10,05	10,05	-4	0	0,03 (10)	0,12 (10)	1,16 (10)
3	100	40	10,05	10,05	-14	0	0,10 (10)	0,44 (10)	4,46 (10)
4	100	40	10,05	10,05	-30	0	0,21 (10)	0,96 (10)	9,65 (10)
5	100	40	10,05	10,05	-52	0	0,36 (10)	1,64 (10)	16,48 (10)
6	100	40	10,05	10,05	-77	0	0,53 (10)	2,46 (10)	24,70 (10)
7	100	40	10,05	10,05	-106	0	0,74 (10)	3,39 (10)	34,04 (10)
8	100	40	10,05	10,05	-138	0	0,96 (10)	4,41 (10)	44,27 (10)
9	100	40	10,05	10,05	-172	0	1,19 (10)	5,49 (10)	55,12 (10)
10	100	40	10,05	10,05	-207	0	1,43 (10)	6,61 (10)	66,34 (10)
11	100	40	10,05	10,05	-243	0	1,68 (10)	7,74 (10)	77,67 (10)
12	100	40	10,05	10,05	-278	0	1,92 (10)	8,86 (10)	88,87 (10)
13	100	40	10,05	10,05	-312	0	2,15 (10)	9,94 (10)	99,69 (10)
14	100	40	10,05	10,05	-344	0	2,37 (10)	10,95 (10)	109,85 (10)
15	100	40	10,05	10,05	-373	0	2,58 (10)	11,87 (10)	119,13 (10)
16	100	40	10,05	10,05	-398	0	2,75 (10)	12,68 (10)	127,25 (10)
17	100	40	10,05	10,05	-419	0	2,90 (10)	13,35 (10)	133,97 (10)
18	100	40	10,05	10,05	-435	0	3,01 (10)	13,86 (10)	139,03 (10)
19	100	40	10,05	10,05	-445	0	3,07 (10)	14,17 (10)	142,19 (10)
20	100	40	10,05	10,05	-448	0	3,10 (10)	14,27 (10)	143,18 (10)
21	100	40	10,05	10,05	-443	0	3,06 (10)	14,13 (10)	141,75 (10)
22	100	40	10,05	10,05	-431	0	2,98 (10)	13,72 (10)	137,66 (10)
23	100	40	10,05	10,05	-409	0	2,82 (10)	13,02 (10)	130,64 (10)
24	100	40	10,05	10,05	-377	0	2,60 (10)	12,00 (10)	120,44 (10)
25	100	40	10,05	10,05	-334	0	2,31 (10)	10,65 (10)	106,82 (10)
26	100	40	10,05	10,05	-280	0	1,93 (10)	8,92 (10)	89,51 (10)
27	100	40	10,05	10,05	-213	0	1,48 (10)	6,80 (10)	68,26 (10)
28	100	40	10,05	10,05	-134	0	0,93 (10)	4,27 (10)	42,82 (10)
29	100	40	10,05	10,05	-40	0	0,28 (10)	1,29 (10)	12,94 (10)
30	100	40	10,05	10,05	68	0	0,47 (10)	21,64 (10)	2,16 (10)
31	100	40	10,05	10,05	191	0	1,32 (10)	61,17 (10)	6,10 (10)
32	100	40	10,05	10,05	331	0	2,29 (10)	105,90 (10)	10,56 (10)
33	100	40	10,05	10,05	488	0	3,37 (10)	156,09 (10)	15,56 (10)
34	100	40	10,05	10,05	663	0	4,58 (10)	211,99 (10)	21,13 (10)
35	100	40	10,05	10,05	856	0	5,92 (10)	273,86 (10)	27,30 (10)
36	100	40	10,05	10,05	1069	0	7,39 (10)	341,94 (10)	34,08 (10)
37	100	40	10,05	10,05	1303	0	9,00 (10)	416,50 (10)	41,51 (10)
38	100	40	10,05	10,05	1557	0	10,76 (10)	497,78 (10)	49,61 (10)
39	100	40	10,05	10,05	1833	0	12,67 (10)	586,04 (10)	58,41 (10)
40	100	40	10,05	10,05	2131	0	14,73 (10)	681,53 (10)	67,93 (10)
41	100	40	10,05	10,05	2453	0	16,96 (10)	784,50 (10)	78,19 (10)
42	100	40	10,05	10,05	-306	0	2,12 (10)	9,76 (10)	97,95 (10)
43	100	40	10,05	10,05	-195	0	1,35 (10)	6,21 (10)	62,34 (10)
44	100	40	10,05	10,05	-109	0	0,75 (10)	3,48 (10)	34,87 (10)
45	100	40	10,05	10,05	-48	0	0,33 (10)	1,54 (10)	15,41 (10)
46	100	40	10,05	10,05	-12	0	0,08 (10)	0,38 (10)	3,83 (10)
47	100	40	10,05	10,05	0	0	0,00 (10)	0,00 (10)	0,00 (10)

Combinazioni SLEF

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 253,91 [kg/cmq]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 4588,00 [kg/cmq]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kgm]	N [kg]	σc [kg/cmq]	σfi [kg/cmq]	σfs [kg/cmq]
1	100	40	7,70	7,70	0	0	0,00 (11)	0,00 (11)	0,00 (11)
2	100	40	7,70	7,70	4	100	0,04 (11)	0,21 (11)	0,50 (11)
3	100	40	7,70	7,70	16	200	0,10 (11)	0,10 (11)	1,31 (11)
4	100	40	7,70	7,70	36	300	0,22 (11)	0,91 (11)	2,54 (11)
5	100	40	7,70	7,70	63	400	0,40 (11)	4,31 (11)	4,29 (11)
6	100	40	7,70	7,70	97	500	0,66 (11)	11,01 (11)	6,42 (11)
7	100	40	7,70	7,70	139	600	0,98 (11)	20,97 (11)	8,79 (11)
8	100	40	7,70	7,70	187	700	1,36 (11)	33,95 (11)	11,35 (11)
9	100	40	7,70	7,70	242	800	1,79 (11)	49,78 (11)	14,10 (11)
10	100	40	7,70	7,70	304	900	2,27 (11)	68,43 (11)	17,05 (11)
11	100	40	7,70	7,70	373	1000	2,81 (11)	89,99 (11)	20,19 (11)
12	100	40	7,70	7,70	449	1100	3,41 (11)	114,57 (11)	23,55 (11)
13	100	40	7,70	7,70	532	1200	4,06 (11)	142,30 (11)	27,13 (11)
14	100	40	7,70	7,70	624	1300	4,78 (11)	173,30 (11)	30,94 (11)
15	100	40	7,70	7,70	724	1400	5,56 (11)	207,71 (11)	34,99 (11)
16	100	40	7,70	7,70	833	1500	6,41 (11)	245,93 (11)	39,31 (11)
17	100	40	7,70	7,70	952	1600	7,34 (11)	288,40 (11)	43,93 (11)
18	100	40	7,70	7,70	1083	1700	8,37 (11)	335,59 (11)	48,89 (11)
19	100	40	7,70	7,70	1226	1800	9,49 (11)	387,94 (11)	54,22 (11)
20	100	40	7,70	7,70	1383	1900	10,72 (11)	445,90 (11)	59,95 (11)
21	100	40	7,70	7,70	1555	2000	12,06 (11)	509,91 (11)	66,10 (11)
22	100	40	10,05	10,05	1743	2100	12,10 (11)	453,25 (11)	73,82 (11)
23	100	40	10,05	10,05	1947	2200	13,52 (11)	513,52 (11)	81,31 (11)
24	100	40	10,05	10,05	2169	2300	15,07 (11)	579,53 (11)	89,38 (11)
25	100	40	10,05	10,05	2411	2400	16,74 (11)	651,63 (11)	98,05 (11)
26	100	40	10,05	10,05	2672	2500	18,56 (11)	730,17 (11)	107,36 (11)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 253,91 [kg/cmq]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 4588,00 [kg/cmq]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kgm]	N [kg]	σc [kg/cmq]	σfi [kg/cmq]	σfs [kg/cmq]
1	100	40	0,00	0,00	0	0	0,00 (11)	0,00 (11)	0,00 (11)
2	100	40	10,05	10,05	-4	0	0,03 (11)	0,12 (11)	1,16 (11)
3	100	40	10,05	10,05	-14	0	0,10 (11)	0,44 (11)	4,46 (11)
4	100	40	10,05	10,05	-30	0	0,21 (11)	0,96 (11)	9,65 (11)
5	100	40	10,05	10,05	-52	0	0,36 (11)	1,64 (11)	16,48 (11)
6	100	40	10,05	10,05	-77	0	0,53 (11)	2,46 (11)	24,70 (11)
7	100	40	10,05	10,05	-106	0	0,74 (11)	3,39 (11)	34,04 (11)
8	100	40	10,05	10,05	-138	0	0,96 (11)	4,41 (11)	44,27 (11)
9	100	40	10,05	10,05	-172	0	1,19 (11)	5,49 (11)	55,12 (11)
10	100	40	10,05	10,05	-207	0	1,43 (11)	6,61 (11)	66,34 (11)
11	100	40	10,05	10,05	-243	0	1,68 (11)	7,74 (11)	77,67 (11)
12	100	40	10,05	10,05	-278	0	1,92 (11)	8,86 (11)	88,87 (11)
13	100	40	10,05	10,05	-312	0	2,15 (11)	9,94 (11)	99,69 (11)
14	100	40	10,05	10,05	-344	0	2,37 (11)	10,95 (11)	109,85 (11)
15	100	40	10,05	10,05	-373	0	2,58 (11)	11,87 (11)	119,13 (11)
16	100	40	10,05	10,05	-398	0	2,75 (11)	12,68 (11)	127,25 (11)
17	100	40	10,05	10,05	-419	0	2,90 (11)	13,35 (11)	133,97 (11)
18	100	40	10,05	10,05	-435	0	3,01 (11)	13,86 (11)	139,03 (11)
19	100	40	10,05	10,05	-445	0	3,07 (11)	14,17 (11)	142,19 (11)
20	100	40	10,05	10,05	-448	0	3,10 (11)	14,27 (11)	143,18 (11)
21	100	40	10,05	10,05	-443	0	3,06 (11)	14,13 (11)	141,75 (11)
22	100	40	10,05	10,05	-431	0	2,98 (11)	13,72 (11)	137,66 (11)
23	100	40	10,05	10,05	-409	0	2,82 (11)	13,02 (11)	130,64 (11)
24	100	40	10,05	10,05	-377	0	2,60 (11)	12,00 (11)	120,44 (11)
25	100	40	10,05	10,05	-334	0	2,31 (11)	10,65 (11)	106,82 (11)
26	100	40	10,05	10,05	-280	0	1,93 (11)	8,92 (11)	89,51 (11)
27	100	40	10,05	10,05	-213	0	1,48 (11)	6,80 (11)	68,26 (11)
28	100	40	10,05	10,05	-134	0	0,93 (11)	4,27 (11)	42,82 (11)
29	100	40	10,05	10,05	-40	0	0,28 (11)	1,29 (11)	12,94 (11)
30	100	40	10,05	10,05	68	0	0,47 (11)	21,64 (11)	2,16 (11)
31	100	40	10,05	10,05	191	0	1,32 (11)	61,17 (11)	6,10 (11)
32	100	40	10,05	10,05	331	0	2,29 (11)	105,90 (11)	10,56 (11)
33	100	40	10,05	10,05	488	0	3,37 (11)	156,09 (11)	15,56 (11)
34	100	40	10,05	10,05	663	0	4,58 (11)	211,99 (11)	21,13 (11)
35	100	40	10,05	10,05	856	0	5,92 (11)	273,86 (11)	27,30 (11)
36	100	40	10,05	10,05	1069	0	7,39 (11)	341,94 (11)	34,08 (11)
37	100	40	10,05	10,05	1303	0	9,00 (11)	416,50 (11)	41,51 (11)
38	100	40	10,05	10,05	1557	0	10,76 (11)	497,78 (11)	49,61 (11)
39	100	40	10,05	10,05	1833	0	12,67 (11)	586,04 (11)	58,41 (11)
40	100	40	10,05	10,05	2131	0	14,73 (11)	681,53 (11)	67,93 (11)
41	100	40	10,05	10,05	2453	0	16,96 (11)	784,50 (11)	78,19 (11)
42	100	40	10,05	10,05	-306	0	2,12 (11)	9,76 (11)	97,95 (11)
43	100	40	10,05	10,05	-195	0	1,35 (11)	6,21 (11)	62,34 (11)
44	100	40	10,05	10,05	-109	0	0,75 (11)	3,48 (11)	34,87 (11)
45	100	40	10,05	10,05	-48	0	0,33 (11)	1,54 (11)	15,41 (11)

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kgm]	N [kg]	σc [kg/cmq]	σfi [kg/cmq]	σfs [kg/cmq]
46	100	40	10,05	10,05	-12	0	0,08 (11)	0,38 (11)	3,83 (11)
47	100	40	10,05	10,05	0	0	0,00 (11)	0,00 (11)	0,00 (11)

Combinazioni SLEQ

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 114,26 [kg/cmq]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 4588,00 [kg/cmq]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kgm]	N [kg]	σc [kg/cmq]	σfi [kg/cmq]	σfs [kg/cmq]
1	100	40	7,70	7,70	0	0	0,00 (12)	0,00 (12)	0,00 (12)
2	100	40	7,70	7,70	4	100	0,04 (12)	0,21 (12)	0,50 (12)
3	100	40	7,70	7,70	16	200	0,10 (12)	0,10 (12)	1,31 (12)
4	100	40	7,70	7,70	36	300	0,22 (12)	0,91 (12)	2,54 (12)
5	100	40	7,70	7,70	63	400	0,40 (12)	4,31 (12)	4,29 (12)
6	100	40	7,70	7,70	97	500	0,66 (12)	11,01 (12)	6,42 (12)
7	100	40	7,70	7,70	139	600	0,98 (12)	20,97 (12)	8,79 (12)
8	100	40	7,70	7,70	187	700	1,36 (12)	33,95 (12)	11,35 (12)
9	100	40	7,70	7,70	242	800	1,79 (12)	49,78 (12)	14,10 (12)
10	100	40	7,70	7,70	304	900	2,27 (12)	68,43 (12)	17,05 (12)
11	100	40	7,70	7,70	373	1000	2,81 (12)	89,99 (12)	20,19 (12)
12	100	40	7,70	7,70	449	1100	3,41 (12)	114,57 (12)	23,55 (12)
13	100	40	7,70	7,70	532	1200	4,06 (12)	142,30 (12)	27,13 (12)
14	100	40	7,70	7,70	624	1300	4,78 (12)	173,30 (12)	30,94 (12)
15	100	40	7,70	7,70	724	1400	5,56 (12)	207,71 (12)	34,99 (12)
16	100	40	7,70	7,70	833	1500	6,41 (12)	245,93 (12)	39,31 (12)
17	100	40	7,70	7,70	952	1600	7,34 (12)	288,40 (12)	43,93 (12)
18	100	40	7,70	7,70	1083	1700	8,37 (12)	335,59 (12)	48,89 (12)
19	100	40	7,70	7,70	1226	1800	9,49 (12)	387,94 (12)	54,22 (12)
20	100	40	7,70	7,70	1383	1900	10,72 (12)	445,90 (12)	59,95 (12)
21	100	40	7,70	7,70	1555	2000	12,06 (12)	509,91 (12)	66,10 (12)
22	100	40	10,05	10,05	1743	2100	12,10 (12)	453,25 (12)	73,82 (12)
23	100	40	10,05	10,05	1947	2200	13,52 (12)	513,52 (12)	81,31 (12)
24	100	40	10,05	10,05	2169	2300	15,07 (12)	579,53 (12)	89,38 (12)
25	100	40	10,05	10,05	2411	2400	16,74 (12)	651,63 (12)	98,05 (12)
26	100	40	10,05	10,05	2672	2500	18,56 (12)	730,17 (12)	107,36 (12)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 114,26 [kg/cmq]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 4588,00 [kg/cmq]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kgm]	N [kg]	σc [kg/cmq]	σfi [kg/cmq]	σfs [kg/cmq]
1	100	40	0,00	0,00	0	0	0,00 (12)	0,00 (12)	0,00 (12)
2	100	40	10,05	10,05	-4	0	0,03 (12)	0,12 (12)	1,16 (12)
3	100	40	10,05	10,05	-14	0	0,10 (12)	0,44 (12)	4,46 (12)
4	100	40	10,05	10,05	-30	0	0,21 (12)	0,96 (12)	9,65 (12)
5	100	40	10,05	10,05	-52	0	0,36 (12)	1,64 (12)	16,48 (12)
6	100	40	10,05	10,05	-77	0	0,53 (12)	2,46 (12)	24,70 (12)
7	100	40	10,05	10,05	-106	0	0,74 (12)	3,39 (12)	34,04 (12)
8	100	40	10,05	10,05	-138	0	0,96 (12)	4,41 (12)	44,27 (12)
9	100	40	10,05	10,05	-172	0	1,19 (12)	5,49 (12)	55,12 (12)
10	100	40	10,05	10,05	-207	0	1,43 (12)	6,61 (12)	66,34 (12)
11	100	40	10,05	10,05	-243	0	1,68 (12)	7,74 (12)	77,67 (12)
12	100	40	10,05	10,05	-278	0	1,92 (12)	8,86 (12)	88,87 (12)
13	100	40	10,05	10,05	-312	0	2,15 (12)	9,94 (12)	99,69 (12)
14	100	40	10,05	10,05	-344	0	2,37 (12)	10,95 (12)	109,85 (12)
15	100	40	10,05	10,05	-373	0	2,58 (12)	11,87 (12)	119,13 (12)
16	100	40	10,05	10,05	-398	0	2,75 (12)	12,68 (12)	127,25 (12)
17	100	40	10,05	10,05	-419	0	2,90 (12)	13,35 (12)	133,97 (12)
18	100	40	10,05	10,05	-435	0	3,01 (12)	13,86 (12)	139,03 (12)
19	100	40	10,05	10,05	-445	0	3,07 (12)	14,17 (12)	142,19 (12)
20	100	40	10,05	10,05	-448	0	3,10 (12)	14,27 (12)	143,18 (12)
21	100	40	10,05	10,05	-443	0	3,06 (12)	14,13 (12)	141,75 (12)
22	100	40	10,05	10,05	-431	0	2,98 (12)	13,72 (12)	137,66 (12)
23	100	40	10,05	10,05	-409	0	2,82 (12)	13,02 (12)	130,64 (12)
24	100	40	10,05	10,05	-377	0	2,60 (12)	12,00 (12)	120,44 (12)
25	100	40	10,05	10,05	-334	0	2,31 (12)	10,65 (12)	106,82 (12)
26	100	40	10,05	10,05	-280	0	1,93 (12)	8,92 (12)	89,51 (12)

