

ITINERARIO RAGUSA-CATANIA

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte" con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"

LOTTO 4 - Dallo svincolo n. 8 "Francofonte" (compreso) allo svincolo della "Ragusana"(escluso)

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PA898**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI -GDG - ICARIA - OMNISERVICE

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri

Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini

Ordine dei Geologi della Regione Umbria n° 108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Perugia n° A1373

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:



Dott. Ing. N.Granieri
Dott. Ing. F.Durastanti
Dott. Ing. V.Truffini
Dott. Arch. A.Bracchini
Dott. Ing. L.Nani

Dott. Ing. M.Abram
Dott. Ing. F.Pambianco
Dott. Ing. M.Briganti Botta
Dott. Ing. L.Gagliardini
Dott. Geol. G.Cerquiglini

MANDANTI:



Dott. Ing. G.Guiducci
Dott. Ing. A.Signorelli
Dott. Ing. E.Moscatelli
Dott. Ing. A.Bela

Dott. Ing. G.Lucibello
Dott. Arch. G.Guastella
Dott. Geol. M.Leonardi
Dott. Ing. G.Parente



Dott. Arch. E.A.E.Crimi
Dott. Ing. M.Panfilì
Dott. Arch. P.Ghirelli
Dott. Ing. D.Pelle

Dott. Ing. L.Ragnacci
Dott. Arch. A.Strati
Archeol. M.G.Liseno



Dott. Ing. D.Carlaccini
Dott. Ing. S.Sacconi
Dott. Ing. C.Consorti

Dott. Ing. F.Aloe
Dott. Ing. A.Salvemini



Dott. Ing. V.Rotisciani
Dott. Ing. G.Pulli
Dott. Ing. F.Macchioni

Dott. Ing. G.Verini Supplizi
Dott. Ing. V.Piunno
Geom. C.Sugaroni



Dott. Ing. P.Agnello

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:



OPERE DI SOSTEGNO
MURO IN CA SX DAL KM 17+913 AL KM 18+197
Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO			NOME FILE			REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T04OS19STRRE01B				
L0408Z	E	2101	CODICE ELAB. T04OS19STRRE01			B	-
B	Revisione a seguito istruttoria Anas			Set 2021	E. Sellari	F. Durastanti	N. Granieri
A	Emissione			Giu 2021	E.Sellari	F. Durastanti	N.Granieri
REV.	DESCRIZIONE			DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	10
5	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	11
6	AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	12
7	METODO DI CALCOLO	13
7.1	COMBINAZIONI DI CARICO	13
7.2	SOFTWARE DI CALCOLO	15
8	ANALISI DEI CARICHI	16
8.1	AZIONI DI CALCOLO.....	16
8.2	PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA	16
8.3	SPINTA DEL CARICO VARIABILE STRADALE	16
8.4	SPINTA STATICA DEL TERRENO A MONTE DEL MURO	16
8.5	INCREMENTO DI SPINTA SUL MURO DOVUTO AL SISMA	17
8.6	AZIONE DEI VEICOLI IN SVIO	18
9	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI	19
9.1	METODO DI CULMANN	19
9.2	VERIFICA AL RIBALTAMENTO.....	19
9.3	VERIFICA ALLO SCORRIMENTO	20
9.4	CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE.....	21
9.5	CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA DELLE FONDAZIONI SU PALI.....	23
9.5.1	Calcolo dei carichi assiali sui pali	23
9.5.2	Capacità portante dei pali di fondazione.....	24

9.6	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE.....	26
9.7	VERIFICA STABILITÀ DELLO SCAVO.....	27
9.8	VERIFICHE STRUTTURALI DEL MURO.....	27
10	MURO DI SOSTEGNO OS19 DA PK 17+909A PK 18+186	28
10.1	SEZIONE 1: PARAMENTO H=4.05 M	28
10.1.1	Dati	28
10.1.2	Descrizione terreni	30
10.1.3	Condizioni di carico	31
10.1.4	Dati sismici	34
10.1.5	Opzioni di calcolo.....	34
10.1.6	Risultati per inviluppo	36
10.1.7	Risultanti globali.....	38
10.1.8	Verifiche strutturali	43
10.1.9	Elenco ferri	53
11	STABILITÀ DELLO SCAVO PROVVISORIO	54

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il calcolo ed il dimensionamento del muro OS19 previsto relativo alla progettazione del Lotto 4 del "Collegamento autostradale Ragusa-Catania: ammodernamento a n° 4 corsie della s.s. 514 di Chiaromonte" e della "s.s. 194 ragusana dallo svincolo con la s.s. 115 allo svincolo con la s.s. 114"

Il muro si sviluppa dalla progressiva pk 18+089.39 a pk 18+377.37.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata determinate dall'interazione terreno - struttura con l'aggiunta delle azioni sismiche derivanti dall'applicazione della Normativa D.M. del 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni. Le verifiche eseguite nel presente elaborato fanno riferimento allo stesso D.M. del 2008.

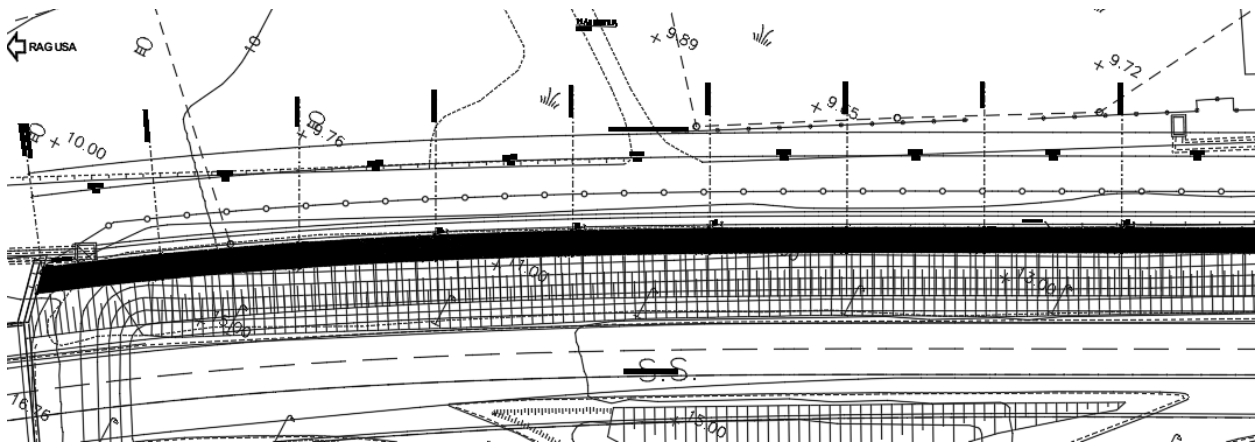


Figura 1. Planimetria dell'opera

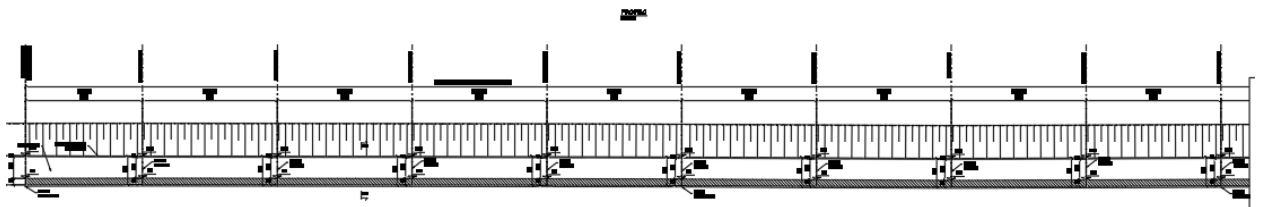


Figura 2. Profilo longitudinale

RELAZIONE DI CALCOLO

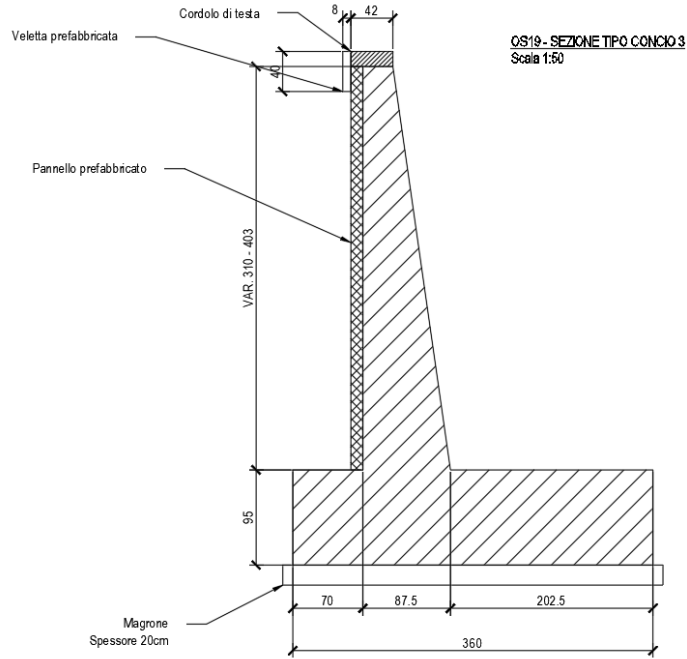


Figura 3: sezione trasversale dell'opera

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Il progetto è stato redatto sulla base delle seguenti normative e standard progettuali:

- **D.M. 14 gennaio 2008** – pubblicato su S.O. n. 30 alla G.U. 4 febbraio 2008, n. 29 – “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- **Circolare n.ro 617 del 2 febbraio 2009** – “Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”;
- **UNI EN 1992-1-1:2005**: “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – parte 1 – Regole generali e regole per edifici”;
- **UNI EN 206-1 ottobre 2006** – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- **UNI EN 11104 marzo 2004** – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo per magrone

Classe di resistenza minima:	C_{min}	C12/15
------------------------------	-----------	--------

Elevazione muri

Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI 11104 cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156		Classe di esposizione
		XA2
Classe di resistenza minima:	C_{min}	C32/40
Classe di consistenza	S	S4
Dimensione max aggregati	D_{max}	25 mm
Classe di contenuto in cloruri	Cl	0.20
Copriferro	c	40

Fondazioni

Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI 11104 cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156		Classe di esposizione
		XA2
Classe di resistenza minima:	C_{min}	C32/40
Classe di consistenza	S	S4
Dimensione max aggregati	D_{max}	30 mm
Classe di contenuto in cloruri	Cl	0.20
Copriferro	c	40

Pali

Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI 11104 cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156		Classe di esposizione
		XA2
Classe di resistenza minima:	C_{min}	C32/40
Classe di consistenza	S	S4
Dimensione max aggregati	D_{max}	25 mm
Classe di contenuto in cloruri	Cl	0.20
Copriferro	c	60

Armatura ordinaria

Acciaio per armatura ordinaria:		
Acciaio in barre ad aderenza miglioara tipo B450C controllato in stabilimento:		
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	$\geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	$\geq 540 \text{ N/mm}^2$

Berlinesi di micropali per opere provvisionali

Calcestruzzo: (Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI 11104)		
Classe di resistenza minima:	C_{min}	C25/30
Classe di consistenza	S	S5
Acciaio per carpenteria metallica: (Secondo norma UNI EN 10025)		
Acciaio per micropali - S355J0:		
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	$\geq 355 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	$\geq 510 \text{ N/mm}^2$
Profili commerciali ed elementi non saldati - S275:		
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	$\geq 275 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	$\geq 430 \text{ N/mm}^2$
Calcestruzzo spruzzato (spritz-beton): (Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI 11104)		
Classe di resistenza minima:	C_{min}	C25/30
Classe di consistenza	S	S5
Acciaio per rete elettrosaldata:		
Acciaio in barre ad aderenza migliorata tipo B450A controllato in stabilimento:		
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	$\geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	$\geq 540 \text{ N/mm}^2$

Tiranti di ancoraggio provvisionali

Boiaccia di cemento: (Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI 11104)		
Classe di resistenza minima:	C_{min}	C25/30
Cemento tipo CEM II / A - L		42.5 R
Acciaio armonico stabilizzato per trefoli:		
Tensione caratteristica di rottura	f_{ptk}	$\geq 1860 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica all'1% di deformazione tot	$f_{p(1)k}$	$\geq 1670 \text{ N/mm}^2$

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si riportano i parametri di resistenza e deformabilità assunti nel calcolo in accordo con i risultati dei sondaggi riportati nella relazione geotecnica.

Unità geologiche	descrizione	Unità geotecniche	litotipo	γ	c'	ϕ'
				[kN/m ³]	[kPa]	[°]
<i>a</i>	Alluvioni fluviali	<i>a_fine</i>	Alluvioni (grana fine)	18	10	25.5

Tabella 1: Caratterizzazione geotecnica

Di seguito le sezioni geotecniche di riferimento per l'opera in oggetto, il muro è fondato interamente su terreno a.

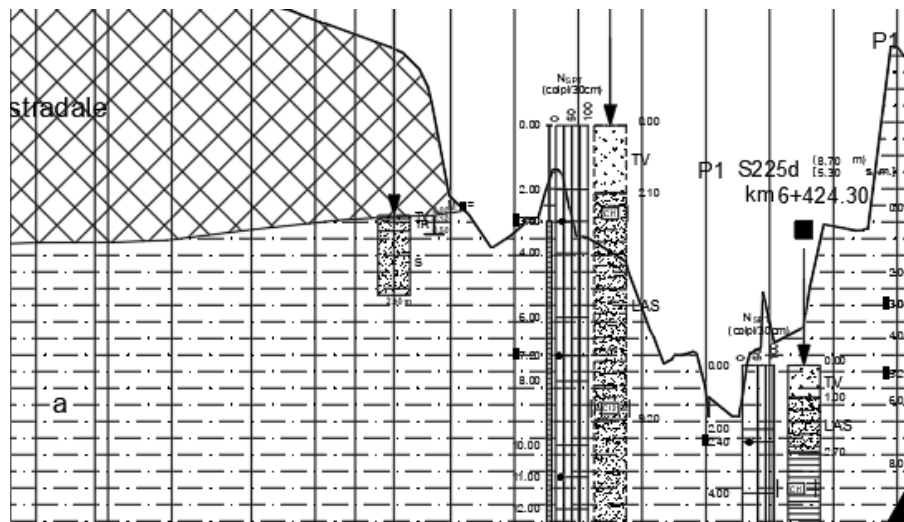


Figura 4: Sezioni geotecniche per l'opera in esame

L'opera non è interessata dalla falda.

