



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



COMUNE DI COSTA VOLPINO

Provincia di Bergamo

Committente: Amministrazione Comunale

INTERVENTO DI SISTEMAZIONE DEL VERSANTE E RIPRISTINO RETE ACQUEDOTTISTICA IN LOCALITA' STRAMAZZANO - 2° STRALCIO -

"Finanziato dall'Unione europea NextGenerationEU. I punti di vista e le opinioni espresse sono tuttavia solo quelli degli autori e non riflettono necessariamente quelli dell'Unione europea o della Commissione europea. Né l'Unione europea né la Commissione europea possono essere ritenute responsabili per essi"

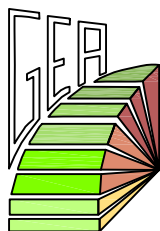
TITOLO ELABORATO

RELAZIONE TECNICO - STRUTTURALE

N. PRATICA	TIPOLOGIA	FASE PROG.	SCALA	ELABORATO
18_156	PROG	DEFINITIVO - ESECUTIVO	-	D

REVISIONE	DATA	DESCRIZIONE
0	Novembre 2023	Prima emissione
1	-	-
2	-	-
3	-	-

PROGETTISTI



Studio G.E.A.

24020 RANICA (Bergamo)

Via Patta, 30/D

Telefono e Fax: 035.340112

E - Mail: gea@mediacom.it

collaborazione al progetto con Ing. Mirco Perico

Dott. Geol. SERGIO GHILARDI

iscritto all' O.R.G. della Lombardia n. 258



Dott. Ing. FRANCESCO GHILARDI

iscritto Ord. Ing. Prov. BG n. 3057



Indice generale

1 Descrizione del software	3
2 Normative di riferimento.....	3
3 Geometria del muro	4
3.1 Sistema di riferimento.....	4
3.2 Rappresentazione geometrica, sezione trasversale.....	5
3.3 Rappresentazione analitica	5
4 Caratteristiche dei terreni.....	6
5 Geometria degli strati.....	6
6 Metodi di calcolo delle azioni e delle verifiche.....	7
6.1 Descrizione della normativa sismica	7
6.2 Descrizione del metodo di calcolo delle spinte	9
6.3 Descrizione del metodo di calcolo della portanza	10
7 Distribuzioni di spinte e pressioni	11
7.1 Pressioni.....	11
7.1.1 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-1.....	11
7.1.2 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-2.....	12
7.1.3 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-3.....	12
7.1.4 Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-1	13
7.1.5 Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-2	13
7.1.6 Pressioni sul paramento a monte in combinazione GEO-1	14
7.1.7 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-1	14
7.1.8 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SLE-1.....	15
8 Risultante delle azioni agenti sul muro	15
8.1 Combinazioni di calcolo	15
8.1.1 Combinazione di carico EQU-1	15
8.1.2 Combinazione di carico EQU-2	16
8.1.3 Combinazione di carico EQU-3	16
8.1.4 Combinazione di carico STR-1	16
8.1.5 Combinazione di carico STR-2.....	16
8.1.6 Combinazione di carico SIS-1	16
9 Verifiche di stabilità locale.....	17
9.1 Tensioni trasmesse sul terreno.....	17
9.2 Tensioni trasmesse dal muro sulla sottofondazione	17
9.3 Verifica allo scorrimento sul piano di posa	17

9.4 Verifica allo scorrimento tra muro e sottofondazione	17
9.5 Verifica a ribaltamento.....	17
9.6 Verifica a ribaltamento sulla sottofondazione.....	17
9.7 Verifica di collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno	18
10 Verifica di stabilità globale dell'opera sul pendio	18
11 Parametri per dimensionamento armatura	18
12 Sollecitazioni e verifiche strutturali	19

1 Descrizione del software

Si tratta di un programma di calcolo strutturale dedicato al progetto e verifica di Opere di Sostegno in cemento armato e a gravità. Il programma permette il calcolo delle spinte nelle diverse combinazioni di calcolo analizzate, l'esecuzione di verifiche di stabilità locale e globale di natura geotecnica, la progettazione delle parti in cemento armato e la verifica di resistenza strutturale. Nella determinazione delle sollecitazioni strutturali può utilizzare un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Nella relazione di calcolo vengono riportati i dati di input, le combinazioni di calcolo adottate, le pressioni e le spinte trovate, nonché i risultati delle verifiche geotecniche e strutturali. Vengono anche prodotte le tavole con i prospetti e le distinte di armatura, ed il computo metrico delle principali grandezze.