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σc	σfi	σfs
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kg/cmq]	[kg/cmq]	[kg/cmq]
27	100	40	10,05	10,05	-213	0	1,48 (12)	6,80 (12)	68,26 (12)
28	100	40	10,05	10,05	-134	0	0,93 (12)	4,27 (12)	42,82 (12)
29	100	40	10,05	10,05	-40	0	0,28 (12)	1,29 (12)	12,94 (12)
30	100	40	10,05	10,05	68	0	0,47 (12)	21,64 (12)	2,16 (12)
31	100	40	10,05	10,05	191	0	1,32 (12)	61,17 (12)	6,10 (12)
32	100	40	10,05	10,05	331	0	2,29 (12)	105,90 (12)	10,56 (12)
33	100	40	10,05	10,05	488	0	3,37 (12)	156,09 (12)	15,56 (12)
34	100	40	10,05	10,05	663	0	4,58 (12)	211,99 (12)	21,13 (12)
35	100	40	10,05	10,05	856	0	5,92 (12)	273,86 (12)	27,30 (12)
36	100	40	10,05	10,05	1069	0	7,39 (12)	341,94 (12)	34,08 (12)
37	100	40	10,05	10,05	1303	0	9,00 (12)	416,50 (12)	41,51 (12)
38	100	40	10,05	10,05	1557	0	10,76 (12)	497,78 (12)	49,61 (12)
39	100	40	10,05	10,05	1833	0	12,67 (12)	586,04 (12)	58,41 (12)
40	100	40	10,05	10,05	2131	0	14,73 (12)	681,53 (12)	67,93 (12)
41	100	40	10,05	10,05	2453	0	16,96 (12)	784,50 (12)	78,19 (12)
42	100	40	10,05	10,05	-306	0	2,12 (12)	9,76 (12)	97,95 (12)
43	100	40	10,05	10,05	-195	0	1,35 (12)	6,21 (12)	62,34 (12)
44	100	40	10,05	10,05	-109	0	0,75 (12)	3,48 (12)	34,87 (12)
45	100	40	10,05	10,05	-48	0	0,33 (12)	1,54 (12)	15,41 (12)
46	100	40	10,05	10,05	-12	0	0,08 (12)	0,38 (12)	3,83 (12)
47	100	40	10,05	10,05	0	0	0,00 (12)	0,00 (12)	0,00 (12)

Verifica a fessurazione

Simbologia adottata

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

Combinazioni SLEF

Paramento

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.40$

n°	B	H	Af	Aeff	M	Mpf	ε	Sm	w
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kgm]	[kgm]	[%]	[mm]	[mm]
1	100	40	0,00	0,00	0	0	---	---	0,000 (11)
2	100	40	7,70	1620,00	4	7579	0,000000	0,00	0,000 (11)
3	100	40	7,70	1619,95	16	7585	0,000000	0,00	0,000 (11)
4	100	40	7,70	1619,30	36	7592	0,000000	0,00	0,000 (11)
5	100	40	7,70	1618,65	63	7599	0,000000	0,00	0,000 (11)
6	100	40	7,70	1618,00	97	7606	0,000000	0,00	0,000 (11)
7	100	40	7,70	1617,35	139	7613	0,000000	0,00	0,000 (11)
8	100	40	7,70	1616,69	187	7620	0,000000	0,00	0,000 (11)
9	100	40	7,70	1616,04	242	7627	0,000000	0,00	0,000 (11)
10	100	40	7,70	1615,39	304	7634	0,000000	0,00	0,000 (11)
11	100	40	7,70	1614,74	373	7640	0,000000	0,00	0,000 (11)
12	100	40	7,70	1614,09	449	7647	0,000000	0,00	0,000 (11)
13	100	40	7,70	1613,44	532	7654	0,000000	0,00	0,000 (11)
14	100	40	7,70	1612,79	624	7661	0,000000	0,00	0,000 (11)
15	100	40	7,70	1612,13	724	7668	0,000000	0,00	0,000 (11)
16	100	40	7,70	1611,48	833	7674	0,000000	0,00	0,000 (11)
17	100	40	7,70	1610,83	952	7682	0,000000	0,00	0,000 (11)
18	100	40	7,70	1610,18	1083	7688	0,000000	0,00	0,000 (11)
19	100	40	7,70	1609,52	1226	7695	0,000000	0,00	0,000 (11)
20	100	40	7,70	1608,87	1383	7702	0,000000	0,00	0,000 (11)
21	100	40	7,70	1608,22	1555	7709	0,000000	0,00	0,000 (11)
22	100	40	10,05	1566,88	1743	7894	0,000000	0,00	0,000 (11)
23	100	40	10,05	1566,19	1947	7901	0,000000	0,00	0,000 (11)
24	100	40	10,05	1565,50	2169	7908	0,000000	0,00	0,000 (11)
25	100	40	10,05	1564,82	2411	7915	0,000000	0,00	0,000 (11)
26	100	40	10,05	1564,13	2672	7922	0,000000	0,00	0,000 (11)

Fondazione

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.40$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kgm]	Mpf [kgm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	40	0,00	0,00	0	0	0,000000	0,00	0,000 (11)
2	100	40	10,05	1581,29	-4	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
3	100	40	10,05	1581,29	-14	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
4	100	40	10,05	1581,29	-30	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
5	100	40	10,05	1581,29	-52	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
6	100	40	10,05	1581,29	-77	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
7	100	40	10,05	1581,29	-106	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
8	100	40	10,05	1581,29	-138	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
9	100	40	10,05	1581,29	-172	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
10	100	40	10,05	1581,29	-207	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
11	100	40	10,05	1581,29	-243	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
12	100	40	10,05	1581,29	-278	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
13	100	40	10,05	1581,29	-312	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
14	100	40	10,05	1581,29	-344	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
15	100	40	10,05	1581,29	-373	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
16	100	40	10,05	1581,29	-398	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
17	100	40	10,05	1581,29	-419	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
18	100	40	10,05	1581,29	-435	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
19	100	40	10,05	1581,29	-445	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
20	100	40	10,05	1581,29	-448	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
21	100	40	10,05	1581,29	-443	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
22	100	40	10,05	1581,29	-431	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
23	100	40	10,05	1581,29	-409	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
24	100	40	10,05	1581,29	-377	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
25	100	40	10,05	1581,29	-334	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
26	100	40	10,05	1581,29	-280	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
27	100	40	10,05	1581,29	-213	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
28	100	40	10,05	1581,29	-134	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
29	100	40	10,05	1581,29	-40	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
30	100	40	10,05	1581,29	68	7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
31	100	40	10,05	1581,29	191	7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
32	100	40	10,05	1581,29	331	7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
33	100	40	10,05	1581,29	488	7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
34	100	40	10,05	1581,29	663	7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
35	100	40	10,05	1581,29	856	7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
36	100	40	10,05	1581,29	1069	7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
37	100	40	10,05	1581,29	1303	7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
38	100	40	10,05	1581,29	1557	7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
39	100	40	10,05	1581,29	1833	7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
40	100	40	10,05	1581,29	2131	7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
41	100	40	10,05	1581,29	2453	7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
42	100	40	10,05	1581,29	-306	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
43	100	40	10,05	1581,29	-195	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
44	100	40	10,05	1581,29	-109	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
45	100	40	10,05	1581,29	-48	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
46	100	40	10,05	1581,29	-12	-7749	0,000000	0,00	0,000 (11)
47	100	40	0,00	0,00	0	0	---	---	0,000 (11)

Combinazioni SLEQ

Paramento

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kgm]	Mpf [kgm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	40	0,00	0,00	0	0	---	---	0,000 (12)
2	100	40	7,70	1620,00	4	7579	0,000000	0,00	0,000 (12)
3	100	40	7,70	1619,95	16	7585	0,000000	0,00	0,000 (12)
4	100	40	7,70	1619,30	36	7592	0,000000	0,00	0,000 (12)
5	100	40	7,70	1618,65	63	7599	0,000000	0,00	0,000 (12)
6	100	40	7,70	1618,00	97	7606	0,000000	0,00	0,000 (12)
7	100	40	7,70	1617,35	139	7613	0,000000	0,00	0,000 (12)
8	100	40	7,70	1616,69	187	7620	0,000000	0,00	0,000 (12)
9	100	40	7,70	1616,04	242	7627	0,000000	0,00	0,000 (12)
10	100	40	7,70	1615,39	304	7634	0,000000	0,00	0,000 (12)
11	100	40	7,70	1614,74	373	7640	0,000000	0,00	0,000 (12)
12	100	40	7,70	1614,09	449	7647	0,000000	0,00	0,000 (12)
13	100	40	7,70	1613,44	532	7654	0,000000	0,00	0,000 (12)
14	100	40	7,70	1612,79	624	7661	0,000000	0,00	0,000 (12)
15	100	40	7,70	1612,13	724	7668	0,000000	0,00	0,000 (12)
16	100	40	7,70	1611,48	833	7674	0,000000	0,00	0,000 (12)
17	100	40	7,70	1610,83	952	7682	0,000000	0,00	0,000 (12)
18	100	40	7,70	1610,18	1083	7688	0,000000	0,00	0,000 (12)
19	100	40	7,70	1609,52	1226	7695	0,000000	0,00	0,000 (12)
20	100	40	7,70	1608,87	1383	7702	0,000000	0,00	0,000 (12)

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kgm]	Mpf [kgm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
21	100	40	7,70	1608,22	1555	7709	0,000000	0,00	0,000 (12)
22	100	40	10,05	1566,88	1743	7894	0,000000	0,00	0,000 (12)
23	100	40	10,05	1566,19	1947	7901	0,000000	0,00	0,000 (12)
24	100	40	10,05	1565,50	2169	7908	0,000000	0,00	0,000 (12)
25	100	40	10,05	1564,82	2411	7915	0,000000	0,00	0,000 (12)
26	100	40	10,05	1564,13	2672	7922	0,000000	0,00	0,000 (12)

Fondazione

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kgm]	Mpf [kgm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	40	0,00	0,00	0	0	0,000000	0,00	0,000 (12)
2	100	40	10,05	1581,29	-4	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
3	100	40	10,05	1581,29	-14	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
4	100	40	10,05	1581,29	-30	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
5	100	40	10,05	1581,29	-52	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
6	100	40	10,05	1581,29	-77	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
7	100	40	10,05	1581,29	-106	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
8	100	40	10,05	1581,29	-138	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
9	100	40	10,05	1581,29	-172	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
10	100	40	10,05	1581,29	-207	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
11	100	40	10,05	1581,29	-243	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
12	100	40	10,05	1581,29	-278	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
13	100	40	10,05	1581,29	-312	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
14	100	40	10,05	1581,29	-344	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
15	100	40	10,05	1581,29	-373	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
16	100	40	10,05	1581,29	-398	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
17	100	40	10,05	1581,29	-419	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
18	100	40	10,05	1581,29	-435	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
19	100	40	10,05	1581,29	-445	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
20	100	40	10,05	1581,29	-448	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
21	100	40	10,05	1581,29	-443	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
22	100	40	10,05	1581,29	-431	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
23	100	40	10,05	1581,29	-409	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
24	100	40	10,05	1581,29	-377	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
25	100	40	10,05	1581,29	-334	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
26	100	40	10,05	1581,29	-280	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
27	100	40	10,05	1581,29	-213	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
28	100	40	10,05	1581,29	-134	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
29	100	40	10,05	1581,29	-40	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
30	100	40	10,05	1581,29	68	7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
31	100	40	10,05	1581,29	191	7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
32	100	40	10,05	1581,29	331	7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
33	100	40	10,05	1581,29	488	7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
34	100	40	10,05	1581,29	663	7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
35	100	40	10,05	1581,29	856	7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
36	100	40	10,05	1581,29	1069	7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
37	100	40	10,05	1581,29	1303	7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
38	100	40	10,05	1581,29	1557	7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
39	100	40	10,05	1581,29	1833	7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
40	100	40	10,05	1581,29	2131	7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
41	100	40	10,05	1581,29	2453	7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
42	100	40	10,05	1581,29	-306	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
43	100	40	10,05	1581,29	-195	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
44	100	40	10,05	1581,29	-109	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
45	100	40	10,05	1581,29	-48	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
46	100	40	10,05	1581,29	-12	-7749	0,000000	0,00	0,000 (12)
47	100	40	0,00	0,00	0	0	---	---	0,000 (12)

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. 17/01/2018.