5 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La costruzione in oggetto è classificabile, secondo il DM 2008, come "*Opera ordinaria, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale*", per la quale viene prevista una vita nominale ≥ 50 anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, la costruzione è definita di Classe IV, ossia afferente a "*Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n.6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.*"

In virtù di quanto affermato, il periodo di riferimento per la valutazione delle azioni sismiche risulta dal prodotto della vita nominale per la classe d'uso:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2.0 = 100 \text{ anni,}$$

cui compete un valore del tempo di ritorno pari a:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{100}{\ln(1 - 0.10)} = 949 \text{ anni.}$$

6 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Per la caratterizzazione dell'azione sismica sull'opera si è fatto riferimento alle seguenti coordinate geografiche:

Longitudine	15°0'1"44 E
Latitudine	37°17'11"40 N
Comune:	CARLENTINI (SI)

Si riporta di seguito il riepilogo della caratterizzazione sismica del territorio, i valori delle accelerazioni di picco e gli altri parametri necessari alla definizione degli spettri di progetto, per i diversi stati limiti da analizzare:

- vita nominale $V_N = 50$ anni
- classe d'uso IV
- coefficiente d'uso $C_U = 2.0$
- periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni

Tabella 6.1: Parametri sismici per la definizione dello spettro di progetto.

Per le analisi in condizioni sismiche si riferisce ai seguenti parametri:

N.T.C. 2008 - NTC 2018		SLV	SLD
Accelerazione al suolo a_g [m/s ²]		3.748	1.064
Accelerazione al suolo a_g [% di g]		0.382	0.108
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale F_0		2.339	2.338
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante T_{c^*}		0.471	0.307
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico S_s	Tipo B ▾	1.043	1.200
Coefficiente amplificazione topografica S_T	T1 ▾	1.00	

7 METODO DI CALCOLO

L'analisi strutturale del muro di sostegno a fondazione diretta è stata condotta attraverso modelli di calcolo a mensola con incastro nella platea di fondazione (analisi del paramento) e con incastro nel paramento (analisi della fondazione lato valle e lato monte). Vista la geometria dell'opera a prevalente sviluppo longitudinale e le condizioni al contorno, le analisi e verifiche sono state effettuate prendendo in considerazione una porzione di muro corrispondente ad una larghezza unitaria.

Si riporta inoltre di seguito una breve sintesi della procedura proposta per il calcolo delle spinte orizzontali agenti sulla parete dell'opera di sostegno e delle azioni verticali agenti sulla zattera di fondazione.

7.1 COMBINAZIONI DI CARICO

Per le verifiche dei muri sono state considerate le sollecitazioni risultanti dalle azioni applicate direttamente sull'opera proveniente dalla spinta delle terre e gli eventuali carichi dovuti al traffico.

Le combinazioni di calcolo sono state effettuate secondo quanto disposto dal D. M. 14.01. 2008; in particolare sono state considerate:

combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

combinazione Frequente (SLE reversibile):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione quasi permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

La normativa prevede che i diversi set di coefficienti di sicurezza parziali siano scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti ed alternativi definiti, rispettivamente, dalla normativa: "Approccio 1" ed "Approccio 2".

Nella presente progettazione si è adottato l'Approccio 1 che prevede due diverse combinazioni di set di coefficienti: la prima combinazione risulta più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno; la seconda combinazione risulta più gravosa nei riguardi del dimensionamento geotecnico. Le combinazioni sono le seguenti:

Combinazione 1: A1+M1+R1 (STR)

Combinazione 2: A2+M2+R2 (GEO).

Le verifiche geotecniche nei confronti delle azioni sismiche sono effettuate impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto con i valori dei coefficienti parziali dell'Approccio 1, Combinazione 2 e ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni.

RELAZIONE DI CALCOLO

I coefficienti parziali di sicurezza delle azioni, adottati nelle combinazioni, sono differenti a seconda che le azioni si debbano combinare per verifiche strutturali o geotecniche (rispettivamente A1, A2 e

		Coefficiente parziale γ_F	EQU ¹	A1 (STR)	A2 (GEO)
carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
carichi perm. non strutturali ²	favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
carichi da traffico	favorevoli	γ_Q	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.00 ³	1.00 ⁴	1.00
ritiro, viscosità, ΔT , cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}, \gamma_{\varepsilon 3}, \gamma_{\varepsilon 4}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.20	1.20	1.00

¹ se l'equilibrio non coinvolge il terreno, altrimenti si applica GEO

² se risultano compiutamente definiti si possono considerare permanenti

³ 1.30 per instabilità delle strutture precomprese

⁴ 1.20 per effetti locali (EQU).

Tabella 2. Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

Ai fini delle verifiche delle fondazioni, sono definiti dei coefficienti parziali per i parametri geotecnici (M1 ed M2) riassunte di seguito:

		Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	tang φ'_k	$\gamma_{\varphi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.0

Tabella 3. Coefficienti parziali di sicurezza per i parametri geotecnici

Le opere in oggetto presentano una fondazione diretta, per cui deve essere effettuata la verifica di equilibrio di corpo rigido (EQU).

7.2 SOFTWARE DI CALCOLO

Le verifiche geotecniche e strutturali dell'opera di sostegno sono state eseguite mediante il software MAX 15 sviluppato da Aztec.

8 ANALISI DEI CARICHI

8.1 AZIONI DI CALCOLO

Il calcolo è stato condotto tenendo conto delle seguenti azioni agenti sull'opera:

- peso proprio della struttura;
- peso del terreno a monte dell'opera;
- spinta del carico variabile stradale;
- spinte del terreno a monte dell'opera;
- incremento di spinta sismica del terreno a tergo del muro;
- forze di inerzia della struttura e del terreno solidale con l'opera.

Le azioni suddette vengono di seguito esplicitate.

8.2 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA

Il peso dei vari elementi strutturali sono stati calcolato considerando:

Peso specifico calcestruzzo $\gamma_{cis} = 25 \text{ kN/m}^3$

Il terreno preso in considerazione è il terreno gravante sulla platea di fondazione a monte, costituito dal materiale di riempimento il cui peso per unità di volume è pari a $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$.

8.3 SPINTA DEL CARICO VARIABILE STRADALE

Intendendo per q il carico variabile per metro lineare di proiezione orizzontale, si determina la spinta orizzontale sulla parete come risultante delle pressioni orizzontali in ogni concio, calcolate come:

$$\sigma_h = q \cdot K$$

Nella progettazione in oggetto, si considera un sovraccarico stradale pari a 20 kN/m^2 .

8.4 SPINTA STATICA DEL TERRENO A MONTE DEL MURO

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

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

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

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

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \varphi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)} \right)^{0.5} \right]^2}$$

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

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

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3 H$ rispetto alla base della parete).

8.5 INCREMENTO DI SPINTA SUL MURO DOVUTO AL SISMA

In condizioni sismiche l'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sul muro dipendono dall'intensità del sisma, dalla risposta locale del terreno di fondazione e dalla deformabilità dell'opera.

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

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

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.

8.6 AZIONE DEI VEICOLI IN SVIO

L'azione di svio dei veicoli è stata considerata secondo le indicazioni fornite al punto 3.6.3.3.2 del DM 14/01/2008, nel quale si dichiara che in assenza di dati specifici "si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN". La forza, agente nel piano orizzontale in direzione trasversale a quella di sviluppo del muro, è stata considerata applicata alla quota di 1.0 m dal piano di marcia, equivalenti a 0.90 m da estradosso cordolo.

Considerando che per determinare la sezione resistente di paramento è lecito diffondere tale forza in direzione verticale con inclinazione di 45°, e che il muro di sostegno più basso ha paramento alto circa 2.0 m, risulta che la larghezza collaborante per la forza di normativa sia pari a 4 m. L'azione da considerare nelle verifiche risulta pertanto pari a $100/4 = 25$ kN.

A favore di sicurezza, l'entità di tale azione è stata mantenuta invariata anche nel calcolo dei muri di sostegno di maggiore altezza.

9 VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI

Il presente paragrafo illustra i criteri generali di verifica adottati per le verifiche geotecniche e strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche. Tutte le tipologie di muro sono state verificate: i singoli calcoli hanno riguardato quelle sezioni trasversali che in generale appaiono più onerose nei confronti delle singole verifiche (altezze massime) e quelle più rappresentative.

9.1 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 α 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.

9.2 VERIFICA AL RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento si effettua in sostanza come equilibrio alla rotazione di un corpo rigido sollecitato da un sistema di forze, ciascuna delle quali definita da un'intensità, una direzione e un punto di applicazione.

Le forze che vengono prese in conto sono le seguenti:

- Spinta attiva complessiva del terrapieno a monte.

- Spinta passiva complessiva del terrapieno a valle.
- Spinta idrostatica dell'acqua della falda a monte, a valle e sul fondo.
- Forze esplicite applicate sul muro in testa, sulla mensola area a valle e sulla mensola di fondazione a valle.
- Peso proprio del muro composto con l'eventuale componente sismica.
- Peso proprio della parte di terrapieno solidale con il muro composto con l'eventuale componente sismica.

Di ciascuna di queste forze verrà calcolato il momento, ribaltante o stabilizzante, rispetto ad un punto che è quello più in basso dell'estremità esterna della fondazione a valle.

Ai fini del calcolo del momento stabilizzante o ribaltante, esso per ciascuna forza è ottenuto dal prodotto dell'intensità della forza per la distanza minima tra la linea d'azione della forza e il punto di rotazione.

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento è dato dal rapporto tra il momento stabilizzante complessivo e quello ribaltante.

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.

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

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

Nel caso di fondazione con dente, viene calcolata la resistenza passiva sviluppata lungo il cuneo passante per lo spigolo inferiore del dente, inclinato dell'angolo ρ (rispetto all'orizzontale). Tale cuneo viene individuato attraverso un procedimento iterativo. In dipendenza della geometria della fondazione e del dente, dei parametri geotecnici del terreno e del carico risultante in fondazione, tale cuneo può avere forma triangolare o trapezoidale. Detta N la componente normale del carico agente sul piano di posa della fondazione, Q l'aliquota di carico gravante sul cuneo passivo, S_p la resistenza passiva, L_c l'ampiezza del cuneo e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = (N - Q) \tan \delta_f S_p + c_a L_r$$

con

$$L_r = B_r - L_c$$

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.

9.4 CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

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:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

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	$\phi = 0$	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1$	$s_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L'}$
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:

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

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:

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

9.5 CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA DELLE FONDAZIONI SU PALI

Note le terne di azioni (F_x , F_z , ed M_y) ad intradosso platea di fondazione, si procede come segue:

- calcolo dei carichi assiali sui pali;
- dimensionamento geotecnico dei pali;
- verifica strutturale dei pali;
- verifica strutturale della platea di fondazione.

9.5.1 Calcolo dei carichi assiali sui pali

Dato un gruppo di n pali soggetto ad una terna di sollecitazioni relativi ad una determinata combinazione, i carichi agenti alla testa di ciascun palo risultano:

$$N_i = \frac{F_z}{n} - \frac{M_y \cdot x_i}{\sum_1^n x_i^2}$$

$$V_{xi} = \frac{F_x}{n}$$

dove, fissato un sistema di riferimento XYZ destrorso, avente origine nel baricentro della zattera, asse X positivo verso valle e asse Z rivolto verso l'alto:

- M_y = momento esterno attorno all'asse Y;
- F_x = forza orizzontale esterna nella direzione X;
- F_z = forza verticale esterna nella direzione Z;
- N_i = forza verticale agente alla testa del palo;
- V_{xi} = forza orizzontale agente alla testa del palo i-esimo nella direzione X;
- x_i = distanza del palo i-esimo dall'asse baricentrico della palificata nella direzione X;

Ciascun palo, in virtù dell'inclinazione con cui è posizionato rispetto alla verticale, lo sforzo assiale agente ($N_{i,ass}$) risulta:

$$N_{i,ass} = \frac{N_i}{\cos \alpha_{xi} \cdot \cos \alpha_{yi}}$$

con

- α_{xi} = inclinazione del palo i-esimo rispetto alla verticale, in direzione X;

Per cui deve risultare per ciascuna combinazione e per ciascun palo:

$$Q_{Rd} \geq N_{i,ass} \quad (1).$$

Inoltre devono verificarsi le seguenti condizioni:

$$F_x \leq \sum_{i=1}^n \frac{H_{i,res}}{\sin \alpha_{xi}} \quad (2)$$

$$F_y \leq \sum_{i=1}^n \frac{H_{i,res}}{\sin \alpha_{yi}} \quad (3)$$

dove $H_{i,res}$ è la componente orizzontale del residuo di resistenza assiale dei singoli mediopali che vale:

$$H_{i,res} = Q_{Rd} - N_{i,ass}$$

Mediante un procedimento iterativo è possibile quindi determinare la lunghezza minima dei mediopali affinché siano soddisfatte contemporaneamente le condizioni (1), (2) e (3).