SPECIFICHE TECNICHE

Denominazione del software: WallCAD 7

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy

<http://www.concrete.it>

Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720

Versione: 7.26

Versione regolarmente licenziata

SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il programma permette il calcolo della spinta delle terre mediante metodi propri dell'Equilibrio limite e la valutazione della stabilità globale con metodi propri della stabilità dei pendii; le azioni sismiche vengono valutate mediante un approccio pseudo-statico, in accordo alle varie normative adottate. Le spinte vengono pensate agenti su un tratto di lunghezza unitaria di un muro di lunghezza indefinita, con sezione che resta quindi in stato piano di deformazione; nel caso di elementi discontinui con lo sviluppo del muro (come pali, tiranti, contrafforti, carichi puntuali) viene invece creato un modello 3D ad elementi finiti, di lunghezza e condizioni di vincolo alle estremità deciso dal progettista. In quest'ultimo caso le sollecitazioni sono calcolate dal modello numerico per integrazione nel tratto di verifica. La reazione del suolo è quella teorica di fondazione rigida su suolo elastico non reagente al sollevamento; nel caso di studio con modello fem il suolo è modellato mediante un numero elevato di molle elastoplastiche verticali, non reagenti al sollevamento; in direzione orizzontale sono altresì presenti molle elastiche di modulo di reazione proporzionale al verticale. I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse nei terreni della stratigrafia definita. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. I tiranti sono modellati mediante molle elastoplastiche di rigidità equivalente al sistema terreno/tratto libero/tratto ancorato, e di limiti plastici a trazione e compressione assegnati. I carichi possono essere inseriti sia sul muro che sul terreno; in quest'ultimo caso il carico uniforme è trattato come uno strato di spessore equivalente, mentre gli altri tipi di carico (lineare o nastriforme) vengono diffusi in orizzontale e sovrapposti alle restanti azioni.

VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte agli stati limite in accordo al D.M. 17/01/18, al D.M. 14/01/08, al D.M. 09/01/96 o secondo Eurocodice 2, oppure ove consentito col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14/01/92). Le membrane in c.a. sono verificate a pressoflessione e taglio come piastre non espressamente armate a taglio, i pali sono verificati a pressoflessione, taglio e punzonamento verso la suola; nel caso di micropali si considera la sola resistenza del tubolare in acciaio, verificato secondo Eurocodice 3 in accordo al D.M. 17/01/18 o al D.M. 14/01/08

2 Normative di riferimento

Normative di analisi e verifica:

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17.01.2018 (NTC 2018)

Valutazione delle azioni sismiche:

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17.01.2018 (NTC 2018) Cap.7

Verifiche strutturali:

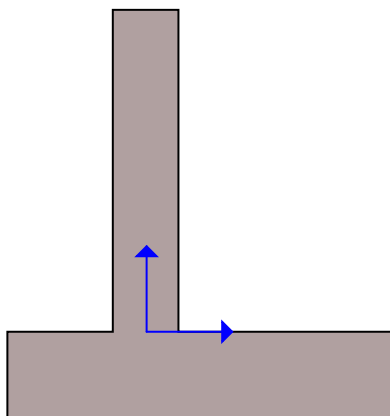
Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17.01.2018 (NTC 2018) Cap.4

3 Geometria del muro

La descrizione della geometria del muro si avvale di una duplice rappresentazione, una schematica, tramite la sezione trasversale, e l'altra in forma analitica tramite le dimensioni principali degli elementi costituenti.

3.1 Sistema di riferimento

Nella seguente rappresentazione schematica viene rappresentata la posizione e l'orientamento del sistema di riferimento rispetto ai vertici principali della sagoma del muro.



Sistema di riferimento adottato per le coordinate:

Ascisse X (esprese in centimetri) positive verso destra

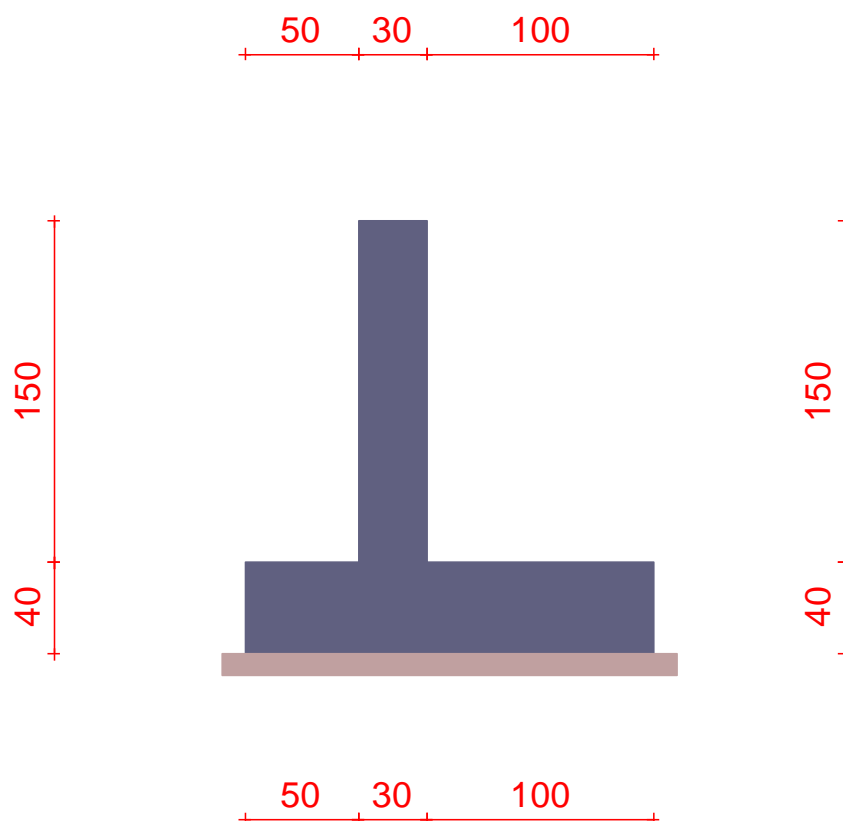
Ordinate Y (esprese in centimetri) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da sinistra verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dal basso verso l'alto