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	MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
Versione	16.0
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 6 - 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 rinfianco

Descrizione	Terreno di rinfianco	
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 tesoro/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 (espresse in m) positive verso destra
 Ordinate Y (espresse 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_{te} variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
 D_{ti} 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 _{ti} = 0.00	V _{tf} = 0.00
Distr	Pied_S	Y _i = 0.25	Y _f = 2.25	V _{ni} = -20.00	V _{nf} = 0.00	V _{ti} = 0.00	V _{tf} = 0.00
Distr	Pied_D	Y _i = 0.25	Y _f = 2.25	V _{ni} = 20.00	V _{nf} = 0.00	V _{ti} = 0.00	V _{tf} = 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

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100.0 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

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

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

con:

d altezza utile sezione [mm]
 b_w larghezza minima sezione [mm]
 σ_{cp} tensione media di compressione [N/mm²]
 ρ_l rapporto geometrico di armatura
 A_{sw} area armatura trasversale [mm²]
 s interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
 α_c coefficiente maggiorativo, funzione di f_{cd} 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_{Q1fav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Q1sfav}	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	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_γ	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_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00
Termici	Favorevole	γ_{sfav}	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	γ_{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_γ	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 (espresse in m) positive verso destra
Y	ordinate (espresse in m) positive verso l'alto
M	momento espresso in kNm
V	taglio espresso in kN
SN	sforzamento 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	45.194248
Longitudine	8.192749
Comune	Fontanetto Po
Provincia	Vercelli
Regione	Piemonte

Punti di interpolazione del reticolo 13134 - 13356 - 13357 - 13135

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	IV - Opere strategiche ed industrie molto pericolose
Vita di riferimento	100 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g =	0.43 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.60
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50

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

$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*Ss) = 6.97$
 $k_v=0.50 * k_h = 3.48$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo $a_g =$
 Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)
 Coefficiente di amplificazione topografica (St)
 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 [m/s²]
 1.60
 1.00
 1.00
 0.50
 $k_h=(a_g/g*\beta_m*St*Ss) = 3.94$
 $k_v=0.50 * k_h = 1.97$
 Rettangolare

Spinta sismica

Mononobe-Okabe

Angolo diffusione sovraccarico

30.00 [°]

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

Xi	Xj	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

Xi	Xj	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

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° 4

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	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

Xi	Xj	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

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 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

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 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

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 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

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 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

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° 18

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° 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

Xi	Xj	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

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]

Analisi della combinazione n° 24

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]

Analisi della combinazione n° 25

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]

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 traverso

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 traverso

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]	σ_{\min} [kPa]	σ_{\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, Ng	Fattori di capacità portante
Nc, Nq, Ng	Fattori di capacità portante corretti per effetto forma, inclinazione del carico, affondamento, etc.
qu	Portanza ultima del terreno, espressa in [kPa]
Qu	Portanza ultima del terreno, espressa in [kN]/m
Qy	Carico verticale al piano di posa, espressa in [kN]/m
FS	Fattore di sicurezza a carico limite

IC	Nc	Nq	Ny	N'c	N'q	N'y	qu	Qu	Qy	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 calculatore 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 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 7 - Analisi e verifiche pozzetto in c.a. 150x150 cm
e altezza 5.0 m

STAMPA DEI DATI DI PROGETTO

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	Pozzetto 150x150x500
Intestazione del lavoro	Pozzetto h. 5.0 m
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
Localita'	Fontanetto Po - -
Longitudine (WGS84)	8.19275
Latitudine (WGS84)	45.1942
Categoria del suolo	E
Coefficiente topografico	1
Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricita' accidentale	5%
Numero di frequenze	50
Periodo proprio T1 in direzione X	0.585
Periodo proprio T1 in direzione Y	0.579
Comportamento strutturale	Dissipativo

PARAMETRI SISMICI

	TR	ag/g	FO	TC*	CC	Ss	Pga (ag*S) (m/s ²)
SLO	60	0.0202	2.5420	0.18	2.26	1.60	0.317
SLD	101	0.0247	2.6070	0.21	2.15	1.60	0.388
SLV	949	0.0436	2.6580	0.30	1.85	1.60	0.684
SLE	949	0.0436	2.6580	0.30	1.85	1.60	0.684
SLC	1950	0.0507	2.7230	0.32	1.81	1.60	0.796

STATO LIMITE ULTIMO

Fattore di comportamento q per sisma orizzontale	qor=2
Fattore q per comportamento non dissipativo	qorND = 1
Duttilita'	Bassa Duttilita'

SLV PER FONDAZIONI

Modalita'	Spettro SLV per fondazioni con amplificazione
Coeff.di amplificazione	1.100

PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Presente

Fattore di comportamento q_v per sisma verticale per SLV e fondazioni	1.5
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	NTC - Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3

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
			Variabile: Autorimesse	Condizione 2	0.600
2	Statica	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

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
			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
			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
			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
			Variabile: Autorimesse	Condizione 2	0.600

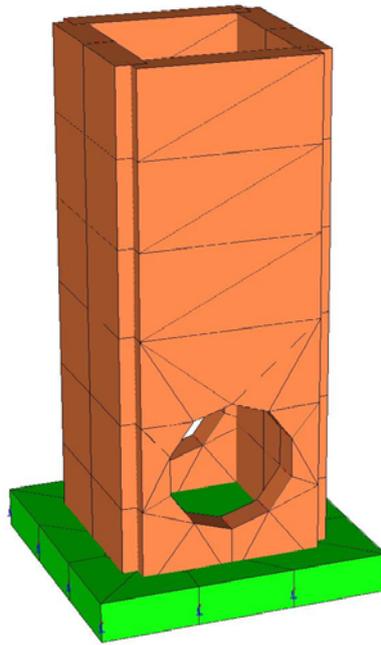


Figura 27 – Modello FEM 3D

Analisi e verifiche elementi strutturali in c.a.

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

- Platea in c.a. di spessore 40 cm;
- Pareti laterali in c.a. di spessore 30 cm;

Platea in c.a. di spessore 0 cm

Sollecitazioni SLU-SLV

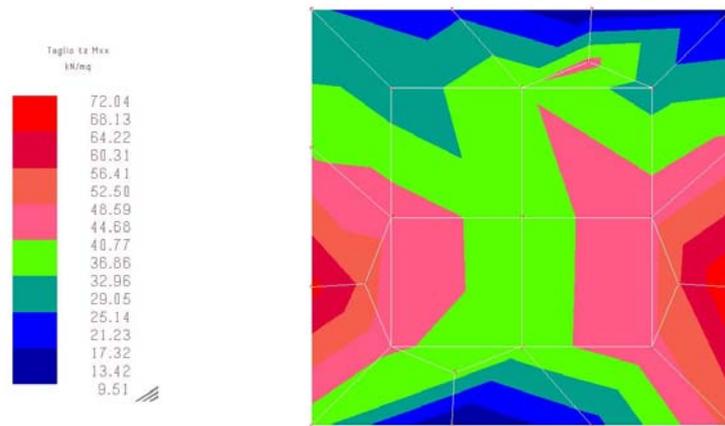


Figura 28 – Involuppo sollecitazioni di taglio t_z a seguito di M_{xx} [kN/m²]

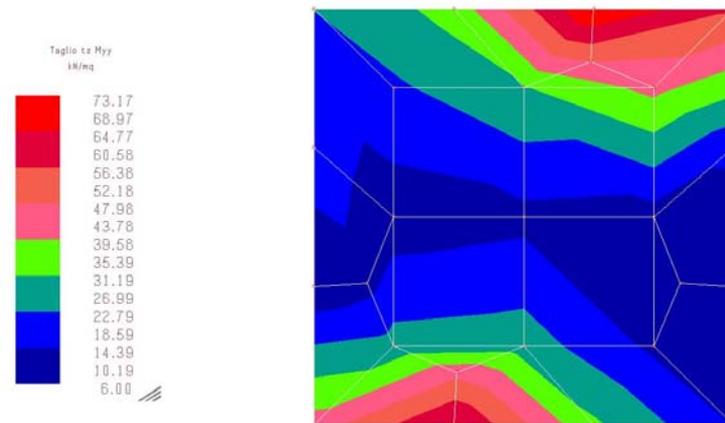


Figura 29 – Involuppo sollecitazioni di taglio t_z a seguito di M_{yy} [kN/m²]

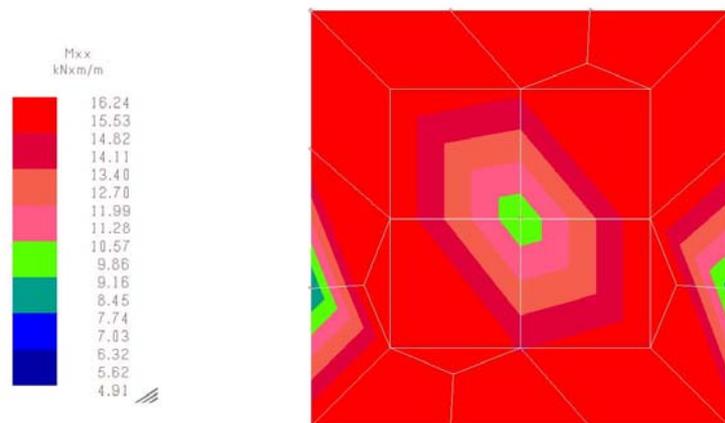


Figura 30 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente M_{xx} [kNm/m]

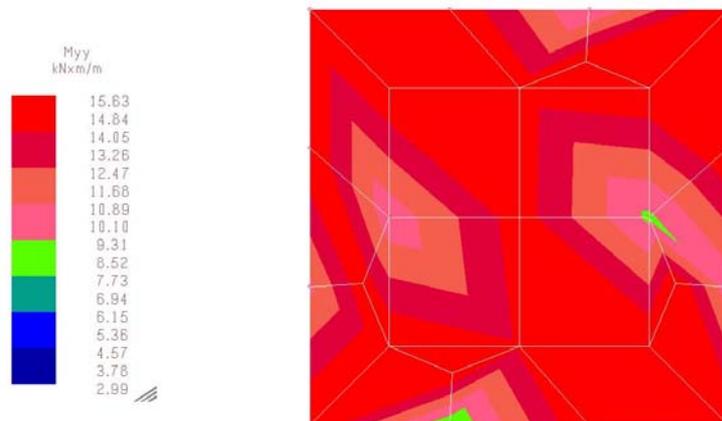


Figura 31 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente M_{yy} [kNm/m]

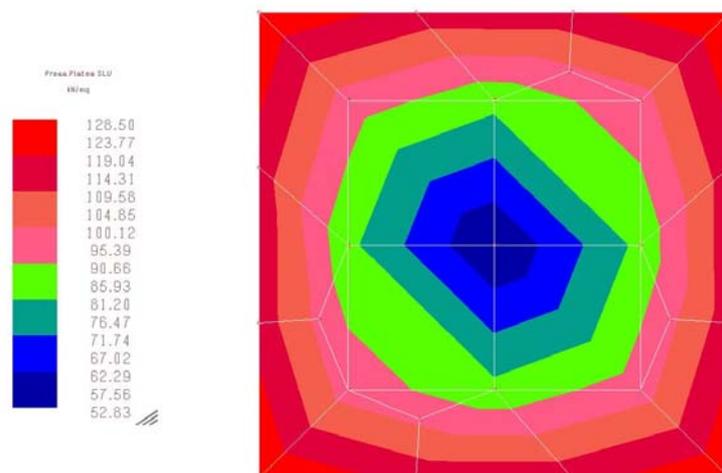


Figura 32 – Involuppo pressioni allo SLU su terreno [kN/mq]

Sollecitazioni SLE-SLD

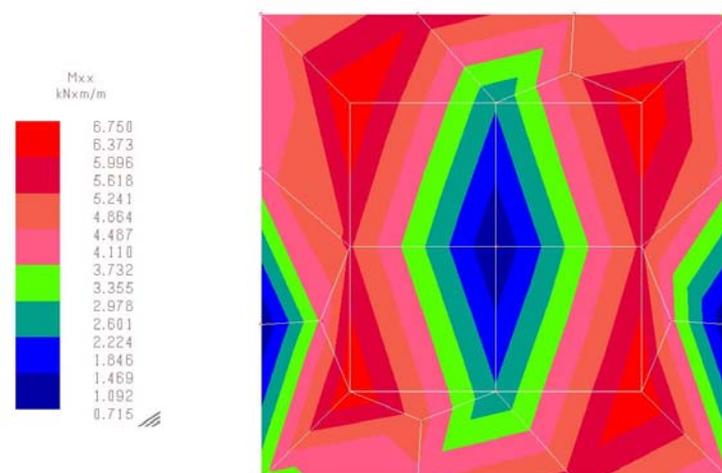


Figura 33 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente M_{xx} [kNm/m]

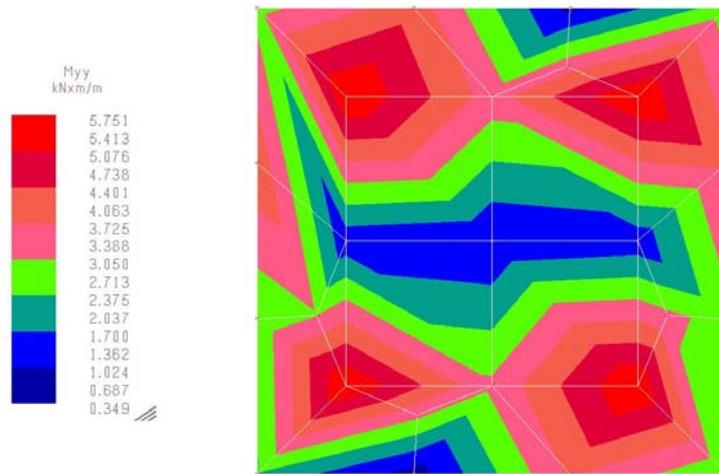


Figura 34 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente M_{yy} [kNm/m]

Verifiche SLU-SLV

Sulla base delle massime sollecitazioni di progetto, ipotizzando un'armatura costituita da doppia maglia $\Phi 14/20$, risulta:

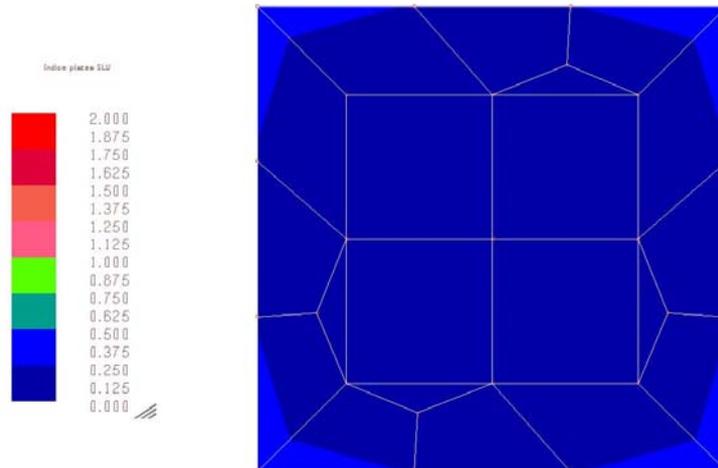


Figura 35 – Indici di resistenza a capacità portante allo SLU [valori < 1 = verifica soddisfatta]

- 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:	500.0	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]: **0.089**
 Coefficiente sismico [khiY]: **0.089**
 Coefficiente sismico [khk]: **0.014**

Tipo fondazione: **platea**

Area: **84100** cmq
 Lato medio: **290** cm
 Fattore di riduzione (Bowles) γ_r : **0.960**, Base ridotta B': **278** cm

Combinazione: **1** Descrizione: **Dinamica** azione sismica **PRESENTE**

Coefficienti parziali γ_M di sicurezza per i parametri geotecniche 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: **2.30**
 Scorrimento: **1.10**

Fattore Nq:	37.75	Fattore Nc:	50.59	Fattore Ny:	
53.40					
Fatt. inclinazione del carico [iqX]:	0.87	Fatt. inclinazione del carico [icX]:	0.87	Fatt. inclinazione del carico [iyX]:	0.72
Fatt. inclinazione del carico [iqY]:	0.87	Fatt. inclinazione del carico [icY]:	0.87	Fatt. inclinazione del carico [iyY]:	0.72
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]: 0.72 Coefficiente correttivo [eyiY]: 0.72

Verifica della capacità portante

QUlt (sisma in dir.X): 4348.437 kN/m²
QUlt (sisma in dir.Y): 4348.437 kN/m²
Max pressione suolo: 128.502 kN/m²
Indice di resistenza: 0.07

Verifica a scorrimento

Carico orizzontale in dir.X agente sulla fondazione: 112.07 kN
Carico orizzontale in dir.Y agente sulla fondazione: 112.07 kN
Carico verticale agente sulla fondazione: 1255.67 kN
Forza resistente per attrito: 563.08 kN
Indice di resistenza: 0.22

Combinazione: 2 Descrizione: **Statica** 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 [icY]: 1.00 Fatt. inclinazione del
carico [iyY]: 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 forma [sc]: 1.00 Fattore di forma
Fattore di profondita' [dq]: 0.00 Fattore di profondita' [dc]: 0.00 Fattore di profondita'
[dy]: 0.00 Fattore di profondita' [dc]: 0.00 Fattore di profondita'
Coefficiente correttivo [eyk]: 0.00 Coefficiente correttivo [eyiX]: 0.00 Coefficiente correttivo
[eyiY]: 0.00 Coefficiente correttivo [eyiY]: 0.00

Verifica della capacità portante

QUlt: 5261.501 kN/m²
Max pressione suolo: 52.826 kN/m²
Indice di resistenza: 0.02

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'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 [icY]: 1.00 Fatt. inclinazione del
carico [iyY]: 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 forma [sc]: 1.00 Fattore di forma
Fattore di profondita' [dq]: 0.00 Fattore di profondita' [dc]: 0.00 Fattore di profondita'
[dy]: 0.00 Fattore di profondita' [dc]: 0.00 Fattore di profondita'
Coefficiente correttivo [eyk]: 0.00 Coefficiente correttivo [eyiX]: 0.00 Coefficiente correttivo
[eyiY]: 0.00 Coefficiente correttivo [eyiY]: 0.00

Verifica della capacità portante

QUlt: 5261.501 kN/m²
Max pressione suolo: 40.628 kN/m²

Indice di resistenza: 0.02

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: 5261.501 kN/m²
Max pressione suolo: 40.618 kN/m²
Indice di resistenza: 0.02

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: 5261.501 kN/m²
Max pressione suolo: 40.614 kN/m²
Indice di resistenza: 0.02

