



Comune di Pavia

COMUNE DI PAVIA

REALIZZAZIONE AREA PER
SPETTACOLI VIAGGIANTI
COMUNE DI PAVIA

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

Titolo elaborato :

Relazione di calcolo strutture

Disegno :

D.06c

Scala : X Data : 03/12/2020 Agg.to : 2

2	Recepimento osservazioni stazione appaltante del 26/11/2020	AC	03/12/20		MC	03/12/20		MT	03/12/20	
1	Recepimento istruttoria di verifica									
0	Prima Emissione	MB	20/10/20		MC	20/10/20		MT	20/10/20	
REV.	DESCRIZIONE	Nome	Data	Firma	Nome	Data	Firma	Nome	Data	Firma
		REDAZIONE			VERIFICA			APPROVAZIONE		

PROGETTISTA:

Ing. Mauro **TRINCHIERI**
n. 2055 Ordine Ingegneri Pavia

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO :

(Arch. Silvia Canevari)

Plinto torre faro

1. PREMESSA

Oggetto dell'intervento è la realizzazione di un'area adibita agli spettacoli viaggianti per il Comune di Pavia. L'area d'intervento si divide prevalentemente in due diverse destinazioni d'uso: la parte a Nord sarà adibita al posizionamento delle attrazioni con una pavimentazione di tipo calcestre, mentre nella parte Sud sarà prevista un'area a prato per il bivacco delle carovane.

L'area riservata alle attrazioni sarà tagliata in due da un viale definito da una differente pavimentazione che collegherà la zona del Naviglio alla zona Est dell'area.

Il progetto prevede anche l'installazione di torri faro di altezza 20 metri per poter illuminare tutta l'area e renderla fruibile anche la sera.

La presente relazione di calcolo presenta le analisi e i calcoli per la verifica del plinto di fondazione delle torri faro di altezza pari a 20m.

Le caratteristiche delle torri faro sono di seguito presentate.

All'interno dell'area giostre saranno previsti dei proiettori con sorgente luminosa a led, installati su sei torri faro, di marca Thorn modello Areaflood, aventi potenza pari a 300W e grado di protezione IP66, il tutto per ottenere un grado di illuminamento medio pari a quasi 20 lux nella zona del compito visivo. All'interno del parcheggio verranno installati dei proiettori con sorgente luminosa a led, installati su quattro torri faro, di marca Thorn modello Areaflood, aventi potenza pari a 300W e grado di protezione IP66, il tutto per ottenere un grado di illuminamento medio pari a 15 lux nella zona del compito visivo.

Tutte le specifiche generali riguardanti la parte impiantistica elettrica sono riportate nella relazione di calcolo impianto elettrico, illuminazione e videosorveglianza (Elaborato A.05).

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Per la stima dei carichi applicati e del calcolo della struttura in oggetto si farà riferimento alle seguenti normative:

- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»; Supplemento ordinario alla “Gazzetta Ufficiale n. 42 del 20 febbraio 2018
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7: Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018;
- Legge 05/11/1971 n. 1086: “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica” e relative istruzioni (Circ. LL.PP. 14/02/1974, n.11951);
- D.M. 18/02/1992 n. 223: “Regolamento recante istruzioni tecniche per la progettazione, l’omologazione e l’impiego delle barriere stradali di sicurezza”;
- D.M. 15/10/1996: “Aggiornamento del D.M. 18/02/1992 n.223, recante istruzioni tecniche per la progettazione, l’omologazione e l’impiego delle barriere stradali di sicurezza”;
- D.M. 03/06/1998: “Ulteriore aggiornamento delle istruzioni tecniche per la progettazione, l’omologazione e l’impiego delle barriere stradali di sicurezza e delle prescrizioni tecniche per le prove ai fini dell’omologazione”;
- Circolare 15/10/1996 n. 4622: “Istituti autorizzati all’esecuzione di prove d’impatto in scala reale su barriere stradali di sicurezza istruzioni tecniche per la progettazione, l’omologazione e l’impiego delle barriere stradali di sicurezza”;
- UNI EN 1991-2:2005: “Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti”.
- Metodo ETAG (ETAG N. 001 edition 1997 – “Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete – Annex C: Design Methods for Anchorages”).

3. MATERIALI

Materiali opere

Per la definizione delle classi minime per i calcestruzzi di nuova posa si è fatto riferimento alla UNI EN 206-1:2016 (in particolare alla tabella sotto richiamata).

Si considera un ambiente aggressivo e classe di esposizione XC2-XC3-XF4, corrispondente ad una struttura sottoposta ad un'elevata saturazione d'acqua con agente antigelo.

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è la somma di due contributi, ovvero il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h . Vale pertanto:

$$c_{nom} = c_{min} + h$$

La tolleranza di posizionamento delle armature per le strutture gettate in opera può essere assunta pari ad almeno 5 mm. Il copriferro minimo viene scelto in base alla classe di esposizione ambientale e risulta pari a 40 mm.

prospetto F1 Valori limite raccomandati per la composizione e le proprietà del calcestruzzo

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione o attacco	Corrosione da carbonatazione				Corrosione da cloruri						Attacco gelo/disgelo				Ambienti chimici aggressivi		
						Acqua marina			Altri cloruri (diversi dall'acqua di mare)									
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2
Rapporto massimo a/c	-	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45	0,55	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Classe di resistenza minima	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45
Contenuto minimo di cemento (kg/m ³)	-	260	280	280	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360
Contenuto minimo di aria (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,0 ^{II}	4,0 ^{II}	4,0 ^{II}	-	-	-
Altri requisiti												Aggregati in accordo alla EN 12620 con sufficiente resistenza al gelo/disgelo				Cemento resistente ai solfati ^{II}		

a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni dovrebbero essere verificate conformemente ad un metodo di prova appropriato rispetto ad un calcestruzzo per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo per la relativa classe di esposizione.
b) Qualora la presenza di SO₄²⁻ comporti le classi di esposizione XA2 e XA3, è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati. Se il cemento è classificato a moderata o ad alta resistenza ai solfati, il cemento dovrebbe essere utilizzato in classe di esposizione XA2 (e in classe di esposizione XA1 se applicabile) e il cemento ad alta resistenza, ai solfati dovrebbe essere utilizzato in classe di esposizione XA3.

Copriferro minimo in funzione della classe di esposizione ambientale

Classe di esposizione	XC2-XC3-XF4
Classe di resistenza	C32/40
Contenuto minimo di cemento	340 kg/m ³
Classe di consistenza	S4
Resistenza cubica a compressione	$R_{ck} = 40.0 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica a compressione	$f_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_c = 33'642 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente pe resistenza di lunga durata	$cc = 0,85$
Coefficiente di dilatazione termica	$s = 1,00 \cdot 10^{-5}$
Densità	$c_{ls} = 25 \text{ kN/m}^3$
Copriferro nominale	$c = 40 \text{ mm}$

Acciaio

Acciaio tipo	B450C
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{y,k} = 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{t,k} = 540 \text{ N/mm}^2$
Allungamento totale al carico massimo	$(A_{gt})_k \geq 7.5\%$
Rapporto $(f_t/f_y)_k$	$1,15 \leq R_m/Re \leq 1,35$
Rapporto $f_{y,k}/f_{y,k}$	$\leq 1,25$
Modulo Elastico	$E_{cm} = 210'000 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,30$
Modulo di elasticità trasversale	$G = E/[2(1+\nu)] = 80'769 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di espansione termica	$= 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C-1}$
Densità	$= 78,5 \text{ kN/m}^3$

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Le caratteristiche del terreno di fondazione dell' opera in esame sono stati desunti dalla "Relazione Geologica" allegata al Progetto.

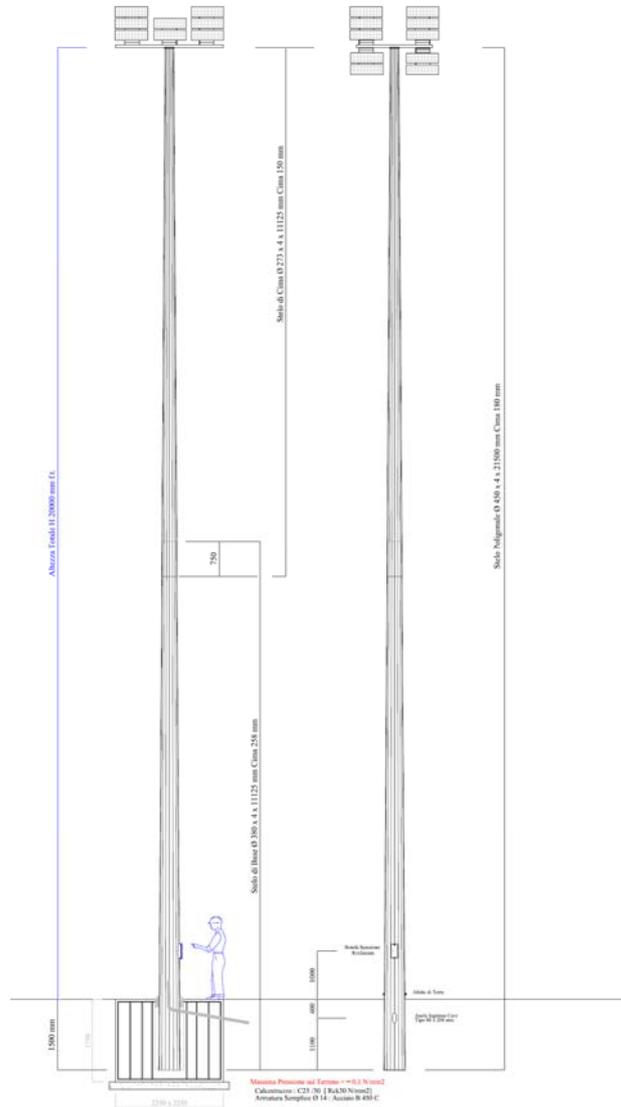
TERRENO DI FONDAZIONE				
Peso terreno/unità di volume	γ_k	=	18.5	kN/m ³
Angolo di attrito interno terreno	ϕ_k	=	29	°

La categoria di terreno utilizzata è la "C", si utilizza per il sisma una vita utile di 50anni e una classe d'uso 4.

5. CARATTERISTICHE DELLE TORRI FARO

Caratteristiche del palo

Le torri faro sono elementi di altezza pari a 20m fuori terra e presentano le seguenti caratteristiche:



Schematizzazione torre faro

CODICE PRODOTTO	Peso Zincato	Superficie
Base Ø 450x4x11125	444,00 Kg	8,64 m ²
Cima Ø 324x4x11125	291,00 Kg	12,96 m ²
Totale Stelo	735,00 Kg	21,60 m²

Pesi totali

Caratteristiche del plinto di fondazione

I plinti di fondazione sono elementi di dimensioni in pianta pari a 280cm x 280cm e di altezza di 150cm e sono caratterizzati da armatura in entrambe le dimensioni pari a $\varnothing 16/200$ mm. Il peso proprio del plinto è computato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato.

6. AZIONI DI PROGETTO

Peso proprio del plinto di fondazione

Il peso proprio del plinto, in funzione delle dimensioni, risulta pari a:

$$P_p = 2.5\text{m} \times 2.5\text{m} \times 1.5\text{m} \times 25\text{kN}/\text{m}_3 = 234\text{kN}$$

Peso proprio torre faro

Il peso della torre faro, da catalogo, risulta pari a $P_t = 7.35\text{kN}$.

Peso proiettori

Il peso dei proiettori è stimabile in $P_{pr} = 1.50\text{kN}$.

Azione del vento

L'azione del vento è stata calcolata in accordo con le indicazioni riportate nell'NTC 18 e con l'Eurocodice EN 1991-1-4:2005, con riferimento ai seguenti parametri ambientali:

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)



Classe di rugosità del terreno:

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinchè una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 8 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

a_e (altitudine sul livello del mare della costruzione):

122	[m]
200	[km]
100	[anni]
II	

Distanza dalla costa

T_R (Tempo di ritorno):

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa			500m		750m
	mare					
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
	costa			500m	
	mare				
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8		
	mare	costa
	1.5 km	0.5 km
A	--	IV
B	--	IV
C	--	III
D	I	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7		

ZONA 9	
	costa
	mare
A	I
B	I
C	I
D	I

CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s	C_s
1	25	1000	0.4	1.000

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

$c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$
 $c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) 25.00 m/s

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

c_r coefficiente di ritorno 1.04
 v_r (velocità di riferimento) 25.98 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

Pressione cinetica di riferimento q_r 421.88 [N/m²]

CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico [§3.3.8]

c_d	1.00
-------	------

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente Topografico (Orografico)

Il coefficiente topografico si assume di norma uguale ad 1, sia per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni che sorgono presso la sommità di colline o pendii isolati si procede nel modo seguente:

1	2	3																						
Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina 	Costruzioni ubicate sul livello superiore 	Costruzioni ubicate su di un pendio 																						
$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \left(1 - 0,1 \frac{x}{H}\right) \geq 1$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \frac{h}{H}$																						
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Coefficiente β</th> <th colspan="3">Coefficiente γ</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>per:</td> <td>$\frac{z}{H} \leq 0,75$</td> <td>$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$</td> <td>$\frac{z}{H} \geq 2$</td> <td>per:</td> <td>$\frac{H}{D} \leq 0,10$</td> <td>$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$</td> <td>$\frac{H}{D} > 0,3$</td> </tr> <tr> <td>$\beta$</td> <td>$\beta = 0,5$</td> <td>$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$</td> <td>$\beta = 0$</td> <td>$\gamma$</td> <td>$\gamma = 0$</td> <td>$\gamma = 5 \left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$</td> <td>$\gamma = 1$</td> </tr> </tbody> </table>			Coefficiente β			Coefficiente γ			per:	$\frac{z}{H} \leq 0,75$	$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$	$\frac{z}{H} \geq 2$	per:	$\frac{H}{D} \leq 0,10$	$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$	$\frac{H}{D} > 0,3$	β	$\beta = 0,5$	$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$	$\beta = 0$	γ	$\gamma = 0$	$\gamma = 5 \left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$	$\gamma = 1$
Coefficiente β			Coefficiente γ																					
per:	$\frac{z}{H} \leq 0,75$	$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$	$\frac{z}{H} \geq 2$	per:	$\frac{H}{D} \leq 0,10$	$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$	$\frac{H}{D} > 0,3$																	
β	$\beta = 0,5$	$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$	$\beta = 0$	γ	$\gamma = 0$	$\gamma = 5 \left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$	$\gamma = 1$																	

Caso selezionato:

Condizione non isolata

Il coefficiente topografico vale: c_t 1.00

Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

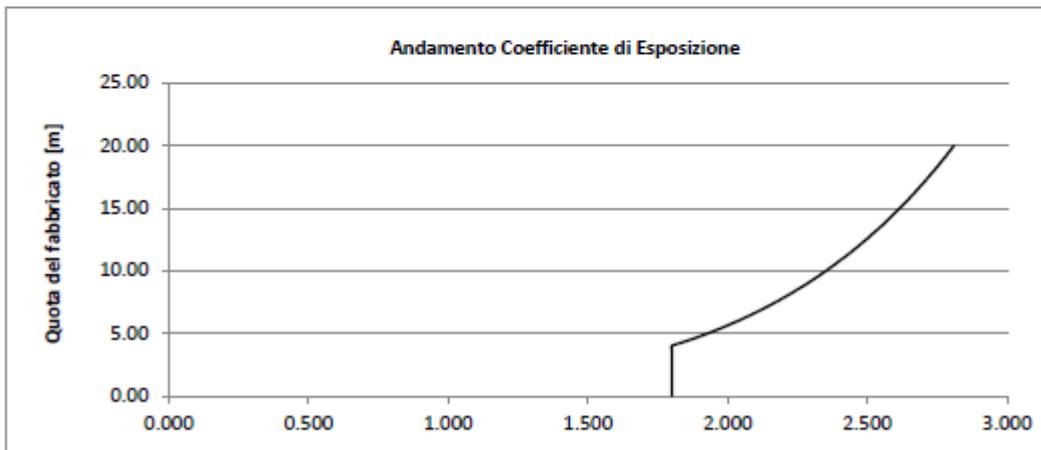
Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di $z=200\text{m}$ valgono le seguenti espressioni

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
0.19	0.05	4.00

Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,\min}$	1.80	$z < 4.00$
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,\text{gronda}}$	2.81	$z = 20.00$
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,\text{colmo}}$	2.81	$z = 20.00$



Per la determinazione del coefficiente di forma della torrefaro, come previsto al D.M. 7.0.20.8 si è fatto riferimento a bibliografia tecnica consolidata ed in particolare al punto C.3.3.0.6 della circolare ministeriale 4 luglio 2006 "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al decreto ministeriale 6 gennaio 1996. In particolare per i corpi cilindrici a sezione circolare di diametro d e lunghezza h i coefficienti di forma sono i seguenti:

$$c_p = 1.20 \quad \text{per } d \cdot \sqrt{q} \leq 2.2$$

$$c_p = (1.783 - 0.263 \cdot d \cdot \sqrt{q}) \quad \text{per } 2.2 < d \cdot \sqrt{q} \leq 4.2$$

$$c_p = 0.70 \quad \text{per } d \cdot \sqrt{q} \geq 4.2$$

essendo d espresso in metri e $q = q_b \cdot c_e$ (N m^{-2}).