Tutti i valori in output sono riferiti ad 1 centimetro di muro.

3.2 Rappresentazione geometrica, sezione trasversale



3.3 Rappresentazione analitica

Il muro viene convenzionalmente suddiviso in blocchi principali ed eventuali accessori.

Ingombro globale

Larghezza totale del muro	: 180 cm
Altezza totale del muro	: 190 cm
Peso specifico del muro	: 2500 daN/m ³
Peso specifico delle falde	: 1000 daN/m ³

Paramento

Base inf.	: 30 cm
Base sup.	: 30 cm
Altezza	: 150 cm
Disassamento	: 0 cm

Mensola sinistra in fondazione

Larghezza	: 50 cm
Alt.interna	: 40 cm
Alt.esterna	: 40 cm
Disassamento	: 0 cm

Zoccolo centrale in fondazione

Larghezza	: 30 cm
Altezza a sx	: 40 cm
Altezza a dx	: 40 cm
Sfalsamento	: 0 cm

Mensola destra in fondazione

Larghezza	: 100 cm
Alt.interna	: 40 cm
Alt.esterna	: 40 cm
Disassamento	: 0 cm

Sottofondazione

Spessore	: 10 cm
Sbordo sinistro dalla fondazione	: 10 cm
Sbordo destro dalla fondazione	: 10 cm
Resistenza caratteristica R_{ck}	: 150 daN/cm ²
Resistenza al taglio	: 2.5 daN/cm ²
Peso specifico	: 2200 daN/m ³
Coeff. di attrito tra muro e sottofondazione	: 0.7 cm

4 Caratteristiche dei terreni

Significato dei simboli e unità di misura:

Gsat: Peso specifico saturo del terreno, utilizzato nelle zone immerse (daN/m³)

Gnat: Peso specifico naturale del terreno, utilizzato nelle zone non immerse (daN/m³)

Fi: Angolo di attrito interno del terreno (deg)

C': Coesione drenata del terreno (daN/cm²)

Cnd: Coesione non drenata del terreno (daN/cm²)

Delta: Angolo di attrito all'interfaccia terreno/paramento (deg)

AI: Adesione della coesione all'interfaccia terreno/cls (-)

OCR: Coefficiente di sovraconsolidazione del terreno (-)

Ko: Coefficiente di spinta a riposo del terreno (-)

E: Modulo elastico longitudinale del terreno (daN/cm²)

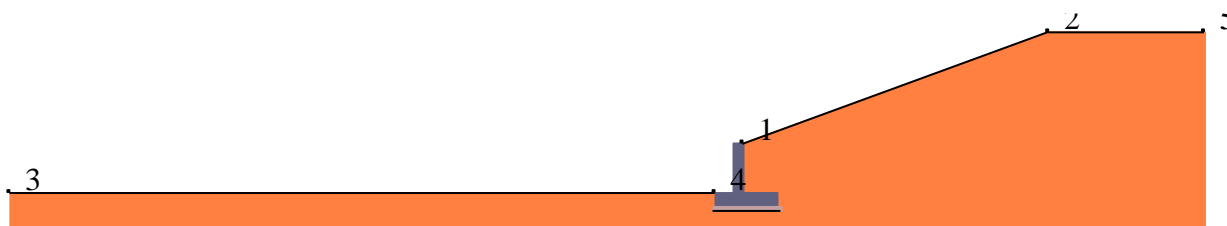
G: Modulo elastico tangenziale del terreno (daN/cm²)

Perm: Permeabilità del terreno (cm/sec)

N	Denominazione	Gsat	Gnat	Fi	C'	Cnd	Delta	AI	OCR	Ko	E	G	Perm
1	limoso sabbioso	1800	1700	24,00	0,025	0,375	0,00	0,50	1,00	0,59	95	30	1,00E-05

5 Geometria degli strati

Vengono mostrate in forma tabellare le sequenze di punti che costituiscono le poligoni di separazione degli strati di terreno.



Strato n.1, materiale sottostante: limoso sabbioso

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	1	15	150
2	2	900	472

Strato n.2, materiale sottostante: limoso sabbioso

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	3	-2115	0
2	4	-65	0

Strato n.3, materiale sottostante: limoso sabbioso

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	2	900	472
2	5	1353	472

Strato n.4, materiale sottostante: limoso sabbioso

Stratigrafia adattata al profilo del muro.