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

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	350	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	14	[mm]
Numero dei ferri correnti	n ₁	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2		[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n ₂		[-]
Area dell'armatura tesa	A _s	770	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	14	[mm]
Numero dei ferri correnti	n' ₁	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n' ₂	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A' _s	770	[mm ²]
DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE			
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	ω_s		[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ		[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ		[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}		[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}		[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 3	ξ'_3		[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}		[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}		[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2a	$\alpha'_{s(a)}$		[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2b	$\alpha'_{s(b)}$		[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 3	$\alpha'_{s(3)}$		[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}		[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}		[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 3	ω_3		[-]
	ω'_3		[-]
Armatura simmetrica			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ		[-]
Posizione dell'asse neutro	X		[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$		[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$		[-]
Coefficiente di riempimento	β		[-]
Coefficiente di baricentro	κ		[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s/f_{yd}$	α'_s		[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s		[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ϵ'_s		[-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	90,35	[kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	16,2	[kNm]

Verifica a taglio t_z

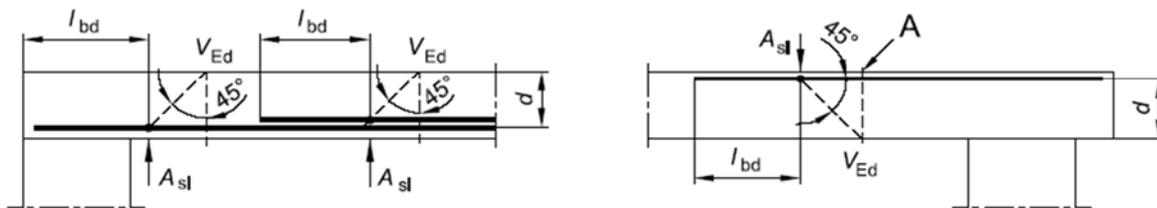
$$V_{Ed} = 73.17 \times 0.4 = 29.27 \text{ kN}$$

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE			
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	29,27	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,76	[-]
		1,76	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,0021991	[-]
		0,0021991	[-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	130,16	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	142,52	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	142,52	[kN]

Verifiche SLE-SLD

Sulla base delle massime sollecitazioni di progetto, ipotizzando un'armatura costituita da doppia maglia $\Phi 14/20$, risulta:

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	6,8	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	350	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	770	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	770	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	75,75	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	1020902822	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0,50	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	27,20	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	6,8	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	400	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	350	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	770	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	770	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	75,75	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	1020902822	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11,25	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0,50	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	27,20	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Frequente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	6,8	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	400	[MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[kNm]
Altezza utile della sezione	d'	350	[kNm]
Area dell'armatura tesa	A_s	770	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	770	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	75,75	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	1020902822	[mm ⁴]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0,50	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	27,20	[MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	350 [mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	770 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	770 [mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	32 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	220 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S _{rif,max}	195 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q,p.}	6,75 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	75,75 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	27,20 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	108,083369 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	108083,369 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,00712 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	-0,000617 [-]
		0,000082 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	14,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	443,01 [mm]
		421,53 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0344 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente

Momento sollecitante per la combinazione Frequente	M_{Ed,freq.}	6,75 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	75,75 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	27,20 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	108,083369 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	108083,369 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,00712 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0,000617 [-]
		0,000082 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	14,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	443,01 [mm]
		421,53 [mm]

Ampiezza delle fessure	W_k	0,0344 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	W_{max}	0,3 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	M_{Ed,caratt.}	6,75 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	75,75 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	27,20 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	108,083369 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	108083,369 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,00712 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0,000617 [-]
		0,000082 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	14,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	443,01 [mm]
		421,53 [mm]

Ampiezza delle fessure	W_k	0,0344 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	W_{max}	0,3 [mm]

Pareti laterali in c.a. di spessore 30 cm

Sollecitazioni SLU-SLV

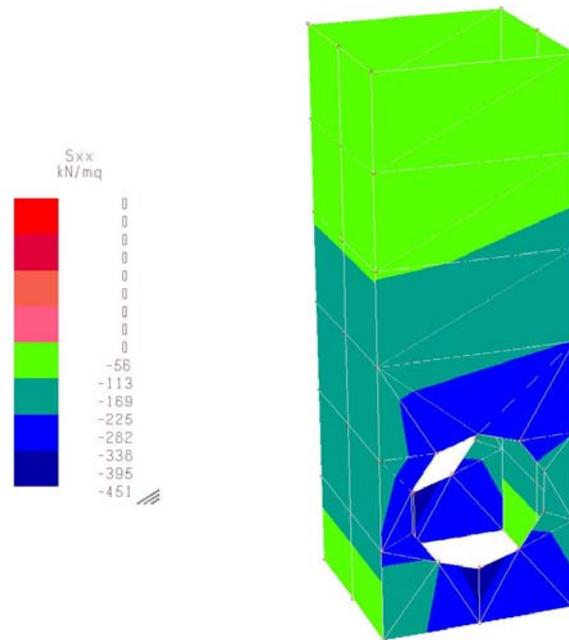


Figura 36 – Involuppo sollecitazioni tensioni membranali S_{xx} [kN/m²]

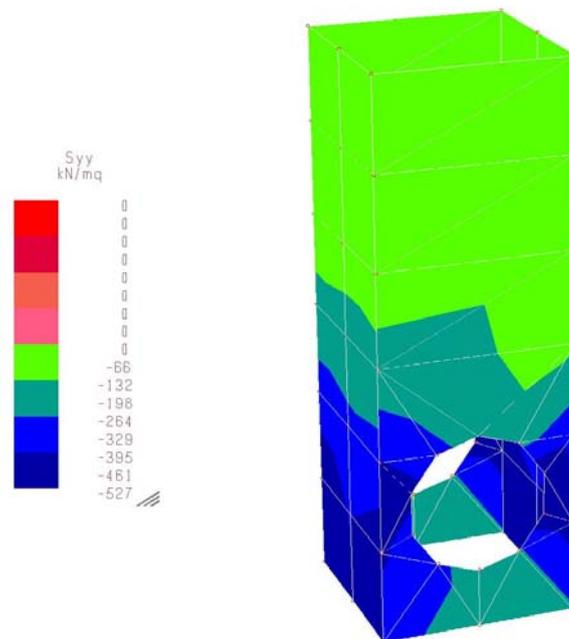


Figura 37 – Involuppo sollecitazioni tensioni membranali S_{yy} [kN/m²]

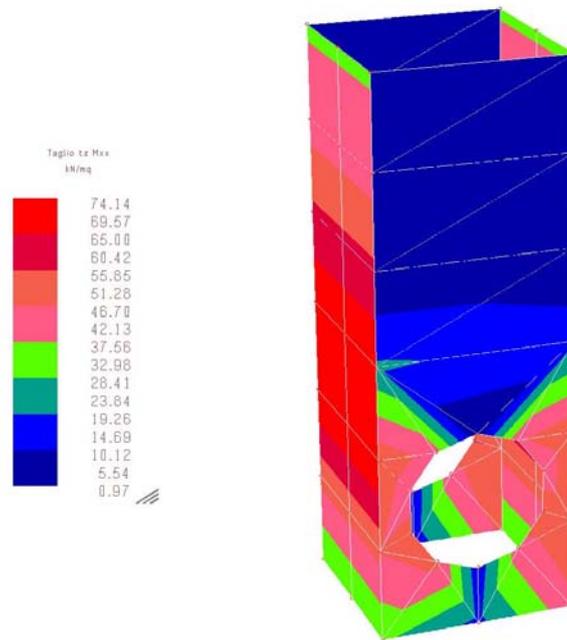


Figura 38 – Involuppo sollecitazioni di taglio t_z a seguito di M_{xx} [kN/m²]

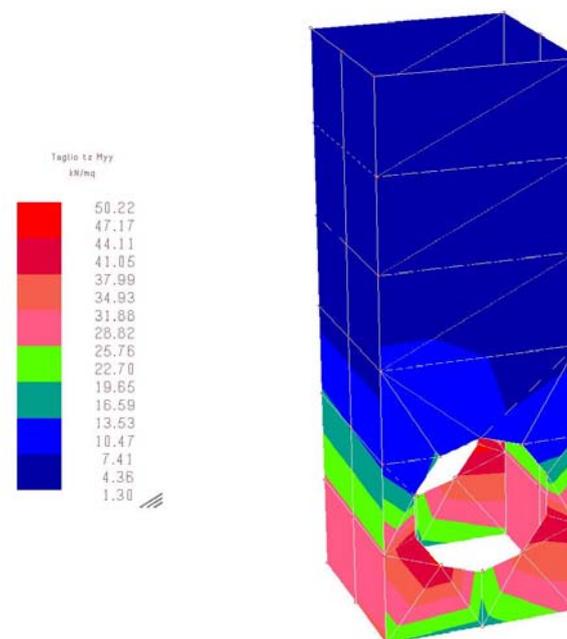


Figura 39 – Involuppo sollecitazioni di taglio t_z a seguito di M_{yy} [kN/m²]

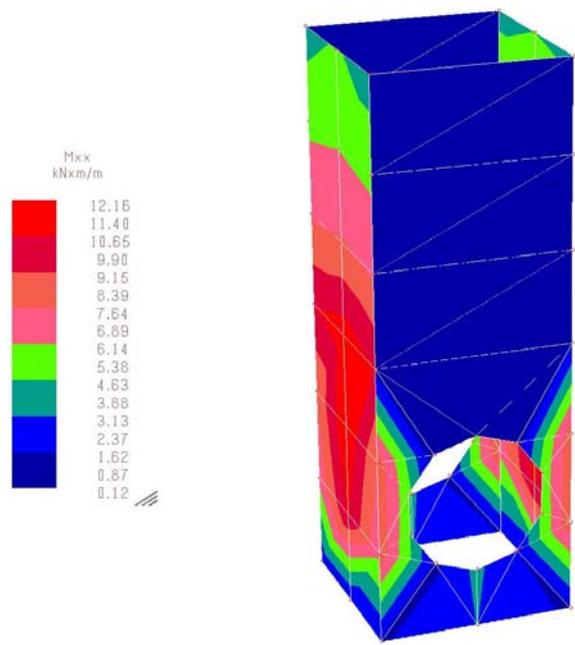


Figura 40 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente M_{xx} [kNm/m]

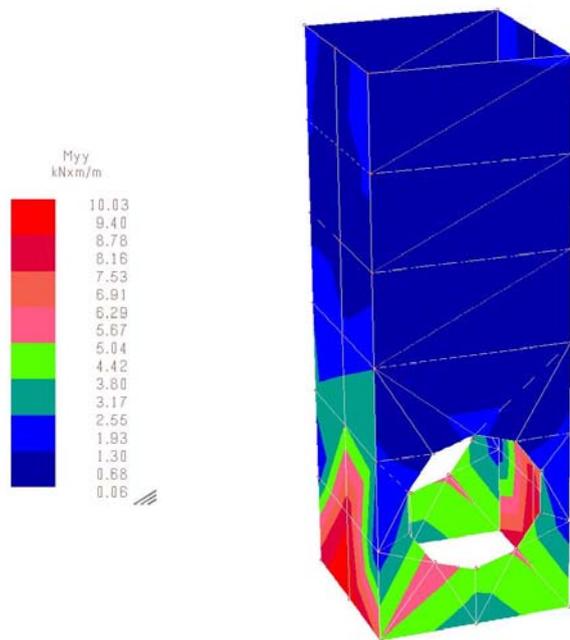


Figura 41 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente M_{yy} [kNm/m]

Sollecitazioni SLE-SLD

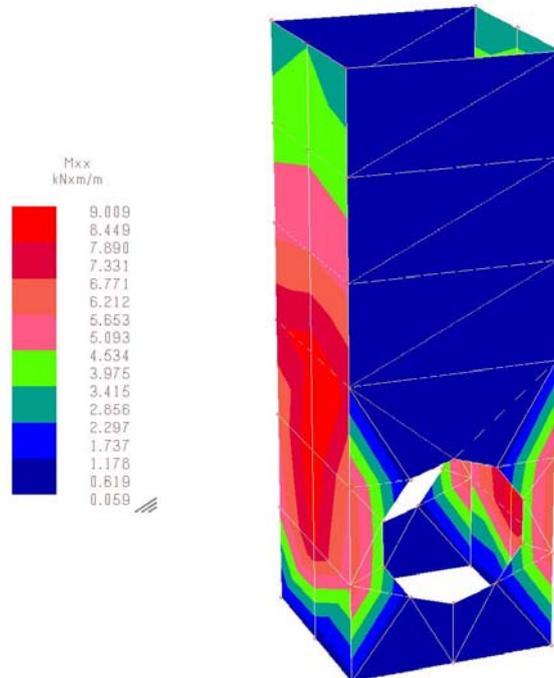


Figura 42 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente M_{xx} [kNm/m]

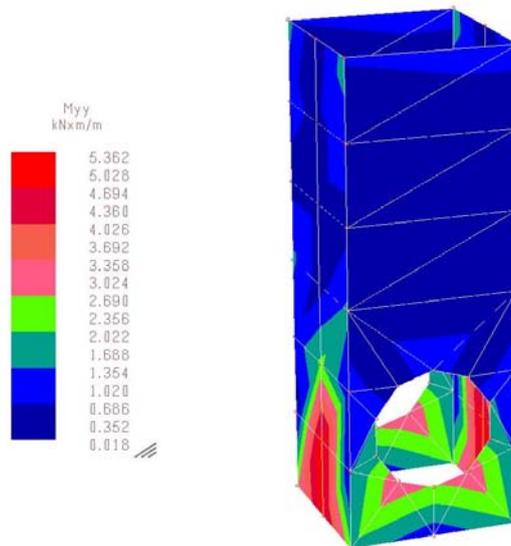


Figura 43 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente M_{yy} [kNm/m]

Verifiche SLU-SLV

Sulla base delle massime sollecitazioni di progetto, ipotizzando un'armatura verticale costituita da riprese alla base 1 Φ 14/20 ed armature correnti verticali 1+1 Φ 12/20 ed armature orizzontali portanti 1+1 Φ 12/20 e, risulta:

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

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA		
SEZIONE TRASVERSALE		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	250 [mm]
ARMATURA TESA		
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	12 [mm]
Numero dei ferri correnti	n ₁	5 [-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n ₂	[-]
Area dell'armatura tesa	A _s	565 [mm ²]
ARMATURA COMPRESSA		
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	12 [mm]
Numero dei ferri correnti	n' ₁	5 [-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0 [mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n' ₂	0 [-]
Area dell'armatura compressa	A' _s	565 [mm ²]
DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE		
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	ω_s	[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ	[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 3	ξ_3	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2a	$\alpha'_{s(a)}$	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2b	$\alpha'_{s(b)}$	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 3	$\alpha'_{s(3)}$	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 3	ω_3	[-]
	ω'_3	[-]
Armatura simmetrica		
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	[-]
Posizione dell'asse neutro	x	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$	[-]
Coefficiente di riempimento	β	[-]
Coefficiente di baricentro	κ	[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{y,d}$	α'_s	[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ϵ'_s	[-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	44,26 [kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	12,2 [kNm]

- Verifica a taglio t_z

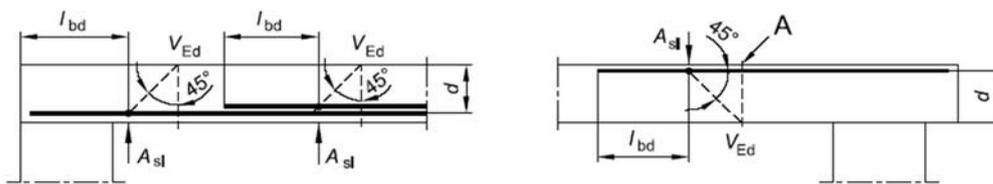
$$V_{Ed} = 74.14 \times 0.3 = 22.24 \text{ kN}$$

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE		
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO		
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	22,24 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si [-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12 [-]
Coefficiente k	k	1,89 [-]
		1,89 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,0022619 [-]
		0,0022619 [-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	101,25 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	114,08 [kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	114,08 [kN]

Verifiche SLE-SLD

Sulla base delle massime sollecitazioni di progetto, ipotizzando un'armatura verticale costituita da riprese alla base 1Φ14/20 ed armature correnti verticali 1+1Φ12/20 ed armature orizzontali portanti 1+1Φ12/20 e, risulta:

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

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	9,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	250	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	565	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	565	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	56,36	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	378074179,6	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,34	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	69,14	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	9,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	300	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	250	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	565	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	565	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	56,36	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	378074179,6	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11,25	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,34	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	69,14	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Frequente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	9,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	300	[MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[kNm]
Altezza utile della sezione	d'	250	[kNm]
Area dell'armatura tesa	A_s	565	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	565	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	56,36	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	378074179,6	[mm ⁴]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,34	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	69,14	[MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	250 [mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	565 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	565 [mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	32 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	220 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S _{rif,max}	190 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	9 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	56,36 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	69,14 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	81,2117852 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	81211,7852 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,00696 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	-0,000424 [-]
		0,000207 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	12,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	401,77 [mm]
		316,73 [mm]