Si assume un diametro medio della torre faro pari a 0.25 m

Nel nostro caso il prodotto è sempre maggiore di 4.2.

Si Assume $C_p=0.70$.

Si assume una pressione costante lungo il palo pari a $(0.25 \times \pi / 2) \times 2.81 \times 0.7 \times 0.422 = 0.32 \text{ kN/m}$

Alla sommità del plinto di fondazione avremo:

$$M_{\text{Vento}} = 0.32 \times (20^2) / 2 = 64 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{Vento}} = 0.32 \times 20 = 6.4 \text{ kN}$$

Azione sismica

Le verifiche sismiche sono introdotte di seguito nella verifica del plinto.

7. VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE

Richiami teorici

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

Se il muro è in calcestruzzo armato: Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

Se il muro è a gravità: Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione e verifica in diverse sezioni al ribaltamento, allo scorrimento ed allo schiacciamento.

Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

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

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

Metodo di Culmann

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

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

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

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

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

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

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

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte del muro sia presente la falda il diagramma delle pressioni sul muro 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

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico 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 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 parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

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

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

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

$$F_H = k_h W \quad F_V = \pm k_v W$$

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 .

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

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

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

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

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_f$$

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

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

Verifica al carico limite

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

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

Le espressioni di Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a secondo se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ($\phi=0$) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale $\phi > 0$

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$

$$q_u = 5.14 c_u \left(1 + s_c + d_c - i_c - g_c - b_c \right) + q$$

I fattori che compaiono in queste espressioni sono espressi da:

- N fattori di capacità portante
- s fattori di forma
- d fattori di profondità
- i fattori di inclinazione del carico
- b fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata), con η inclinazione del piano di posa
- g fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio), con β pendenza del pendio

Fattori di capacità portante		$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$	$N_q = e^{\pi \tan \varphi} K_p$	$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \varphi$
Fattori di forma	$\varphi = 0$	$s_c = 0.2 \frac{B}{L}$		
	$\varphi > 0$	$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$	$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$

Fattori di profondità	$\varphi = 0$	$d_c = 0.4k$		
	$\varphi > 0$	$d_c = 1 + 0.4k$	$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 k$	$d_\gamma = 1$
Fattori di inclinazione del carico	$\varphi = 0$	$i_c = 0.5 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}} \right)$		
	$\varphi > 0$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$ per $\eta = 0$ $i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^2/450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$ per $\eta > 0$
Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)	$\varphi = 0$	$b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$		
	$\varphi > 0$	$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$	$b_q = e^{-2\eta \tan \varphi}$	$b_\gamma = e^{-2.7\eta \tan \varphi}$
Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio)	$\varphi = 0$	$g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$		
	$\varphi > 0$	$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$	$g_q = (1 - 0.5 \tan \beta)^\circ$	$g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^\circ$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Dove il coeff. k assume la seguente espressione:

$k = \frac{D}{B}$ se $\frac{D}{B} \leq 1$	$k = \arctan \frac{D}{B}$ se $\frac{D}{B} > 1$
---	--

Indichiamo con V e H le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con A_f l'area efficace della fondazione ottenuta come $A_f = B' \times L'$ (B' e L' sono legate alle dimensioni effettive della fondazione B , L e all'eccentricità del carico e_B , e_L dalle relazioni $B' = B - 2e_B$, $L' = L - 2e_L$) e con η l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ($\eta=0$ per fondazione orizzontale).

Per poter applicare la formula di Hansen devono risultare verificate le seguenti condizioni:

$H < V \tan \delta + A_f c_a$	$\beta \leq \varphi$	$i_q, i_\gamma > 0$	$\beta + \eta \leq 90^\circ$
-------------------------------	----------------------	---------------------	------------------------------

Riduzione per eccentricità del carico

Nel caso in cui il carico al piano di posa della fondazione risulta eccentrico, Bowles propone di moltiplicare la capacità portante ultima per i termini B' ed L' (area ridotta della fondazione) al posto di B ed L dove:

$$B' = B - 2.0 e_x \quad L' = L - 2.0 e_y$$

essendo e_x ed e_y le eccentricità del carico.

La portanza espressa nell'unità di misura delle forze diventa:

$$P_u = q_u B' L'$$

Riduzione per effetto piastra

Per valori elevati di B (dimensione minore della fondazione), Bowles propone di utilizzare un fattore correttivo r_γ del solo termine sul peso di volume ($0.5 B \gamma N_s$) quando B supera i 2 m.

$$r_\gamma = 1.0 + 0.25 \log \frac{B}{2.0}$$

Il termine sul peso di volume diventa:

$$0.5 B \gamma N_s r_\gamma$$

Verifica alla stabilità globale

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

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. 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 25.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_{i=0}^n \left[\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi_i}{m} \right]}{\sum_{i=0}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\tan \varphi_i \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W è il peso della striscia i -esima, c e φ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u è la pressione neutra lungo la base della striscia. L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

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 [N/mm ²]
E	Modulo elastico, espresso in [N/mm ²]
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} [N/mm ²]	E [N/mm ²]	ν	n	ntc
1	C32/40	C32/40	B450C	24.5170	40.000	33642.6	0.30	15.00	0.50

Acciai

Descr	f _{yk} [N/mm ²]	f _{uk} [N/mm ²]
B450C	450.000	540.000

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	2.80	[m]
Paramento		
Materiale	C32/40	
Altezza paramento	0.10	[m]
Altezza paramento libero	0.10	[m]
Spessore in sommità	0.30	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.30	[m]
Inclinazione paramento esterno	0.00	[°]
Inclinazione paramento interno	0.00	[°]
Fondazione		
Materiale	C32/40	
Lunghezza mensola di valle	1.25	[m]
Lunghezza mensola di monte	1.25	[m]
Lunghezza totale	2.80	[m]
Inclinazione piano di posa	0.00	[°]
Spessore	1.50	[m]
Spessore magrone	0.00	[m]

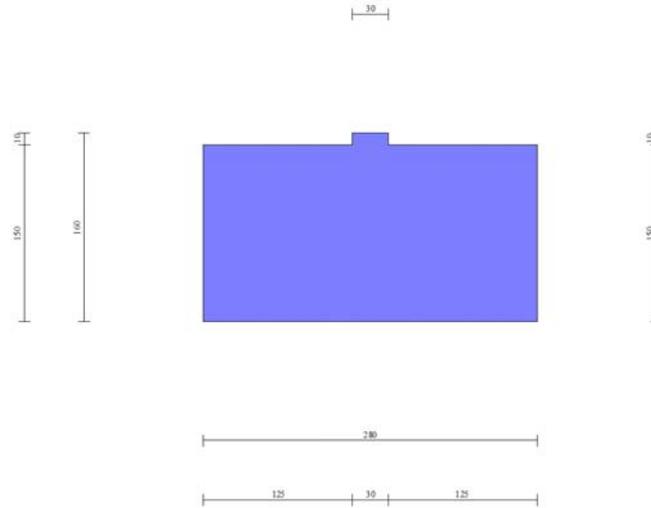


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

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 [N/mm ²]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [N/mm 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 [N/mm ²]

n°	Descr	γ [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [N/mm ²]	c_a [N/mm ²]	Cesp	τ_l [N/mm ²]
1	Terreno	18.5000	18.5000	29.000	19.330	0.000	0.000	---	---

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

n°	H [m]	α [°]	Terreno
1	3.00	0.000	Terreno
2	2.00	0.000	Terreno

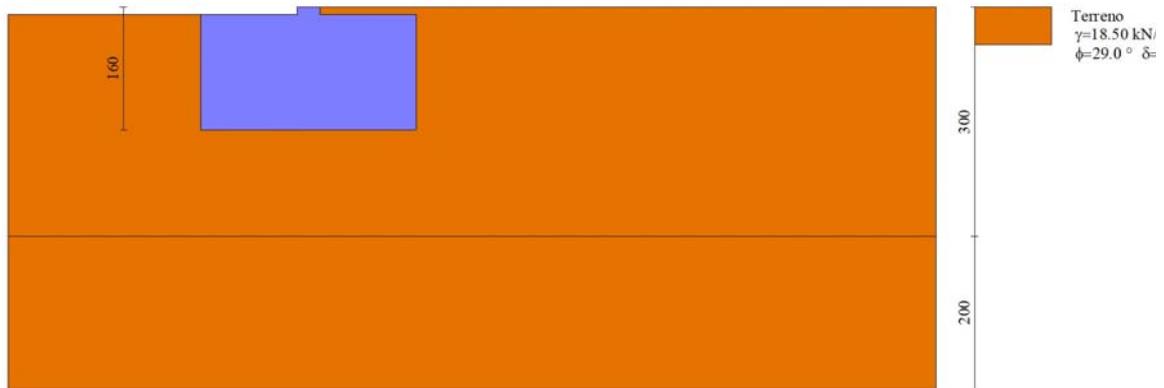


Fig. 2 - Stratigrafia

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 (Peso Torre Faro + Peso Proiettori) - PERMANENTE

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	F _x [kN]	F _y [kN]	M [kNm]	X _i [m]	X _f [m]	Q _i [kN]	Q _f [kN]
1	Concentrato	Paramento	-0.15; 0.00	0.0000	8.8500	0.0000				

Condizione n° 2 (Vento) - VARIABILE

Coef. di combinazione $\Psi_0=0.60 - \Psi_1=0.20 - \Psi_2=0.00$

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	F _x [kN]	F _y [kN]	M [kNm]	X _i [m]	X _f [m]	Q _i [kN]	Q _f [kN]
1	Concentrato	Paramento	-0.15; 0.00	6.4000	0.0000	64.0000				

Normativa

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

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

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche				Combinazioni sismiche			
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1,fav}$	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1,sfav}$	1.00	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2,fav}$	0.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2,sfav}$	1.00	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	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q,sfav}$	1.00	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	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{QT,sfav}$	1.00	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Coef. 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
Coazione 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
Peso Torre Faro + Peso Proiettori	1.30	--	Sfavorevole
Vento	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
Peso Torre Faro + Peso Proiettori	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

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso Torre Faro + Peso Proiettori	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Peso Torre Faro + Peso Proiettori	1.30	--	Sfavorevole
Vento	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Peso Torre Faro + Peso Proiettori	1.30	--	Sfavorevole
Vento	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Peso Torre Faro + Peso Proiettori	1.30	--	Sfavorevole
Vento	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Peso Torre Faro + Peso Proiettori	1.00	--	Sfavorevole
Vento	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - 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
Peso Torre Faro + Peso Proiettori	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - 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
Peso Torre Faro + Peso Proiettori	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Peso Torre Faro + Peso Proiettori	1.30	--	Sfavorevole
Vento	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - 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
Peso Torre Faro + Peso Proiettori	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - 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
Peso Torre Faro + Peso Proiettori	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Peso Torre Faro + Peso Proiettori	1.00	--	Sfavorevole
Vento	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Peso Torre Faro + Peso Proiettori	1.00	--	Sfavorevole
Vento	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Peso Torre Faro + Peso Proiettori	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - SLEQ H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Peso Torre Faro + Peso Proiettori	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - SLEQ H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Peso Torre Faro + Peso Proiettori	1.00	--	Sfavorevole

Dati sismici

Comune	Pavia
Provincia	Pavia
Regione	Lombardia
Latitudine	45.185877
Longitudine	9.156632
Indice punti di interpolazione	13370 - 13369 - 13591 - 13592
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]	0.878	0.367
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]	0.090	0.037
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0		2.507	2.555
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*		0.285	0.234
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss	C	1.500	1.500
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St	T1	1.000	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh	kv
Ultimo	0.380	5.099	2.550
Ultimo - Ribaltamento	0.570	7.649	3.824
Esercizio	0.470	2.634	1.317



PROGETTAZIONE AREA SPETTACOLI VIAGGIANTI
PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO
R.d.C Plinto Torre Faro



Comune di Pavia

Forma diagramma incremento sismico **Rettangolare**

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	Hansen
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 ($0.5B \gamma N_{\gamma}$)	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	0.00
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 Aggressive
 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.