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	-	-75	-50
2	-	125	-50

6 Metodi di calcolo delle azioni e delle verifiche

Metodo di calcolo della spinta del terreno : Cuneo di tentativo
Metodo di calcolo della portanza del terreno : Brinch-Hansen
Normativa adottata per le verifiche locali : D.M. 17/01/2018 Norme Tecniche per le Costruzioni

Normativa adottata per il sisma: D.M. 17/01/2018 Norme tecniche per le costruzioni NTC 2018.
Localizzazione dell'opera: Bergamo, Costa Volpino
Vita nominale dell'opera (Tab. 2.4.I): 50 anni
Classe d'uso (Tab. 2.4.II): 2
Parametri sismici calcolati per lo stato limite : SLV
Accelerazione relativa A_g/g massima attesa al suolo: 0.1076 g
Categoria del suolo di fondazione: D
Coefficiente di amplificazione stratigrafica: 1.8
Coefficiente di amplificazione topografica: 1.2
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per il sito (β_s): 0.24
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per muri (β_m): 0.38
Punto di applicazione della forza dinamica: a metà altezza del muro
Effetto della componente verticale di accelerazione sismica trascurato.

6.1 Descrizione della normativa sismica

In zona sismica per l'opera di sostegno viene condotta una analisi pseudostatica secondo quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018 NTC, paragrafo 7.11.6).

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, pari al prodotto delle forze di gravità moltiplicate per un coefficiente sismico.

I coefficienti sismici orizzontali e verticali, applicati a tutte le masse potenzialmente instabili, sono calcolati rispettivamente come:

$$k_h = \beta_m \cdot (a_{max}/g) \quad [7.11.6]$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad [7.11.7]$$

$$a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g \quad [7.11.8]$$

Dove: β_m è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g è l'accelerazione di gravità;

S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito (§3.2.3.2);

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione del pendio (§3.2.3.2);

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_m sono 0.38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV), 0.47 nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD); per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno assume valore unitario.

Il coefficiente S_s di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di S_s sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.IV.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture in sommità di un pendio o in cresta, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di S_T sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V, in funzione della categoria topografica della superficie.

I coefficienti sismici sopra definiti sono considerati costanti lungo l'altezza del muro.

L'incremento di spinta dovuto al sisma può venire assunto agente nello stesso punto di quella statica, nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, oppure a metà altezza dell'opera, negli altri casi.

La spinta totale di progetto E_d agente sull'opera di sostegno è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot h^2 + E_{ws}$$

dove: γ è il peso specifico del terreno;

K è il coefficiente di spinta del terreno;

h è l'altezza del muro;

E_{ws} è la spinta idrostatica;

Il coefficiente di spinta del terreno viene calcolato come nel caso statico ma con le seguenti modifiche*:

- nel caso di terreno sotto falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \text{e} \quad \tan \theta_B = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 - k_v}$$

dove: γ è il peso specifico del terreno saturo;

γ_w è il peso specifico dell'acqua;

- nel caso di terreno sopra falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \text{e} \quad \tan \theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

*eccetto il metodo di Mononobe-Okabe, che include il sisma in modo nativo nella formulazione.

L'acqua interstiziale viene considerata non libera all'interno dello scheletro solido del terreno, trattando quindi quest'ultimo come un mezzo monofase. In presenza di acqua libera sulla faccia del muro viene aggiunta la sovrappressione (considerata agente nel caso peggiore, cioè da monte verso valle) dovuta all'effetto idrodinamico, secondo la relazione:

$$q(z) = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z}$$

dove: h è l'altezza totale della zona interessata dall'acqua libera;

z è la distanza dal pelo libero dell'acqua;

Stabilità globale

In presenza di sisma viene condotta una analisi pseudo-statica secondo quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018 NTC, paragrafo 7.11.3.5, 7.11.4), secondo cui l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, proporzionale al peso del volume di terreno instabile ed ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot (a_{\max}/g) \quad [7.11.3]$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad [7.11.4]$$

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g \quad [7.11.5]$$

Dove: β_s è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
 a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, in funzione della zona sismica;
 g è l'accelerazione di gravità;
 S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito;
 S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione del pendio;
 a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella normativa in Tab. 7.11.I, in funzione della categoria di sottosuolo e della accelerazione orizzontale massima a_g .

Il coefficiente S_s di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di S_s sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.IV.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture in sommità di un pendio o in cresta, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di S_T sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V, in funzione della categoria topografica della superficie.

Il calcolo viene condotto nelle combinazioni stabilite dal progettista, con i coefficienti parziali sulle azioni, sui materiali e resistenze indicati; di default vengono create combinazioni per il caso statico e sismico.