Ampiezza delle fessure	w_k	0,0657 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente

Momento sollecitante per la combinazione Frequente	M_{Ed,freq.}	9 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	56,36 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	69,14 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	81,2117852 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	81211,7852 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,00696 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	-0,000424 [-]
		0,000207 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	12,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	401,77 [mm]
		316,73 [mm]

Ampiezza delle fessure	w_k	0,0657 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed,caratt.}$	9 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	56,36 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	69,14 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	81,2117852 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	81211,7852 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,00696 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0,000424 [-]
		0,000207 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	12,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	401,77 [mm]
		316,73 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0657 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3 [mm]

ALLEGATO 8 - Analisi e verifiche muro di contenimento in c.a.
h.max 3.30 m

Dati

Materiali

Simbologia adottata

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

Calcestruzzo armato

n°	Descr	C	A	γ [kN/mc]	R_{ck} [kPa]	E [kPa]	ν	n	ntc
1	C25/30	C25/30	B450C	24,5170	30000	31447048	0.30	15.00	0.50

Acciai

Descr	f_{yk} [kPa]	f_{uk} [kPa]
B450C	450000	540000

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 [m]	Y [m]	A [°]
1	0,00	0,00	0.000
2	8,00	0,00	0.000

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

Geometria muro

Geometria paramento e fondazione

Lunghezza muro 10,00 [m]

Paramento

Materiale C25/30
Altezza paramento 3,30 [m]
Altezza paramento libero 2,70 [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 C25/30
Lunghezza mensola di valle 0,80 [m]
Lunghezza mensola di monte 0,80 [m]
Lunghezza totale 2,00 [m]
Inclinazione piano di posa 0,00 [°]
Spessore 0,40 [m]
Spessore magrone 0,00 [m]

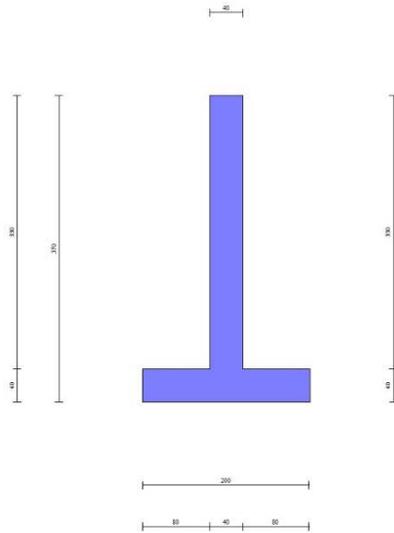


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

Descrizione terreni

Parametri di resistenza

Simbologia adottata

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

n°	Descr	γ [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kPa]	c_a [kPa]	Cesp	τ_l [kPa]
1	Limo sabbioso	18,0000	18,0000	28.000	18.670	10	5	---	---

Stratigrafia

Simbologia adottata

n°	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
α	Inclinazione espressa in [°]
Terreno	Terreno dello strato
Per calcolo pali (solo se presenti)	
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /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')

Kst_{sta}, Kst_{sis} Coeff. di spinta statico e sismico

n°	H [m]	α [°]	Terreno	Kw [Kg/cm ²]	Ks	Cesp	Kst _{sta}	Kst _{sis}
1	3,30	0.000	Limo sabbioso	---	---	---	---	---
2	5,00	0.000	Limo sabbioso	---	---	---	---	---

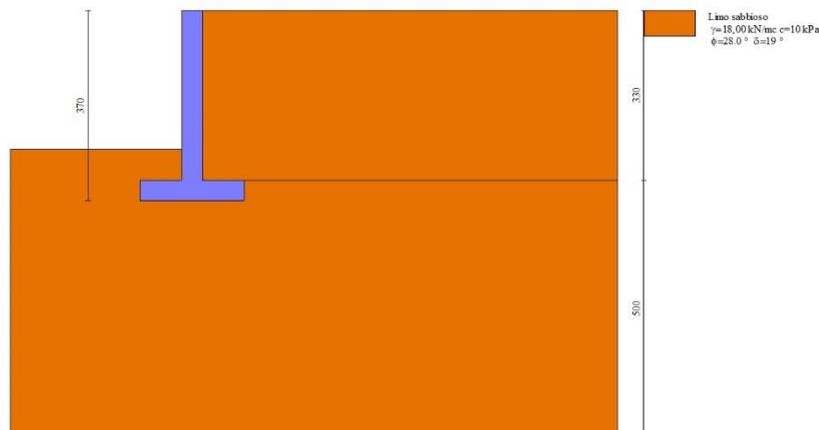


Fig. 2 - Stratigrafia

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 [kN]
F_y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
M	Momento espresso in [kNm]
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 [kN]
Q_f	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN]

Condizione n° 1 (Transito veicoli) - VARIABILE TF

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

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	F_x [kN]	F_y [kN]	M [kNm]	X_i [m]	X_f [m]	Q_i [kN]	Q_f [kN]
1	Distribuito					0,00	8,00	20,0000	20,0000

Normativa

Normativa usata: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (D.M. 17.01.2018) + Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7**

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

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche				Combinazioni sismiche		
			UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1, fav}$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1, sfav}$	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2, fav}$	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2, sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q, sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{QT, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{QT, sfav}$	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_γ	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
Ribaltamento	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

Descrizione combinazioni di carico

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} Q_{k2} + \gamma_{Q3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{0,2} Q_{k2} + \Psi_{0,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti di lungo periodo:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coeff. $\Psi_{0,j}$, $\Psi_{1,j}$, $\Psi_{2,j}$ sono definiti nelle singole condizioni variabili.

I valori dei coeff. γ_G e γ_{Qj} sono definiti nella tabella normativa.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni:

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	1.35	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	1.15	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

Condizione	γ	Ψ	Effetto
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 (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Transito veicoli	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - EQU (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° 9 - EQU (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° 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
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

Dati sismici

Comune
Provincia
Regione
Latitudine

Fontanetto Po
Vercelli
Piemonte
45.194248

Longitudine 8.192749
 Indice punti di interpolazione 13134 - 13356 - 13357 - 13135
 Vita nominale 50 anni
 Classe d'uso IV
 Tipo costruzione Normali affollamenti
 Vita di riferimento 100 anni

	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	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh [%]	kv [%]
Ultimo	0.380	2.647	1.324
Ultimo - Ribaltamento	0.570	3.971	1.986
Esercizio	0.470	1.851	0.925

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

Opzioni di calcolo

Spinta

Metodo di calcolo della spinta Culmann
 Tipo di spinta Spinta attiva
 Terreno a bassa permeabilità NO
 Superficie di spinta limitata NO

Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza Meyerhof
 Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati) Ponderata
 Criterio di riduzione per eccentricità della portanza Meyerhof
 Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento) Nessuna
 Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico limite ($0.5B\gamma N_{\gamma}$) Larghezza ridotta (B')
 Fattori di forma e inclinazione del carico Solo i fattori di inclinazione
 Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato il fattore di riduzione per comportamento a piastra

Stabilità globale

Metodo di calcolo della stabilità globale Bishop

Altro

Partecipazione spinta passiva terreno antistante 50.00
 Partecipazione resistenza passiva dente di fondazione 50.00
 Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni NO
 Considera terreno sulla fondazione di valle NO
 Considera spinta e peso acqua fondazione di valle NO

Spostamenti

Non è stato richiesto il calcolo degli spostamenti

Cedimenti

Non è stato richiesto il calcolo dei cedimenti

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU)

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

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Paramento e fondazione muro

Verifiche strutturali nelle combinazioni SLD eseguite. Struttura in classe d'uso III o IV

Condizioni ambientali Ordinarie
 Armatura ad aderenza migliorata SI

Verifica a fessurazione

Sensibilità armatura Poco sensibile
 Metodo di calcolo aperture delle fessure NTC 2018 - CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.
 Calcolo momento fessurazione Apertura

Resistenza a trazione per Flessione
 Valori limite aperture delle fessure: $w_1=0.20$
 $w_2=0.30$
 $w_3=0.40$

Verifica delle tensioni

Valori limite delle tensioni nei materiali:

Combinazione	Calcestruzzo	Acciaio
Rara	$0.60 f_{ck}$	$0.80 f_{yk}$
Frequente	$1.00 f_{ck}$	$1.00 f_{yk}$
Quasi permanente	$0.45 f_{ck}$	$1.00 f_{yk}$

Risultati per inviluppo

Spinta e forze

Simbologia adottata

- Ic Indice della combinazione
- A Tipo azione
- I Inclinazione della spinta, espressa in [°]
- V Valore dell'azione, espressa in [kN]
- C_x, C_y Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]
- P_x, P_y Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kN]	I [°]	C _x [kN]	C _y [kN]	P _x [m]	P _y [m]
1	Spinta statica	43,94	18,67	41,63	14,07	0,80	-2,56
	Peso/Inerzia muro			0,00	51,98/0,00	-0,20	-2,35
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	69,12/0,00	0,40	-1,65
	Resistenza passiva terreno antistante			-12,46			
2	Spinta statica	25,12	18,67	23,80	8,04	0,80	-2,71
	Incremento di spinta sismica		3,50	3,32	1,12	0,80	-2,47
	Peso/Inerzia muro			1,38	51,98/0,69	-0,20	-2,35
	Peso/Inerzia terrapieno			1,68	63,52/0,84	0,40	-1,65
	Resistenza passiva terreno antistante			-12,46			

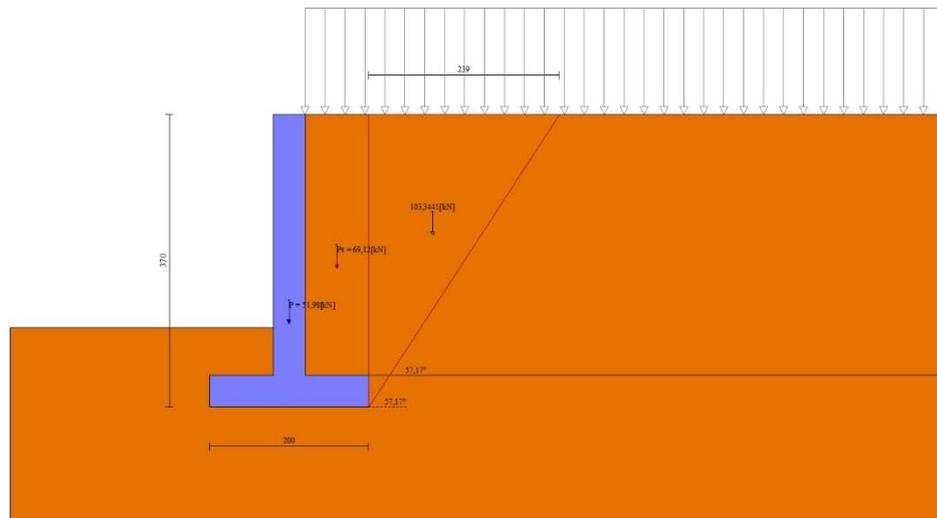


Fig. 3 - Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

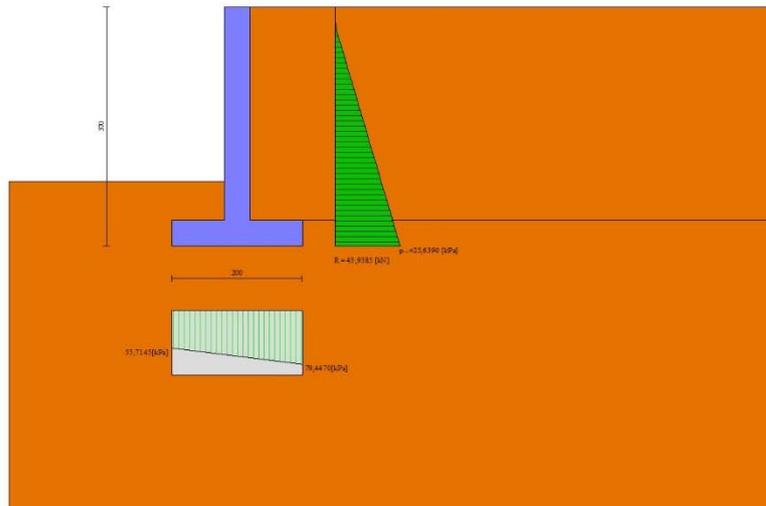


Fig. 4 - Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

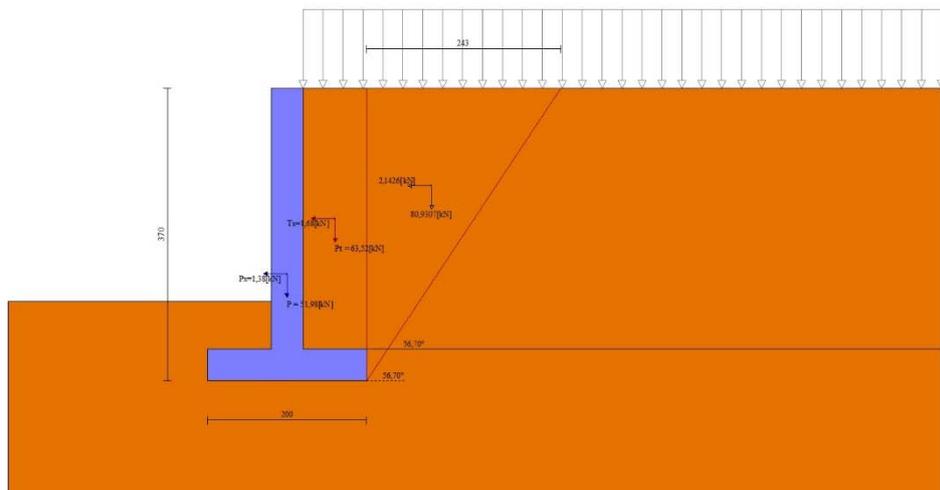


Fig. 5 - Cuneo di spinta (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)



Fig. 6 - Diagramma delle pressioni (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

Verifiche geotecniche

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
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

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		1.637		5.134			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	2.158		5.812			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	2.224		5.996			
4 - GEO (A2-M2-R2)					1.804		
5 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				2.210		
6 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				2.227		
7 - EQU (A1-M1-R3)			4.004				
8 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		4.678				
9 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		4.513				

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

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

n°	Rsa [kN]	Rpt [kN]	Rps [kN]	Rp [kN]	Rt [kN]	R [kN]	T [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	55,67	12,46	0,00	--	--	68,14	41,63	1.637
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	52,64	12,46	0,00	--	--	65,10	30,17	2.158

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

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

n°	N [kN]	Qu [kN]	Qd [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	135,16	693,89	495,64	5.134
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	126,19	733,40	611,17	5.812

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante
ic, iq, iy	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, dy	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, gy	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, by	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, sy	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, py	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc	Indici di rigidezza per punzonamento secondo Vesic
r _γ	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia 0.5B _y N _y viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
γ	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
φ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	r _γ
1	25.803	0.656	1.166	--	--	--	--	--	--	0.829	1.000
	14.720	0.656	1.083	--	--	--	--	--	--		
	11.190	0.151	1.083	--	--	--	--	--	--		
2	25.803	0.723	1.166	--	--	--	--	--	--	0.757	1.000
	14.720	0.723	1.083	--	--	--	--	--	--		
	11.190	0.270	1.083	--	--	--	--	--	--		

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	φ [kN/mc]	c [kPa]
1	1,00	2,00	1,66	18,00	28,00	10
2	1,00	2,00	1,66	18,00	28,00	10

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Ms	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
Mr	Momento ribaltante, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FS
7 - EQU (A1-M1-R3)	190,70	47,63	4.004
9 - EQU (A1-M1-R3) H - V	171,62	38,03	4.513

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

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

Ic	C [m]	R [m]	FS
4 - GEO (A2-M2-R2)	-1,00; 1,00	5,04	1.804
5 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-1,00; 1,00	5,04	2.210