9.5.2 Capacità portante dei pali di fondazione

Il calcolo della capacità portante dei pali di fondazione è condotto con l'approccio progettuale 1 previsto da normativa, con i coefficienti parziali da applicare alla resistenza laterale e alla punta che tengono conto del fattore di correlazione ξ .

In ciascuna combinazione prevista deve risultare:

$$Q_{Rd} \geq Q_{Ed}$$

in cui

$$Q_{Rd} = \frac{1}{\xi} \left(\frac{Q_s}{R^s_i} + \frac{Q_b}{R^b_i} \right) - W_k + \frac{S_w}{R_w}$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$Q_s = \sum_i \pi \cdot D \cdot \tau \cdot \Delta L_i = \text{portata laterale}$$

$$Q_b = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot q_b = \text{portata alla punta (} q_b = \text{pressione di base)}$$

D = diametro del palo di fondazione;

L_i = lunghezza del tratto i-esimo del palo;

τ = resistenza tangenziale limite tra palo e terreno;

W_k = peso proprio del palo

S_w = spinta idraulica sulla porzione di palo immerso

R_w = coefficiente di abbattimento del contributo della spinta idraulica.

In riferimento alla situazione stratigrafica riscontrata, il calcolo della resistenza laterale lungo il palo (τ_s) è stato condotto mediante il metodo classico:

$$\tau_s = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \delta$$

dove:

σ'_{v0} = tensione litostatica efficace;

$$K = (0.7 \div 1) \cdot K_0 ;$$

K_0 = coefficiente di spinta a riposo;

$$\delta = (0.5 \div 1) \cdot \varphi \text{ (Nel caso in esame si è assunto } \delta = \varphi \text{);}$$

φ = angolo di resistenza a taglio;

La resistenza alla punta in condizioni drenate è stata calcolata utilizzando la seguente relazione:

$$q_b = N_q \cdot \sigma'_{v0}$$

dove:

σ'_{v0} = tensione litostatica efficace;

N_q = fattore di capacità portante valutato secondo le indicazioni di Berezantzev

9.6 VERIFICA DI 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:

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

dove il termine m è espresso da

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

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima, c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i 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 fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

9.7 VERIFICA STABILITÀ DELLO SCAVO

Per le verifiche di stabilità globale è stato utilizzato il modulo VSP di PARATIE PLUS 21.0.

Questo tipo di verifica prende in esame la configurazione di scavo nella fase generica, prescindendo dalla sequenza costruttiva precedente. Questa tecnica, infatti, appartiene all'ambito dei metodi dell'equilibrio limite che operano indipendentemente dal comportamento deformativo dell'opera, o meglio, che prescindono dalla successione temporale delle deformazioni reversibili e irreversibili sviluppatesi prima della configurazione esaminata.

Per la verifica è stato adottato il metodo rigoroso di **Morgenstern & Price**, appartenete alla famiglia dei metodi dell'equilibrio limite (LEM), basati sull'individuare una regione di terreno potenzialmente instabile, suddivisa in tanti conci verticali (*slices*) e mobilitata lungo una superficie di scorrimento. Questo metodo considera superfici di scorrimento di forma generica e ricerca il coefficiente di sicurezza associato ad una superficie imponendo le condizioni di equilibrio globale a traslazione e a rotazione. Queste ultime includono tutte le forze di interstriscia.

Al fine di rendere il problema staticamente determinato, si aggiungono (n-1) equazioni, ipotizzando che l'inclinazione delle forze tra i conci vari con la posizione x del concio, secondo una legge f(x) nota a meno di un moltiplicatore λ , introdotto come incognita aggiuntiva:

$$\frac{X_i}{E_i} = \lambda f(x)$$

Dove:

X_i : forza tangenziale agente sulla faccia i-esima del concio.

E_i : forza ortogonale alla faccia i-esima del concio.

λ : incognita.

f(x): funzione di forma che nel caso di M&P è sinusoidale.

La soluzione del problema è determinata mediante un processo iterativo.

Mediante la griglia quadrangolare dei centri definita nel programma, vengono considerate diverse superfici di scorrimento.

Infine, viene individuata la superficie di scorrimento più gravosa (superficie critica), ovvero quella tale per cui il coefficiente di sicurezza è minimo.

La stabilità è stata studiata nelle sole condizioni statiche, essendo lo scavo provvisorio, e sotto la combinazione dei coefficienti parziali A2+M2+R2.

La verifica risulterà soddisfatta se il coefficiente di sicurezza **FS_{MIN} ≥ R2=1.1**

9.8 VERIFICHE STRUTTURALI DEL MURO

Le verifiche strutturali sono state eseguite allo SLU e allo SLE con riferimento alle azioni normali (sforzo N e momento flettente M) e alle azioni taglianti della combinazione di calcolo più gravosa ricavata dall'analisi geotecnica condotta sul muro.

Le verifiche sono state condotte sui seguenti elementi strutturali costituenti il muro:

Paramento verticale;

Zattera di fondazione.

10 MURO DI SOSTEGNO OS19 DA PK 17+909A PK 18+186

10.1 SEZIONE 1: PARAMENTO H=4.05 M

Si riportano i dati di input per la sezione in oggetto riferita al muro tipo con h paramento pari a 4.05m.

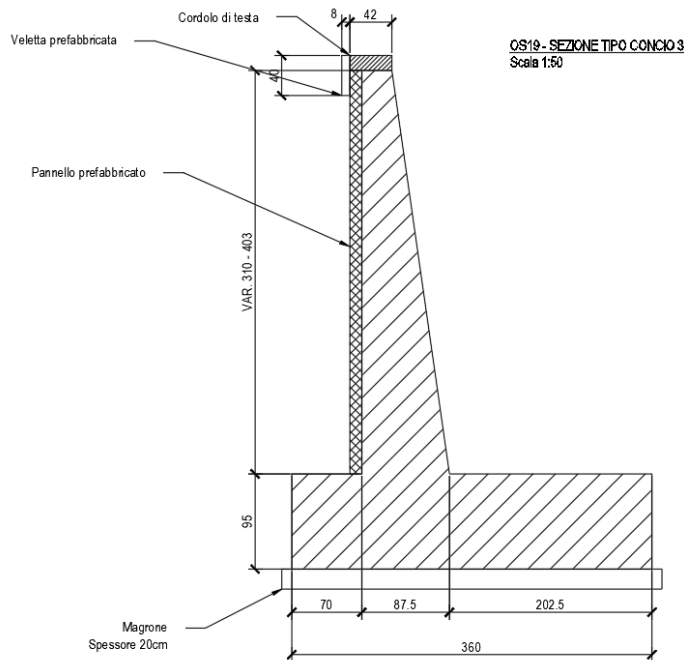


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

10.1.1 Dati

Materiali

Simbologia adottata

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

Calcestruzzo armato

n°	Descr	C	A	γ [kN/mc]	R_{ck} [kPa]	E [kPa]	ν	n	ntc

RELAZIONE DI CALCOLO

n°	Descr	C	A	γ [kN/mc]	Rck [kPa]	E [kPa]	v	n	ntc
1	C32/40	C32/40	B450C	24.5170	40000	33642648	0.30	15.00	0.50
2	Materiale tiranti	Rck 250	Precomp	24.5170	24517	30073438	0.30	15.00	0.50

Acciai

Descr	f _{yk} [kPa]	f _{uk} [kPa]
B450C	450000	540000

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata

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

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

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

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

Geometria muro

Geometria paramento e fondazione

Lunghezza muro	20.00	[m]
Paramento		
Materiale	C32/40	
Altezza paramento	2.80	[m]
Altezza paramento libero	2.80	[m]
Spessore in sommità	0.30	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.68	[m]
Inclinazione paramento esterno	0.00	[°]
Inclinazione paramento interno	7.80	[°]
Fondazione		
Materiale	C32/40	
Lunghezza mensola di valle	0.55	[m]
Lunghezza mensola di monte	2.41	[m]
Lunghezza totale	3.64	[m]
Inclinazione piano di posa	0.00	[°]
Spessore	0.80	[m]
Spessore magrone	0.00	[m]

RELAZIONE DI CALCOLO

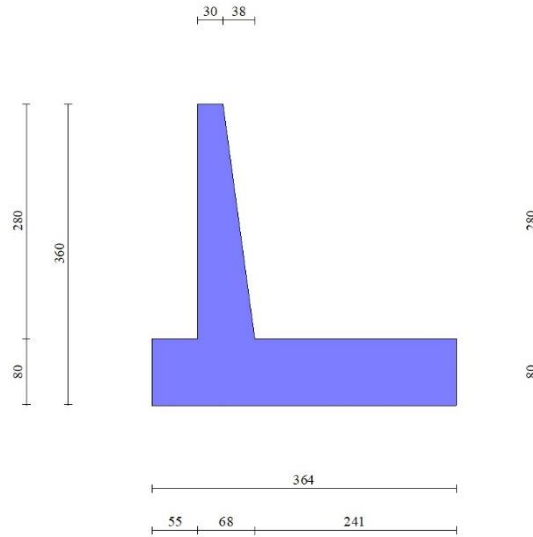


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

10.1.2 Descrizione terreni

Parametri di resistenza

Simbologia adottata

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

n°	Descr	γ [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kPa]	c_a [kPa]	Cesp	τ_l [kPa]
1	RILEVATO	19.0000	19.0000	35.000	23.330	0	0	---	---
2	a_fine	18.0000	18.0000	25.500	17.000	10	5	---	---

Stratigrafia

Simbologia adottata

n°	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
α	Inclinazione espressa in [°]
Terreno	Terreno dello strato
<u>Per calcolo pali (solo se presenti)</u>	
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Cesp	Coefficiente di espansione laterale (per tutti i metodi tranne il metodo di Bustamante-Doix)

Per calcolo della spinta con coeff. di spinta definiti (usati solo se attiva l'opzione 'Usa coeff. di spinta da strato')
Kst_{sta}, Kst_{sis} Coeff. di spinta statico e sismico

n°	H [m]	α [°]	Terreno	Kw [Kg/cm ²]	Ks	Cesp	Kst _{sta}	Kst _{sis}
1	3.60	0.000	RILEVATO	---	---	---	0.000	0.000
2	10.00	0.000	a_fine	---	---	---	0.000	0.000

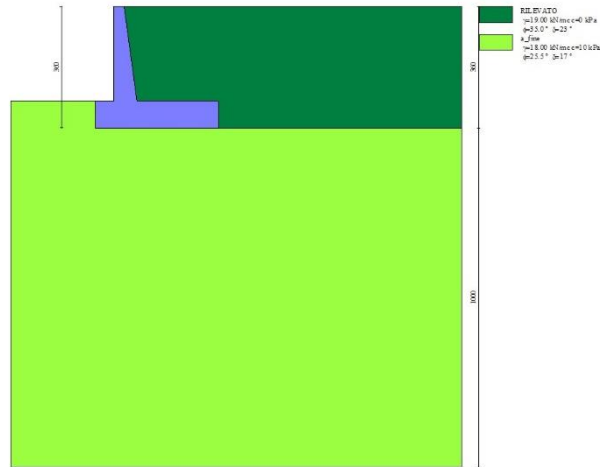


Fig. 2 - Stratigrafia

10.1.3 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 (Condizione 1) - ECCEZIONALE

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	0.00; 0.00	25.0000	-2.0000	0.0000				

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	F _x [kN]	F _y [kN]	M [kNm]	X _i [m]	X _f [m]	Q _i [kN]	Q _f [kN]
1	Distribuito					0.00	10.00	20.0000	20.0000

Normativa

Normativa usata: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2008 (D.M. 14.01.2008) - Approccio 2 + Circolare C.S.LL.PP. 02/02/2009 n.617**

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

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche				Combinazioni sismiche			
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	γ _{G1,fav}	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	γ _{G1,sfav}	1.30	1.10	1.10	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	γ _{G2,fav}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	γ _{G2,sfav}	1.50	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	γ _{Q,fav}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche		
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q,sfav}$	1.50	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	$\gamma_{QT,sfav}$	1.50	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

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

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Ribaltamento	--	--	1.00	--	--	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:

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

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali Ad:

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

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
Spinta terreno	1.30	--	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

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

Combinazione n° 4 - GEO (A2-M2-R2)

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

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

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

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

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

Combinazione n° 7 - EQU

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	0.90	--	Favorevole
Peso terrapieno	0.90	--	Favorevole
Spinta terreno	1.10	--	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - EQU H + V

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

Combinazione n° 9 - EQU H - V

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

Combinazione n° 10 - ECC

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - SLER

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

Combinazione n° 12 - SLEF

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

Combinazione n° 13 - SLEQ

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

Combinazione n° 14 - SLEQ H + V

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

Combinazione n° 15 - SLEQ H - V

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

10.1.4 Dati sismici

Comune	Carlentini
Provincia	Siracusa
Regione	Sicilia
Latitudine	37.273681
Longitudine	15.016039
Indice punti di interpolazione	48975 - 49197 - 49198 - 48976
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]	3.748	1.064
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]	0.382	0.108
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0		2.339	2.338
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*		0.471	0.307
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		B	1.043
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh	kv
Ultimo	0.310	12.352	6.176
Esercizio	0.240	3.122	1.561

Forma diagramma incremento sismico **Rettangolare**

10.1.5 Opzioni di calcolo

Spinta

Metodo di calcolo della spinta
Tipo di spinta
Terreno a bassa permeabilità
Superficie di spinta limitata