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 combinazione

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	I	C _x	C _y	P _x	P _y
		[kN]	[°]	[kN]	[kN]	[m]	[m]
1	Spinta statica	9.52	19.33	8.98	3.15	1.25	-1.07
	Peso/Inerzia muro			0.00	103.71/0.00	-0.15	-0.84
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	2.31/0.00	0.63	-0.05
	Risultante forze sul muro			9.60	11.50	--	--
2	Spinta statica	7.32	19.33	6.91	2.42	1.25	-1.07
	Incremento di spinta sismica		0.98	0.93	0.33	1.25	-0.80
	Peso/Inerzia muro			5.29	103.71/2.64	-0.15	-0.84
	Peso/Inerzia terrapieno			0.12	2.31/0.06	0.63	-0.05
	Risultante forze sul muro			0.00	8.85	--	--
3	Spinta statica	7.32	19.33	6.91	2.42	1.25	-1.07
	Incremento di spinta sismica		0.61	0.58	0.20	1.25	-0.80
	Peso/Inerzia muro			5.29	103.71/-2.64	-0.15	-0.84
	Peso/Inerzia terrapieno			0.12	2.31/-0.06	0.63	-0.05
	Risultante forze sul muro			0.00	8.85	--	--
4	Spinta statica	9.52	19.33	8.98	3.15	1.25	-1.07
	Peso/Inerzia muro			0.00	134.82/0.00	-0.15	-0.84
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	3.01/0.00	0.63	-0.05
	Risultante forze sul muro			9.60	11.50	--	--
5	Spinta statica	9.52	19.33	8.98	3.15	1.25	-1.07
	Peso/Inerzia muro			0.00	103.71/0.00	-0.15	-0.84
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	3.01/0.00	0.63	-0.05
	Risultante forze sul muro			9.60	11.50	--	--
6	Spinta statica	9.52	19.33	8.98	3.15	1.25	-1.07
	Peso/Inerzia muro			0.00	134.82/0.00	-0.15	-0.84
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	2.31/0.00	0.63	-0.05
	Risultante forze sul muro			9.60	11.50	--	--
13	Spinta statica	7.32	19.33	6.91	2.42	1.25	-1.07
	Peso/Inerzia muro			0.00	103.71/0.00	-0.15	-0.84
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	2.31/0.00	0.63	-0.05
	Risultante forze sul muro			6.40	8.85	--	--
14	Spinta statica	7.32	19.33	6.91	2.42	1.25	-1.07
	Peso/Inerzia muro			0.00	103.71/0.00	-0.15	-0.84
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	2.31/0.00	0.63	-0.05
	Risultante forze sul muro			1.28	8.85	--	--
15	Spinta statica	7.32	19.33	6.91	2.42	1.25	-1.07
	Peso/Inerzia muro			0.00	103.71/0.00	-0.15	-0.84
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	2.31/0.00	0.63	-0.05
	Risultante forze sul muro			0.00	8.85	--	--
16	Spinta statica	7.32	19.33	6.91	2.42	1.25	-1.07
	Incremento di spinta sismica		0.50	0.47	0.16	1.25	-0.80
	Peso/Inerzia muro			2.73	103.71/1.37	-0.15	-0.84
	Peso/Inerzia terrapieno			0.06	2.31/0.03	0.63	-0.05
	Risultante forze sul muro			0.00	8.85	--	--
17	Spinta statica	7.32	19.33	6.91	2.42	1.25	-1.07
	Incremento di spinta sismica		0.30	0.29	0.10	1.25	-0.80
	Peso/Inerzia muro			2.73	103.71/-1.37	-0.15	-0.84
	Peso/Inerzia terrapieno			0.06	2.31/-0.03	0.63	-0.05
	Risultante forze sul muro			0.00	8.85	--	--

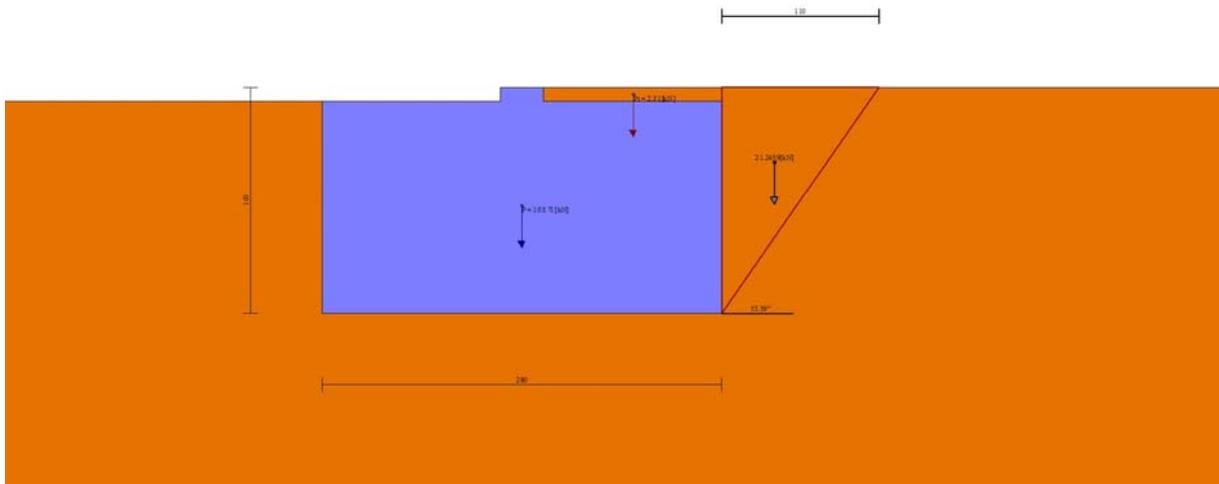


Fig. 3 - Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

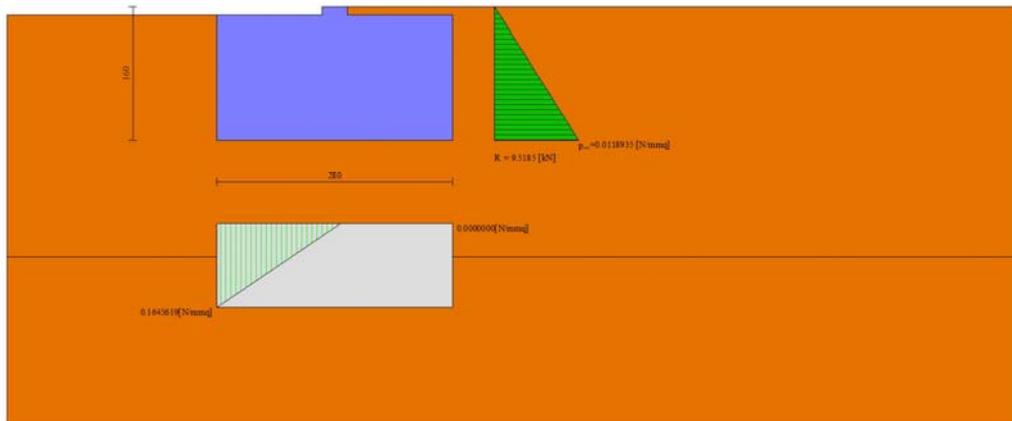


Fig. 4 - Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

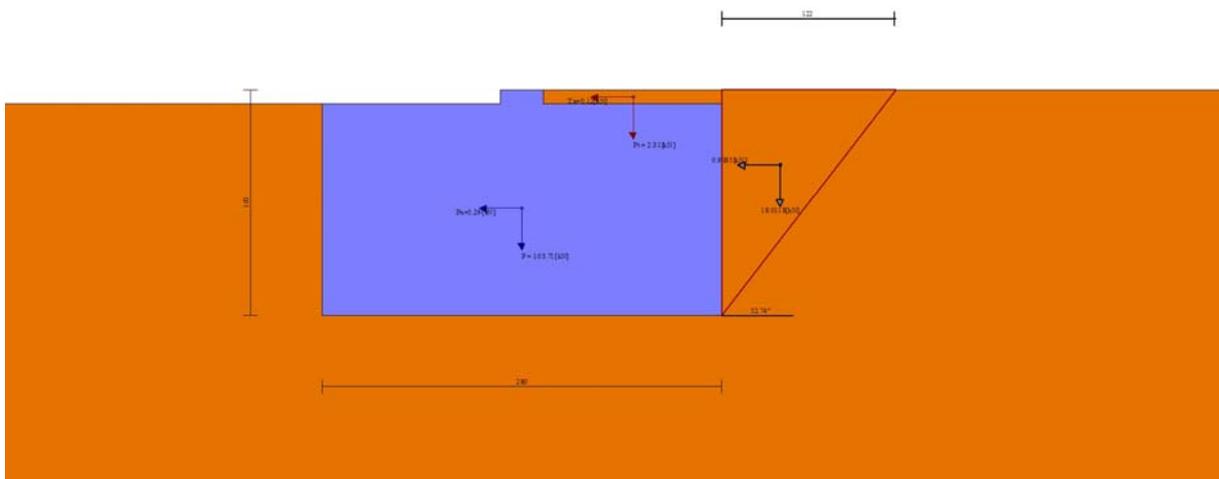


Fig. 5 - Cuneo di spinta (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

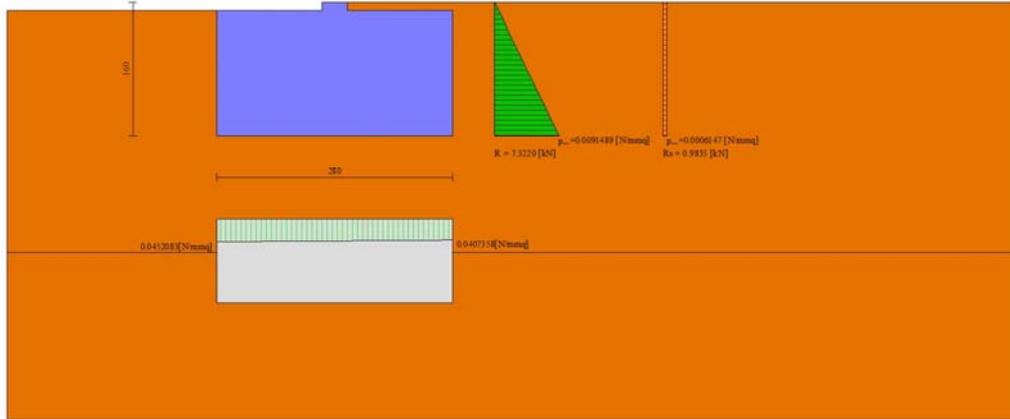


Fig. 6 - Diagramma delle pressioni (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

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)		2.278		3.380			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	3.187		13.924			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	3.123		14.480			
4 - STR (A1-M1-R3)		2.878		4.348			
5 - STR (A1-M1-R3)		2.291		3.446			
6 - STR (A1-M1-R3)		2.865		4.309			
7 - GEO (A2-M2-R2)					9.907		
8 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				7.722		
9 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				7.526		
10 - EQU (A1-M1-R3)			1.508				
11 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		15.911				
12 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		10.368				

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	Rpt	Rps	Rp	Rt	R	T	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
1 - STR (A1-M1-R3)	42.33	0.00	0.00	--	--	42.33	18.58	2.278
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	42.21	0.00	0.00	--	--	42.21	13.24	3.187
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	40.27	0.00	0.00	--	--	40.27	12.89	3.123
4 - STR (A1-M1-R3)	53.49	0.00	0.00	--	--	53.49	18.58	2.878
5 - STR (A1-M1-R3)	42.57	0.00	0.00	--	--	42.57	18.58	2.291

n°	Rsa	Rpt	Rps	Rp	Rt	R	T	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
6 - STR (A1-M1-R3)	53.24	0.00	0.00	--	--	53.24	18.58	2.865

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	Qu	Qd	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	
1 - STR (A1-M1-R3)	120.68	407.86	291.33	3.380
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	120.32	1675.32	1396.10	13.924
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	114.79	1662.21	1385.17	14.480
4 - STR (A1-M1-R3)	152.48	663.02	473.59	4.348
5 - STR (A1-M1-R3)	121.37	418.20	298.72	3.446
6 - STR (A1-M1-R3)	151.79	653.98	467.13	4.309

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
ry	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia 0.5By/N, 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 [N/mmq]

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

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	ry
1	27.860	0.649	1.214	1.000	1.000	--	--	--	--	--	0.963
	16.443	0.670	1.158	1.000	1.000	--	--	--	--	--	
	12.841	0.565	1.000	1.000	1.000	--	--	--	--	--	
2	27.860	0.738	1.214	1.000	1.000	--	--	--	--	--	0.963
	16.443	0.753	1.158	1.000	1.000	--	--	--	--	--	
	12.841	0.670	1.000	1.000	1.000	--	--	--	--	--	
3	27.860	0.733	1.214	1.000	1.000	--	--	--	--	--	0.963
	16.443	0.749	1.158	1.000	1.000	--	--	--	--	--	
	12.841	0.664	1.000	1.000	1.000	--	--	--	--	--	
4	27.860	0.713	1.214	1.000	1.000	--	--	--	--	--	0.963
	16.443	0.730	1.158	1.000	1.000	--	--	--	--	--	
	12.841	0.640	1.000	1.000	1.000	--	--	--	--	--	
5	27.860	0.650	1.214	1.000	1.000	--	--	--	--	--	0.963
	16.443	0.672	1.158	1.000	1.000	--	--	--	--	--	
	12.841	0.567	1.000	1.000	1.000	--	--	--	--	--	
6	27.860	0.712	1.214	1.000	1.000	--	--	--	--	--	0.963
	16.443	0.729	1.158	1.000	1.000	--	--	--	--	--	
	12.841	0.639	1.000	1.000	1.000	--	--	--	--	--	

n°	D	B'	H	γ	φ	c
	[m]	[m]	[m]	[°]	[kN/mc]	[N/mmq]
1	1.50	0.98	2.38	18.50	29.00	0.000
2	1.50	2.75	2.38	18.50	29.00	0.000
3	1.50	2.75	2.38	18.50	29.00	0.000
4	1.50	1.36	2.38	18.50	29.00	0.000
5	1.50	1.00	2.38	18.50	29.00	0.000
6	1.50	1.35	2.38	18.50	29.00	0.000

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	Mr	FS
	[kNm]	[kNm]	
10 - EQU (A1-M1-R3)	175.15	116.15	1.508
11 - EQU (A1-M1-R3) H + V	176.54	11.10	15.911
12 - EQU (A1-M1-R3) H - V	170.28	16.42	10.368

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
	[m]	[m]	
7 - GEO (A2-M2-R2)	-1.50; 1.00	3.79	9.907
8 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-1.50; 3.50	5.80	7.722
9 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-1.50; 3.50	5.80	7.526

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]
 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 [N/mmq]
 b larghezza della striscia espressa in [m]
 u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mmq]
 Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [N/mmq]

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	b	α	φ	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[N/mmq]	[N/mmq]	[kN]
1	1.97	0.00	2.17 - 0.29	68.111	23.915	0.000	0.0000	
2	5.24	0.00	0.29	58.664	23.915	0.000	0.0000	
3	7.51	0.00	0.29	50.912	23.915	0.000	0.0000	
4	12.26	0.00	0.29	44.321	23.915	0.000	0.0000	
5	13.29	0.00	0.29	38.415	23.915	0.000	0.0000	
6	14.43	0.00	0.29	32.964	23.915	0.000	0.0000	
7	15.36	0.00	0.29	27.835	23.915	0.000	0.0000	
8	16.22	8.85	0.29	22.940	23.915	0.000	0.0000	
9	16.49	0.00	0.29	18.217	23.915	0.000	0.0000	
10	16.62	0.00	0.29	13.620	23.915	0.000	0.0000	
11	16.94	0.00	0.29	9.112	23.915	0.000	0.0000	
12	17.13	0.00	0.29	4.660	23.915	0.000	0.0000	
13	16.47	0.00	0.29	0.236	23.915	0.000	0.0000	
14	14.51	0.00	0.29	-4.186	23.915	0.000	0.0000	
15	14.33	0.00	0.29	-8.634	23.915	0.000	0.0000	
16	14.02	0.00	0.29	-13.135	23.915	0.000	0.0000	
17	13.59	0.00	0.29	-17.721	23.915	0.000	0.0000	
18	13.01	0.00	0.29	-22.428	23.915	0.000	0.0000	
19	12.27	0.00	0.29	-27.302	23.915	0.000	0.0000	
20	11.36	0.00	0.29	-32.403	23.915	0.000	0.0000	
21	10.25	0.00	0.29	-37.814	23.915	0.000	0.0000	
22	8.88	0.00	0.29	-43.663	23.915	0.000	0.0000	
23	7.17	0.00	0.29	-50.165	23.915	0.000	0.0000	
24	4.97	0.00	0.29	-57.754	23.915	0.000	0.0000	
25	1.79	0.00	-5.14 - 0.29	-66.959	23.915	0.000	0.0000	

Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W	Qy	b	α	φ	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[N/mmq]	[N/mmq]	[kN]
1	1.45	0.00	3.14 - 0.37	49.193	29.000	0.000	0.0000	
2	4.15	0.00	0.37	44.864	29.000	0.000	0.0000	
3	6.45	0.00	0.37	39.927	29.000	0.000	0.0000	
4	8.39	0.00	0.37	35.328	29.000	0.000	0.0000	
5	10.03	0.00	0.37	30.979	29.000	0.000	0.0000	

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [N/mmq]	u [N/mmq]	Tx; Ty [kN]
6	15.14	0.00	0.37	26.821	29.000	0.000	0.0000	
7	15.91	0.00	0.37	22.811	29.000	0.000	0.0000	
8	16.87	0.00	0.37	18.917	29.000	0.000	0.0000	
9	17.74	8.85	0.37	15.112	29.000	0.000	0.0000	
10	17.86	0.00	0.37	11.374	29.000	0.000	0.0000	
11	17.97	0.00	0.37	7.685	29.000	0.000	0.0000	
12	18.22	0.00	0.37	4.028	29.000	0.000	0.0000	
13	19.87	0.00	0.37	0.388	29.000	0.000	0.0000	
14	14.93	0.00	0.37	-3.251	29.000	0.000	0.0000	
15	14.71	0.00	0.37	-6.903	29.000	0.000	0.0000	
16	14.32	0.00	0.37	-10.584	29.000	0.000	0.0000	
17	13.77	0.00	0.37	-14.310	29.000	0.000	0.0000	
18	13.04	0.00	0.37	-18.099	29.000	0.000	0.0000	
19	12.12	0.00	0.37	-21.972	29.000	0.000	0.0000	
20	11.01	0.00	0.37	-25.955	29.000	0.000	0.0000	
21	9.67	0.00	0.37	-30.078	29.000	0.000	0.0000	
22	8.08	0.00	0.37	-34.382	29.000	0.000	0.0000	
23	6.21	0.00	0.37	-38.922	29.000	0.000	0.0000	
24	4.00	0.00	0.37	-43.777	29.000	0.000	0.0000	
25	1.35	0.00	-6.06 - 0.37	-48.093	29.000	0.000	0.0000	

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [N/mmq]	u [N/mmq]	Tx; Ty [kN]
1	1.45	0.00	3.14 - 0.37	49.193	29.000	0.000	0.0000	
2	4.15	0.00	0.37	44.864	29.000	0.000	0.0000	
3	6.45	0.00	0.37	39.927	29.000	0.000	0.0000	
4	8.39	0.00	0.37	35.328	29.000	0.000	0.0000	
5	10.03	0.00	0.37	30.979	29.000	0.000	0.0000	
6	15.14	0.00	0.37	26.821	29.000	0.000	0.0000	
7	15.91	0.00	0.37	22.811	29.000	0.000	0.0000	
8	16.87	0.00	0.37	18.917	29.000	0.000	0.0000	
9	17.74	8.85	0.37	15.112	29.000	0.000	0.0000	
10	17.86	0.00	0.37	11.374	29.000	0.000	0.0000	
11	17.97	0.00	0.37	7.685	29.000	0.000	0.0000	
12	18.22	0.00	0.37	4.028	29.000	0.000	0.0000	
13	19.87	0.00	0.37	0.388	29.000	0.000	0.0000	
14	14.93	0.00	0.37	-3.251	29.000	0.000	0.0000	
15	14.71	0.00	0.37	-6.903	29.000	0.000	0.0000	
16	14.32	0.00	0.37	-10.584	29.000	0.000	0.0000	
17	13.77	0.00	0.37	-14.310	29.000	0.000	0.0000	
18	13.04	0.00	0.37	-18.099	29.000	0.000	0.0000	
19	12.12	0.00	0.37	-21.972	29.000	0.000	0.0000	
20	11.01	0.00	0.37	-25.955	29.000	0.000	0.0000	
21	9.67	0.00	0.37	-30.078	29.000	0.000	0.0000	
22	8.08	0.00	0.37	-34.382	29.000	0.000	0.0000	
23	6.21	0.00	0.37	-38.922	29.000	0.000	0.0000	
24	4.00	0.00	0.37	-43.777	29.000	0.000	0.0000	
25	1.35	0.00	-6.06 - 0.37	-48.093	29.000	0.000	0.0000	

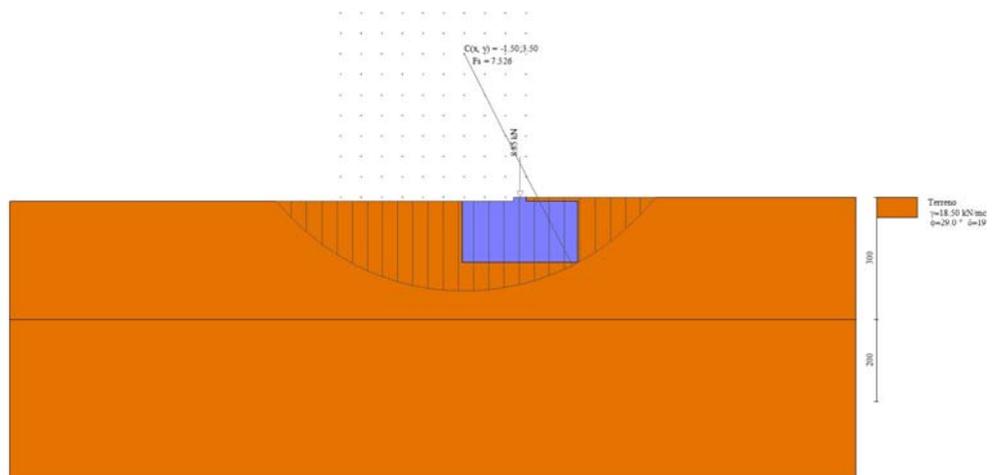


Fig. 7 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 9)

Sollecitazioni

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

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)

Fondazione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	-1.55	0.00	0.00	0.00
2	-1.45	0.00	11.77	0.57
3	-1.36	0.00	22.50	2.23
4	-1.26	0.00	32.19	4.87
5	-1.17	0.00	40.85	8.39
6	-1.07	0.00	48.47	12.69
7	-0.97	0.00	55.05	17.68
8	-0.88	0.00	60.59	23.24
9	-0.78	0.00	65.10	29.29
10	-0.68	0.00	68.57	35.73
11	-0.59	0.00	71.00	42.45
12	-0.49	0.00	72.40	49.35
13	-0.40	0.00	72.75	56.34
14	-0.30	0.00	72.07	63.31
15	0.00	0.00	-48.98	-30.61
16	0.10	0.00	-45.21	-26.08
17	0.19	0.00	-41.44	-21.92
18	0.29	0.00	-37.67	-18.11
19	0.38	0.00	-33.91	-14.67
20	0.48	0.00	-30.14	-11.59
21	0.58	0.00	-26.37	-8.88
22	0.67	0.00	-22.60	-6.52
23	0.77	0.00	-18.84	-4.53
24	0.87	0.00	-15.07	-2.90
25	0.96	0.00	-11.30	-1.63
26	1.06	0.00	-7.53	-0.72
27	1.15	0.00	-3.77	-0.18
28	1.25	0.00	0.00	0.00

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

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	-1.55	0.00	0.00	0.00
2	-1.45	0.00	0.80	0.04
3	-1.36	0.00	1.59	0.15
4	-1.26	0.00	2.37	0.34
5	-1.17	0.00	3.13	0.61
6	-1.07	0.00	3.87	0.94
7	-0.97	0.00	4.60	1.35
8	-0.88	0.00	5.31	1.83
9	-0.78	0.00	6.01	2.37
10	-0.68	0.00	6.70	2.99
11	-0.59	0.00	7.37	3.66
12	-0.49	0.00	8.03	4.40
13	-0.40	0.00	8.67	5.20
14	-0.30	0.00	9.29	6.07
15	0.00	0.00	3.89	2.17
16	0.10	0.00	3.50	1.81
17	0.19	0.00	3.13	1.50
18	0.29	0.00	2.77	1.21
19	0.38	0.00	2.42	0.96
20	0.48	0.00	2.10	0.75
21	0.58	0.00	1.78	0.56
22	0.67	0.00	1.48	0.40
23	0.77	0.00	1.20	0.27
24	0.87	0.00	0.93	0.17
25	0.96	0.00	0.68	0.09

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
26	1.06	0.00	0.44	0.04
27	1.15	0.00	0.21	0.01
28	1.25	0.00	0.00	0.00

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

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	-1.55	0.00	0.00	0.00
2	-1.45	0.00	0.61	0.03
3	-1.36	0.00	1.21	0.12
4	-1.26	0.00	1.79	0.26
5	-1.17	0.00	2.36	0.46
6	-1.07	0.00	2.92	0.72
7	-0.97	0.00	3.45	1.02
8	-0.88	0.00	3.98	1.38
9	-0.78	0.00	4.49	1.79
10	-0.68	0.00	4.98	2.24
11	-0.59	0.00	5.46	2.74
12	-0.49	0.00	5.93	3.29
13	-0.40	0.00	6.38	3.88
14	-0.30	0.00	6.82	4.52
15	0.00	0.00	1.43	0.63
16	0.10	0.00	1.23	0.51
17	0.19	0.00	1.05	0.40
18	0.29	0.00	0.88	0.30
19	0.38	0.00	0.72	0.23
20	0.48	0.00	0.58	0.16
21	0.58	0.00	0.46	0.11
22	0.67	0.00	0.35	0.08
23	0.77	0.00	0.25	0.05
24	0.87	0.00	0.17	0.03
25	0.96	0.00	0.11	0.01
26	1.06	0.00	0.06	0.00
27	1.15	0.00	0.02	0.00
28	1.25	0.00	0.00	0.00

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	-1.55	0.00	0.00	0.00
2	-1.45	0.00	9.39	0.46
3	-1.36	0.00	18.11	1.78
4	-1.26	0.00	26.15	3.92
5	-1.17	0.00	33.52	6.79
6	-1.07	0.00	40.22	10.34
7	-0.97	0.00	46.25	14.50
8	-0.88	0.00	51.60	19.21
9	-0.78	0.00	56.28	24.41
10	-0.68	0.00	60.29	30.02
11	-0.59	0.00	63.62	35.98
12	-0.49	0.00	66.29	42.23
13	-0.40	0.00	68.28	48.70
14	-0.30	0.00	69.59	55.34
15	0.00	0.00	-53.77	-37.74
16	0.10	0.00	-52.08	-32.64
17	0.19	0.00	-49.73	-27.74
18	0.29	0.00	-46.69	-23.10
19	0.38	0.00	-42.99	-18.78
20	0.48	0.00	-38.62	-14.86
21	0.58	0.00	-33.80	-11.37
22	0.67	0.00	-28.97	-8.36
23	0.77	0.00	-24.14	-5.80
24	0.87	0.00	-19.31	-3.71
25	0.96	0.00	-14.48	-2.09
26	1.06	0.00	-9.66	-0.93
27	1.15	0.00	-4.83	-0.23
28	1.25	0.00	0.00	0.00

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	-1.55	0.00	0.00	0.00

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
2	-1.45	0.00	11.57	0.56
3	-1.36	0.00	22.13	2.19
4	-1.26	0.00	31.70	4.79
5	-1.17	0.00	40.25	8.26
6	-1.07	0.00	47.81	12.50
7	-0.97	0.00	54.36	17.42
8	-0.88	0.00	59.91	22.92
9	-0.78	0.00	64.45	28.91
10	-0.68	0.00	68.00	35.28
11	-0.59	0.00	70.53	41.95
12	-0.49	0.00	72.07	48.81
13	-0.40	0.00	72.60	55.78
14	-0.30	0.00	72.13	62.74
15	0.00	0.00	-48.98	-30.61
16	0.10	0.00	-45.21	-26.08
17	0.19	0.00	-41.44	-21.92
18	0.29	0.00	-37.67	-18.11
19	0.38	0.00	-33.91	-14.67
20	0.48	0.00	-30.14	-11.59
21	0.58	0.00	-26.37	-8.88
22	0.67	0.00	-22.60	-6.52
23	0.77	0.00	-18.84	-4.53
24	0.87	0.00	-15.07	-2.90
25	0.96	0.00	-11.30	-1.63
26	1.06	0.00	-7.53	-0.72
27	1.15	0.00	-3.77	-0.18
28	1.25	0.00	0.00	0.00

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	-1.55	0.00	0.00	0.00
2	-1.45	0.00	9.46	0.46
3	-1.36	0.00	18.24	1.80
4	-1.26	0.00	26.34	3.95
5	-1.17	0.00	33.75	6.84
6	-1.07	0.00	40.48	10.42
7	-0.97	0.00	46.53	14.60
8	-0.88	0.00	51.89	19.34
9	-0.78	0.00	56.57	24.56
10	-0.68	0.00	60.57	30.20
11	-0.59	0.00	63.88	36.19
12	-0.49	0.00	66.52	42.46
13	-0.40	0.00	68.46	48.96
14	-0.30	0.00	69.73	55.61
15	0.00	0.00	-54.36	-37.89
16	0.10	0.00	-52.58	-32.75
17	0.19	0.00	-50.12	-27.80
18	0.29	0.00	-46.97	-23.13
19	0.38	0.00	-43.14	-18.79
20	0.48	0.00	-38.63	-14.86
21	0.58	0.00	-33.80	-11.37
22	0.67	0.00	-28.97	-8.36
23	0.77	0.00	-24.14	-5.80
24	0.87	0.00	-19.31	-3.71
25	0.96	0.00	-14.48	-2.09
26	1.06	0.00	-9.66	-0.93
27	1.15	0.00	-4.83	-0.23
28	1.25	0.00	0.00	0.00

Combinazione n° 13 - SLER

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	-1.55	0.00	0.00	0.00
2	-1.45	0.00	5.91	0.29
3	-1.36	0.00	11.42	1.12
4	-1.26	0.00	16.53	2.47
5	-1.17	0.00	21.25	4.29
6	-1.07	0.00	25.57	6.54
7	-0.97	0.00	29.50	9.20
8	-0.88	0.00	33.03	12.20
9	-0.78	0.00	36.16	15.53
10	-0.68	0.00	38.90	19.15
11	-0.59	0.00	41.24	23.00

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
12	-0.49	0.00	43.19	27.06
13	-0.40	0.00	44.73	31.30
14	-0.30	0.00	45.89	35.66
15	0.00	0.00	-34.92	-26.66
16	0.10	0.00	-34.27	-23.33
17	0.19	0.00	-33.21	-20.08
18	0.29	0.00	-31.76	-16.96
19	0.38	0.00	-29.91	-13.99
20	0.48	0.00	-27.67	-11.22
21	0.58	0.00	-25.03	-8.68
22	0.67	0.00	-21.99	-6.42
23	0.77	0.00	-18.56	-4.46
24	0.87	0.00	-14.86	-2.86
25	0.96	0.00	-11.14	-1.61
26	1.06	0.00	-7.43	-0.71
27	1.15	0.00	-3.71	-0.18
28	1.25	0.00	0.00	0.00