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte	
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto	
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)	
W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
Qf	carico acqua sulla striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
φ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
 b larghezza della striscia espressa in [m]
 u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
 Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	3,10	7,72	0,00	3,95 - 0,34	71.912	23.043	8	0,0	
2	8,13	7,72	0,00	0,34	62.200	23.043	8	0,0	
3	11,49	7,72	0,00	0,34	54.799	23.043	8	0,0	
4	14,08	7,72	0,00	0,34	48.605	23.043	8	0,0	
5	16,18	7,72	0,00	0,34	43.108	23.043	8	0,0	
6	17,92	7,72	0,00	0,34	38.073	23.043	8	0,0	
7	19,38	7,72	0,00	0,34	33.366	23.043	8	0,0	
8	20,61	7,72	0,00	0,34	28.904	23.043	8	0,0	
9	21,63	7,72	0,00	0,34	24.628	23.043	8	0,0	
10	23,01	7,72	0,00	0,34	20.494	23.043	8	0,0	
11	24,03	7,72	0,00	0,34	16.469	23.043	8	0,0	
12	23,68	6,00	0,00	0,34	12.527	23.043	8	0,0	
13	31,43	0,00	0,00	0,34	8.644	23.043	8	0,0	
14	8,86	0,00	0,00	0,34	4.802	23.043	8	0,0	
15	8,97	0,00	0,00	0,34	0.981	23.043	8	0,0	
16	8,37	0,00	0,00	0,34	-2.836	23.043	8	0,0	
17	7,89	0,00	0,00	0,34	-6.665	23.043	8	0,0	
18	7,58	0,00	0,00	0,34	-10.525	23.043	8	0,0	
19	7,13	0,00	0,00	0,34	-14.434	23.043	8	0,0	
20	6,54	0,00	0,00	0,34	-18.413	23.043	8	0,0	
21	5,78	0,00	0,00	0,34	-22.487	23.043	8	0,0	
22	4,85	0,00	0,00	0,34	-26.686	23.043	8	0,0	
23	3,73	0,00	0,00	0,34	-31.046	23.043	8	0,0	
24	2,39	0,00	0,00	0,34	-35.618	23.043	8	0,0	
25	0,80	0,00	0,00	-4,44 - 0,34	-39.408	23.043	8	0,0	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	3,10	6,71	0,00	3,95 - 0,34	71.912	28.000	10	0,0	
2	8,13	6,71	0,00	0,34	62.200	28.000	10	0,0	
3	11,49	6,71	0,00	0,34	54.799	28.000	10	0,0	
4	14,08	6,71	0,00	0,34	48.605	28.000	10	0,0	
5	16,18	6,71	0,00	0,34	43.108	28.000	10	0,0	
6	17,92	6,71	0,00	0,34	38.073	28.000	10	0,0	
7	19,38	6,71	0,00	0,34	33.366	28.000	10	0,0	
8	20,61	6,71	0,00	0,34	28.904	28.000	10	0,0	
9	21,63	6,71	0,00	0,34	24.628	28.000	10	0,0	
10	23,01	6,71	0,00	0,34	20.494	28.000	10	0,0	
11	24,03	6,71	0,00	0,34	16.469	28.000	10	0,0	
12	23,68	5,22	0,00	0,34	12.527	28.000	10	0,0	
13	31,43	0,00	0,00	0,34	8.644	28.000	10	0,0	
14	8,86	0,00	0,00	0,34	4.802	28.000	10	0,0	
15	8,97	0,00	0,00	0,34	0.981	28.000	10	0,0	
16	8,37	0,00	0,00	0,34	-2.836	28.000	10	0,0	
17	7,89	0,00	0,00	0,34	-6.665	28.000	10	0,0	
18	7,58	0,00	0,00	0,34	-10.525	28.000	10	0,0	
19	7,13	0,00	0,00	0,34	-14.434	28.000	10	0,0	
20	6,54	0,00	0,00	0,34	-18.413	28.000	10	0,0	
21	5,78	0,00	0,00	0,34	-22.487	28.000	10	0,0	
22	4,85	0,00	0,00	0,34	-26.686	28.000	10	0,0	
23	3,73	0,00	0,00	0,34	-31.046	28.000	10	0,0	
24	2,39	0,00	0,00	0,34	-35.618	28.000	10	0,0	
25	0,80	0,00	0,00	-4,44 - 0,34	-39.408	28.000	10	0,0	

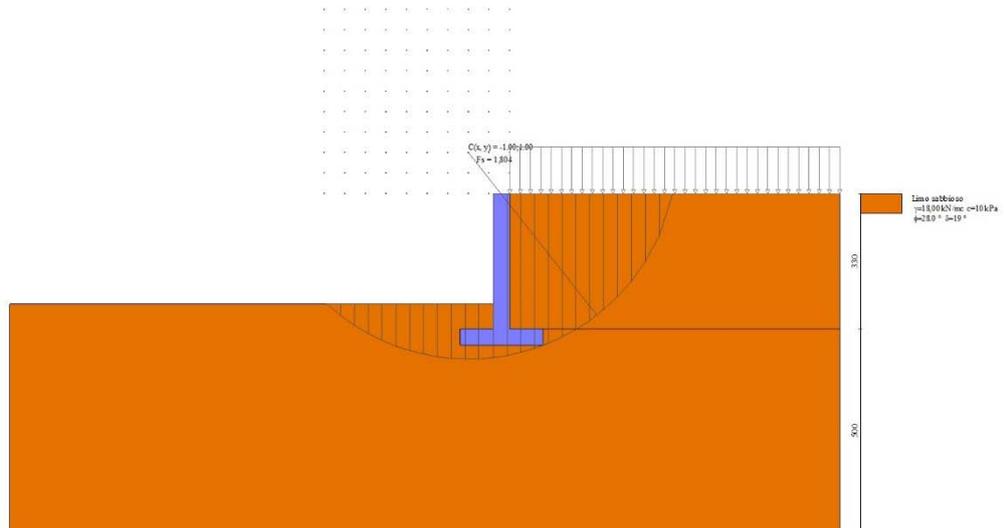


Fig. 7 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 4)

Sollecitazioni

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

- n° Indice della sezione
 - X Posizione della sezione, espresso in [m]
 - N Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.
 - T Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle
 - M Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)
- La posizione delle sezioni di verifica fanno riferimento al sistema di riferimento globale la cui origine è nello spigolo in alto a destra del paramento.

Paramento

n°	X [m]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]	T _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	-0,10	0,97	0,99	0,00	0,03	0,00	0,00
3	-0,20	1,94	1,99	0,00	0,06	0,00	0,01
4	-0,30	2,90	2,98	0,00	0,10	0,00	0,01
5	-0,40	3,87	3,97	0,00	0,14	0,00	0,03
6	-0,50	4,84	4,97	0,00	0,22	0,00	0,04
7	-0,60	5,81	5,96	0,00	0,42	0,00	0,06
8	-0,70	6,77	6,96	0,01	0,69	0,00	0,11
9	-0,80	7,74	7,95	0,04	1,02	0,00	0,19
10	-0,90	8,71	8,94	0,10	1,43	0,01	0,31
11	-1,00	9,68	9,94	0,21	1,91	0,02	0,48
12	-1,10	10,64	10,93	0,38	2,46	0,05	0,70
13	-1,20	11,61	11,92	0,60	3,08	0,10	0,98
14	-1,30	12,58	12,92	0,88	3,77	0,17	1,32
15	-1,40	13,55	13,91	1,21	4,54	0,28	1,73
16	-1,50	14,52	14,90	1,59	5,37	0,42	2,23
17	-1,60	15,48	15,90	2,03	6,27	0,60	2,81
18	-1,70	16,45	16,89	2,52	7,25	0,83	3,48
19	-1,80	17,42	17,89	3,07	8,29	1,11	4,26
20	-1,90	18,39	18,88	3,67	9,41	1,44	5,15
21	-2,00	19,35	19,87	4,33	10,60	1,84	6,14
22	-2,10	20,32	20,87	5,04	11,85	2,31	7,27
23	-2,20	21,29	21,86	5,80	13,18	2,85	8,52
24	-2,30	22,26	22,85	6,62	14,58	3,47	9,91
25	-2,40	23,22	23,85	7,50	16,05	4,18	11,44
26	-2,50	24,19	24,84	8,43	17,59	4,97	13,12
27	-2,60	25,16	25,84	9,41	19,21	5,87	14,96
28	-2,70	26,13	26,83	10,44	20,89	6,86	16,96
29	-2,80	27,10	27,82	11,54	22,64	7,96	19,14
30	-2,90	28,06	28,82	12,68	24,47	9,17	21,49
31	-3,00	29,03	29,81	13,88	26,36	10,49	24,03
32	-3,10	30,00	30,80	15,14	28,33	11,95	26,77
33	-3,20	30,97	31,80	16,45	30,37	13,52	29,70
34	-3,30	31,93	32,79	17,81	32,48	15,24	32,84

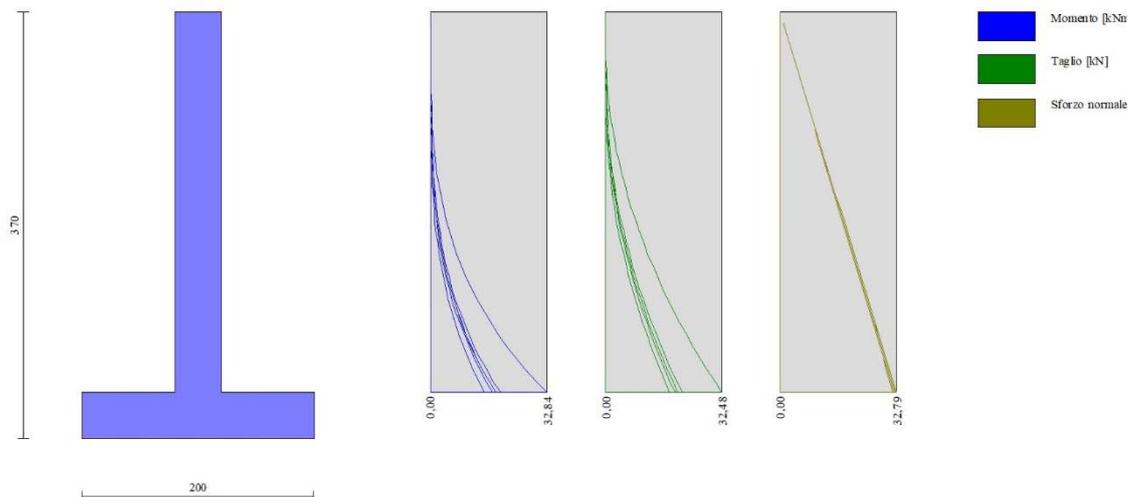


Fig. 8 - Paramento

Fondazione

n°	X [m]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]	T _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]
1	-1,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	-1,11	0,00	0,00	1,73	4,13	0,07	0,18
3	-1,02	0,00	0,00	3,73	8,35	0,32	0,74
4	-0,93	0,00	0,00	6,00	12,66	0,75	1,67
5	-0,84	0,00	0,00	8,54	17,07	1,39	2,99
6	-0,76	0,00	0,00	11,35	21,58	2,27	4,71
7	-0,67	0,00	0,00	14,42	26,17	3,42	6,83
8	-0,58	0,00	0,00	17,76	30,86	4,84	9,36
9	-0,49	0,00	0,00	21,38	35,65	6,58	12,32
10	-0,40	0,00	0,00	25,26	40,52	8,65	15,70
11	0,00	0,00	0,00	-31,46	-5,64	-12,08	-0,80
12	0,10	0,00	0,00	-27,11	-3,74	-9,15	-0,34
13	0,20	0,00	0,00	-22,88	-2,19	-6,65	-0,04
14	0,30	0,00	0,00	-18,77	-0,97	-4,57	0,11
15	0,40	0,00	0,00	-14,78	-0,10	-2,89	0,16
16	0,50	0,00	0,00	-10,91	0,44	-1,61	0,14
17	0,60	0,00	0,00	-7,15	0,63	-0,71	0,09
18	0,70	0,00	0,00	-3,52	0,48	-0,17	0,03
19	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

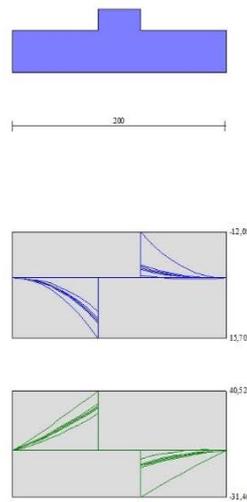


Fig. 9 - Fondazione

Verifiche strutturali

Verifiche a flessione

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

n°	indice sezione
B	larghezza sezione espresso in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
Afi	area ferri inferiori espresso in [cmq]
Afs	area ferri superiori espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kNm]
N	sforzo normale agente espressa in [kN]
Mu	momento ultimi espressa in [kNm]
Nu	sforzo normale ultimo espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Paramento

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	100	40	7,70	7,70	0,00	0,00	0,00	0,00	100000.000
2	100	40	7,70	7,70	0,00	0,00	0,00	0,00	100000.000
3	100	40	7,70	7,70	0,00	0,00	0,00	0,00	100000.000
4	100	40	7,70	7,70	0,01	2,98	23,84	5117,57	1716.736
5	100	40	7,70	7,70	0,03	3,97	33,47	5117,57	1287.552

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
6	100	40	7,70	7,70	0,04	4,97	43,93	5117,57	1030.042
7	100	40	7,70	7,70	0,06	5,96	55,24	5117,57	858.368
8	100	40	7,70	7,70	0,09	6,96	67,54	5117,57	735.744
9	100	40	7,70	7,70	0,13	7,95	81,81	5117,57	643.776
10	100	40	7,70	7,70	0,31	8,83	178,93	5033,01	570.240
11	100	40	7,70	7,70	0,48	9,81	227,96	4653,18	474.485
12	100	40	7,70	7,70	0,70	10,79	273,95	4230,36	392.155
13	100	40	7,70	7,70	0,98	11,77	313,24	3779,80	321.188
14	100	40	7,70	7,70	1,32	12,75	343,53	3324,01	260.730
15	100	40	7,70	7,70	1,73	13,73	363,89	2883,62	210.031
16	100	40	7,70	7,70	2,23	14,71	368,38	2433,01	165.396
17	100	40	7,70	7,70	2,81	15,69	349,49	1952,40	124.429
18	100	40	7,70	7,70	3,48	16,67	316,87	1516,19	90.945
19	100	40	7,70	7,70	4,26	17,65	280,94	1163,98	65.939
20	100	40	7,70	7,70	5,15	18,63	245,09	887,60	47.636
21	100	40	7,70	7,70	6,14	19,61	215,25	687,05	35.029
22	100	40	7,70	7,70	7,27	20,59	193,64	548,81	26.649
23	100	40	7,70	7,70	8,52	21,57	178,56	452,29	20.964
24	100	40	7,70	7,70	9,91	22,56	167,48	381,38	16.908
25	100	40	7,70	7,70	11,44	23,54	159,03	327,29	13.906
26	100	40	7,70	7,70	13,12	24,52	152,39	284,82	11.617
27	100	40	7,70	7,70	14,96	25,50	147,06	250,69	9.832
28	100	40	7,70	7,70	16,96	26,48	142,30	222,14	8.390
29	100	40	7,70	17,75	19,14	27,46	299,17	429,26	15.633
30	100	40	0,00	10,05	21,49	28,44	171,40	226,80	7.975
31	100	40	10,05	10,05	24,03	29,42	169,38	207,34	7.048
32	100	40	10,05	10,05	26,77	30,40	166,53	189,14	6.221
33	100	40	10,05	10,05	29,70	31,38	164,06	173,34	5.524
34	100	40	10,05	10,05	32,84	32,36	161,73	159,35	4.924

Fondazione

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	100	40	10,05	10,05	0,00	0,00	0,00	0,00	100000.000
2	100	40	10,05	10,05	0,18	0,00	135,00	0,00	738.690
3	100	40	10,05	10,05	0,74	0,00	135,00	0,00	183.279
4	100	40	10,05	10,05	1,67	0,00	135,00	0,00	80.848
5	100	40	10,05	10,05	2,99	0,00	135,00	0,00	45.139
6	100	40	10,05	10,05	4,71	0,00	135,00	0,00	28.676
7	100	40	10,05	10,05	6,83	0,00	135,00	0,00	19.768
8	100	40	10,05	10,05	9,36	0,00	135,00	0,00	14.418
9	100	40	10,05	10,05	12,32	0,00	135,00	0,00	10.959
10	100	40	10,05	10,05	15,70	0,00	135,00	0,00	8.597
11	100	40	10,05	10,05	-12,08	0,00	-135,00	0,00	11.177
12	100	40	10,05	10,05	-9,15	0,00	-135,00	0,00	14.753
13	100	40	10,05	10,05	-6,65	0,00	-135,00	0,00	20.296
14	100	40	10,05	10,05	-4,57	0,00	-135,00	0,00	29.542
15	100	40	10,05	10,05	-2,89	0,00	-135,00	0,00	46.664
16	100	40	10,05	10,05	-1,61	0,00	-135,00	0,00	83.876
17	100	40	10,05	10,05	-0,71	0,00	-135,00	0,00	190.832
18	100	40	10,05	10,05	-0,17	0,00	-135,00	0,00	771.959
19	100	40	10,05	10,05	0,00	0,00	0,00	0,00	100000.000

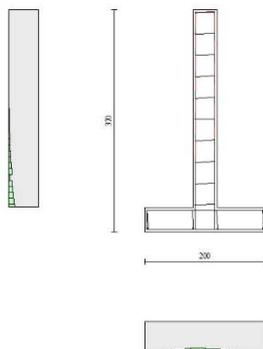


Fig. 10 - Paramento (Inviluppo)