Coeff. di spinta definiti da strato
Spinta attiva
SI
NO

Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza

Hansen

RELAZIONE DI CALCOLO

<p>Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati) Ponderata</p> <p>Criterio di riduzione per eccentricità della portanza Meyerhof</p> <p>Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento) Nessuna</p> <p>Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico limite (0.5B_yN_y) Larghezza ridotta (B')</p> <p>Fattori di forma e inclinazione del carico Solo i fattori di inclinazione</p> <p>Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato il fattore di riduzione per comportamento a piastra</p> <p><u>Stabilità globale</u></p> <p>Metodo di calcolo della stabilità globale Bishop</p>

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	SI
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 Circ. Min. 252 (15/10/96) - NTC 2008 I Formulazione

Valori limite aperture delle fessure:

w₁=0.20
w₂=0.30
w₃=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}

10.1.6 Risultati per inviluppo

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic	Indice della combinazione
A	Tipo azione
I	Inclinazione della spinta, espressa in [°]
V	Valore dell'azione, espressa in [kN]
Cx, Cy	Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]
Px, Py	Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kN]	I [°]	Cx [kN]	Cy [kN]	Px [m]	Py [m]
10	Spinta statica	47.69	23.33	43.79	18.89	2.79	-2.18
	Peso/Inerzia muro			0.00	105.22/0.00	0.65	-2.68
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	194.29/0.00	1.47	-1.36
	Risultante forze sul muro			25.00	-2.00	--	--
2	Spinta statica	30.09	23.33	27.63	11.92	2.79	-2.40
	Incremento di spinta sismica		11.43	10.49	4.53	2.79	-1.80
	Peso/Inerzia muro			13.00	105.22/6.50	0.65	-2.68
	Peso/Inerzia terrapieno			17.10	138.41/8.55	1.49	-1.37

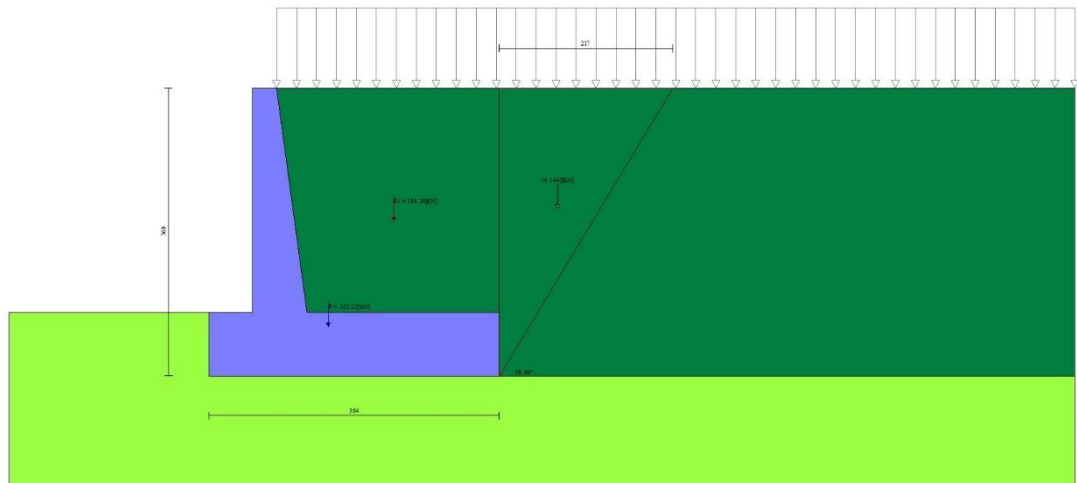


Fig. 3 - Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 10)

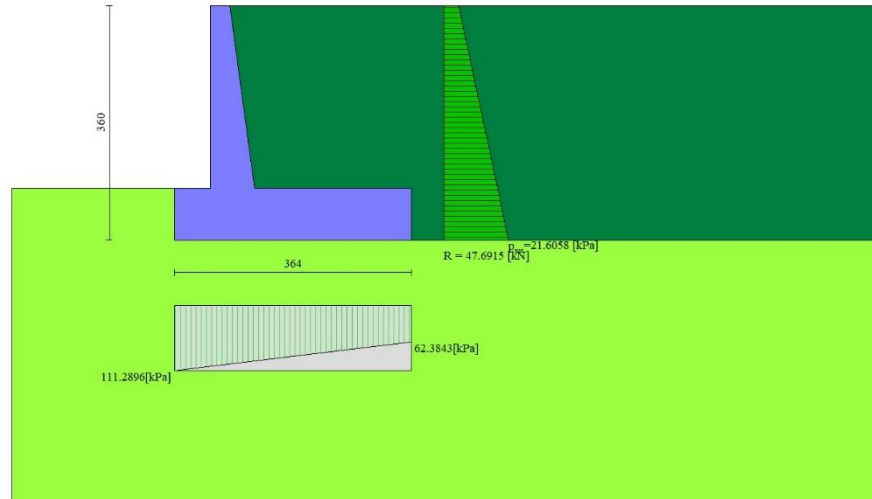


Fig. 4 - Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n° 10)

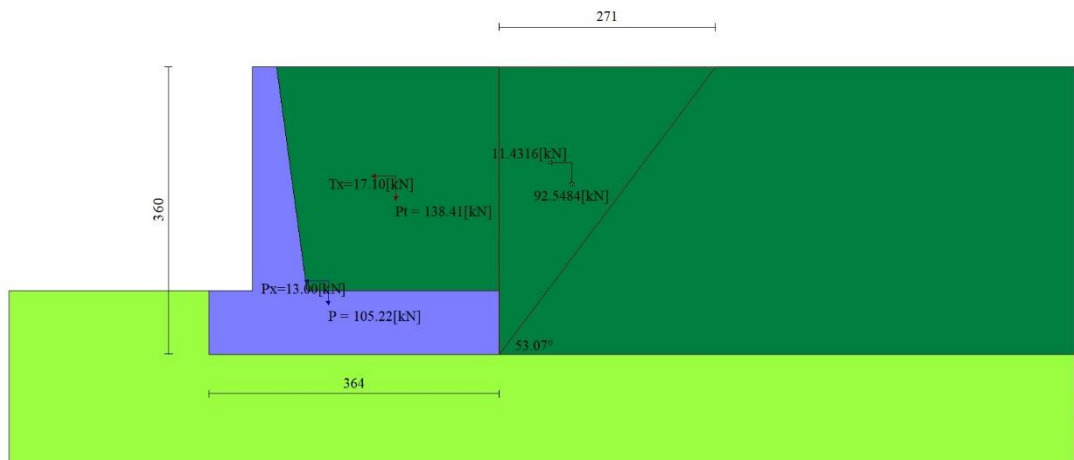


Fig. 5 - Cuneo di spinta (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

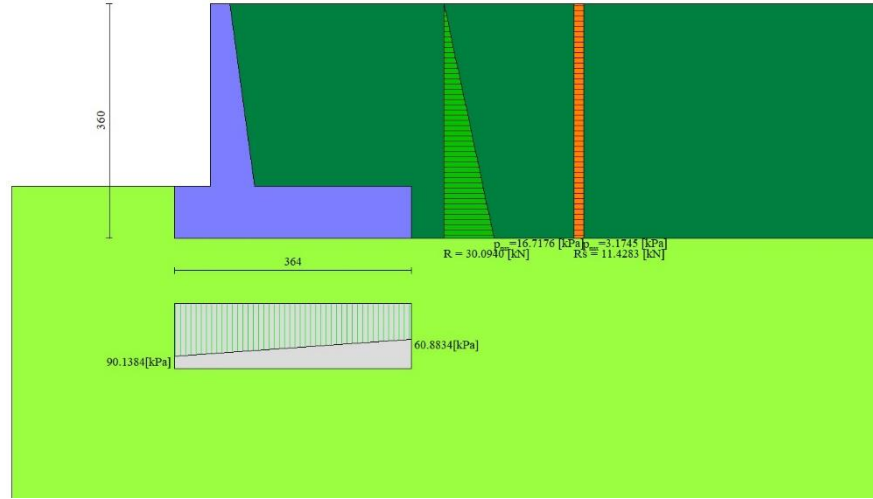


Fig. 6 - Diagramma delle pressioni (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

10.1.7 Risultanti globali

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
N	Componente normale al piano di posa, espressa in [kN]
T	Componente parallela al piano di posa, espressa in [kN]
Mr	Momento ribaltante, espresso in [kNm]
Ms	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
ecc	Eccentricità risultante, espressa in [m]

Ic	N [kN]	T [kN]	Mr [kNm]	Ms [kNm]	ecc [m]
1 - STR (A1-M1-R3)	259.13	35.92	43.11	537.86	-0.087
2 - STR (A1-M1-R3)	275.13	68.22	102.20	571.06	0.118
3 - STR (A1-M1-R3)	243.63	64.97	126.09	536.22	0.138
4 - GEO (A2-M2-R2)	255.94	35.66	42.79	526.24	-0.067
5 - GEO (A2-M2-R2)	275.27	78.15	115.27	571.56	0.164
6 - GEO (A2-M2-R2)	243.72	73.95	137.44	536.55	0.184
7 - EQU	232.81	39.22	47.07	482.58	-0.049
8 - EQU	275.27	78.15	115.27	571.56	0.164
9 - EQU	243.72	73.95	137.44	536.55	0.184
10 - ECC	316.40	68.79	153.95	676.25	0.171
11 - SLER	255.56	27.63	33.16	524.84	-0.102
12 - SLEF	255.56	27.63	33.16	524.84	-0.102
13 - SLEQ	255.56	27.63	33.16	524.84	-0.102
14 - SLEQ	260.41	37.68	50.24	536.19	-0.044
15 - SLEQ	252.43	36.82	56.20	527.32	-0.045

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

RELAZIONE DI CALCOLO

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{SUPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		2.712		6.753			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.500		5.627			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.427		6.259			
4 - GEO (A2-M2-R2)					2.310		
5 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.720		
6 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.718		
7 - EQU			10.252				
8 - EQU	H + V		4.959				
9 - EQU	H - V		3.904				

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

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

n°	Rsa [kN]	Rpt [kN]	Rps [kN]	Rp [kN]	Rt [kN]	R [kN]	T [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	97.44	0.00	0.00	--	--	97.44	35.92	2.712
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	92.70	0.00	0.00	--	--	92.70	64.97	1.427

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

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

n°	N [kN]	Qu [kN]	Qd [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	259.13	1749.93	1249.95	6.753
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	275.13	1548.09	1105.78	5.627

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 0.5ByN _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 cono di rottura, espresso in [m]
γ	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
φ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (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	21.469	0.907	1.088	1.000	1.000	--	--	--	--	0.845	0.935
	11.240	0.915	1.068	1.000	1.000	--	--	--	--		
	7.327	0.883	1.000	1.000	1.000	--	--	--	--		
2	21.469	0.831	1.088	1.000	1.000	--	--	--	--	0.820	0.935
	11.240	0.846	1.068	1.000	1.000	--	--	--	--		
	7.327	0.790	1.000	1.000	1.000	--	--	--	--		

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	ϕ [kN/mc]	c [kPa]
1	0.80	3.64	2.89	18.00	25.50	10
2	0.80	3.64	2.89	18.00	25.50	10

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

- n° Indice combinazione
Ms Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
Mr Momento ribaltante, espresso in [kNm]
FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)
La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FS
7 - EQU	482.58	47.07	10.252
9 - EQU H - V	536.55	137.44	3.904

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

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

Ic	C [m]	R [m]	FS
4 - GEO (A2-M2-R2)	-0.50; 1.50	6.08	2.310
6 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-0.50; 3.50	7.84	1.718

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

- Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)
W peso della striscia espresso in [kN]
Qy carico sulla striscia espresso in [kN]
Qf carico acqua sulla striscia espresso in [kN]
 α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
 ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b larghezza della striscia espressa in [m]
u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	4.29	0.00	0.00	5.40 - 0.41	69.706	29.256	0	0.0	
2	11.40	0.00	0.00	0.41	60.700	29.256	0	0.0	
3	16.37	0.00	0.00	0.41	53.524	29.256	0	0.0	
4	20.25	0.00	0.00	0.41	47.438	29.256	0	0.0	
5	23.40	0.00	0.00	0.41	42.000	29.256	0	0.0	
6	26.02	0.00	0.00	0.41	36.998	29.256	0	0.0	
7	28.04	0.00	0.00	0.41	32.309	20.886	8	0.0	
8	31.76	0.00	0.00	0.41	27.854	20.886	8	0.0	
9	33.20	0.00	0.00	0.41	23.576	20.886	8	0.0	
10	34.39	0.00	0.00	0.41	19.433	20.886	8	0.0	
11	35.33	0.00	0.00	0.41	15.395	20.886	8	0.0	
12	36.05	0.00	0.00	0.41	11.434	20.886	8	0.0	
13	38.27	0.00	0.00	0.41	7.528	20.886	8	0.0	
14	41.85	0.00	0.00	0.41	3.657	20.886	8	0.0	
15	15.20	0.00	0.00	0.41	-0.198	20.886	8	0.0	
16	13.84	0.00	0.00	0.41	-4.053	20.886	8	0.0	
17	12.97	0.00	0.00	0.41	-7.927	20.886	8	0.0	
18	12.45	0.00	0.00	0.41	-11.837	20.886	8	0.0	
19	11.71	0.00	0.00	0.41	-15.805	20.886	8	0.0	
20	10.74	0.00	0.00	0.41	-19.853	20.886	8	0.0	
21	9.53	0.00	0.00	0.41	-24.007	20.886	8	0.0	
22	8.05	0.00	0.00	0.41	-28.302	20.886	8	0.0	