6.2 Descrizione del metodo di calcolo delle spinte

Il calcolo delle spinte basato sul “Metodo del cuneo di tentativo” (*Trial Wedge Method*), può essere considerato una generalizzazione della *teoria di Coulomb* (1776). Le equazioni derivano dall'equilibrio limite globale di diversi cunei di rottura di forma variabile a seconda delle condizioni di equilibrio al contorno. Esse dipendono dall'angolo di rottura delle superfici di scorrimento; la spinta si ottiene per tentativi facendo variare l'angolo di rottura fino a determinare quello critico che rende massima la spinta attiva o minima la spinta passiva sull'opera di sostegno.

Nel caso semplice di terrapieno omogeneo, dall'equilibrio globale limite del cuneo costruito sulla superficie di rottura, si scrive l'equazione di equilibrio in funzione dell'angolo di rottura α . In questo modo l'unica incognita è la spinta del terreno, ed è possibile cercare l'angolo critico che rende massima tale spinta attiva.

In caso di presenza di falda, nell'equilibrio limite globale del cuneo di rottura viene considerata la sottospinta dell'acqua U sulla superficie di rottura e la spinta idrostatica P_w sul tratto di muro interessato; il peso di volume del cuneo è comprensivo del peso dell'acqua.

Si calcolano le componenti delle forze agenti lungo la superficie di rottura e lungo la sua normale. Dall'equilibrio delle forze normali alla superficie di scorrimento:

$$N = [V - P_{ah} \tan \delta + W] \cos \alpha + [P_{ah} + P_w] \sin \alpha - U$$

dove $P_{ah} \tan \delta = P_{av}$ e $V = q * B$

Dall'equilibrio delle forze tangenziali alla superficie di scorrimento:

$$T = [V + W - P_{ah} \tan \delta] \sin \alpha - [P_{ah} + P_w] \cos \alpha$$

Sfruttando il criterio di rottura di Mohr-Coulomb,

$$T = N \tan \phi + c * L$$

sostituendo T ed N con quelle derivanti dalle equazioni di equilibrio e risolvendo rispetto all'unica incognita P_{ah} si ottiene la seguente equazione, dipendente da α :

$$P_{ah} = \frac{(V + W) * (\cos \alpha \tan \phi - \sin \alpha) + P_w * (\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi) - U \tan \phi + c * L}{(\tan \delta \cos \alpha \tan \phi - \sin \alpha \tan \phi - \tan \delta \sin \alpha - \cos \alpha)}$$

Nel caso di un terrapieno formato da due strati di terreno generici, poiché i parametri meccanici possono cambiare nei due strati, potendo essere i due terreni di natura diversa, la superficie di rottura che ne deriva è spezzata, assume cioè valori dell'angolo di rottura α_1 ed α_2 che possono essere diversi nei due strati. Le spinte si ricavano sempre dall'equilibrio del cuneo mediante un'equazione di equilibrio limite. Nel caso di un terrapieno formato da un numero generico di strati il calcolo viene condotto come nelle soluzioni precedenti, ma nel quale viene aggiunto uno strato per ogni ciclo di calcolo.

Il metodo del cuneo di tentativo consente una grande generalità nell'attribuzione di sovraccarichi sul terrapieno, in quanto permette di considerare svariate tipologie di carico. Inoltre consente di considerare, nel caso di materiali coesivi,

la fessurazione che può formarsi in superficie, dovuta all'incapacità di sopportare una trazione eccessiva nella parte superiore dello strato. L'altezza fessurata viene in questo caso calcolata come:

$$H = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

Il metodo del cuneo di tentativo può essere usato anche per il calcolo della spinta passiva.

6.3 Descrizione del metodo di calcolo della portanza

La capacità portante viene valutata attraverso la formula di Brinch-Hansen, nel caso generale:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\phi = 0$) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

γ = peso di volume dello strato di fondazione;

B = larghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $B = B_f - 2e$);

L = lunghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $L = L_f - 2e$);

c = coesione dello strato di fondazione;

c_u = coesione non drenata dello strato di fondazione;

q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

N_y, N_c, N_q = fattori di capacità portante;

s_y, s_c, s_q = fattori di forma della fondazione;

d_y, d_c, d_q = fattori di profondità del piano di posa della fondazione.

i_y, i_c, i_q = fattori di inclinazione del carico;

b_y, b_c, b_q = fattori di inclinazione della base della fondazione;

g_y, g_c, g_q = fattori di inclinazione del piano campagna;