Verifiche a taglio

Simbologia adottata

n° (o Is)	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espresso in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
A _{sw}	area ferri a taglio espresso in [cmq]
cotθ	inclinazione delle bielle compresse, θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
V _{Rcd}	resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kN]
V _{Rsd}	resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kN]
V _{Rd}	resistenza di progetto a taglio espresso in [kN]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A _{sw} >0.0) V _{Rd} =min(V _{Rcd} , V _{Rsd}).
T	taglio agente espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

Paramento

n°	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	100	40	0,00	--	0,00	0,00	169,16	0,00	100.000
2	100	40	0,00	--	0,00	0,00	169,30	0,03	5959.245
3	100	40	0,00	--	0,00	0,00	169,44	0,06	2745.530
4	100	40	0,00	--	0,00	0,00	169,58	0,10	1697.228
5	100	40	0,00	--	0,00	0,00	169,72	0,14	1186.747
6	100	40	0,00	--	0,00	0,00	169,85	0,22	774.053
7	100	40	0,00	--	0,00	0,00	169,98	0,42	407.517
8	100	40	0,00	--	0,00	0,00	170,12	0,69	248.281
9	100	40	0,00	--	0,00	0,00	170,25	1,02	166.312
10	100	40	0,00	--	0,00	0,00	170,39	1,43	118.929
11	100	40	0,00	--	0,00	0,00	170,53	1,91	89.175
12	100	40	0,00	--	0,00	0,00	170,66	2,46	69.308
13	100	40	0,00	--	0,00	0,00	170,80	3,08	55.397
14	100	40	0,00	--	0,00	0,00	170,93	3,77	45.286
15	100	40	0,00	--	0,00	0,00	171,07	4,54	37.708
16	100	40	0,00	--	0,00	0,00	171,21	5,37	31.885
17	100	40	0,00	--	0,00	0,00	171,34	6,27	27.314
18	100	40	0,00	--	0,00	0,00	171,48	7,25	23.660
19	100	40	0,00	--	0,00	0,00	171,61	8,29	20.695
20	100	40	0,00	--	0,00	0,00	171,75	9,41	18.255
21	100	40	0,00	--	0,00	0,00	171,89	10,60	16.223
22	100	40	0,00	--	0,00	0,00	172,02	11,85	14.513
23	100	40	0,00	--	0,00	0,00	172,16	13,18	13.060
24	100	40	0,00	--	0,00	0,00	172,29	14,58	11.816
25	100	40	0,00	--	0,00	0,00	172,43	16,05	10.742
26	100	40	0,00	--	0,00	0,00	172,57	17,59	9.809
27	100	40	0,00	--	0,00	0,00	172,70	19,21	8.992
28	100	40	0,00	--	0,00	0,00	172,84	20,89	8.274
29	100	40	0,00	--	0,00	0,00	203,83	22,64	9.002
30	100	40	0,00	--	0,00	0,00	153,20	24,47	6.261
31	100	40	0,00	--	0,00	0,00	189,00	26,36	7.169
32	100	40	0,00	--	0,00	0,00	189,13	28,33	6.676
33	100	40	0,00	--	0,00	0,00	189,27	30,37	6.232
34	100	40	0,00	--	0,00	0,00	189,40	32,48	5.832

Fondazione

n°	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	100	40	0,00	--	0,00	0,00	184,91	0,00	100.000
2	100	40	0,00	--	0,00	0,00	184,91	-4,13	44.800
3	100	40	0,00	--	0,00	0,00	184,91	-8,35	22.148
4	100	40	0,00	--	0,00	0,00	184,91	-12,66	14.602
5	100	40	0,00	--	0,00	0,00	184,91	-17,07	10.831
6	100	40	0,00	--	0,00	0,00	184,91	-21,58	8.571
7	100	40	0,00	--	0,00	0,00	184,91	-26,17	7.065
8	100	40	0,00	--	0,00	0,00	184,91	-30,86	5.992
9	100	40	0,00	--	0,00	0,00	184,91	-35,65	5.188
10	100	40	0,00	--	0,00	0,00	184,91	-40,52	4.563
11	100	40	0,00	--	0,00	0,00	184,91	-31,46	5.878
12	100	40	0,00	--	0,00	0,00	184,91	-27,11	6.820
13	100	40	0,00	--	0,00	0,00	184,91	-22,88	8.081
14	100	40	0,00	--	0,00	0,00	184,91	-18,77	9.850
15	100	40	0,00	--	0,00	0,00	184,91	-14,78	12.510
16	100	40	0,00	--	0,00	0,00	184,91	-10,91	16.952
17	100	40	0,00	--	0,00	0,00	184,91	-7,15	25.850
18	100	40	0,00	--	0,00	0,00	184,91	-3,52	52.573
19	100	40	0,00	--	0,00	0,00	184,91	0,00	100.000

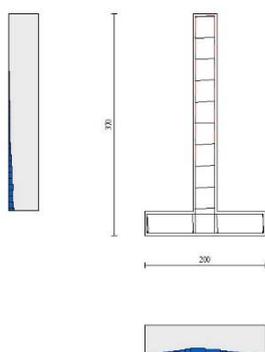


Fig. 11 - Paramento (Inviluppo)

Verifica delle tensioni

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione, espressa in [m]
B	larghezza sezione, espresso in [cm]
H	altezza sezione, espressa in [cm]
Afi	area ferri inferiori, espresso in [cmq]
Afs	area ferri superiori, espressa in [cmq]
M	momento agente, espressa in [kNm]
N	sforzo normale agente, espressa in [kN]
σ_c	tensione di compressione nel cls, espressa in [kPa]
σ_{fi}	tensione nei ferri inferiori, espressa in [kPa]
σ_{fs}	tensione nei ferri superiori, espressa in [kPa]

Combinazioni SLER

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo	14940	[kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio	360000	[kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	40	7,70	7,70	0,00	0,00	0 (10)	0 (10)	0 (10)
2	100	40	7,70	7,70	0,00	0,98	2 (10)	35 (10)	35 (10)
3	100	40	7,70	7,70	0,00	1,96	5 (10)	70 (10)	70 (10)
4	100	40	7,70	7,70	0,00	2,94	7 (10)	104 (10)	104 (10)
5	100	40	7,70	7,70	0,00	3,92	9 (10)	139 (10)	139 (10)
6	100	40	7,70	7,70	0,00	4,90	12 (10)	174 (10)	174 (10)
7	100	40	7,70	7,70	0,00	5,88	14 (10)	209 (10)	209 (10)
8	100	40	7,70	7,70	0,00	6,86	16 (10)	243 (10)	243 (10)
9	100	40	7,70	7,70	0,00	7,85	19 (10)	277 (10)	279 (10)
10	100	40	7,70	7,70	0,01	8,83	21 (10)	309 (10)	316 (10)
11	100	40	7,70	7,70	0,02	9,81	24 (10)	338 (10)	357 (10)
12	100	40	7,70	7,70	0,05	10,79	27 (10)	361 (10)	404 (10)
13	100	40	7,70	7,70	0,10	11,77	31 (10)	376 (10)	459 (10)
14	100	40	7,70	7,70	0,17	12,75	36 (10)	380 (10)	524 (10)
15	100	40	7,70	7,70	0,28	13,73	42 (10)	372 (10)	601 (10)
16	100	40	7,70	7,70	0,42	14,71	49 (10)	350 (10)	694 (10)
17	100	40	7,70	7,70	0,60	15,69	57 (10)	310 (10)	803 (10)
18	100	40	7,70	7,70	0,83	16,67	67 (10)	251 (10)	931 (10)
19	100	40	7,70	7,70	1,11	17,65	79 (10)	171 (10)	1080 (10)
20	100	40	7,70	7,70	1,44	18,63	93 (10)	62 (10)	1256 (10)
21	100	40	7,70	7,70	1,84	19,61	111 (10)	137 (10)	1479 (10)
22	100	40	7,70	7,70	2,31	20,59	135 (10)	507 (10)	1769 (10)
23	100	40	7,70	7,70	2,85	21,57	168 (10)	1157 (10)	2139 (10)
24	100	40	7,70	7,70	3,47	22,56	209 (10)	2206 (10)	2590 (10)
25	100	40	7,70	7,70	4,18	23,54	259 (10)	3733 (10)	3112 (10)
26	100	40	7,70	7,70	4,97	24,52	317 (10)	5751 (10)	3691 (10)
27	100	40	7,70	7,70	5,87	25,50	383 (10)	8252 (10)	4318 (10)

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σc [kPa]	σfi [kPa]	σfs [kPa]
28	100	40	7,70	7,70	6,86	26,48	455 (10)	11225 (10)	4991 (10)
29	100	40	7,70	17,75	7,96	27,46	430 (10)	7285 (10)	5007 (10)
30	100	40	0,00	10,05	9,17	28,44	628 (10)	15114 (10)	0 (10)
31	100	40	10,05	10,05	10,49	29,42	646 (10)	18099 (10)	6777 (10)
32	100	40	10,05	10,05	11,95	30,40	737 (10)	21895 (10)	7599 (10)
33	100	40	10,05	10,05	13,52	31,38	836 (10)	26087 (10)	8480 (10)
34	100	40	10,05	10,05	15,24	32,36	942 (10)	30688 (10)	9423 (10)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 14940 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 360000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σc [kPa]	σfi [kPa]	σfs [kPa]
1	100	40	10,05	10,05	0,00	0,00	0 (10)	0 (10)	0 (10)
2	100	40	10,05	10,05	0,07	0,00	5 (10)	224 (10)	37 (10)
3	100	40	10,05	10,05	0,32	0,00	19 (10)	945 (10)	155 (10)
4	100	40	10,05	10,05	0,75	0,00	45 (10)	2234 (10)	367 (10)
5	100	40	10,05	10,05	1,39	0,00	83 (10)	4162 (10)	684 (10)
6	100	40	10,05	10,05	2,27	0,00	136 (10)	6800 (10)	1118 (10)
7	100	40	10,05	10,05	3,42	0,00	205 (10)	10221 (10)	1680 (10)
8	100	40	10,05	10,05	4,84	0,00	291 (10)	14495 (10)	2383 (10)
9	100	40	10,05	10,05	6,58	0,00	395 (10)	19695 (10)	3237 (10)
10	100	40	10,05	10,05	8,65	0,00	519 (10)	25890 (10)	4256 (10)
11	100	40	10,05	10,05	-0,80	0,00	48 (10)	396 (10)	2407 (10)
12	100	40	10,05	10,05	-0,34	0,00	20 (10)	166 (10)	1013 (10)
13	100	40	10,05	10,05	-0,04	0,00	3 (10)	22 (10)	134 (10)
14	100	40	10,05	10,05	0,11	0,00	7 (10)	331 (10)	54 (10)
15	100	40	10,05	10,05	0,16	0,00	10 (10)	483 (10)	79 (10)
16	100	40	10,05	10,05	0,14	0,00	9 (10)	424 (10)	70 (10)
17	100	40	10,05	10,05	0,09	0,00	5 (10)	256 (10)	42 (10)
18	100	40	10,05	10,05	0,03	0,00	2 (10)	81 (10)	13 (10)
19	100	40	10,05	10,05	0,00	0,00	0 (10)	0 (10)	0 (10)

Combinazioni SLEF

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 24900 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σc [kPa]	σfi [kPa]	σfs [kPa]
1	100	40	7,70	7,70	0,00	0,00	0 (11)	0 (11)	0 (11)
2	100	40	7,70	7,70	0,00	0,98	2 (11)	35 (11)	35 (11)
3	100	40	7,70	7,70	0,00	1,96	5 (11)	70 (11)	70 (11)
4	100	40	7,70	7,70	0,00	2,94	7 (11)	104 (11)	104 (11)
5	100	40	7,70	7,70	0,00	3,92	9 (11)	139 (11)	139 (11)
6	100	40	7,70	7,70	0,00	4,90	12 (11)	174 (11)	174 (11)
7	100	40	7,70	7,70	0,00	5,88	14 (11)	209 (11)	209 (11)
8	100	40	7,70	7,70	0,00	6,86	16 (11)	243 (11)	243 (11)
9	100	40	7,70	7,70	0,00	7,85	19 (11)	277 (11)	279 (11)
10	100	40	7,70	7,70	0,01	8,83	21 (11)	309 (11)	316 (11)
11	100	40	7,70	7,70	0,02	9,81	24 (11)	338 (11)	357 (11)
12	100	40	7,70	7,70	0,05	10,79	27 (11)	361 (11)	404 (11)
13	100	40	7,70	7,70	0,10	11,77	31 (11)	376 (11)	459 (11)
14	100	40	7,70	7,70	0,17	12,75	36 (11)	380 (11)	524 (11)
15	100	40	7,70	7,70	0,28	13,73	42 (11)	372 (11)	601 (11)
16	100	40	7,70	7,70	0,42	14,71	49 (11)	350 (11)	694 (11)
17	100	40	7,70	7,70	0,60	15,69	57 (11)	310 (11)	803 (11)
18	100	40	7,70	7,70	0,83	16,67	67 (11)	251 (11)	931 (11)
19	100	40	7,70	7,70	1,11	17,65	79 (11)	171 (11)	1080 (11)
20	100	40	7,70	7,70	1,44	18,63	93 (11)	62 (11)	1256 (11)
21	100	40	7,70	7,70	1,84	19,61	111 (11)	137 (11)	1479 (11)
22	100	40	7,70	7,70	2,31	20,59	135 (11)	507 (11)	1769 (11)
23	100	40	7,70	7,70	2,85	21,57	168 (11)	1157 (11)	2139 (11)
24	100	40	7,70	7,70	3,47	22,56	209 (11)	2206 (11)	2590 (11)
25	100	40	7,70	7,70	4,18	23,54	259 (11)	3733 (11)	3112 (11)
26	100	40	7,70	7,70	4,97	24,52	317 (11)	5751 (11)	3691 (11)
27	100	40	7,70	7,70	5,87	25,50	383 (11)	8252 (11)	4318 (11)
28	100	40	7,70	7,70	6,86	26,48	455 (11)	11225 (11)	4991 (11)
29	100	40	7,70	17,75	7,96	27,46	430 (11)	7285 (11)	5007 (11)
30	100	40	0,00	10,05	9,17	28,44	628 (11)	15114 (11)	0 (11)
31	100	40	10,05	10,05	10,49	29,42	646 (11)	18099 (11)	6777 (11)
32	100	40	10,05	10,05	11,95	30,40	737 (11)	21895 (11)	7599 (11)
33	100	40	10,05	10,05	13,52	31,38	836 (11)	26087 (11)	8480 (11)
34	100	40	10,05	10,05	15,24	32,36	942 (11)	30688 (11)	9423 (11)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 24900 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	40	10,05	10,05	0,00	0,00	0 (11)	0 (11)	0 (11)
2	100	40	10,05	10,05	0,07	0,00	5 (11)	224 (11)	37 (11)
3	100	40	10,05	10,05	0,32	0,00	19 (11)	945 (11)	155 (11)
4	100	40	10,05	10,05	0,75	0,00	45 (11)	2234 (11)	367 (11)
5	100	40	10,05	10,05	1,39	0,00	83 (11)	4162 (11)	684 (11)
6	100	40	10,05	10,05	2,27	0,00	136 (11)	6800 (11)	1118 (11)
7	100	40	10,05	10,05	3,42	0,00	205 (11)	10221 (11)	1680 (11)
8	100	40	10,05	10,05	4,84	0,00	291 (11)	14495 (11)	2383 (11)
9	100	40	10,05	10,05	6,58	0,00	395 (11)	19695 (11)	3237 (11)
10	100	40	10,05	10,05	8,65	0,00	519 (11)	25890 (11)	4256 (11)
11	100	40	10,05	10,05	-0,80	0,00	48 (11)	396 (11)	2407 (11)
12	100	40	10,05	10,05	-0,34	0,00	20 (11)	166 (11)	1013 (11)
13	100	40	10,05	10,05	-0,04	0,00	3 (11)	22 (11)	134 (11)
14	100	40	10,05	10,05	0,11	0,00	7 (11)	331 (11)	54 (11)
15	100	40	10,05	10,05	0,16	0,00	10 (11)	483 (11)	79 (11)
16	100	40	10,05	10,05	0,14	0,00	9 (11)	424 (11)	70 (11)
17	100	40	10,05	10,05	0,09	0,00	5 (11)	256 (11)	42 (11)
18	100	40	10,05	10,05	0,03	0,00	2 (11)	81 (11)	13 (11)
19	100	40	10,05	10,05	0,00	0,00	0 (11)	0 (11)	0 (11)