RELAZIONE DI CALCOLO

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
23	6.26	0.00	0.00	0.41	-32.778	20.886	8	0.0	
24	4.04	0.00	0.00	0.41	-37.495	20.886	8	0.0	
25	1.37	0.00	0.00	-4.81 - 0.41	-41.672	20.886	8	0.0	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	3.53	0.00	0.00	6.52 - 0.47	59.518	29.256	0	0.0	
2	9.92	0.00	0.00	0.47	53.863	29.256	0	0.0	
3	15.11	0.00	0.00	0.47	48.384	29.256	0	0.0	
4	19.42	0.00	0.00	0.47	43.450	29.256	0	0.0	
5	23.07	0.00	0.00	0.47	38.894	29.256	0	0.0	
6	26.19	0.00	0.00	0.47	34.617	29.256	0	0.0	
7	28.85	0.00	0.00	0.47	30.550	29.256	0	0.0	
8	29.56	0.00	0.00	0.47	26.649	29.256	0	0.0	
9	35.06	0.00	0.00	0.47	22.878	20.886	8	0.0	
10	36.58	0.00	0.00	0.47	19.208	20.886	8	0.0	
11	37.81	0.00	0.00	0.47	15.620	20.886	8	0.0	
12	38.79	0.00	0.00	0.47	12.093	20.886	8	0.0	
13	39.51	0.00	0.00	0.47	8.613	20.886	8	0.0	
14	43.39	0.00	0.00	0.47	5.164	20.886	8	0.0	
15	33.94	0.00	0.00	0.47	1.735	20.886	8	0.0	
16	14.82	0.00	0.00	0.47	-1.689	20.886	8	0.0	
17	13.03	0.00	0.00	0.47	-5.119	20.886	8	0.0	
18	12.55	0.00	0.00	0.47	-8.567	20.886	8	0.0	
19	11.84	0.00	0.00	0.47	-12.047	20.886	8	0.0	
20	10.87	0.00	0.00	0.47	-15.572	20.886	8	0.0	
21	9.63	0.00	0.00	0.47	-19.160	20.886	8	0.0	
22	8.12	0.00	0.00	0.47	-22.828	20.886	8	0.0	
23	6.25	0.00	0.00	0.47	-26.598	20.886	8	0.0	
24	3.99	0.00	0.00	0.47	-30.497	20.886	8	0.0	
25	1.33	0.00	0.00	-5.18 - 0.47	-33.576	20.886	8	0.0	

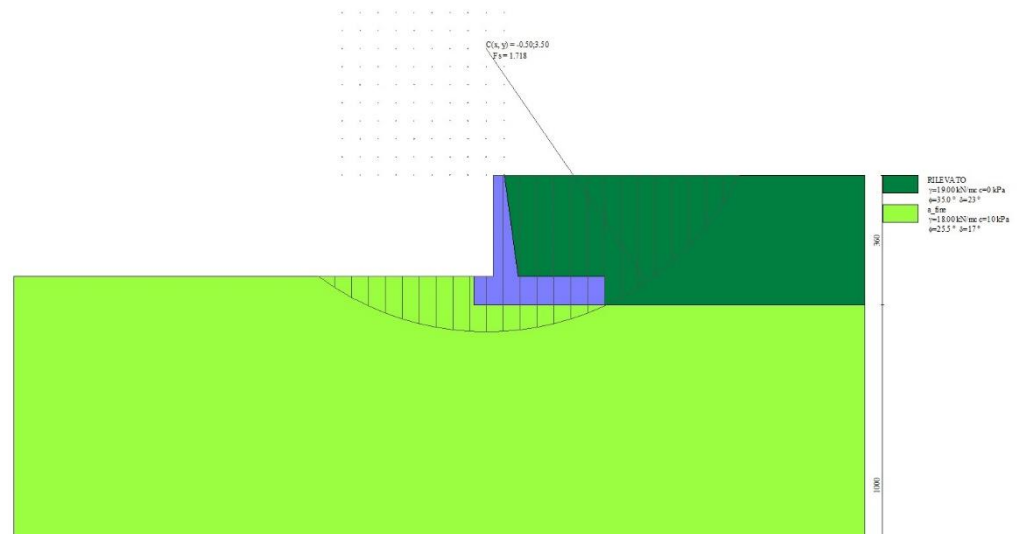


Fig. 7 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 6)

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

RELAZIONE DI CALCOLO

n°	X [m]	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Tmin [kN]	Tmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
1	0.00	-2.00	0.00	0.00	25.00	0.00	0.30
2	-0.10	-1.25	0.80	0.02	25.54	0.00	2.82
3	-0.20	-0.46	1.63	0.10	26.13	0.02	5.39
4	-0.30	0.36	2.50	0.22	26.77	0.05	8.04
5	-0.40	1.21	3.41	0.39	27.46	0.10	10.75
6	-0.50	2.10	4.35	0.62	28.20	0.17	13.55
7	-0.60	3.02	5.33	0.89	28.98	0.28	16.42
8	-0.70	3.97	6.34	1.20	29.82	0.42	19.39
9	-0.80	4.96	7.39	1.57	30.70	0.60	22.44
10	-0.90	5.98	8.47	1.99	31.64	0.83	25.60
11	-1.00	7.03	9.59	2.45	32.62	1.11	28.85
12	-1.10	8.12	10.75	2.97	33.65	1.45	32.22
13	-1.20	9.24	11.94	3.53	34.73	1.84	35.70
14	-1.30	10.40	13.17	4.15	35.86	2.31	39.29
15	-1.40	11.59	14.43	4.81	37.04	2.84	43.01
16	-1.50	12.81	15.73	5.52	38.26	3.46	46.86
17	-1.60	14.07	17.06	6.28	39.54	4.15	50.84
18	-1.70	15.36	18.43	7.09	40.87	4.94	54.96
19	-1.80	16.68	19.83	7.95	42.24	5.81	59.23
20	-1.90	18.04	21.27	8.86	43.67	6.78	63.64
21	-2.00	19.43	22.75	9.81	45.14	7.86	68.21
22	-2.10	20.85	24.26	10.82	46.66	9.04	72.94
23	-2.20	22.31	25.81	11.87	48.23	10.34	77.83
24	-2.30	23.80	27.39	12.98	49.85	11.75	82.89
25	-2.40	25.32	29.01	14.13	51.52	13.29	88.13
26	-2.50	26.88	30.67	15.33	53.24	14.95	93.54
27	-2.60	28.47	32.36	16.58	55.00	16.75	99.14
28	-2.70	30.10	34.08	17.88	56.82	18.69	104.94
29	-2.80	31.67	35.84	19.23	58.69	20.77	110.92

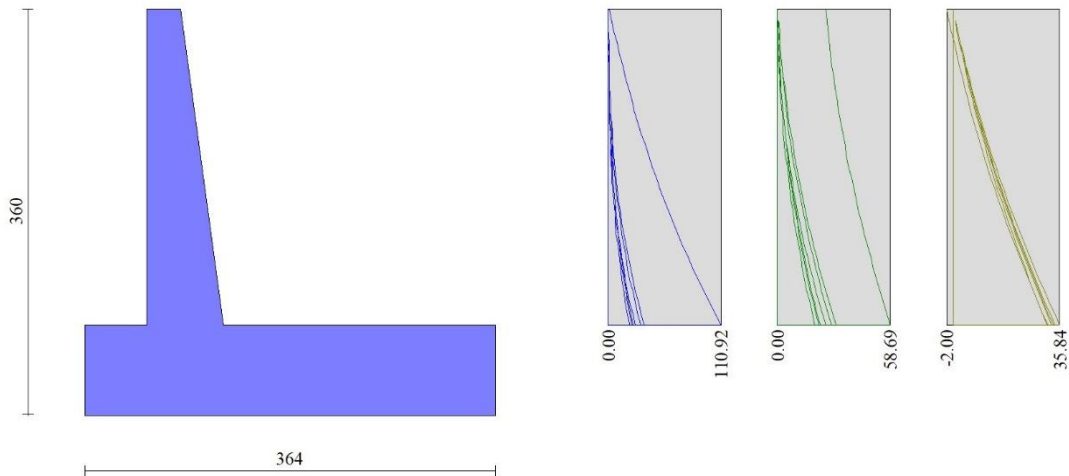


Fig. 8 - Paramento

Fondazione

n°	X [m]	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Tmin [kN]	Tmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
1	-0.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.76	0.00	0.00	3.58	8.35	0.16	0.38
3	-0.67	0.00	0.00	7.21	16.58	0.66	1.53
4	-0.58	0.00	0.00	10.89	24.70	1.49	3.42
5	-0.48	0.00	0.00	14.63	32.71	2.66	6.05
6	-0.39	0.00	0.00	18.43	40.61	4.17	9.41
7	-0.30	0.00	0.00	22.28	48.39	6.04	13.49
8	0.38	0.00	0.00	-34.36	3.18	-57.05	11.39

RELAZIONE DI CALCOLO

n°	X [m]	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Tmin [kN]	Tmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
9	0.48	0.00	0.00	-34.48	3.78	-53.74	11.05
10	0.58	0.00	0.00	-34.48	4.31	-50.41	10.66
11	0.67	0.00	0.00	-34.35	4.79	-47.09	10.22
12	0.77	0.00	0.00	-34.10	5.20	-43.79	9.74
13	0.87	0.00	0.00	-33.72	5.55	-40.52	9.22
14	0.96	0.00	0.00	-33.22	5.85	-37.30	8.67
15	1.06	0.00	0.00	-32.59	6.08	-34.12	8.10
16	1.15	0.00	0.00	-31.84	6.26	-31.02	7.50
17	1.25	0.00	0.00	-30.97	6.37	-27.99	6.89
18	1.35	0.00	0.00	-29.97	6.42	-25.05	6.28
19	1.44	0.00	0.00	-28.84	6.42	-22.21	5.66
20	1.54	0.00	0.00	-27.59	6.35	-19.49	5.04
21	1.64	0.00	0.00	-26.22	6.22	-16.90	4.43
22	1.73	0.00	0.00	-24.72	6.03	-14.44	3.84
23	1.83	0.00	0.00	-23.10	5.79	-12.13	3.27
24	1.93	0.00	0.00	-21.35	5.48	-9.99	2.73
25	2.02	0.00	0.00	-19.48	5.11	-8.02	2.22
26	2.12	0.00	0.00	-17.48	4.68	-6.24	1.75
27	2.22	0.00	0.00	-15.36	4.19	-4.66	1.32
28	2.31	0.00	0.00	-13.11	3.65	-3.28	0.94
29	2.41	0.00	0.00	-10.74	3.04	-2.13	0.62
30	2.50	0.00	0.00	-8.24	2.37	-1.22	0.36
31	2.60	0.00	0.00	-5.62	1.64	-0.55	0.16
32	2.70	0.00	0.00	-2.87	0.85	-0.14	0.04
33	2.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

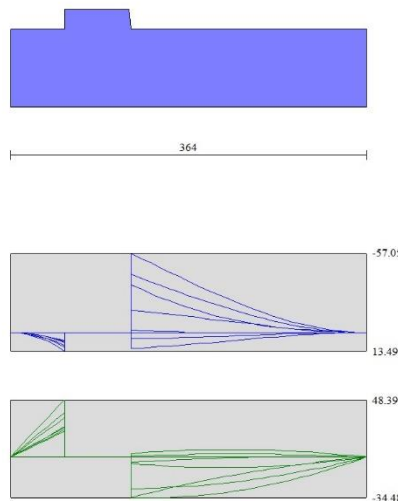


Fig. 9 - Fondazione

10.1.8 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	sfuerzo normale agente espressa in [kN]

RELAZIONE DI CALCOLO

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

Paramento

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	100	30	22.62	22.62	0.30	-2.00	135.19	-901.29	450.643
2	100	31	22.62	22.62	2.82	-1.25	225.79	-100.06	80.195
3	100	33	22.62	22.62	5.39	-0.46	247.10	-21.16	45.819
4	100	34	22.62	22.62	8.04	0.36	263.98	11.75	32.844
5	100	35	22.62	22.62	10.75	1.21	279.61	31.48	26.001
6	100	37	22.62	22.62	13.55	2.10	294.82	45.64	21.762
7	100	38	22.62	22.62	16.42	3.02	309.85	56.93	18.866
8	100	40	22.62	22.62	19.39	3.97	324.81	66.54	16.754
9	100	41	22.62	22.62	22.44	4.96	339.75	75.07	15.138
10	100	42	22.62	22.62	25.60	5.98	354.70	82.86	13.857
11	100	44	22.62	22.62	28.85	7.03	369.67	90.12	12.812
12	100	45	22.62	22.62	32.22	8.12	384.68	96.98	11.939
13	100	46	22.62	22.62	35.70	9.24	399.72	103.51	11.198
14	100	48	22.62	22.62	39.29	10.40	415.10	109.86	10.564
15	100	49	22.62	22.62	43.01	11.59	430.99	116.12	10.020
16	100	51	22.62	22.62	46.86	12.81	446.78	122.14	9.534
17	100	52	22.62	22.62	50.84	14.07	462.16	127.87	9.090
18	100	53	22.62	22.62	54.96	15.36	477.60	133.44	8.689
19	100	55	22.62	22.62	59.23	16.68	493.10	138.87	8.325
20	100	56	22.62	22.62	63.64	18.04	508.65	144.15	7.992
21	100	57	22.62	22.62	68.21	19.43	524.25	149.31	7.686
22	100	59	22.62	22.62	72.94	20.85	539.91	154.35	7.402
23	100	60	22.62	22.62	77.83	22.31	555.61	159.26	7.139
24	100	62	22.62	22.62	82.89	23.80	571.37	164.05	6.893
25	100	63	22.62	22.62	88.13	25.32	587.16	168.73	6.663
26	100	64	22.62	22.62	93.54	26.88	603.00	173.29	6.446
27	100	66	22.62	22.62	99.14	28.47	618.88	177.75	6.242
28	100	67	22.62	22.62	104.94	30.10	634.80	182.09	6.049
29	100	68	22.62	22.62	110.92	31.76	649.14	185.86	5.852