Combinazione n° 14 - SLEF

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	-1.55	0.00	0.00	0.00
2	-1.45	0.00	1.44	0.07
3	-1.36	0.00	2.81	0.27
4	-1.26	0.00	4.12	0.61
5	-1.17	0.00	5.36	1.06
6	-1.07	0.00	6.53	1.64
7	-0.97	0.00	7.63	2.32
8	-0.88	0.00	8.67	3.10
9	-0.78	0.00	9.63	3.98
10	-0.68	0.00	10.54	4.95
11	-0.59	0.00	11.37	6.01
12	-0.49	0.00	12.13	7.14
13	-0.40	0.00	12.83	8.34
14	-0.30	0.00	13.46	9.60
15	0.00	0.00	-2.99	-3.06
16	0.10	0.00	-3.16	-2.76
17	0.19	0.00	-3.27	-2.45
18	0.29	0.00	-3.31	-2.13
19	0.38	0.00	-3.28	-1.81
20	0.48	0.00	-3.19	-1.50
21	0.58	0.00	-3.03	-1.20
22	0.67	0.00	-2.80	-0.92
23	0.77	0.00	-2.50	-0.67
24	0.87	0.00	-2.13	-0.44
25	0.96	0.00	-1.70	-0.26
26	1.06	0.00	-1.20	-0.12
27	1.15	0.00	-0.63	-0.03
28	1.25	0.00	0.00	0.00

Combinazione n° 15 - SLEQ

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	-1.55	0.00	0.00	0.00
2	-1.45	0.00	0.39	0.02
3	-1.36	0.00	0.78	0.07
4	-1.26	0.00	1.18	0.17
5	-1.17	0.00	1.59	0.30
6	-1.07	0.00	2.00	0.47
7	-0.97	0.00	2.43	0.69
8	-0.88	0.00	2.86	0.94
9	-0.78	0.00	3.29	1.24
10	-0.68	0.00	3.74	1.57
11	-0.59	0.00	4.19	1.96
12	-0.49	0.00	4.66	2.38
13	-0.40	0.00	5.12	2.85
14	-0.30	0.00	5.60	3.37
15	0.00	0.00	4.87	3.18
16	0.10	0.00	4.54	2.73
17	0.19	0.00	4.21	2.31
18	0.29	0.00	3.86	1.92
19	0.38	0.00	3.51	1.56
20	0.48	0.00	3.15	1.24
21	0.58	0.00	2.78	0.96

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
22	0.67	0.00	2.41	0.71
23	0.77	0.00	2.03	0.49
24	0.87	0.00	1.64	0.32
25	0.96	0.00	1.24	0.18
26	1.06	0.00	0.83	0.08
27	1.15	0.00	0.42	0.02
28	1.25	0.00	0.00	0.00

Combinazione n° 16 - SLEQ_H + V

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	-1.55	0.00	0.00	0.00
2	-1.45	0.00	0.60	0.03
3	-1.36	0.00	1.20	0.12
4	-1.26	0.00	1.79	0.26
5	-1.17	0.00	2.38	0.46
6	-1.07	0.00	2.97	0.72
7	-0.97	0.00	3.55	1.03
8	-0.88	0.00	4.12	1.40
9	-0.78	0.00	4.70	1.82
10	-0.68	0.00	5.27	2.30
11	-0.59	0.00	5.83	2.84
12	-0.49	0.00	6.39	3.42
13	-0.40	0.00	6.95	4.06
14	-0.30	0.00	7.50	4.76
15	0.00	0.00	4.36	2.66
16	0.10	0.00	4.00	2.26
17	0.19	0.00	3.65	1.89
18	0.29	0.00	3.30	1.55
19	0.38	0.00	2.95	1.25
20	0.48	0.00	2.61	0.99
21	0.58	0.00	2.27	0.75
22	0.67	0.00	1.93	0.55
23	0.77	0.00	1.60	0.38
24	0.87	0.00	1.27	0.24
25	0.96	0.00	0.95	0.14
26	1.06	0.00	0.63	0.06
27	1.15	0.00	0.31	0.01
28	1.25	0.00	0.00	0.00

Combinazione n° 17 - SLEQ_H - V

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	-1.55	0.00	0.00	0.00
2	-1.45	0.00	0.50	0.02
3	-1.36	0.00	1.00	0.10
4	-1.26	0.00	1.50	0.22
5	-1.17	0.00	1.99	0.38
6	-1.07	0.00	2.47	0.60
7	-0.97	0.00	2.95	0.86
8	-0.88	0.00	3.43	1.17
9	-0.78	0.00	3.91	1.52
10	-0.68	0.00	4.38	1.92
11	-0.59	0.00	4.85	2.36
12	-0.49	0.00	5.31	2.85
13	-0.40	0.00	5.77	3.38
14	-0.30	0.00	6.22	3.96
15	0.00	0.00	3.09	1.86
16	0.10	0.00	2.83	1.58
17	0.19	0.00	2.57	1.32
18	0.29	0.00	2.32	1.08
19	0.38	0.00	2.07	0.87
20	0.48	0.00	1.83	0.69
21	0.58	0.00	1.58	0.52
22	0.67	0.00	1.35	0.38
23	0.77	0.00	1.11	0.26
24	0.87	0.00	0.88	0.17
25	0.96	0.00	0.66	0.09
26	1.06	0.00	0.43	0.04
27	1.15	0.00	0.21	0.01
28	1.25	0.00	0.00	0.00

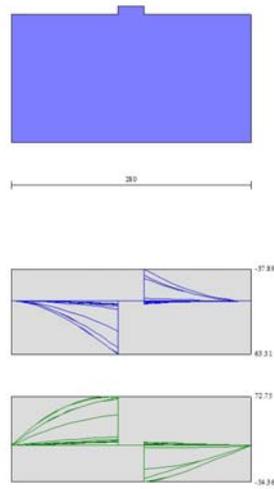


Fig. 9 - Fondazione (Inviluppo)

Verifiche strutturali

Verifiche a flessione

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espressa in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
Afi	area ferri inferiori espressa 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)

Fondazione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	-1.55	100	150	30.16	30.16	0.00	0.00	0.00	0.00	100000.000
2	-1.45	100	150	30.16	30.16	0.57	0.00	1675.19	0.00	2917.931
3	-1.36	100	150	30.16	30.16	2.23	0.00	1675.19	0.00	751.237
4	-1.26	100	150	30.16	30.16	4.87	0.00	1675.19	0.00	344.146
5	-1.17	100	150	30.16	30.16	8.39	0.00	1675.19	0.00	199.721
6	-1.07	100	150	30.16	30.16	12.69	0.00	1675.19	0.00	132.008
7	-0.97	100	150	30.16	30.16	17.68	0.00	1675.19	0.00	94.776
8	-0.88	100	150	30.16	30.16	23.24	0.00	1675.19	0.00	72.072
9	-0.78	100	150	30.16	30.16	29.29	0.00	1675.19	0.00	57.184
10	-0.68	100	150	30.16	30.16	35.73	0.00	1675.19	0.00	46.886
11	-0.59	100	150	30.16	30.16	42.45	0.00	1675.19	0.00	39.465
12	-0.49	100	150	30.16	30.16	49.35	0.00	1675.19	0.00	33.945
13	-0.40	100	150	30.16	30.16	56.34	0.00	1675.19	0.00	29.735
14	-0.30	100	150	30.16	30.16	63.31	0.00	1675.19	0.00	26.461
15	0.00	100	150	30.16	30.16	-30.61	0.00	-1675.19	0.00	54.727
16	0.10	100	150	30.16	30.16	-26.08	0.00	-1675.19	0.00	64.229
17	0.19	100	150	30.16	30.16	-21.92	0.00	-1675.19	0.00	76.437
18	0.29	100	150	30.16	30.16	-18.11	0.00	-1675.19	0.00	92.489
19	0.38	100	150	30.16	30.16	-14.67	0.00	-1675.19	0.00	114.184
20	0.48	100	150	30.16	30.16	-11.59	0.00	-1675.19	0.00	144.515
21	0.58	100	150	30.16	30.16	-8.88	0.00	-1675.19	0.00	188.754
22	0.67	100	150	30.16	30.16	-6.52	0.00	-1675.19	0.00	256.915
23	0.77	100	150	30.16	30.16	-4.53	0.00	-1675.19	0.00	369.957
24	0.87	100	150	30.16	30.16	-2.90	0.00	-1675.19	0.00	578.058
25	0.96	100	150	30.16	30.16	-1.63	0.00	-1675.19	0.00	1027.659
26	1.06	100	150	30.16	30.16	-0.72	0.00	-1675.19	0.00	2312.233
27	1.15	100	150	30.16	30.16	-0.18	0.00	-1675.19	0.00	9248.933
28	1.25	100	150	30.16	30.16	0.00	0.00	0.00	0.00	100000.000

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

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	-1.55	100	150	30.16	30.16	0.00	0.00	0.00	0.00	100000.000
2	-1.45	100	150	30.16	30.16	0.04	0.00	1675.19	0.00	43235.041
3	-1.36	100	150	30.16	30.16	0.15	0.00	1675.19	0.00	10875.187
4	-1.26	100	150	30.16	30.16	0.34	0.00	1675.19	0.00	4863.305
5	-1.17	100	150	30.16	30.16	0.61	0.00	1675.19	0.00	2752.630
6	-1.07	100	150	30.16	30.16	0.94	0.00	1675.19	0.00	1772.714
7	-0.97	100	150	30.16	30.16	1.35	0.00	1675.19	0.00	1238.807
8	-0.88	100	150	30.16	30.16	1.83	0.00	1675.19	0.00	915.915
9	-0.78	100	150	30.16	30.16	2.37	0.00	1675.19	0.00	705.722
10	-0.68	100	150	30.16	30.16	2.99	0.00	1675.19	0.00	561.188
11	-0.59	100	150	30.16	30.16	3.66	0.00	1675.19	0.00	457.501
12	-0.49	100	150	30.16	30.16	4.40	0.00	1675.19	0.00	380.559
13	-0.40	100	150	30.16	30.16	5.20	0.00	1675.19	0.00	321.870
14	-0.30	100	150	30.16	30.16	6.07	0.00	1675.19	0.00	276.063
15	0.00	100	150	30.16	30.16	2.17	0.00	1675.19	0.00	772.464
16	0.10	100	150	30.16	30.16	1.81	0.00	1675.19	0.00	923.607

Muro d'ala

 M2P s.r.l	PROGETTAZIONE AREA SPETTACOLI VIAGGIANTI PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO R.d.C Muro d'ala	 <i>Comune di Pavia</i>
--	--	---

Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974.
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996
Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)
- Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018

	PROGETTAZIONE AREA SPETTACOLI VIAGGIANTI PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO R.d.C Muro d'ala	 <i>Comune di Pavia</i>
---	--	---

Richiami teorici

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

Se il muro è in calcestruzzo armato: Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

Se il muro è a gravità: Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione e verifica in diverse sezioni al ribaltamento, allo scorrimento ed allo schiacciamento.

Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

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

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

Metodo di Culmann

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

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

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

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

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

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

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

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte del muro sia presente la falda il diagramma delle pressioni sul muro 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

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico 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 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).

	PROGETTAZIONE AREA SPETTACOLI VIAGGIANTI PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO R.d.C Muro d'ala	 <i>Comune di Pavia</i>
---	--	---

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

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

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

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

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 .

Deve quindi essere verificata la seguente diseuguaglianza:

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

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

	PROGETTAZIONE AREA SPETTACOLI VIAGGIANTI PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO R.d.C Muro d'ala	 Comune di Pavia
---	--	---

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

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

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

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

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_f$$

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

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

Verifica al carico limite

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

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

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

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c + q N_q s_q d_q i_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

- c coesione del terreno in fondazione
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione
- γ peso di volume del terreno in fondazione
- B larghezza della fondazione
- D profondità del piano di posa
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa
- N fattori di capacità portante
- d fattori di profondità del piano di posa
- i fattori di inclinazione del carico

Fattori di capacità portante		$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	$N_q = e^{\pi \tan \phi K_p}$	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$
Fattori di forma	$\phi = 0$	$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1$	$s_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1 + 0.1 K_p \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B'}{L'}$
Fattori di profondità	$\phi = 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1$	$d_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$
Fattori di inclinazione del carico	$\phi = 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = 0$
	$\phi > 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

	PROGETTAZIONE AREA SPETTACOLI VIAGGIANTI PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO R.d.C Muro d'ala	 Comune di Pavia
---	--	---

Riduzione per eccentricità del carico

Nel caso in cui il carico al piano di posa della fondazione risulta eccentrico, Meyerhof propone di moltiplicare la capacità portante ultima per un fattore correttivo R_e

$R_e = 1.0 - 2.0 \frac{e}{B}$	per terreni coesivi
$R_e = 1.0 - \sqrt{\frac{e}{B}}$	per terreni incoerenti

con e eccentricità del carico e B la dimensione minore della fondazione.

Riduzione per effetto piastra

Per valori elevati di B (dimensione minore della fondazione), Bowles propone di utilizzare un fattore correttivo r_γ del solo termine sul peso di volume ($0.5 B \gamma N_\gamma$) quando B supera i 2 m.

$$r_\gamma = 1.0 + 0.25 \log \frac{B}{2.0}$$

Il termine sul peso di volume diventa:

$$0.5 B \gamma N_\gamma r_\gamma$$

Verifica alla stabilità globale

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

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. 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 25.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_{i=0}^n \left[\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi_i}{m} \right]}{\sum_{i=0}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\tan \varphi_i \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b 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, c e φ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

	PROGETTAZIONE AREA SPETTACOLI VIAGGIANTI PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO R.d.C Muro d'ala	 Comune di Pavia
---	--	---

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 [N/mm ²]
E	Modulo elastico, espresso in [N/mm ²]
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
				[kN/mc]	[N/mm ²]	[N/mm ²]			
1	C28/35	C28/35	B450C	24,5170	35,000	32588,0	0.30	15.00	0.50

Acciai

Descr	f _{yk}	f _{uk}
	[N/mm ²]	[N/mm ²]
B450C	450,000	540,000

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	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 2,50 [m]

Paramento

Materiale	C28/35	
Altezza paramento	1,80	[m]
Altezza paramento libero	1,80	[m]
Spessore in sommità	0,30	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,30	[m]
Inclinazione paramento esterno	0,00	[°]
Inclinazione paramento interno	0,00	[°]

Fondazione

Materiale	C28/35	
Lunghezza mensola di valle	0,10	[m]
Lunghezza mensola di monte	1,10	[m]

	PROGETTAZIONE AREA SPETTACOLI VIAGGIANTI PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO R.d.C Muro d'ala	 Comune di Pavia
---	--	---

Lunghezza totale	1,50	[m]
Inclinazione piano di posa	0,00	[°]
Spessore	0,30	[m]
Spessore magrone	0,10	[m]

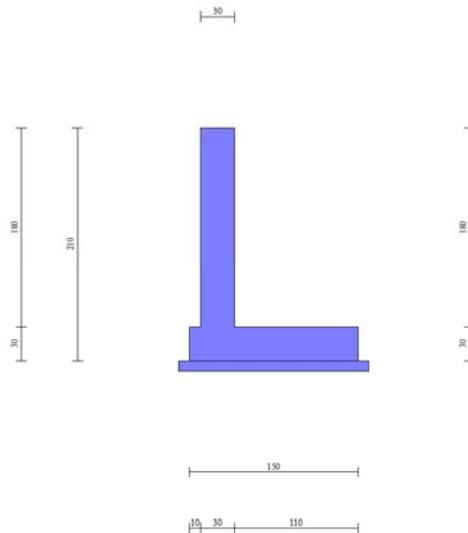


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

Descrizione terreni

Parametri di resistenza

Simbologia adottata

n°	Indice del terreno
Descr	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [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 [N/mm ²]
c _a	Adesione terra-muro espressa in [N/mm 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 [N/mm ²]

n°	Descr	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	c _a	Cesp	τ_l
		[kN/mc]	[kN/mc]	[°]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]
1	Terreno 1	18,0000	18,0000	35,000	20,000	0,000	0,000	---	---
2	Terreno 2	18,0000	18,0000	30,000	23,330	0,000	0,000	---	---