Per la teoria di Brinch-Hansen i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$\begin{aligned} N_c &= (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi; & N_q &= \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \phi)}; & N_\gamma &= 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \phi \\ s_c &= 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; & s'_c &= 0.2 \cdot \frac{B}{L}; & s_q &= 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{tg} \phi; & s_\gamma &= 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \\ d_c &= 1 + 0.4 \cdot k; & d'_c &= 0.4 \cdot k; & d_q &= 1 + 2 \cdot k \cdot \text{tg} \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2; & d_\gamma &= 1 \\ i_c &= i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; & i'_c &= 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{B \cdot L \cdot c_a}}; & i_q &= \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^5; \\ i_\gamma &= \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^5 & (\text{se } \eta=0); & i_\gamma &= \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ) \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^5 & (\text{se } \eta>0) \\ g_c &= 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; & g'_c &= \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; & g_q &= (1 - 0.5 \cdot \text{tg} \beta)^5; & g_\gamma &= g_q \end{aligned}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^o}{147^o}; \quad b'_c = \frac{\eta^o}{147^o}; \quad b_q = e^{(-2 \cdot \eta \cdot \text{tg} \phi)}; \quad b_\gamma = e^{(-2.7 \cdot \eta \cdot \text{tg} \phi)}$$

$$\text{dove: } k = \frac{D}{B_f} \quad \left(\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1\right); \quad k = \text{arctg} \left(\frac{D}{B_f} \right) \quad \left(\text{se } \frac{D}{B_f} > 1\right)$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;

c_a = aderenza alla base della fondazione;

η = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale ($\eta = 0$ se orizzontale);

β = inclinazione del pendio;

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

D = profondità della fondazione.

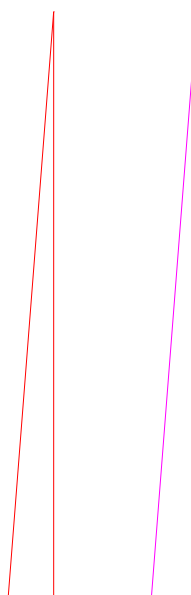
* in presenza di inclinazione dei carichi elevata, a favore di sicurezza, non sono stati usati i coeff. s_i insieme a i_i .

7 Distribuzioni di spinte e pressioni

7.1 Pressioni

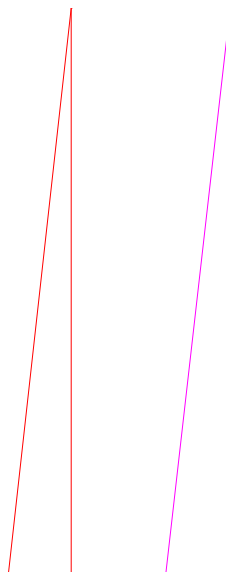
Le distribuzioni delle pressioni esercitate dai terreni circostanti il muro sono date attraverso un insieme di segmenti generalmente coincidenti i profili laterali dell'intervento murario. Ogni segmento presenta una distribuzione lineare di pressione che può variare vettorialmente da un valore (VX1, VY1) sino ad un valore (VX2, VY2). Le distribuzioni di pressione sono fornite per causa originante (pressione del terreno o pressione dell'acqua) e sommate globalmente.

7.1.1 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-1



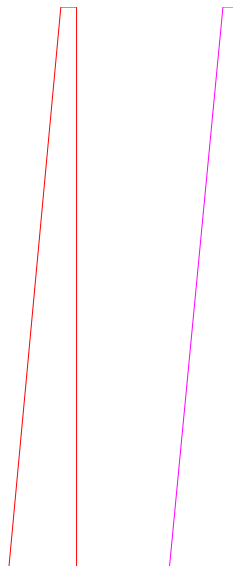
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	15	150	15	0	0	0	-0.06	0	0	0	0	0	0	0	-0.06	0

7.1.2 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-2



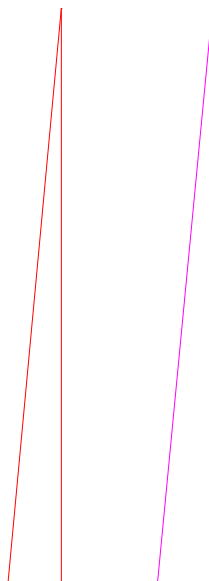
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	15	150	15	0	0	0	-0.08	0	0	0	0	0	0	0	-0.08	0

7.1.3 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-3



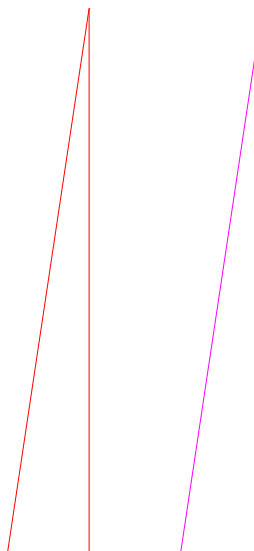
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	15	150	15	0	-0.02	0	-0.09	0	0	0	0	0	-0.02	0	-0.09	0

7.1.4 Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-1



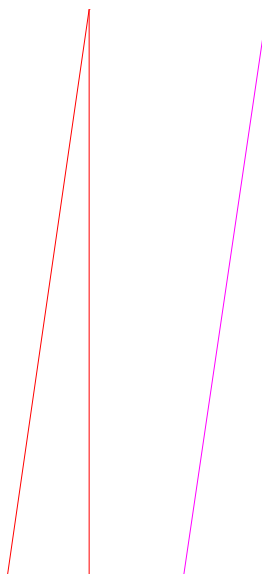
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	15	150	15	0	0	0	-0.07	0	0	0	0	0	0	0	-0.07	0