Fondazione

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	100	80	15.71	12.57	0.00	0.00	0.00	0.00	100000.000
2	100	80	15.71	12.57	0.38	0.00	501.29	0.00	1307.349
3	100	80	15.71	12.57	1.53	0.00	501.29	0.00	328.313
4	100	80	15.71	12.57	3.42	0.00	501.29	0.00	146.578
5	100	80	15.71	12.57	6.05	0.00	501.29	0.00	82.826
6	100	80	15.71	12.57	9.41	0.00	501.29	0.00	53.251
7	100	80	15.71	12.57	13.49	0.00	501.29	0.00	37.150
8	100	80	15.71	12.57	-57.05	0.00	-403.95	0.00	7.080
9	100	80	15.71	12.57	-53.74	0.00	-403.95	0.00	7.517
10	100	80	15.71	12.57	-50.41	0.00	-403.95	0.00	8.013
11	100	80	15.71	12.57	-47.09	0.00	-403.95	0.00	8.578
12	100	80	15.71	12.57	-43.79	0.00	-403.95	0.00	9.224
13	100	80	15.71	12.57	-40.52	0.00	-403.95	0.00	9.968
14	100	80	15.71	12.57	-37.30	0.00	-403.95	0.00	10.831
15	100	80	15.71	12.57	-34.12	0.00	-403.95	0.00	11.838
16	100	80	15.71	12.57	-31.02	0.00	-403.95	0.00	13.024
17	100	80	15.71	12.57	-27.99	0.00	-403.95	0.00	14.433
18	100	80	15.71	12.57	-25.05	0.00	-403.95	0.00	16.126
19	100	80	15.71	12.57	-22.21	0.00	-403.95	0.00	18.185
20	100	80	15.71	12.57	-19.49	0.00	-403.95	0.00	20.724
21	100	80	15.71	12.57	-16.90	0.00	-403.95	0.00	23.906
22	100	80	15.71	12.57	-14.44	0.00	-403.95	0.00	27.973
23	100	80	15.71	12.57	-12.13	0.00	-403.95	0.00	33.288
24	100	80	15.71	12.57	-9.99	0.00	-403.95	0.00	40.429
25	100	80	15.71	12.57	-8.02	0.00	-403.95	0.00	50.350
26	100	80	15.71	12.57	-6.24	0.00	-403.95	0.00	64.728
27	100	80	15.71	12.57	-4.66	0.00	-403.95	0.00	86.737
28	100	80	15.71	12.57	-3.28	0.00	-403.95	0.00	122.996
29	100	80	15.71	12.57	-2.13	0.00	-403.95	0.00	189.294
30	100	80	15.71	12.57	-1.22	0.00	-403.95	0.00	331.541
31	100	80	15.71	12.57	-0.55	0.00	-403.95	0.00	735.085
32	100	80	15.71	12.57	-0.14	0.00	-403.95	0.00	2898.064
33	100	80	15.71	12.57	0.00	0.00	0.00	0.00	100000.000

RELAZIONE DI CALCOLO

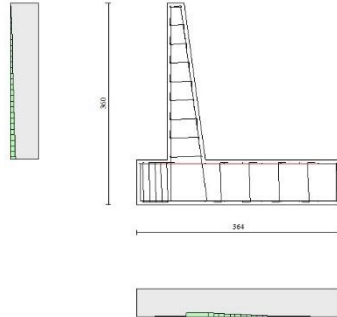


Fig. 10 - Paramento (Inviluppo)

Verifiche a taglio

Simbologia adottata

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

Paramento

n°	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	100	30	0.00	--	0.00	0.00	220.06	25.00	8.802
2	100	31	0.00	--	0.00	0.00	225.47	25.54	8.828
3	100	33	0.00	--	0.00	0.00	230.76	26.13	8.831
4	100	34	0.00	--	0.00	0.00	235.95	26.77	8.813
5	100	35	0.00	--	0.00	0.00	241.04	27.46	8.778
6	100	37	0.00	--	0.00	0.00	246.04	28.20	8.726
7	100	38	0.00	--	0.00	0.00	250.96	28.98	8.659
8	100	40	0.00	--	0.00	0.00	255.79	29.82	8.578
9	100	41	0.00	--	0.00	0.00	260.56	30.70	8.487
10	100	42	0.00	--	0.00	0.00	265.25	31.64	8.385
11	100	44	0.00	--	0.00	0.00	269.88	32.62	8.274
12	100	45	0.00	--	0.00	0.00	274.45	33.65	8.156
13	100	46	0.00	--	0.00	0.00	278.97	34.73	8.033
14	100	48	0.00	--	0.00	0.00	283.42	35.86	7.904
15	100	49	0.00	--	0.00	0.00	287.83	37.04	7.771
16	100	51	0.00	--	0.00	0.00	292.19	38.26	7.636
17	100	52	0.00	--	0.00	0.00	296.50	39.54	7.498
18	100	53	0.00	--	0.00	0.00	300.76	40.87	7.360
19	100	55	0.00	--	0.00	0.00	304.98	42.24	7.220
20	100	56	0.00	--	0.00	0.00	309.17	43.67	7.080
21	100	57	0.00	--	0.00	0.00	313.31	45.14	6.941
22	100	59	0.00	--	0.00	0.00	317.42	46.66	6.803
23	100	60	0.00	--	0.00	0.00	321.49	48.23	6.666
24	100	62	0.00	--	0.00	0.00	325.53	49.85	6.530

RELAZIONE DI CALCOLO

n°	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
25	100	63	0.00	--	0.00	0.00	329.54	51.52	6.396
26	100	64	0.00	--	0.00	0.00	333.52	53.24	6.265
27	100	66	0.00	--	0.00	0.00	337.46	55.00	6.135
28	100	67	0.00	--	0.00	0.00	341.38	56.82	6.008
29	100	68	0.00	--	0.00	0.00	344.91	58.69	5.877

Fondazione

n°	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	0.00	100.000
2	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-8.35	37.981
3	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-16.58	19.120
4	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-24.70	12.834
5	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-32.71	9.692
6	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-40.61	7.807
7	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-48.39	6.552
8	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-34.36	9.228
9	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-34.48	9.195
10	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-34.48	9.196
11	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-34.35	9.230
12	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-34.10	9.298
13	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-33.72	9.402
14	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-33.22	9.544
15	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-32.59	9.727
16	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-31.84	9.956
17	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-30.97	10.238
18	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-29.97	10.579
19	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-28.84	10.992
20	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-27.59	11.489
21	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-26.22	12.092
22	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-24.72	12.825
23	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-23.10	13.726
24	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-21.35	14.851
25	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-19.48	16.279
26	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-17.48	18.140
27	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-15.36	20.647
28	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-13.11	24.187
29	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-10.74	29.531
30	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-8.24	38.481
31	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-5.62	56.440
32	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	-2.87	110.428
33	100	80	0.00	--	0.00	0.00	317.04	0.00	100.000

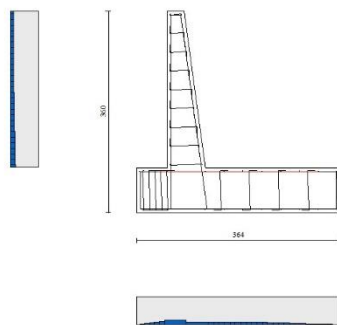


Fig. 11 - Paramento (Inviluppo)

RELAZIONE DI CALCOLO

Verifica delle tensioni

Simbologia adottata

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

Combinazioni SLER

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo	19920	[kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio	360000	[kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	30	22.62	22.62	0.00	0.00	0 (11)	0 (11)	0 (11)
2	100	31	22.62	22.62	0.00	0.75	2 (11)	28 (11)	31 (11)
3	100	33	22.62	22.62	0.02	1.54	5 (11)	52 (11)	65 (11)
4	100	34	22.62	22.62	0.05	2.36	8 (11)	69 (11)	104 (11)
5	100	35	22.62	22.62	0.10	3.21	11 (11)	80 (11)	148 (11)
6	100	37	22.62	22.62	0.17	4.10	16 (11)	84 (11)	198 (11)
7	100	38	22.62	22.62	0.28	5.02	21 (11)	79 (11)	255 (11)
8	100	40	22.62	22.62	0.42	5.97	26 (11)	67 (11)	320 (11)
9	100	41	22.62	22.62	0.60	6.96	33 (11)	39 (11)	393 (11)
10	100	42	22.62	22.62	0.83	7.98	40 (11)	14 (11)	479 (11)
11	100	44	22.62	22.62	1.11	9.03	49 (11)	100 (11)	576 (11)
12	100	45	22.62	22.62	1.45	10.12	60 (11)	226 (11)	686 (11)
13	100	46	22.62	22.62	1.84	11.24	72 (11)	396 (11)	808 (11)
14	100	48	22.62	22.62	2.31	12.40	85 (11)	613 (11)	941 (11)
15	100	49	22.62	22.62	2.84	13.59	99 (11)	880 (11)	1085 (11)
16	100	51	22.62	22.62	3.46	14.81	115 (11)	1195 (11)	1239 (11)
17	100	52	22.62	22.62	4.15	16.07	132 (11)	1560 (11)	1404 (11)
18	100	53	22.62	22.62	4.94	17.36	149 (11)	1974 (11)	1579 (11)
19	100	55	22.62	22.62	5.81	18.68	168 (11)	2437 (11)	1764 (11)
20	100	56	22.62	22.62	6.78	20.04	187 (11)	2949 (11)	1958 (11)
21	100	57	22.62	22.62	7.86	21.43	208 (11)	3510 (11)	2163 (11)
22	100	59	22.62	22.62	9.04	22.85	229 (11)	4121 (11)	2377 (11)
23	100	60	22.62	22.62	10.34	24.31	251 (11)	4780 (11)	2600 (11)
24	100	62	22.62	22.62	11.75	25.80	274 (11)	5488 (11)	2834 (11)
25	100	63	22.62	22.62	13.29	27.32	297 (11)	6245 (11)	3076 (11)
26	100	64	22.62	22.62	14.95	28.88	322 (11)	7051 (11)	3328 (11)
27	100	66	22.62	22.62	16.75	30.47	347 (11)	7907 (11)	3589 (11)
28	100	67	22.62	22.62	18.69	32.10	373 (11)	8811 (11)	3860 (11)
29	100	68	22.62	22.62	20.77	33.76	401 (11)	9802 (11)	4150 (11)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo	19920	[kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio	360000	[kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	80	15.71	12.57	0.00	0.00	0 (11)	0 (11)	0 (11)
2	100	80	15.71	12.57	0.16	0.00	3 (11)	154 (11)	23 (11)
3	100	80	15.71	12.57	0.66	0.00	11 (11)	619 (11)	91 (11)
4	100	80	15.71	12.57	1.49	0.00	25 (11)	1400 (11)	206 (11)
5	100	80	15.71	12.57	2.66	0.00	45 (11)	2501 (11)	368 (11)
6	100	80	15.71	12.57	4.17	0.00	70 (11)	3927 (11)	578 (11)

RELAZIONE DI CALCOLO

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
7	100	80	15.71	12.57	6.04	0.00	102 (11)	5683 (11)	836 (11)
8	100	80	15.71	12.57	11.39	0.00	192 (11)	10721 (11)	1578 (11)
9	100	80	15.71	12.57	11.05	0.00	186 (11)	10405 (11)	1531 (11)
10	100	80	15.71	12.57	10.66	0.00	180 (11)	10037 (11)	1477 (11)
11	100	80	15.71	12.57	10.22	0.00	172 (11)	9624 (11)	1416 (11)
12	100	80	15.71	12.57	9.74	0.00	164 (11)	9170 (11)	1349 (11)
13	100	80	15.71	12.57	9.22	0.00	156 (11)	8682 (11)	1278 (11)
14	100	80	15.71	12.57	8.67	0.00	146 (11)	8164 (11)	1201 (11)
15	100	80	15.71	12.57	8.10	0.00	137 (11)	7622 (11)	1122 (11)
16	100	80	15.71	12.57	7.50	0.00	127 (11)	7062 (11)	1039 (11)
17	100	80	15.71	12.57	6.89	0.00	116 (11)	6489 (11)	955 (11)
18	100	80	15.71	12.57	6.28	0.00	106 (11)	5908 (11)	869 (11)
19	100	80	15.71	12.57	5.66	0.00	95 (11)	5325 (11)	784 (11)
20	100	80	15.71	12.57	5.04	0.00	85 (11)	4745 (11)	698 (11)
21	100	80	15.71	12.57	4.43	0.00	75 (11)	4174 (11)	614 (11)
22	100	80	15.71	12.57	3.84	0.00	65 (11)	3618 (11)	532 (11)
23	100	80	15.71	12.57	3.27	0.00	55 (11)	3081 (11)	453 (11)
24	100	80	15.71	12.57	2.73	0.00	46 (11)	2569 (11)	378 (11)
25	100	80	15.71	12.57	2.22	0.00	37 (11)	2088 (11)	307 (11)
26	100	80	15.71	12.57	1.75	0.00	29 (11)	1643 (11)	242 (11)
27	100	80	15.71	12.57	1.32	0.00	22 (11)	1240 (11)	182 (11)
28	100	80	15.71	12.57	0.94	0.00	16 (11)	884 (11)	130 (11)
29	100	80	15.71	12.57	0.62	0.00	10 (11)	580 (11)	85 (11)
30	100	80	15.71	12.57	0.36	0.00	6 (11)	335 (11)	49 (11)
31	100	80	15.71	12.57	0.16	0.00	3 (11)	152 (11)	22 (11)
32	100	80	15.71	12.57	0.04	0.00	1 (11)	39 (11)	6 (11)
33	100	80	15.71	12.57	0.00	0.00	0 (11)	0 (11)	0 (11)