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')

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

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

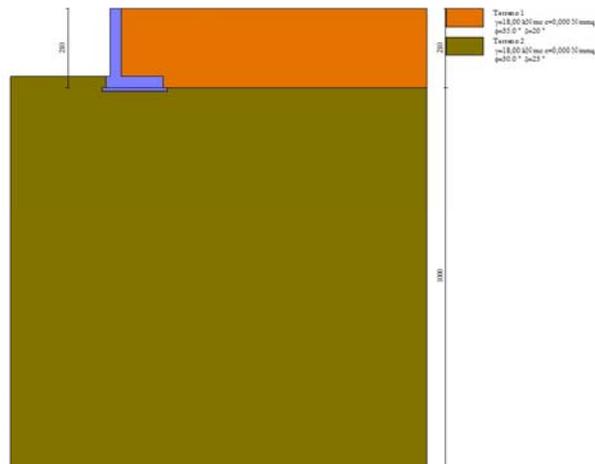


Fig. 2 - Stratigrafia

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 (Traffico veicolare) - VARIABILE TF

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.75 - \Psi_1=0.75 - \Psi_2=0.00$

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X	F _x	F _y	M	X _i	X _f	Q _i	Q _f
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Distribuito					1,10	2,50	10,0000	10,0000

Condizione n° 2 (Spinta parapetto) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.70 - \Psi_1=0.50 - \Psi_2=0.00$

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y	F _x	F _y	M	X _i	X _f	Q _i	Q _f
			[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Concentrato	Paramento	-0,15; 0,00	1,5000	0,0000	1,5000				

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

	PROGETTAZIONE AREA SPETTACOLI VIAGGIANTI PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO R.d.C Muro d'ala	 Comune di Pavia
---	--	---

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche		
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1, fav}$	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1, sfav}$	1.00	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2, fav}$	0.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2, sfav}$	1.00	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	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q, sfav}$	1.00	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	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{QT, sfav}$	1.00	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Coef. 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

Coef. 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. Per 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

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Traffico veicolare	1.35	1.00	Sfavorevole
Spinta parapetto	1.50	0.70	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Traffico veicolare	1.35	0.75	Sfavorevole
Spinta parapetto	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - 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

Combinazione n° 4 - 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

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Traffico veicolare	1.35	1.00	Sfavorevole
Spinta parapetto	1.50	0.70	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Traffico veicolare	1.35	1.00	Sfavorevole
Spinta parapetto	1.50	0.70	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Traffico veicolare	1.35	1.00	Sfavorevole
Spinta parapetto	1.50	0.70	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Traffico veicolare	1.35	0.75	Sfavorevole
Spinta parapetto	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Traffico veicolare	1.35	0.75	Sfavorevole

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Spinta parapetto	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Traffico veicolare	1.35	0.75	Sfavorevole
Spinta parapetto	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico veicolare	1.15	1.00	Sfavorevole
Spinta parapetto	1.30	0.70	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico veicolare	1.15	0.75	Sfavorevole
Spinta parapetto	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - 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

Combinazione n° 14 - 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

Combinazione n° 15 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Traffico veicolare	1.35	1.00	Sfavorevole
Spinta parapetto	1.50	0.70	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Traffico veicolare	1.35	0.75	Sfavorevole
Spinta parapetto	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - 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

Combinazione n° 18 - 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

Combinazione n° 19 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico veicolare	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta parapetto	1.00	0.70	Sfavorevole

Combinazione n° 20 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico veicolare	1.00	0.75	Sfavorevole

Combinazione n° 21 - SLEQ

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

Combinazione n° 22 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico veicolare	1.00	0.75	Sfavorevole
Spinta parapetto	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 23 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta parapetto	1.00	0.50	Sfavorevole

Combinazione n° 24 - SLEQ

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

Combinazione n° 25 - SLEQ H + V

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

Combinazione n° 26 - SLEQ H - V

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

Dati sismici

	PROGETTAZIONE AREA SPETTACOLI VIAGGIANTI PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO R.d.C Muro d'ala	 <i>Comune di Pavia</i>
---	--	---

Comune	Pavia
Provincia	Pavia
Regione	Lombardia
Latitudine	45.185877
Longitudine	9.156632
Indice punti di interpolazione	13370 - 13369 - 13591 - 13592
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	50 anni

	Simbolo	U.M.	SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]	0.674	0.280
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]	0.069	0.029
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0		2.517	2.522
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*		0.281	0.206
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss	C	1.500	1.500
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St	T1	1.000	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh	kv
Ultimo	0.380	3.917	1.958
Ultimo - Ribaltamento	0.570	5.875	2.938
Esercizio	0.470	2.013	1.006

Forma diagramma incremento sismico **Rettangolare**

	PROGETTAZIONE AREA SPETTACOLI VIAGGIANTI PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO R.d.C Muro d'ala	 Comune di Pavia
---	--	---

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 ($0.5B\gamma N_r$)	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	0.00
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 SI

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.

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 involucro

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	I	C _x	C _y	P _x	P _y
		[kN]	[°]	[kN]	[kN]	[m]	[m]
1	Spinta statica	19,59	20,00	18,41	6,70	1,10	-1,28
	Peso/Inerzia muro			0,00	24,27/0,00	0,08	-1,38
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	35,64/0,00	0,55	-0,90
	Risultante forze sul muro			1,57	0,00	--	--

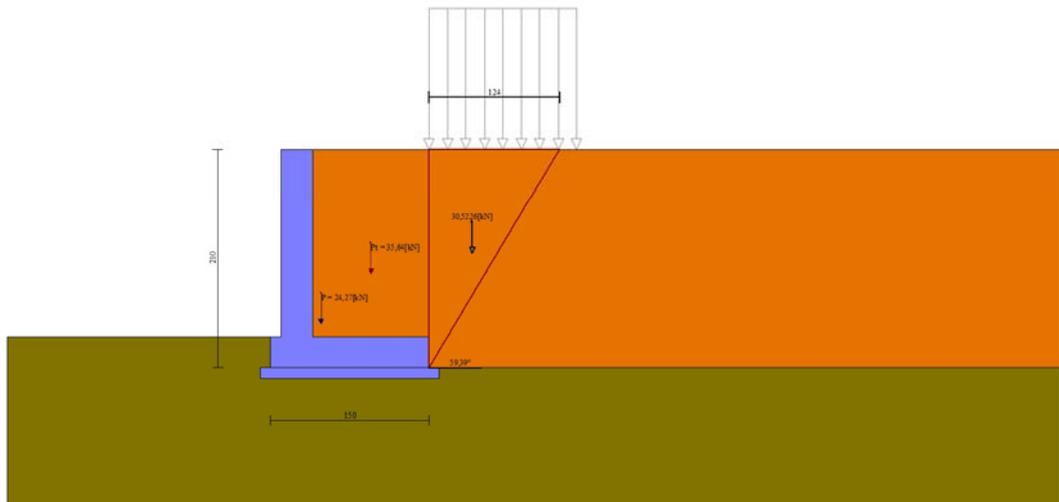


Fig. 3 - Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

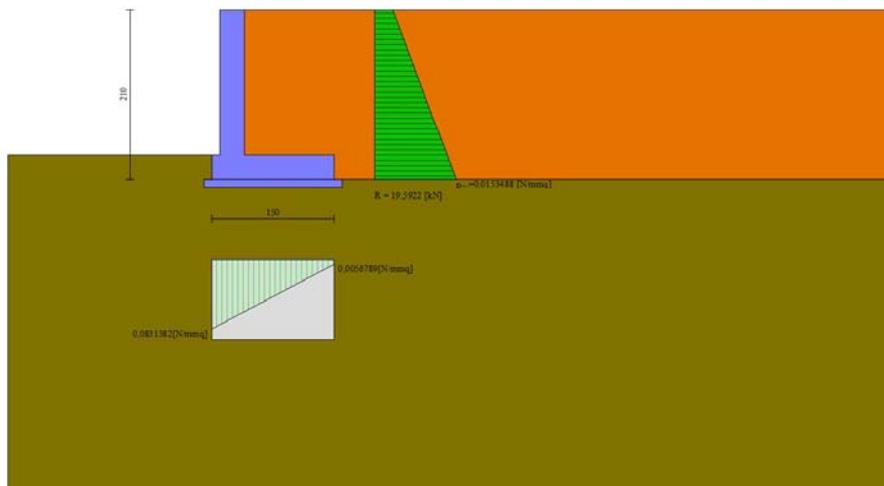


Fig. 4 - Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

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)		1.437		1.549			
2 - STR (A1-M1-R3)		1.496		1.605			
3 - STR (A1-M1-R3)	H + V	2.237		2.882			
4 - STR (A1-M1-R3)	H - V	2.215		2.975			
5 - STR (A1-M1-R3)		1.825		1.677			
6 - STR (A1-M1-R3)		1.668		1.709			
7 - STR (A1-M1-R3)		1.595		1.557			
8 - STR (A1-M1-R3)		1.904		1.725			
9 - STR (A1-M1-R3)		1.739		1.761			
10 - STR (A1-M1-R3)		1.661		1.607			
11 - GEO (A2-M2-R2)					1.412		
12 - GEO (A2-M2-R2)					1.456		
13 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.878		
14 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.872		
15 - EQU (A1-M1-R3)			2.767				
16 - EQU (A1-M1-R3)			2.672				
17 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		4.555				
18 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		4.136				

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]

	PROGETTAZIONE AREA SPETTACOLI VIAGGIANTI PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO R.d.C Muro d'ala	 Comune di Pavia
---	--	---

FS Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa	Rpt	Rps	Rp	Rt	R	T	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
1 - STR (A1-M1-R3)	28,73	0,00	0,00	--	--	28,73	19,99	1.437

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	Qu	Qd	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	
1 - STR (A1-M1-R3)	66,61	103,21	73,72	1.549

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 rigidità per punzonamento secondo Vesic
ry 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 [N/mmq]
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	ry
1	30.140 18.401 15.668	0.663 0.663 0.197	1.069 1.035 1.035	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	--	--	0.619	1.000

n°	D	B'	H	γ	φ	c
	[m]	[m]	[m]	[°]	[kN/mc]	[N/mmq]
1	0,30	1,50	1,30	18,00	30,00	0,000

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	Mr	FS
	[kNm]	[kNm]	
16 - EQU (A1-M1-R3)	54,60	20,44	2.672

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
	[m]	[m]	
11 - GEO (A2-M2-R2)	-0,50; 0,50	3,06	1.412

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]
 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 [N/mm²]
 b larghezza della striscia espressa in [m]
 u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]
 Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [N/mm²]

n°	W	Qy	b	α	ϕ	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]
1	1,23	1,96	2,53 - 0,20	73.248	29.256	0,000	0,0000	
2	3,19	2,33	0,20	63.265	29.256	0,000	0,0000	
3	4,46	2,33	0,20	55.686	29.256	0,000	0,0000	
4	5,43	2,33	0,20	49.409	29.256	0,000	0,0000	
5	6,22	2,33	0,20	43.866	29.256	0,000	0,0000	
6	6,87	2,33	0,20	38.805	29.256	0,000	0,0000	
7	7,42	2,33	0,20	34.084	29.256	0,000	0,0000	
8	8,25	0,16	0,20	29.615	24.791	0,000	0,0000	
9	8,66	0,00	0,20	25.338	24.791	0,000	0,0000	
10	8,98	0,00	0,20	21.208	24.791	0,000	0,0000	
11	9,24	0,00	0,20	17.191	24.791	0,000	0,0000	
12	9,44	0,00	0,20	13.260	24.791	0,000	0,0000	
13	10,78	0,00	0,20	9.392	24.791	0,000	0,0000	
14	11,87	0,00	0,20	5.566	24.791	0,000	0,0000	
15	2,96	0,00	0,20	1.766	24.791	0,000	0,0000	
16	2,77	0,00	0,20	-2.027	24.791	0,000	0,0000	
17	2,72	0,00	0,20	-5.828	24.791	0,000	0,0000	
18	2,62	0,00	0,20	-9.656	24.791	0,000	0,0000	
19	2,47	0,00	0,20	-13.527	24.791	0,000	0,0000	
20	2,26	0,00	0,20	-17.464	24.791	0,000	0,0000	
21	2,00	0,00	0,20	-21.487	24.791	0,000	0,0000	
22	1,68	0,00	0,20	-25.626	24.791	0,000	0,0000	
23	1,29	0,00	0,20	-29.915	24.791	0,000	0,0000	
24	0,82	0,00	0,20	-34.399	24.791	0,000	0,0000	
25	0,27	0,00	-2,53 - 0,20	-37.572	24.791	0,000	0,0000	

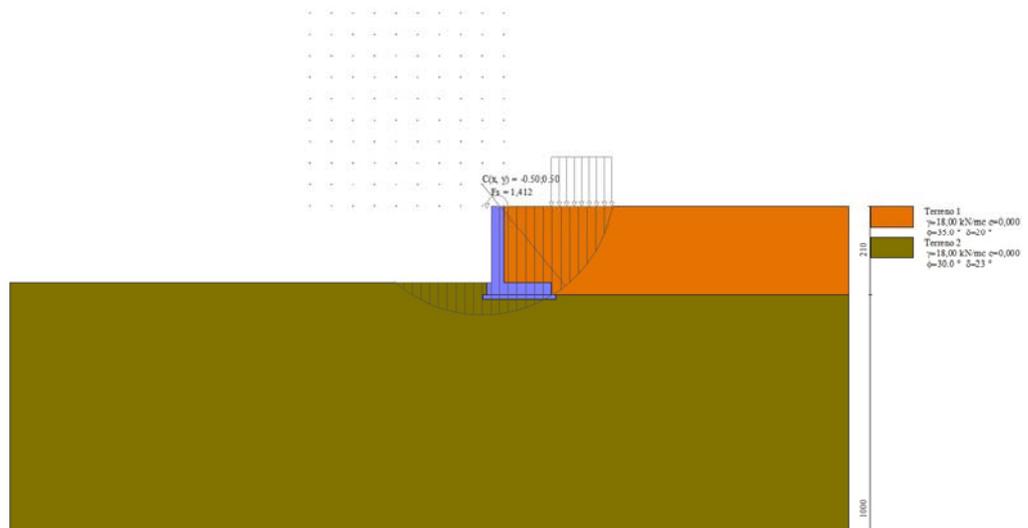


Fig. 5 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 11)

Sollecitazioni

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

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)

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	2,25	0,00	2,25
2	-0,10	0,74	0,96	0,02	2,28	0,00	2,48
3	-0,20	1,47	1,91	0,08	2,36	0,01	2,71
4	-0,30	2,21	2,87	0,19	2,49	0,02	2,95
5	-0,40	2,94	3,82	0,33	2,68	0,04	3,21
6	-0,50	3,68	4,78	0,52	2,93	0,09	3,49
7	-0,60	4,41	5,74	0,75	3,22	0,15	3,80
8	-0,70	5,15	6,69	1,02	3,57	0,24	4,13
9	-0,80	5,88	7,65	1,33	3,98	0,35	4,51
10	-0,90	6,62	8,61	1,68	4,43	0,51	4,93
11	-1,00	7,36	9,56	2,07	4,95	0,69	5,40
12	-1,10	8,09	10,52	2,51	5,51	0,92	5,92
13	-1,20	8,83	11,47	2,99	6,13	1,20	6,50
14	-1,30	9,56	12,43	3,50	6,81	1,52	7,15
15	-1,40	10,30	13,39	4,06	7,53	1,90	7,87
16	-1,50	11,03	14,34	4,66	8,34	2,33	8,66
17	-1,60	11,77	15,30	5,31	9,23	2,83	9,54
18	-1,70	12,50	16,25	5,99	10,23	3,40	10,51
19	-1,80	13,24	17,21	6,72	11,32	4,03	11,59