7.1.5 Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-2



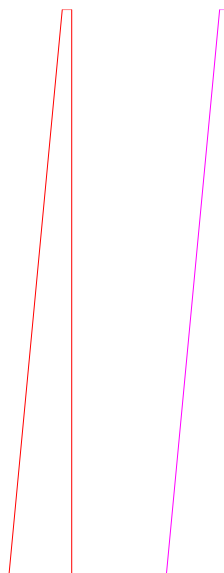
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	15	150	15	0	0	0	-0.11	0	0	0	0	0	0	0	-0.11	0

7.1.6 Pressioni sul paramento a monte in combinazione GEO-1



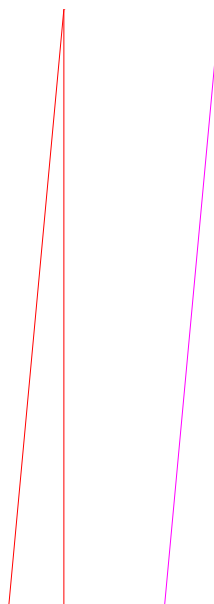
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	15	150	15	0	0	0	-0.11	0	0	0	0	0	0	0	-0.11	0

7.1.7 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-1



N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	15	150	15	0	-0.01	0	-0.08	0	0	0	0	0	-0.01	0	-0.08	0

7.1.8 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SLE-1



N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	15	150	15	0	0	0	-0.07	0	0	0	0	0	0	0	-0.07	0

8 Risultante delle azioni agenti sul muro

Vengono riportate le combinazioni di calcolo ed il riepilogo delle azioni risultanti agenti sul muro per le verifiche geotecniche.

8.1 Combinazioni di calcolo

La seguente tabella mostra i coefficienti moltiplicatori delle azioni utilizzati nelle combinazioni ed i relativi gruppi di coefficienti di sicurezza parziale, definiti nella normativa.

Con l'indice stampato n uguale a 0 (A0, M0 e R0), si intendono le situazioni in cui non sono definiti dei gruppi specifici da parte della normativa ed i coefficienti moltiplicatori sono da intendersi implicitamente unitari.

Famiglia	A	M	R	Indice	Nome	Perm.	Variabili	Sisma H	Sisma V
EQU	A3	M1	R3	1	EQU-1	0.9	0	0	0
EQU	A3	M1	R3	2	EQU-2	1.1	0	0	0
EQU	A0	M0	Rs	3	EQU-3	1	0	1	0
STR	A1	M1	R3	1	STR-1	1	0	0	0
STR	A1	M1	R3	2	STR-2	1.3	0	0	0
GEO	A2	M2	R2	1	GEO-1	1	0	0	0
SIS	A0	M0	Rs	1	SIS-1	1	0	1	0
SLE	A0	M0	R0	1	SLE-1	1	0	0	0

8.1.1 Combinazione di carico EQU-1

Descrizione	x _p	y _p	F _x	F _y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	15	17	0	-26.33
Peso proprio del terreno/acqua a monte	67	84	0	-25.73
Spinta del terreno a monte	0	19	-13.57	0

Spinta del terreno a valle	0	-23	5.98	0
----------------------------	---	-----	------	---

8.1.2 Combinazione di carico EQU-2

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	15	17	0	-32.18
Peso proprio del terreno/acqua a monte	67	84	0	-31.45
Spinta del terreno a monte	0	22	-18.46	0
Spinta del terreno a valle	0	-24	6.63	0

8.1.3 Combinazione di carico EQU-3

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	15	17	0	-29.25
Peso proprio del terreno/acqua a monte	67	84	0	-28.59
Spinta del terreno a monte	0	31	-24.24	0
Spinta del terreno a valle	0	-23	6.3	0
Forza di inerzia dovuta al muro	15	17	-3.87	0
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	67	84	-3.79	0

8.1.4 Combinazione di carico STR-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	15	17	0	-29.25
Peso proprio del terreno/acqua a monte	67	84	0	-28.59
Spinta del terreno a monte	0	20	-16	0
Spinta del terreno a valle	0	-23	6.3	0

8.1.5 Combinazione di carico STR-2

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	15	17	0	-38.03
Peso proprio del terreno/acqua a monte	67	84	0	-37.17
Spinta del terreno a monte	0	24	-23.43	0
Spinta del terreno a valle	0	-24	7.27	0

8.1.6 Combinazione di carico SIS-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	15	17	0	-29.25
Peso proprio del terreno/acqua a monte	67	84	0	-28.59
Spinta del terreno a monte	0	28	-20.97	0
Spinta del terreno a valle	0	-23	6.3	0
Forza di inerzia dovuta al muro	15	17	-2.58	0
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	67	84	-2.53	0