Combinazioni SLEF

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 33200 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	30	22.62	22.62	0.00	0.00	0 (12)	0 (12)	0 (12)
2	100	31	22.62	22.62	0.00	0.75	2 (12)	28 (12)	31 (12)
3	100	33	22.62	22.62	0.02	1.54	5 (12)	52 (12)	65 (12)
4	100	34	22.62	22.62	0.05	2.36	8 (12)	69 (12)	104 (12)
5	100	35	22.62	22.62	0.10	3.21	11 (12)	80 (12)	148 (12)
6	100	37	22.62	22.62	0.17	4.10	16 (12)	84 (12)	198 (12)
7	100	38	22.62	22.62	0.28	5.02	21 (12)	79 (12)	255 (12)
8	100	40	22.62	22.62	0.42	5.97	26 (12)	67 (12)	320 (12)
9	100	41	22.62	22.62	0.60	6.96	33 (12)	39 (12)	393 (12)
10	100	42	22.62	22.62	0.83	7.98	40 (12)	14 (12)	479 (12)
11	100	44	22.62	22.62	1.11	9.03	49 (12)	100 (12)	576 (12)
12	100	45	22.62	22.62	1.45	10.12	60 (12)	226 (12)	686 (12)
13	100	46	22.62	22.62	1.84	11.24	72 (12)	396 (12)	808 (12)
14	100	48	22.62	22.62	2.31	12.40	85 (12)	613 (12)	941 (12)
15	100	49	22.62	22.62	2.84	13.59	99 (12)	880 (12)	1085 (12)
16	100	51	22.62	22.62	3.46	14.81	115 (12)	1195 (12)	1239 (12)
17	100	52	22.62	22.62	4.15	16.07	132 (12)	1560 (12)	1404 (12)
18	100	53	22.62	22.62	4.94	17.36	149 (12)	1974 (12)	1579 (12)
19	100	55	22.62	22.62	5.81	18.68	168 (12)	2437 (12)	1764 (12)
20	100	56	22.62	22.62	6.78	20.04	187 (12)	2949 (12)	1958 (12)
21	100	57	22.62	22.62	7.86	21.43	208 (12)	3510 (12)	2163 (12)
22	100	59	22.62	22.62	9.04	22.85	229 (12)	4121 (12)	2377 (12)
23	100	60	22.62	22.62	10.34	24.31	251 (12)	4780 (12)	2600 (12)
24	100	62	22.62	22.62	11.75	25.80	274 (12)	5488 (12)	2834 (12)
25	100	63	22.62	22.62	13.29	27.32	297 (12)	6245 (12)	3076 (12)
26	100	64	22.62	22.62	14.95	28.88	322 (12)	7051 (12)	3328 (12)
27	100	66	22.62	22.62	16.75	30.47	347 (12)	7907 (12)	3589 (12)
28	100	67	22.62	22.62	18.69	32.10	373 (12)	8811 (12)	3860 (12)
29	100	68	22.62	22.62	20.77	33.76	401 (12)	9802 (12)	4150 (12)

Fondazione

RELAZIONE DI CALCOLO

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 33200 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	80	15.71	12.57	0.00	0.00	0 (12)	0 (12)	0 (12)
2	100	80	15.71	12.57	0.16	0.00	3 (12)	154 (12)	23 (12)
3	100	80	15.71	12.57	0.66	0.00	11 (12)	619 (12)	91 (12)
4	100	80	15.71	12.57	1.49	0.00	25 (12)	1400 (12)	206 (12)
5	100	80	15.71	12.57	2.66	0.00	45 (12)	2501 (12)	368 (12)
6	100	80	15.71	12.57	4.17	0.00	70 (12)	3927 (12)	578 (12)
7	100	80	15.71	12.57	6.04	0.00	102 (12)	5683 (12)	836 (12)
8	100	80	15.71	12.57	11.39	0.00	192 (12)	10721 (12)	1578 (12)
9	100	80	15.71	12.57	11.05	0.00	186 (12)	10405 (12)	1531 (12)
10	100	80	15.71	12.57	10.66	0.00	180 (12)	10037 (12)	1477 (12)
11	100	80	15.71	12.57	10.22	0.00	172 (12)	9624 (12)	1416 (12)
12	100	80	15.71	12.57	9.74	0.00	164 (12)	9170 (12)	1349 (12)
13	100	80	15.71	12.57	9.22	0.00	156 (12)	8682 (12)	1278 (12)
14	100	80	15.71	12.57	8.67	0.00	146 (12)	8164 (12)	1201 (12)
15	100	80	15.71	12.57	8.10	0.00	137 (12)	7622 (12)	1122 (12)
16	100	80	15.71	12.57	7.50	0.00	127 (12)	7062 (12)	1039 (12)
17	100	80	15.71	12.57	6.89	0.00	116 (12)	6489 (12)	955 (12)
18	100	80	15.71	12.57	6.28	0.00	106 (12)	5908 (12)	869 (12)
19	100	80	15.71	12.57	5.66	0.00	95 (12)	5325 (12)	784 (12)
20	100	80	15.71	12.57	5.04	0.00	85 (12)	4745 (12)	698 (12)
21	100	80	15.71	12.57	4.43	0.00	75 (12)	4174 (12)	614 (12)
22	100	80	15.71	12.57	3.84	0.00	65 (12)	3618 (12)	532 (12)
23	100	80	15.71	12.57	3.27	0.00	55 (12)	3081 (12)	453 (12)
24	100	80	15.71	12.57	2.73	0.00	46 (12)	2569 (12)	378 (12)
25	100	80	15.71	12.57	2.22	0.00	37 (12)	2088 (12)	307 (12)
26	100	80	15.71	12.57	1.75	0.00	29 (12)	1643 (12)	242 (12)
27	100	80	15.71	12.57	1.32	0.00	22 (12)	1240 (12)	182 (12)
28	100	80	15.71	12.57	0.94	0.00	16 (12)	884 (12)	130 (12)
29	100	80	15.71	12.57	0.62	0.00	10 (12)	580 (12)	85 (12)
30	100	80	15.71	12.57	0.36	0.00	6 (12)	335 (12)	49 (12)
31	100	80	15.71	12.57	0.16	0.00	3 (12)	152 (12)	22 (12)
32	100	80	15.71	12.57	0.04	0.00	1 (12)	39 (12)	6 (12)
33	100	80	15.71	12.57	0.00	0.00	0 (12)	0 (12)	0 (12)

Combinazioni SLEQ

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 14940 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	30	22.62	22.62	0.00	0.00	0 (13)	0 (13)	0 (13)
2	100	31	22.62	22.62	0.01	0.76	2 (14)	28 (13)	33 (14)
3	100	33	22.62	22.62	0.03	1.56	5 (14)	52 (13)	72 (14)
4	100	34	22.62	22.62	0.08	2.39	9 (14)	69 (13)	118 (14)
5	100	35	22.62	22.62	0.16	3.26	14 (14)	80 (13)	172 (14)
6	100	37	22.62	22.62	0.27	4.16	20 (14)	84 (13)	234 (14)
7	100	38	22.62	22.62	0.42	5.10	26 (14)	79 (13)	306 (14)
8	100	40	22.62	22.62	0.62	6.06	34 (14)	67 (13)	391 (14)
9	100	41	22.62	22.62	0.86	7.07	44 (14)	117 (14)	489 (14)
10	100	42	22.62	22.62	1.16	8.10	55 (14)	252 (14)	599 (14)
11	100	44	22.62	22.62	1.52	9.18	67 (14)	436 (14)	721 (14)
12	100	45	22.62	22.62	1.95	10.28	81 (14)	669 (14)	855 (14)
13	100	46	22.62	22.62	2.44	11.42	96 (14)	953 (14)	1000 (14)
14	100	48	22.62	22.62	3.02	12.59	112 (14)	1288 (14)	1155 (14)
15	100	49	22.62	22.62	3.67	13.80	129 (14)	1673 (14)	1322 (14)
16	100	51	22.62	22.62	4.41	15.04	148 (14)	2109 (14)	1499 (14)
17	100	52	22.62	22.62	5.24	16.32	167 (14)	2595 (14)	1686 (14)
18	100	53	22.62	22.62	6.17	17.63	188 (14)	3132 (14)	1884 (14)
19	100	55	22.62	22.62	7.20	18.97	209 (14)	3719 (14)	2093 (14)
20	100	56	22.62	22.62	8.34	20.35	231 (14)	4357 (14)	2311 (14)
21	100	57	22.62	22.62	9.58	21.76	254 (14)	5045 (14)	2540 (14)
22	100	59	22.62	22.62	10.95	23.21	278 (14)	5784 (14)	2778 (14)
23	100	60	22.62	22.62	12.44	24.69	303 (14)	6573 (14)	3027 (14)
24	100	62	22.62	22.62	14.06	26.20	328 (14)	7413 (14)	3286 (14)

RELAZIONE DI CALCOLO

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
25	100	63	22.62	22.62	15.81	27.75	354 (14)	8304 (14)	3554 (14)
26	100	64	22.62	22.62	17.71	29.33	381 (14)	9245 (14)	3832 (14)
27	100	66	22.62	22.62	19.74	30.95	409 (14)	10237 (14)	4119 (14)
28	100	67	22.62	22.62	21.93	32.60	438 (14)	11280 (14)	4416 (14)
29	100	68	22.62	22.62	24.27	34.29	469 (14)	12418 (14)	4734 (14)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 14940 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
1	100	80	15.71	12.57	0.00	0.00	0 (13)	0 (13)	0 (13)
2	100	80	15.71	12.57	0.20	0.00	3 (14)	185 (14)	27 (14)
3	100	80	15.71	12.57	0.79	0.00	13 (14)	741 (14)	109 (14)
4	100	80	15.71	12.57	1.77	0.00	30 (14)	1670 (14)	246 (14)
5	100	80	15.71	12.57	3.16	0.00	53 (14)	2974 (14)	438 (14)
6	100	80	15.71	12.57	4.94	0.00	83 (14)	4655 (14)	685 (14)
7	100	80	15.71	12.57	7.13	0.00	120 (14)	6716 (14)	988 (14)
8	100	80	15.71	12.57	-2.01	0.00	192 (13)	10721 (13)	2347 (15)
9	100	80	15.71	12.57	-1.61	0.00	186 (13)	10405 (13)	1883 (15)
10	100	80	15.71	12.57	10.66	0.00	180 (13)	10037 (13)	1477 (13)
11	100	80	15.71	12.57	10.22	0.00	172 (13)	9624 (13)	1416 (13)
12	100	80	15.71	12.57	9.74	0.00	164 (13)	9170 (13)	1349 (13)
13	100	80	15.71	12.57	9.22	0.00	156 (13)	8682 (13)	1278 (13)
14	100	80	15.71	12.57	8.67	0.00	146 (13)	8164 (13)	1201 (13)
15	100	80	15.71	12.57	8.10	0.00	137 (13)	7622 (13)	1122 (13)
16	100	80	15.71	12.57	7.50	0.00	127 (13)	7062 (13)	1039 (13)
17	100	80	15.71	12.57	6.89	0.00	116 (13)	6489 (13)	955 (13)
18	100	80	15.71	12.57	6.28	0.00	106 (13)	5908 (13)	869 (13)
19	100	80	15.71	12.57	5.66	0.00	95 (13)	5325 (13)	784 (13)
20	100	80	15.71	12.57	5.04	0.00	85 (13)	4745 (13)	698 (13)
21	100	80	15.71	12.57	4.43	0.00	75 (13)	4174 (13)	614 (13)
22	100	80	15.71	12.57	3.84	0.00	65 (13)	3618 (13)	532 (13)
23	100	80	15.71	12.57	3.27	0.00	55 (13)	3081 (13)	453 (13)
24	100	80	15.71	12.57	2.73	0.00	46 (13)	2569 (13)	378 (13)
25	100	80	15.71	12.57	2.22	0.00	37 (13)	2088 (13)	307 (13)
26	100	80	15.71	12.57	1.75	0.00	29 (13)	1643 (13)	242 (13)
27	100	80	15.71	12.57	1.32	0.00	22 (13)	1240 (13)	182 (13)
28	100	80	15.71	12.57	0.94	0.00	16 (13)	884 (13)	130 (13)
29	100	80	15.71	12.57	0.62	0.00	10 (13)	580 (13)	85 (13)
30	100	80	15.71	12.57	0.36	0.00	6 (13)	335 (13)	49 (13)
31	100	80	15.71	12.57	0.16	0.00	3 (13)	152 (13)	22 (13)
32	100	80	15.71	12.57	0.04	0.00	1 (13)	39 (13)	6 (13)
33	100	80	15.71	12.57	0.00	0.00	0 (13)	0 (13)	0 (13)