Combinazioni SLEQ

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 11205 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	40	7,70	7,70	0,00	0,00	0 (12)	0 (12)	0 (12)
2	100	40	7,70	7,70	0,00	0,99	2 (13)	35 (12)	35 (13)
3	100	40	7,70	7,70	0,00	1,98	5 (13)	70 (12)	72 (13)
4	100	40	7,70	7,70	0,01	2,97	7 (13)	104 (12)	109 (13)
5	100	40	7,70	7,70	0,02	3,96	10 (13)	139 (12)	148 (13)
6	100	40	7,70	7,70	0,03	4,95	13 (13)	174 (12)	188 (13)
7	100	40	7,70	7,70	0,04	5,94	16 (13)	209 (12)	229 (13)
8	100	40	7,70	7,70	0,06	6,93	19 (13)	243 (12)	272 (13)
9	100	40	7,70	7,70	0,09	7,92	22 (13)	277 (12)	317 (13)
10	100	40	7,70	7,70	0,12	8,91	25 (13)	309 (12)	367 (13)
11	100	40	7,70	7,70	0,17	9,90	29 (13)	338 (12)	421 (13)
12	100	40	7,70	7,70	0,24	10,89	34 (13)	361 (12)	484 (13)
13	100	40	7,70	7,70	0,33	11,88	39 (13)	376 (12)	557 (13)
14	100	40	7,70	7,70	0,45	12,87	46 (13)	380 (12)	642 (13)
15	100	40	7,70	7,70	0,61	13,86	53 (13)	372 (12)	743 (13)
16	100	40	7,70	7,70	0,81	14,85	62 (13)	350 (12)	861 (13)
17	100	40	7,70	7,70	1,06	15,84	73 (13)	310 (12)	999 (13)
18	100	40	7,70	7,70	1,37	16,83	86 (13)	251 (12)	1163 (13)
19	100	40	7,70	7,70	1,73	17,82	103 (13)	171 (12)	1374 (13)
20	100	40	7,70	7,70	2,16	18,81	126 (13)	523 (13)	1646 (13)
21	100	40	7,70	7,70	2,66	19,80	156 (13)	1135 (13)	1992 (13)
22	100	40	7,70	7,70	3,24	20,78	195 (13)	2115 (13)	2413 (13)
23	100	40	7,70	7,70	3,90	21,77	242 (13)	3535 (13)	2901 (13)
24	100	40	7,70	7,70	4,64	22,76	297 (13)	5417 (13)	3444 (13)
25	100	40	7,70	7,70	5,49	23,75	358 (13)	7758 (13)	4036 (13)
26	100	40	7,70	7,70	6,43	24,74	427 (13)	10556 (13)	4677 (13)
27	100	40	7,70	7,70	7,48	25,73	503 (13)	13813 (13)	5366 (13)
28	100	40	7,70	7,70	8,64	26,72	586 (13)	17537 (13)	6108 (13)
29	100	40	7,70	17,75	9,91	27,71	532 (13)	10457 (13)	6039 (13)
30	100	40	0,00	10,05	11,31	28,70	778 (13)	21200 (13)	0 (12)
31	100	40	10,05	10,05	12,84	29,69	793 (13)	24818 (13)	8048 (13)
32	100	40	10,05	10,05	14,51	30,68	897 (13)	29274 (13)	8966 (13)
33	100	40	10,05	10,05	16,31	31,67	1008 (13)	34158 (13)	9951 (13)
34	100	40	10,05	10,05	18,26	32,66	1129 (13)	39485 (13)	11006 (13)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 11205 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	40	10,05	10,05	0,00	0,00	0 (12)	0 (12)	0 (12)

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σc [kPa]	σfi [kPa]	σfs [kPa]
2	100	40	10,05	10,05	0,11	0,00	7 (13)	329 (13)	54 (13)
3	100	40	10,05	10,05	0,45	0,00	27 (13)	1351 (13)	222 (13)
4	100	40	10,05	10,05	1,04	0,00	63 (13)	3120 (13)	513 (13)
5	100	40	10,05	10,05	1,90	0,00	114 (13)	5692 (13)	936 (13)
6	100	40	10,05	10,05	3,05	0,00	183 (13)	9121 (13)	1499 (13)
7	100	40	10,05	10,05	4,50	0,00	270 (13)	13460 (13)	2213 (13)
8	100	40	10,05	10,05	6,27	0,00	376 (13)	18764 (13)	3085 (13)
9	100	40	10,05	10,05	8,38	0,00	503 (13)	25088 (13)	4124 (13)
10	100	40	10,05	10,05	10,86	0,00	652 (13)	32485 (13)	5340 (13)
11	100	40	10,05	10,05	-2,74	0,00	165 (14)	1350 (14)	8212 (14)
12	100	40	10,05	10,05	-1,89	0,00	113 (14)	928 (14)	5648 (14)
13	100	40	10,05	10,05	-1,23	0,00	74 (14)	605 (14)	3680 (14)
14	100	40	10,05	10,05	-0,75	0,00	45 (14)	366 (14)	2229 (14)
15	100	40	10,05	10,05	-0,41	0,00	24 (14)	483 (12)	1218 (14)
16	100	40	10,05	10,05	-0,19	0,00	11 (14)	424 (12)	568 (14)
17	100	40	10,05	10,05	-0,07	0,00	5 (12)	256 (12)	200 (14)
18	100	40	10,05	10,05	-0,01	0,00	2 (12)	81 (12)	37 (14)
19	100	40	10,05	10,05	0,00	0,00	0 (12)	0 (12)	0 (12)

Verifica a fessurazione

Simbologia adottata

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

Combinazioni SLEF

Paramento

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.40$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	40	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (11)
2	100	40	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (11)
3	100	40	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (11)
4	100	40	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (11)
5	100	40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000000	0,00	0,000 (11)
6	100	40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000000	0,00	0,000 (11)
7	100	40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000000	0,00	0,000 (11)
8	100	40	7,70	925,00	0,00	91,76	0,000000	0,00	0,000 (11)
9	100	40	7,70	925,00	0,00	91,83	0,000000	0,00	0,000 (11)
10	100	40	7,70	925,00	0,01	91,89	0,000000	0,00	0,000 (11)
11	100	40	7,70	925,00	0,02	91,96	0,000000	0,00	0,000 (11)
12	100	40	7,70	925,00	0,05	92,03	0,000000	0,00	0,000 (11)
13	100	40	7,70	925,00	0,10	92,10	0,000000	0,00	0,000 (11)
14	100	40	7,70	925,00	0,17	92,17	0,000000	0,00	0,000 (11)
15	100	40	7,70	925,00	0,28	92,24	0,000000	0,00	0,000 (11)
16	100	40	7,70	925,00	0,42	92,31	0,000000	0,00	0,000 (11)
17	100	40	7,70	925,00	0,60	92,38	0,000000	0,00	0,000 (11)
18	100	40	7,70	925,00	0,83	92,45	0,000000	0,00	0,000 (11)
19	100	40	7,70	925,00	1,11	92,52	0,000000	0,00	0,000 (11)
20	100	40	7,70	925,00	1,44	92,59	0,000000	0,00	0,000 (11)
21	100	40	7,70	925,00	1,84	92,65	0,000000	0,00	0,000 (11)
22	100	40	7,70	925,00	2,31	92,72	0,000000	0,00	0,000 (11)
23	100	40	7,70	925,00	2,85	92,79	0,000000	0,00	0,000 (11)
24	100	40	7,70	925,00	3,47	92,86	0,000000	0,00	0,000 (11)
25	100	40	7,70	925,00	4,18	92,93	0,000000	0,00	0,000 (11)
26	100	40	7,70	925,00	4,97	93,00	0,000000	0,00	0,000 (11)
27	100	40	7,70	925,00	5,87	93,07	0,000000	0,00	0,000 (11)
28	100	40	7,70	925,00	6,86	93,14	0,000000	0,00	0,000 (11)
29	100	40	17,75	898,64	7,96	100,91	0,000000	0,00	0,000 (11)
30	100	40	10,05	950,00	9,17	92,22	0,000000	0,00	0,000 (11)
31	100	40	10,05	950,00	10,49	96,10	0,000000	0,00	0,000 (11)
32	100	40	10,05	950,00	11,95	96,17	0,000000	0,00	0,000 (11)
33	100	40	10,05	950,00	13,52	96,24	0,000000	0,00	0,000 (11)
34	100	40	10,05	950,00	15,24	96,31	0,000000	0,00	0,000 (11)

Fondazione

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.40$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	40	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (11)
2	100	40	10,05	950,00	0,07	94,01	0,000000	0,00	0,000 (11)
3	100	40	10,05	950,00	0,32	94,01	0,000000	0,00	0,000 (11)
4	100	40	10,05	950,00	0,75	94,01	0,000000	0,00	0,000 (11)
5	100	40	10,05	950,00	1,39	94,01	0,000000	0,00	0,000 (11)
6	100	40	10,05	950,00	2,27	94,01	0,000000	0,00	0,000 (11)
7	100	40	10,05	950,00	3,42	94,01	0,000000	0,00	0,000 (11)
8	100	40	10,05	950,00	4,84	94,01	0,000000	0,00	0,000 (11)
9	100	40	10,05	950,00	6,58	94,01	0,000000	0,00	0,000 (11)
10	100	40	10,05	950,00	8,65	94,01	0,000000	0,00	0,000 (11)
11	100	40	10,05	950,00	-0,80	-94,01	0,000000	0,00	0,000 (11)
12	100	40	10,05	950,00	-0,34	-94,01	0,000000	0,00	0,000 (11)
13	100	40	10,05	950,00	-0,04	-94,01	0,000000	0,00	0,000 (11)
14	100	40	10,05	950,00	0,11	94,01	0,000000	0,00	0,000 (11)
15	100	40	10,05	950,00	0,16	94,01	0,000000	0,00	0,000 (11)
16	100	40	10,05	950,00	0,14	94,01	0,000000	0,00	0,000 (11)
17	100	40	10,05	950,00	0,09	94,01	0,000000	0,00	0,000 (11)
18	100	40	10,05	950,00	0,03	94,01	0,000000	0,00	0,000 (11)
19	100	40	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (11)

Combinazioni SLEQ

Paramento

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	40	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (12)
2	100	40	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (12)
3	100	40	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (12)
4	100	40	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (12)
5	100	40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000000	0,00	0,000 (12)
6	100	40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000000	0,00	0,000 (12)
7	100	40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000000	0,00	0,000 (12)
8	100	40	7,70	925,00	0,00	91,76	0,000000	0,00	0,000 (12)
9	100	40	7,70	925,00	0,00	91,83	0,000000	0,00	0,000 (12)
10	100	40	7,70	925,00	0,01	91,89	0,000000	0,00	0,000 (12)
11	100	40	7,70	925,00	0,02	91,96	0,000000	0,00	0,000 (12)
12	100	40	7,70	925,00	0,05	92,03	0,000000	0,00	0,000 (12)
13	100	40	7,70	925,00	0,10	92,10	0,000000	0,00	0,000 (12)
14	100	40	7,70	925,00	0,17	92,17	0,000000	0,00	0,000 (12)
15	100	40	7,70	925,00	0,28	92,24	0,000000	0,00	0,000 (12)
16	100	40	7,70	925,00	0,42	92,31	0,000000	0,00	0,000 (12)
17	100	40	7,70	925,00	0,60	92,38	0,000000	0,00	0,000 (12)
18	100	40	7,70	925,00	0,83	92,45	0,000000	0,00	0,000 (12)
19	100	40	7,70	925,00	1,11	92,52	0,000000	0,00	0,000 (12)
20	100	40	7,70	925,00	1,44	92,59	0,000000	0,00	0,000 (12)
21	100	40	7,70	925,00	1,84	92,65	0,000000	0,00	0,000 (12)
22	100	40	7,70	925,00	2,31	92,72	0,000000	0,00	0,000 (12)
23	100	40	7,70	925,00	2,85	92,79	0,000000	0,00	0,000 (12)
24	100	40	7,70	925,00	3,47	92,86	0,000000	0,00	0,000 (12)
25	100	40	7,70	925,00	4,18	92,93	0,000000	0,00	0,000 (12)
26	100	40	7,70	925,00	4,97	93,00	0,000000	0,00	0,000 (12)
27	100	40	7,70	925,00	5,87	93,07	0,000000	0,00	0,000 (12)
28	100	40	7,70	925,00	6,86	93,14	0,000000	0,00	0,000 (12)
29	100	40	17,75	898,64	7,96	100,91	0,000000	0,00	0,000 (12)
30	100	40	10,05	950,00	9,17	92,22	0,000000	0,00	0,000 (12)
31	100	40	10,05	950,00	10,49	96,10	0,000000	0,00	0,000 (12)
32	100	40	10,05	950,00	11,95	96,17	0,000000	0,00	0,000 (12)
33	100	40	10,05	950,00	13,52	96,24	0,000000	0,00	0,000 (12)
34	100	40	10,05	950,00	15,24	96,31	0,000000	0,00	0,000 (12)

Fondazione

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	40	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (12)
2	100	40	10,05	950,00	0,07	94,01	0,000000	0,00	0,000 (12)
3	100	40	10,05	950,00	0,32	94,01	0,000000	0,00	0,000 (12)
4	100	40	10,05	950,00	0,75	94,01	0,000000	0,00	0,000 (12)
5	100	40	10,05	950,00	1,39	94,01	0,000000	0,00	0,000 (12)
6	100	40	10,05	950,00	2,27	94,01	0,000000	0,00	0,000 (12)
7	100	40	10,05	950,00	3,42	94,01	0,000000	0,00	0,000 (12)
8	100	40	10,05	950,00	4,84	94,01	0,000000	0,00	0,000 (12)
9	100	40	10,05	950,00	6,58	94,01	0,000000	0,00	0,000 (12)
10	100	40	10,05	950,00	8,65	94,01	0,000000	0,00	0,000 (12)
11	100	40	10,05	950,00	-0,80	-94,01	0,000000	0,00	0,000 (12)
12	100	40	10,05	950,00	-0,34	-94,01	0,000000	0,00	0,000 (12)
13	100	40	10,05	950,00	-0,04	-94,01	0,000000	0,00	0,000 (12)
14	100	40	10,05	950,00	0,11	94,01	0,000000	0,00	0,000 (12)

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
15	100	40	10,05	950,00	0,16	94,01	0,000000	0,00	0,000 (12)
16	100	40	10,05	950,00	0,14	94,01	0,000000	0,00	0,000 (12)
17	100	40	10,05	950,00	0,09	94,01	0,000000	0,00	0,000 (12)
18	100	40	10,05	950,00	0,03	94,01	0,000000	0,00	0,000 (12)
19	100	40	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (12)

Elenco ferri

Simbologia adottata

n°	Indice del ferro
nf	numero ferri
D	diametro ferro espresso in [mm]
L	Lunghezza ferro espresso in [m]
P _{ferro}	Peso ferro espresso in [kN]

Paramento

n°	Tipo	nf	D [mm]	L [m]	P _f [kN]	P _{gf} [kN]	V _{cls} [mc]
1	Dritto inferiore	5	14,00	3,68	0,0436	0,2182	
2	Dritto superiore	5	14,00	3,68	0,0436	0,2182	
3	Dritto superiore	5	16,00	1,44	0,0222	0,1112	
4	Dritto inferiore	5	16,00	1,30	0,0201	0,1004	
5	Ripartitore	20	12,00	1,00	0,0087	0,1741	
6	Gancio	20	12,00	0,55	0,0048	0,0961	
	Totale al metro					0,9183	1,32
	Totale					9,1830	13,20

Fondazione

n°	Tipo	nf	D [mm]	L [m]	P _f [kN]	P _{gf} [kN]	V _{cls} [mc]
1	Dritto superiore	5	16,00	2,88	0,0446	0,2232	
2	Dritto inferiore	5	16,00	2,88	0,0446	0,2232	
3	Ripartitore	8	12,00	1,00	0,0087	0,0697	
4	Gancio	12	12,00	0,37	0,0032	0,0382	
	Totale al metro					0,5542	0,80
	Totale					5,0031	8,00

Computo metrico

	U.M.	Quantità	Prezzo unitario [Euro]	Importo [Euro]
Calcestruzzo in elevazione	[mc]	13,20	72.30	954.36
Calcestruzzo in fondazione	[mc]	8,00	61.97	495.76
Acciaio per armatura	[kN]	14,1861	0.90	1301.90
Casseformi	[mq]	66,00	13.94	920.04
Scavo a sezione obbligata	[mc]	20,00	9.30	186.00
Totale muro				3858,06
Totale				3858,06

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. 17/01/2018.

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 MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
Versione 16.0
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 esauritivo 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.



A handwritten signature in blue ink, appearing to read "Roberto Bartolozzi".