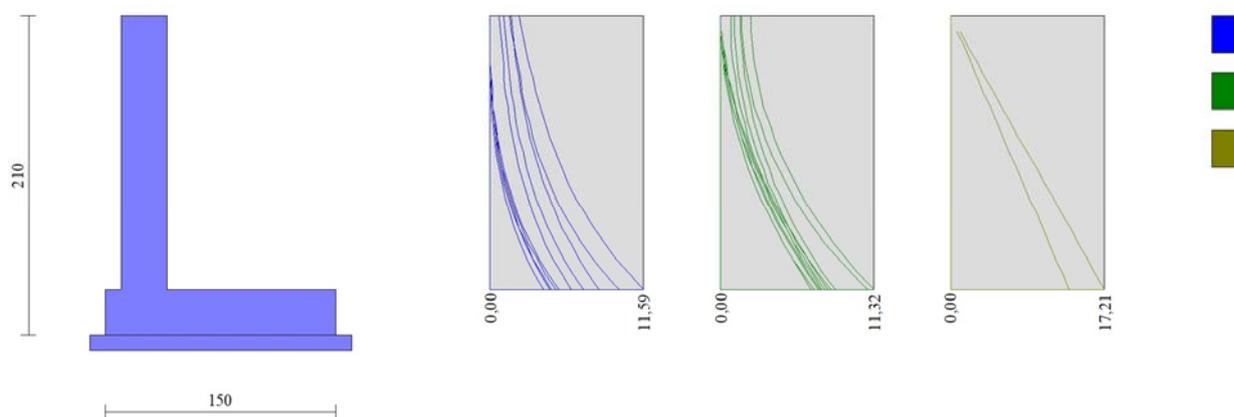


Fig. 6 - Paramento

Fondazione

n°	X [m]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]	T _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]
1	-0,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	-0,35	0,00	0,00	2,18	4,28	0,05	0,11
3	-0,30	0,00	0,00	4,33	8,43	0,22	0,43
4	0,00	0,00	0,00	-18,01	-0,01	-16,00	-1,35

n°	X	N _{min}	N _{max}	T _{min}	T _{max}	M _{min}	M _{max}
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
5	0,10	0,00	0,00	-19,11	-0,62	-14,25	-1,31
6	0,20	0,00	0,00	-19,65	-1,10	-12,37	-1,23
7	0,30	0,00	0,00	-19,65	-1,46	-10,43	-1,10
8	0,40	0,00	0,00	-19,23	-1,70	-8,49	-0,94
9	0,50	0,00	0,00	-18,33	-1,82	-6,61	-0,76
10	0,60	0,00	0,00	-16,82	-1,82	-4,85	-0,58
11	0,70	0,00	0,00	-14,68	-1,70	-3,27	-0,40
12	0,80	0,00	0,00	-11,94	-1,45	-1,93	-0,25
13	0,90	0,00	0,00	-8,58	-1,09	-0,90	-0,12
14	1,00	0,00	0,00	-4,60	-0,61	-0,23	-0,03
15	1,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

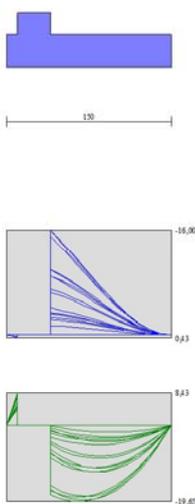


Fig. 7 - Fondazione

Verifiche strutturali

Verifiche a flessione

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espressa in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area ferri inferiori espressa in [cmq]
A _{fs}	area ferri superiori espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kNm]
N	sforzo normale agente espressa in [kN]
M _u	momento ultimi espresso in [kNm]
N _u	sforzo normale ultimo espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

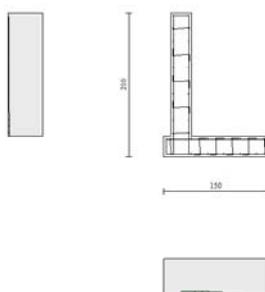
Paramento

n°	B	H	A _{fi}	A _{fs}	M	N	M _u	N _u	FS
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	
1	100	30	24,13	24,13	2,25	0,00	233,02	0,00	103.563
2	100	30	24,13	24,13	2,48	0,74	241,35	71,70	97.481
3	100	30	24,13	24,13	2,71	1,47	248,73	135,15	91.876
4	100	30	24,13	24,13	2,95	2,21	255,22	190,93	86.530
5	100	30	24,13	24,13	3,21	2,94	260,84	239,21	81.308
6	100	30	24,13	24,13	3,49	3,68	265,58	280,01	76.140
7	100	30	24,13	24,13	3,80	4,41	269,46	313,34	71.003

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
8	100	30	24,13	24,13	4,13	5,15	272,48	339,32	65.906
9	100	30	24,13	24,13	4,51	5,88	274,68	358,26	60.886
10	100	30	24,13	24,13	4,93	6,62	276,12	370,64	55.991
11	100	30	24,13	24,13	5,40	7,36	276,87	377,11	51.272
12	100	30	24,13	24,13	5,92	8,09	277,03	378,43	46.774
13	100	30	24,13	24,13	6,50	8,83	276,68	375,44	42.537
14	100	30	24,13	24,13	7,15	9,56	275,93	368,95	38.586
15	100	30	24,13	24,13	7,87	10,30	274,85	359,74	34.936
16	100	30	24,13	24,13	8,66	11,03	273,55	348,50	31.588
17	100	30	24,13	24,13	9,54	11,77	272,06	335,68	28.524
18	100	30	24,13	24,13	10,51	12,50	270,43	321,73	25.731
19	100	30	24,13	24,13	11,59	13,24	268,73	307,04	23.192

Fondazione

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	100	30	24,13	24,13	0,00	0,00	0,00	0,00	100000.000
2	100	30	24,13	24,13	0,11	0,00	233,02	0,00	2166.224
3	100	30	24,13	24,13	0,43	0,00	233,02	0,00	547.283
4	100	30	24,13	24,13	-16,00	0,00	-233,02	0,00	14.567
5	100	30	24,13	24,13	-14,25	0,00	-233,02	0,00	16.355
6	100	30	24,13	24,13	-12,37	0,00	-233,02	0,00	18.834
7	100	30	24,13	24,13	-10,43	0,00	-233,02	0,00	22.334
8	100	30	24,13	24,13	-8,49	0,00	-233,02	0,00	27.442
9	100	30	24,13	24,13	-6,61	0,00	-233,02	0,00	35.262
10	100	30	24,13	24,13	-4,85	0,00	-233,02	0,00	48.086
11	100	30	24,13	24,13	-3,27	0,00	-233,02	0,00	71.353
12	100	30	24,13	24,13	-1,93	0,00	-233,02	0,00	120.772
13	100	30	24,13	24,13	-0,90	0,00	-233,02	0,00	259.311
14	100	30	24,13	24,13	-0,23	0,00	-233,02	0,00	991.891
15	100	30	24,13	24,13	0,00	0,00	0,00	0,00	100000.000


Fig. 8 - Paramento (Inviluppo)
Verifiche a taglio
Simbologia adottata

- 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 espressa 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 espressa 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	30	0,00	--	0,00	0,00	226,52	2,25	100.677
2	100	30	0,00	--	0,00	0,00	226,62	2,28	99.515
3	100	30	0,00	--	0,00	0,00	226,72	2,36	96.105
4	100	30	0,00	--	0,00	0,00	226,82	2,49	90.917
5	100	30	0,00	--	0,00	0,00	226,92	2,68	84.554
6	100	30	0,00	--	0,00	0,00	227,02	2,93	77.582
7	100	30	0,00	--	0,00	0,00	227,12	3,22	70.479
8	100	30	0,00	--	0,00	0,00	227,22	3,57	63.598
9	100	30	0,00	--	0,00	0,00	227,32	3,98	57.160
10	100	30	0,00	--	0,00	0,00	227,42	4,43	51.280
11	100	30	0,00	--	0,00	0,00	227,52	4,95	45.994
12	100	30	0,00	--	0,00	0,00	227,62	5,51	41.292
13	100	30	0,00	--	0,00	0,00	227,71	6,13	37.135
14	100	30	0,00	--	0,00	0,00	227,81	6,81	33.475
15	100	30	0,00	--	0,00	0,00	227,91	7,53	30.256
16	100	30	0,00	--	0,00	0,00	228,01	8,34	27.354
17	100	30	0,00	--	0,00	0,00	228,11	9,23	24.701
18	100	30	0,00	--	0,00	0,00	228,21	10,23	22.306
19	100	30	0,00	--	0,00	0,00	228,31	11,32	20.162

Fondazione

n°	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	100	30	0,00	--	0,00	0,00	226,52	0,00	100.000
2	100	30	0,00	--	0,00	0,00	226,52	-4,28	52.924
3	100	30	0,00	--	0,00	0,00	226,52	-8,43	26.886
4	100	30	0,00	--	0,00	0,00	226,52	-18,01	12.575
5	100	30	0,00	--	0,00	0,00	226,52	-19,11	11.857
6	100	30	0,00	--	0,00	0,00	226,52	-19,65	11.528
7	100	30	0,00	--	0,00	0,00	226,52	-19,65	11.528
8	100	30	0,00	--	0,00	0,00	226,52	-19,23	11.781
9	100	30	0,00	--	0,00	0,00	226,52	-18,33	12.358
10	100	30	0,00	--	0,00	0,00	226,52	-16,82	13.471
11	100	30	0,00	--	0,00	0,00	226,52	-14,68	15.426
12	100	30	0,00	--	0,00	0,00	226,52	-11,94	18.975
13	100	30	0,00	--	0,00	0,00	226,52	-8,58	26.416
14	100	30	0,00	--	0,00	0,00	226,52	-4,60	49.290
15	100	30	0,00	--	0,00	0,00	226,52	0,00	100.000

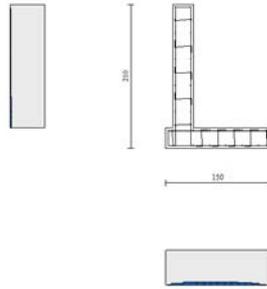


Fig. 9 - Paramento (Inviluppo)

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 [N/mmq]
σ_{fi}	tensione nei ferri inferiori, espressa in [N/mmq]
σ_{fs}	tensione nei ferri superiori, espressa in [N/mmq]

Combinazioni SLER

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo	17,430	[N/mmq]
Tensione massima di trazione dell'acciaio	360,000	[N/mmq]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[N/mmq]	[N/mmq]	[N/mmq]
1	100	30	24,13	24,13	1,50	0,00	0,089 (22)	2,595 (22)	0,900 (22)
2	100	30	24,13	24,13	1,65	0,74	0,100 (22)	2,715 (22)	1,031 (22)
3	100	30	24,13	24,13	1,81	1,47	0,111 (22)	2,844 (22)	1,163 (22)
4	100	30	24,13	24,13	1,97	2,21	0,122 (22)	2,989 (22)	1,299 (22)
5	100	30	24,13	24,13	2,14	2,94	0,134 (22)	3,156 (22)	1,442 (22)
6	100	30	24,13	24,13	2,34	3,68	0,148 (22)	3,353 (22)	1,595 (22)
7	100	30	24,13	24,13	2,55	4,41	0,162 (22)	3,586 (22)	1,759 (22)
8	100	30	24,13	24,13	2,79	5,15	0,178 (22)	3,862 (22)	1,939 (22)
9	100	30	24,13	24,13	3,05	5,88	0,195 (22)	4,188 (22)	2,136 (22)
10	100	30	24,13	24,13	3,36	6,62	0,215 (22)	4,571 (22)	2,353 (22)
11	100	30	24,13	24,13	3,69	7,36	0,236 (22)	5,018 (22)	2,593 (22)
12	100	30	24,13	24,13	4,07	8,09	0,261 (22)	5,536 (22)	2,858 (22)
13	100	30	24,13	24,13	4,50	8,83	0,287 (22)	6,133 (22)	3,151 (22)
14	100	30	24,13	24,13	4,97	9,56	0,317 (22)	6,815 (22)	3,474 (22)
15	100	30	24,13	24,13	5,50	10,30	0,351 (22)	7,589 (22)	3,830 (22)
16	100	30	24,13	24,13	6,08	11,03	0,387 (22)	8,465 (22)	4,222 (22)
17	100	30	24,13	24,13	6,74	11,77	0,428 (22)	9,452 (22)	4,653 (22)
18	100	30	24,13	24,13	7,46	12,50	0,473 (22)	10,565 (22)	5,128 (22)
19	100	30	24,13	24,13	8,26	13,24	0,522 (22)	11,814 (22)	5,651 (22)

	PROGETTAZIONE AREA SPETTACOLI VIAGGIANTI PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO R.d.C Muro d'ala	 Comune di Pavia
---	--	---

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 17,430 [N/mmq]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 360,000 [N/mmq]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σc	σfi	σfs
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[N/mmq]	[N/mmq]	[N/mmq]
1	100	30	24,13	24,13	0,00	0,00	0,000 (19)	0,000 (19)	0,000 (19)
2	100	30	24,13	24,13	0,08	0,00	0,005 (22)	0,138 (22)	0,048 (22)
3	100	30	24,13	24,13	0,32	0,00	0,019 (22)	0,548 (22)	0,190 (22)
4	100	30	24,13	24,13	-6,97	0,00	0,414 (22)	4,182 (22)	12,061 (22)
5	100	30	24,13	24,13	-6,41	0,00	0,381 (22)	3,842 (22)	11,081 (22)
6	100	30	24,13	24,13	-5,71	0,00	0,339 (22)	3,425 (22)	9,878 (22)
7	100	30	24,13	24,13	-4,92	0,00	0,292 (22)	2,954 (22)	8,518 (22)
8	100	30	24,13	24,13	-4,09	0,00	0,243 (22)	2,451 (22)	7,067 (22)
9	100	30	24,13	24,13	-3,23	0,00	0,192 (22)	1,939 (22)	5,593 (22)
10	100	30	24,13	24,13	-2,41	0,00	0,143 (22)	1,443 (22)	4,162 (22)
11	100	30	24,13	24,13	-1,64	0,00	0,098 (22)	0,986 (22)	2,842 (22)
12	100	30	24,13	24,13	-0,98	0,00	0,058 (22)	0,589 (22)	1,699 (22)
13	100	30	24,13	24,13	-0,46	0,00	0,027 (22)	0,277 (22)	0,800 (22)
14	100	30	24,13	24,13	-0,12	0,00	0,007 (22)	0,073 (22)	0,211 (22)
15	100	30	24,13	24,13	0,00	0,00	0,000 (19)	0,000 (19)	0,000 (19)