Verifica a fessurazione

Simbologia adottata

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

Combinazioni SLEF

Paramento

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

RELAZIONE DI CALCOLO

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	30	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.00 (12)
2	100	31	22.62	1102.90	0.00	72.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
3	100	33	22.62	1156.72	0.02	79.48	0.000000	0.00	0.00 (12)
4	100	34	22.62	1210.75	0.05	86.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
5	100	35	22.62	1264.98	0.10	94.01	0.000000	0.00	0.00 (12)
6	100	37	22.62	1319.41	0.17	101.67	0.000000	0.00	0.00 (12)
7	100	38	22.62	1374.03	0.28	109.59	0.000000	0.00	0.00 (12)
8	100	40	22.62	1428.82	0.42	117.76	0.000000	0.00	0.00 (12)
9	100	41	22.62	1483.78	0.60	126.19	0.000000	0.00	0.00 (12)
10	100	42	22.62	1538.90	0.83	134.88	0.000000	0.00	0.00 (12)
11	100	44	22.62	1594.18	1.11	143.83	0.000000	0.00	0.00 (12)
12	100	45	22.62	1649.61	1.45	153.02	0.000000	0.00	0.00 (12)
13	100	46	22.62	1705.17	1.84	162.46	0.000000	0.00	0.00 (12)
14	100	48	22.62	1760.87	2.31	172.16	0.000000	0.00	0.00 (12)
15	100	49	22.62	1816.69	2.84	182.11	0.000000	0.00	0.00 (12)
16	100	51	22.62	1872.64	3.46	192.30	0.000000	0.00	0.00 (12)
17	100	52	22.62	1928.71	4.15	202.74	0.000000	0.00	0.00 (12)
18	100	53	22.62	1984.90	4.94	213.44	0.000000	0.00	0.00 (12)
19	100	55	22.62	2041.20	5.81	224.39	0.000000	0.00	0.00 (12)
20	100	56	22.62	2097.60	6.78	235.58	0.000000	0.00	0.00 (12)
21	100	57	22.62	2154.10	7.86	247.01	0.000000	0.00	0.00 (12)
22	100	59	22.62	2210.71	9.04	258.70	0.000000	0.00	0.00 (12)
23	100	60	22.62	2267.41	10.34	270.64	0.000000	0.00	0.00 (12)
24	100	62	22.62	2324.20	11.75	282.83	0.000000	0.00	0.00 (12)
25	100	63	22.62	2381.08	13.29	295.26	0.000000	0.00	0.00 (12)
26	100	64	22.62	2438.05	14.95	307.95	0.000000	0.00	0.00 (12)
27	100	66	22.62	2495.10	16.75	320.88	0.000000	0.00	0.00 (12)
28	100	67	22.62	2520.00	18.69	334.05	0.000000	0.00	0.00 (12)
29	100	68	22.62	2520.00	20.77	346.14	0.000000	0.00	0.00 (12)

Fondazione

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	80	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.00 (12)
2	100	80	15.71	2200.00	0.16	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
3	100	80	15.71	2200.00	0.66	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
4	100	80	15.71	2200.00	1.49	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
5	100	80	15.71	2200.00	2.66	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
6	100	80	15.71	2200.00	4.17	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
7	100	80	15.71	2200.00	6.04	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
8	100	80	15.71	2200.00	11.39	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
9	100	80	15.71	2200.00	11.05	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
10	100	80	15.71	2200.00	10.66	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
11	100	80	15.71	2200.00	10.22	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
12	100	80	15.71	2200.00	9.74	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
13	100	80	15.71	2200.00	9.22	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
14	100	80	15.71	2200.00	8.67	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
15	100	80	15.71	2200.00	8.10	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
16	100	80	15.71	2200.00	7.50	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
17	100	80	15.71	2200.00	6.89	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
18	100	80	15.71	2200.00	6.28	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
19	100	80	15.71	2200.00	5.66	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
20	100	80	15.71	2200.00	5.04	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
21	100	80	15.71	2200.00	4.43	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
22	100	80	15.71	2200.00	3.84	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
23	100	80	15.71	2200.00	3.27	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
24	100	80	15.71	2200.00	2.73	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
25	100	80	15.71	2200.00	2.22	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
26	100	80	15.71	2200.00	1.75	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
27	100	80	15.71	2200.00	1.32	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
28	100	80	15.71	2200.00	0.94	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
29	100	80	15.71	2200.00	0.62	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
30	100	80	15.71	2200.00	0.36	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
31	100	80	15.71	2200.00	0.16	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
32	100	80	15.71	2200.00	0.04	441.61	0.000000	0.00	0.00 (12)
33	100	80	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.00 (12)

Combinazioni SLEQ

Paramento

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.20$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	30	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.000 (13)
2	100	31	22.62	1102.90	0.00	72.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
3	100	33	22.62	1156.72	0.02	79.48	0.000000	0.00	0.000 (13)
4	100	34	22.62	1210.75	0.05	86.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
5	100	35	22.62	1264.98	0.10	94.01	0.000000	0.00	0.000 (13)
6	100	37	22.62	1319.41	0.17	101.67	0.000000	0.00	0.000 (13)
7	100	38	22.62	1374.03	0.28	109.59	0.000000	0.00	0.000 (13)
8	100	40	22.62	1428.82	0.42	117.76	0.000000	0.00	0.000 (13)
9	100	41	22.62	1483.78	0.60	126.19	0.000000	0.00	0.000 (13)
10	100	42	22.62	1538.90	0.83	134.88	0.000000	0.00	0.000 (13)
11	100	44	22.62	1594.18	1.11	143.83	0.000000	0.00	0.000 (13)
12	100	45	22.62	1649.61	1.45	153.02	0.000000	0.00	0.000 (13)
13	100	46	22.62	1705.17	1.84	162.46	0.000000	0.00	0.000 (13)
14	100	48	22.62	1760.87	2.31	172.16	0.000000	0.00	0.000 (13)
15	100	49	22.62	1816.69	2.84	182.11	0.000000	0.00	0.000 (13)
16	100	51	22.62	1872.64	3.46	192.30	0.000000	0.00	0.000 (13)
17	100	52	22.62	1928.71	4.15	202.74	0.000000	0.00	0.000 (13)
18	100	53	22.62	1984.90	4.94	213.44	0.000000	0.00	0.000 (13)
19	100	55	22.62	2041.20	5.81	224.39	0.000000	0.00	0.000 (13)
20	100	56	22.62	2097.60	6.78	235.58	0.000000	0.00	0.000 (13)
21	100	57	22.62	2154.10	7.86	247.01	0.000000	0.00	0.000 (13)
22	100	59	22.62	2210.71	9.04	258.70	0.000000	0.00	0.000 (13)
23	100	60	22.62	2267.41	10.34	270.64	0.000000	0.00	0.000 (13)
24	100	62	22.62	2324.20	11.75	282.83	0.000000	0.00	0.000 (13)
25	100	63	22.62	2381.08	13.29	295.26	0.000000	0.00	0.000 (13)
26	100	64	22.62	2438.05	14.95	307.95	0.000000	0.00	0.000 (13)
27	100	66	22.62	2495.10	16.75	320.88	0.000000	0.00	0.000 (13)
28	100	67	22.62	2552.00	18.69	334.05	0.000000	0.00	0.000 (13)
29	100	68	22.62	2520.00	20.77	346.14	0.000000	0.00	0.000 (13)

Fondazione

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.20$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	80	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.000 (13)
2	100	80	15.71	2200.00	0.16	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
3	100	80	15.71	2200.00	0.66	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
4	100	80	15.71	2200.00	1.49	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
5	100	80	15.71	2200.00	2.66	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
6	100	80	15.71	2200.00	4.17	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
7	100	80	15.71	2200.00	6.04	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
8	100	80	15.71	2200.00	11.39	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
9	100	80	15.71	2200.00	11.05	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
10	100	80	15.71	2200.00	10.66	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
11	100	80	15.71	2200.00	10.22	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
12	100	80	15.71	2200.00	9.74	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
13	100	80	15.71	2200.00	9.22	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
14	100	80	15.71	2200.00	8.67	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
15	100	80	15.71	2200.00	8.10	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
16	100	80	15.71	2200.00	7.50	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
17	100	80	15.71	2200.00	6.89	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
18	100	80	15.71	2200.00	6.28	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
19	100	80	15.71	2200.00	5.66	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
20	100	80	15.71	2200.00	5.04	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
21	100	80	15.71	2200.00	4.43	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
22	100	80	15.71	2200.00	3.84	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
23	100	80	15.71	2200.00	3.27	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
24	100	80	15.71	2200.00	2.73	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
25	100	80	15.71	2200.00	2.22	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
26	100	80	15.71	2200.00	1.75	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
27	100	80	15.71	2200.00	1.32	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
28	100	80	15.71	2200.00	0.94	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
29	100	80	15.71	2200.00	0.62	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
30	100	80	15.71	2200.00	0.36	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
31	100	80	15.71	2200.00	0.16	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
32	100	80	15.71	2200.00	0.04	441.61	0.000000	0.00	0.000 (13)
33	100	80	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.000 (13)

10.1.9 Elenco ferri

Simbologia adottata

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

Paramento

n°	Tipo	nf	D [mm]	L [m]	P _r [kN]	P _{gf} [kN]	V _{cls} [mc]
1	Dritto superiore	5	24.00	4.75	0.1653	0.8265	
2	Dritto inferiore	5	24.00	4.72	0.1644	0.8219	
3	Ripartitore	9	10.00	1.00	0.0060	0.0544	
4	Gancio	11	10.00	0.47	0.0028	0.0311	
	Totale al metro					1.7628	1.38
	Totale					34.6773	27.54

Fondazione

n°	Tipo	nf	D [mm]	L [m]	P _r [kN]	P _{gf} [kN]	V _{cls} [mc]
1	Dritto superiore	4	20.00	5.42	0.1311	0.5243	
2	Dritto inferiore	5	20.00	5.42	0.1311	0.6554	
3	Ripartitore	20	10.00	1.00	0.0060	0.1209	
4	Gancio	12	10.00	0.73	0.0044	0.0532	
	Totale al metro					1.4304	2.91
	Totale					27.0756	58.30

11 STABILITÀ DELLO SCAVO PROVVISORIO

L'analisi di stabilità globale è stata finalizzata all'individuazione delle potenziali superfici di rottura. Tra esse, è definita critica quella a cui corrisponde il fattore di sicurezza FS minimo.

Si sottolinea che, a favore di sicurezza, nella ricerca delle superfici di rottura critiche non sono stati considerati eventuali carichi a valle della regione di terreno potenzialmente instabile, essendo questi ultimi stabilizzanti.

Nella figura sottostante è riportata la superficie di rottura critica per la combinazione DA1C2; il fattore di sicurezza FS relativo a tali meccanismi, e quindi il minore tra tutti i fattori di sicurezza FS calcolati, è pari a:

$$FS^{\text{MIN}} (\text{DA1C2}) = 1.274$$

Essendo soddisfatta la relazione:

$$FS^{\text{MIN}} \geq R2 = 1.1,$$

la verifica di stabilità globale in campo statico risulta soddisfatta.

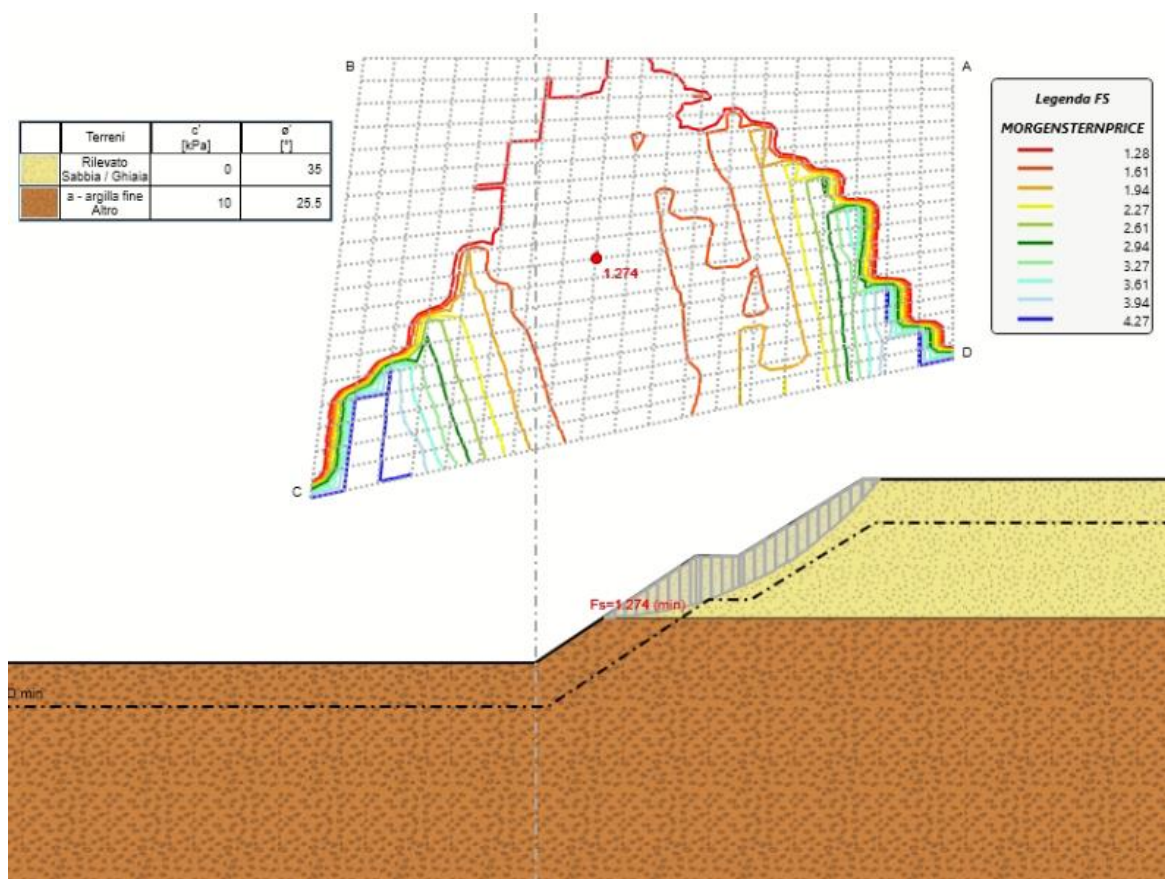


Figura 5: Verifica di stabilità globale in condizioni statiche.