Combinazioni SLEF

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 29,050 [N/mmq]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450,000 [N/mmq]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σc	σfi	σfs
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[N/mmq]	[N/mmq]	[N/mmq]
1	100	30	24,13	24,13	0,00	0,00	0,000 (20)	0,000 (20)	0,000 (20)
2	100	30	24,13	24,13	0,83	0,74	0,051 (23)	1,289 (23)	0,535 (23)
3	100	30	24,13	24,13	0,91	1,47	0,057 (23)	1,291 (23)	0,620 (23)
4	100	30	24,13	24,13	0,99	2,21	0,064 (23)	1,310 (23)	0,708 (23)
5	100	30	24,13	24,13	1,09	2,94	0,072 (23)	1,353 (23)	0,803 (23)
6	100	30	24,13	24,13	1,21	3,68	0,080 (23)	1,425 (23)	0,907 (23)
7	100	30	24,13	24,13	1,35	4,41	0,090 (23)	1,534 (23)	1,024 (23)
8	100	30	24,13	24,13	1,51	5,15	0,101 (23)	1,685 (23)	1,155 (23)
9	100	30	24,13	24,13	1,70	5,88	0,114 (23)	1,885 (23)	1,305 (23)
10	100	30	24,13	24,13	1,93	6,62	0,129 (23)	2,141 (23)	1,476 (23)
11	100	30	24,13	24,13	2,19	7,36	0,146 (23)	2,460 (23)	1,670 (23)
12	100	30	24,13	24,13	2,50	8,09	0,165 (23)	2,848 (23)	1,890 (23)
13	100	30	24,13	24,13	2,85	8,83	0,188 (23)	3,314 (23)	2,138 (23)
14	100	30	24,13	24,13	3,24	9,56	0,213 (23)	3,865 (23)	2,417 (23)
15	100	30	24,13	24,13	3,70	10,30	0,242 (23)	4,508 (23)	2,728 (23)
16	100	30	24,13	24,13	4,21	11,03	0,274 (23)	5,251 (23)	3,076 (23)
17	100	30	24,13	24,13	4,78	11,77	0,310 (23)	6,100 (23)	3,461 (23)
18	100	30	24,13	24,13	5,42	12,50	0,350 (23)	7,064 (23)	3,886 (23)
19	100	30	24,13	24,13	6,13	13,24	0,394 (23)	8,150 (23)	4,354 (23)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 29,050 [N/mmq]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450,000 [N/mmq]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σc	σfi	σfs
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[N/mmq]	[N/mmq]	[N/mmq]
1	100	30	24,13	24,13	0,00	0,00	0,000 (20)	0,000 (20)	0,000 (20)
2	100	30	24,13	24,13	0,06	0,00	0,004 (20)	0,112 (20)	0,039 (20)
3	100	30	24,13	24,13	0,26	0,00	0,015 (20)	0,446 (20)	0,155 (20)
4	100	30	24,13	24,13	-3,26	0,00	0,194 (23)	1,958 (23)	5,646 (23)

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[N/mmq]	[N/mmq]	[N/mmq]
5	100	30	24,13	24,13	-3,04	0,00	0,180 (23)	1,821 (23)	5,253 (23)
6	100	30	24,13	24,13	-2,73	0,00	0,162 (23)	1,640 (23)	4,730 (23)
7	100	30	24,13	24,13	-2,38	0,00	0,141 (23)	1,426 (23)	4,113 (23)
8	100	30	24,13	24,13	-1,99	0,00	0,118 (20)	1,195 (20)	3,447 (20)
9	100	30	24,13	24,13	-1,60	0,00	0,095 (20)	0,958 (20)	2,762 (20)
10	100	30	24,13	24,13	-1,20	0,00	0,071 (20)	0,720 (20)	2,077 (20)
11	100	30	24,13	24,13	-0,83	0,00	0,049 (20)	0,496 (20)	1,431 (20)
12	100	30	24,13	24,13	-0,50	0,00	0,030 (20)	0,299 (20)	0,862 (20)
13	100	30	24,13	24,13	-0,24	0,00	0,014 (20)	0,142 (20)	0,409 (20)
14	100	30	24,13	24,13	-0,06	0,00	0,004 (20)	0,038 (20)	0,109 (20)
15	100	30	24,13	24,13	0,00	0,00	0,000 (20)	0,000 (20)	0,000 (20)

Combinazioni SLEQ

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 13,073 [N/mmq]
 Tensione massima di trazione dell'acciaio 450,000 [N/mmq]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[N/mmq]	[N/mmq]	[N/mmq]
1	100	30	24,13	24,13	0,00	0,00	0,000 (21)	0,000 (21)	0,000 (21)
2	100	30	24,13	24,13	0,00	0,74	0,002 (25)	0,029 (21)	0,031 (25)
3	100	30	24,13	24,13	0,01	1,47	0,005 (25)	0,056 (21)	0,066 (25)
4	100	30	24,13	24,13	0,03	2,21	0,008 (25)	0,079 (21)	0,108 (25)
5	100	30	24,13	24,13	0,07	2,94	0,011 (25)	0,094 (21)	0,158 (25)
6	100	30	24,13	24,13	0,13	3,68	0,016 (25)	0,101 (21)	0,220 (25)
7	100	30	24,13	24,13	0,21	4,41	0,022 (25)	0,096 (21)	0,295 (25)
8	100	30	24,13	24,13	0,32	5,15	0,029 (25)	0,077 (21)	0,385 (25)
9	100	30	24,13	24,13	0,47	5,88	0,038 (25)	0,043 (21)	0,499 (25)
10	100	30	24,13	24,13	0,65	6,62	0,049 (25)	0,162 (25)	0,640 (25)
11	100	30	24,13	24,13	0,87	7,36	0,064 (25)	0,361 (25)	0,812 (25)
12	100	30	24,13	24,13	1,14	8,09	0,081 (25)	0,645 (25)	1,014 (25)
13	100	30	24,13	24,13	1,45	8,83	0,102 (25)	1,020 (25)	1,248 (25)
14	100	30	24,13	24,13	1,82	9,56	0,126 (25)	1,494 (25)	1,515 (25)
15	100	30	24,13	24,13	2,25	10,30	0,154 (25)	2,072 (25)	1,817 (25)
16	100	30	24,13	24,13	2,73	11,03	0,185 (25)	2,759 (25)	2,156 (25)
17	100	30	24,13	24,13	3,29	11,77	0,220 (25)	3,563 (25)	2,533 (25)
18	100	30	24,13	24,13	3,91	12,50	0,259 (25)	4,489 (25)	2,953 (25)
19	100	30	24,13	24,13	4,61	13,24	0,302 (25)	5,545 (25)	3,417 (25)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 13,073 [N/mmq]
 Tensione massima di trazione dell'acciaio 450,000 [N/mmq]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[N/mmq]	[N/mmq]	[N/mmq]
1	100	30	24,13	24,13	0,00	0,00	0,000 (21)	0,000 (21)	0,000 (21)
2	100	30	24,13	24,13	0,06	0,00	0,004 (25)	0,105 (25)	0,036 (25)
3	100	30	24,13	24,13	0,24	0,00	0,014 (25)	0,416 (25)	0,144 (25)
4	100	30	24,13	24,13	-2,75	0,00	0,164 (26)	1,652 (26)	4,765 (26)
5	100	30	24,13	24,13	-2,57	0,00	0,152 (26)	1,539 (26)	4,437 (26)
6	100	30	24,13	24,13	-2,31	0,00	0,137 (26)	1,386 (26)	3,998 (26)
7	100	30	24,13	24,13	-2,01	0,00	0,119 (26)	1,206 (26)	3,478 (26)
8	100	30	24,13	24,13	-1,68	0,00	0,100 (26)	1,008 (26)	2,908 (26)
9	100	30	24,13	24,13	-1,34	0,00	0,080 (26)	0,803 (26)	2,316 (26)
10	100	30	24,13	24,13	-1,00	0,00	0,060 (26)	0,601 (26)	1,733 (26)
11	100	30	24,13	24,13	-0,69	0,00	0,041 (26)	0,412 (26)	1,189 (26)
12	100	30	24,13	24,13	-0,41	0,00	0,025 (26)	0,247 (26)	0,714 (26)
13	100	30	24,13	24,13	-0,19	0,00	0,012 (26)	0,117 (26)	0,337 (26)
14	100	30	24,13	24,13	-0,05	0,00	0,003 (26)	0,031 (26)	0,089 (26)
15	100	30	24,13	24,13	0,00	0,00	0,000 (21)	0,000 (21)	0,000 (21)

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 prima fessurazione 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	H	Af	Aeff	M	Mpf	ε	Sm	w
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kNm]	[%]	[mm]	[mm]
1	100	30	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (20)
2	100	30	0,00	0,00	0,00	1,03	0,000000	0,00	0,000 (20)
3	100	30	0,00	0,00	0,01	4,33	0,000000	0,00	0,000 (20)
4	100	30	0,00	0,00	0,02	10,66	0,000000	0,00	0,000 (20)
5	100	30	0,00	0,00	0,04	21,76	0,000000	0,00	0,000 (20)
6	100	30	0,00	0,00	0,09	42,09	0,000000	0,00	0,000 (20)
7	100	30	0,00	0,00	0,15	85,61	0,000000	0,00	0,000 (20)
8	100	30	0,00	0,00	0,24	228,22	0,000000	0,00	0,000 (20)
9	100	30	0,00	0,00	0,35	2752,87	0,000000	0,00	0,000 (20)
10	100	30	24,13	750,00	0,51	276,21	0,000000	0,00	0,000 (20)
11	100	30	24,13	750,00	0,69	167,99	0,000000	0,00	0,000 (20)
12	100	30	24,13	750,00	0,92	130,22	0,000000	0,00	0,000 (20)
13	100	30	24,13	750,00	1,20	111,19	0,000000	0,00	0,000 (20)
14	100	30	24,13	750,00	1,52	99,83	0,000000	0,00	0,000 (20)
15	100	30	24,13	750,00	1,90	92,34	0,000000	0,00	0,000 (20)
16	100	30	24,13	750,00	2,33	87,07	0,000000	0,00	0,000 (20)
17	100	30	24,13	750,00	2,84	83,15	0,000000	0,00	0,000 (20)
18	100	30	24,13	750,00	3,41	80,13	0,000000	0,00	0,000 (20)
19	100	30	24,13	750,00	4,06	77,74	0,000000	0,00	0,000 (20)

Fondazione

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.40$

n°	B	H	Af	Aeff	M	Mpf	ε	Sm	w
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kNm]	[%]	[mm]	[mm]
1	100	30	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (20)
2	100	30	24,13	750,00	0,06	62,81	0,000000	0,00	0,000 (20)
3	100	30	24,13	750,00	0,26	62,81	0,000000	0,00	0,000 (20)
4	100	30	24,13	750,00	-3,14	-62,81	0,000000	0,00	0,000 (20)
5	100	30	24,13	750,00	-2,96	-62,81	0,000000	0,00	0,000 (20)
6	100	30	24,13	750,00	-2,70	-62,81	0,000000	0,00	0,000 (20)
7	100	30	24,13	750,00	-2,37	-62,81	0,000000	0,00	0,000 (20)
8	100	30	24,13	750,00	-1,99	-62,81	0,000000	0,00	0,000 (20)
9	100	30	24,13	750,00	-1,60	-62,81	0,000000	0,00	0,000 (20)
10	100	30	24,13	750,00	-1,20	-62,81	0,000000	0,00	0,000 (20)
11	100	30	24,13	750,00	-0,83	-62,81	0,000000	0,00	0,000 (20)
12	100	30	24,13	750,00	-0,50	-62,81	0,000000	0,00	0,000 (20)
13	100	30	24,13	750,00	-0,24	-62,81	0,000000	0,00	0,000 (20)
14	100	30	24,13	750,00	-0,06	-62,81	0,000000	0,00	0,000 (20)
15	100	30	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (20)

Combinazioni SLEQ
Paramento

 Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	B	H	Af	Aeff	M	Mpf	ε	Sm	w
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kNm]	[%]	[mm]	[mm]
1	100	30	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (21)
2	100	30	0,00	0,00	0,00	1,03	0,000000	0,00	0,000 (21)
3	100	30	0,00	0,00	0,01	4,33	0,000000	0,00	0,000 (21)
4	100	30	0,00	0,00	0,02	10,66	0,000000	0,00	0,000 (21)
5	100	30	0,00	0,00	0,04	21,76	0,000000	0,00	0,000 (21)
6	100	30	0,00	0,00	0,09	42,09	0,000000	0,00	0,000 (21)
7	100	30	0,00	0,00	0,15	85,61	0,000000	0,00	0,000 (21)
8	100	30	0,00	0,00	0,24	228,22	0,000000	0,00	0,000 (21)
9	100	30	0,00	0,00	0,35	2752,87	0,000000	0,00	0,000 (21)
10	100	30	24,13	750,00	0,51	276,21	0,000000	0,00	0,000 (21)
11	100	30	24,13	750,00	0,69	167,99	0,000000	0,00	0,000 (21)
12	100	30	24,13	750,00	0,92	130,22	0,000000	0,00	0,000 (21)
13	100	30	24,13	750,00	1,20	111,19	0,000000	0,00	0,000 (21)
14	100	30	24,13	750,00	1,52	99,83	0,000000	0,00	0,000 (21)
15	100	30	24,13	750,00	1,90	92,34	0,000000	0,00	0,000 (21)
16	100	30	24,13	750,00	2,33	87,07	0,000000	0,00	0,000 (21)
17	100	30	24,13	750,00	2,83	83,19	0,000000	0,00	0,000 (21)
18	100	30	24,13	750,00	3,40	80,22	0,000000	0,00	0,000 (21)
19	100	30	24,13	750,00	4,03	77,89	0,000000	0,00	0,000 (21)

Fondazione

 Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	B	H	Af	Aeff	M	Mpf	ε	Sm	w
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kNm]	[%]	[mm]	[mm]
1	100	30	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (21)
2	100	30	24,13	750,00	0,05	62,81	0,000000	0,00	0,000 (21)
3	100	30	24,13	750,00	0,22	62,81	0,000000	0,00	0,000 (21)
4	100	30	24,13	750,00	-1,35	-62,81	0,000000	0,00	0,000 (21)
5	100	30	24,13	750,00	-1,31	-62,81	0,000000	0,00	0,000 (21)
6	100	30	24,13	750,00	-1,23	-62,81	0,000000	0,00	0,000 (21)
7	100	30	24,13	750,00	-1,10	-62,81	0,000000	0,00	0,000 (21)
8	100	30	24,13	750,00	-0,94	-62,81	0,000000	0,00	0,000 (21)
9	100	30	24,13	750,00	-0,76	-62,81	0,000000	0,00	0,000 (21)
10	100	30	24,13	750,00	-0,58	-62,81	0,000000	0,00	0,000 (21)
11	100	30	24,13	750,00	-0,40	-62,81	0,000000	0,00	0,000 (21)
12	100	30	24,13	750,00	-0,25	-62,81	0,000000	0,00	0,000 (21)
13	100	30	24,13	750,00	-0,12	-62,81	0,000000	0,00	0,000 (21)
14	100	30	24,13	750,00	-0,03	-62,81	0,000000	0,00	0,000 (21)
15	100	30	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (21)

MURO D'ALA					
Tabella ferri					
POS.	∅	L. [cm]	N°	Peso al metro	PESO [kg]
1	16	252	12	1,5783	47,73
2	16	192	26	1,5783	78,79
3	14	105	28	1,2084	35,53
4	8	38	12	0,3946	1,80
5	8	272	2	0,3946	2,15
5'	8	120	18	0,3946	8,52
5"	8	292	18	0,3946	20,74
6	16	87,5	12	1,5783	16,573
7	16	117	14	1,5783	25,853
TOTALE Kg ad ala					211,8