9 Verifiche di stabilità locale

9.1 Tensioni trasmesse sul terreno

Moltiplicatore spinta passiva per equilibrio	: 0
Pressione limite sul terreno per abbassamento	: 2 daN/cm ²
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	: 19.7 cm (comb. SIS-1)
Momento rispetto al baricentro della fondazione	: 1223 daN cm (comb. SIS-1)
Larghezza reagente minima in fondazione	: 200 cm (comb. STR-1)
Tensione max sul terreno allo spigolo di valle	: 0.49 daN/cm ² (comb. SIS-1)
Tensione max sul terreno allo spigolo di monte	: 0.32 daN/cm ² (comb. STR-2)

9.2 Tensioni trasmesse dal muro sulla sottofondazione

Moltiplicatore spinta passiva per equilibrio	: 0
Eccentricità del contatto muro/sottofondazione	: 16.6 cm (comb. SIS-1)
Larghezza reagente minima tra muro e sottofondazione	: 180 cm (comb. STR-1)
Tensione max sul lato di valle	: 0.5 daN/cm ² (comb. SIS-1)
Tensione max sul lato di monte	: 0.36 daN/cm ² (comb. STR-2)

9.3 Verifica allo scorrimento sul piano di posa

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-1	
Verifica peggiore per condizione LT (lungo termine)	
Moltiplicatore spinta passiva per traslazione	: 0
Coefficiente di attrito caratteristico terreno-fondazione	: 0.45
Coefficiente di attrito di progetto terreno-fondazione	: 0.45
Adesione di progetto terreno-fondazione	: 0.013 daN/cm ²
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	: 62 daN
Sforzo tangenziale positivo all'intradosso della fondazione	: 0 daN
Sforzo tangenziale negativo all'intradosso della fondazione	: 26 daN
Coefficiente parziale gammaR scorrimento	: 1
Coefficiente limite verifica alla traslazione	: 1
Coefficiente di sicurezza alla traslazione	: 1.16

9.4 Verifica allo scorrimento tra muro e sottofondazione

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-1	
Moltiplicatore spinta passiva per traslazione	: 0
Coefficiente di attrito caratteristico muro-sottofondazione	: 0.7
Sforzo normale sulla sottofondazione	: 52 daN
Sforzo tangenziale stab. sulla sottofondazione	: 0 daN
Sforzo tangenziale instab. sulla sottofondazione	: -23 daN
Coefficiente parziale gammaR scorrimento	: 1
Coeff. limite verifica allo scorrimento muro/sottofondazione	: 1
Coeff. sicurezza allo scorrimento muro/sottofondazione	: 1.55

9.5 Verifica a ribaltamento

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: EQU-3	
Moltiplicatore spinta passiva per ribaltamento	: 0
Momento ribaltante rispetto allo spigolo di valle	: 2722 daN cm
Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle	: -7138 daN cm
Coefficiente parziale gammaR ribaltamento	: 1
Coefficiente limite verifica al ribaltamento	: 1
Coefficiente di sicurezza al ribaltamento	: 2.62

9.6 Verifica a ribaltamento sulla sottofondazione

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: EQU-3

Moltiplicatore spinta passiva per ribaltamento : 0
 Momento ribaltante rispetto allo spigolo di valle del muro : 2403 daN cm
 Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle del muro : -6560 daN cm
 Coefficiente parziale gammaR ribaltamento : 1
 Coefficiente limite verifica al ribaltamento : 1
 Coefficiente di sicurezza al ribaltamento : 2.73

9.7 Verifica di collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-1
 Verifica peggiore per condizione LT (lungo termine)
 Moltiplicatore spinta passiva per portanza terreno : 0
 Inclinazione media del pendio circostante la fondazione : 0 °
 Profondità del piano di posa : 50 cm
 Sovraccarico agente sul piano di posa : 0.085 daN/cm2
 Coesione di progetto del suolo di fondazione : 0.025 daN/cm2
 Angolo di attrito di progetto del suolo di fondazione : 24 °
 Peso specifico di progetto del suolo di fondazione : 0.0017 daN/cm3
 Inclinazione della risultante rispetto alla normale : 22.7 °
 Base efficace : 161 cm
 Carico tangenziale al piano di posa : 26.1 daN/cm
 Carico di progetto della fondazione (normale al P.P.) : 62.2 daN/cm
 Carico ultimo della fondazione : 95.5 daN/cm
 Lunghezza Fondazione per verifica carico limite : 1000 cm
 Coefficiente parziale gammaR carico limite : 1.2
 Coefficiente limite verifica al carico limite : 1
 Coefficiente di sicurezza al carico limite : 1.28

Tabella dei coefficienti di capacità portante

Coefficienti	Coesione	Sovraccarico	Attrito
Coefficienti di capacità portante	N _c = 19	N _q = 10	N _g = 6
Coefficienti di forma	s _c = 1	s _q = 1	s _g = 1
Coefficienti di profondità	d _c = 1.1	d _q = 1.08	d _g = 1
Coefficienti di inclinazione del carico	i _c = 0.26	i _q = 0.34	i _g = 0.2
Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	b _c = 1	b _q = 1	b _g = 1
Coefficienti di inclinazione del pendio	g _c = 1	g _q = 1	g _g = 1

10 Verifica di stabilità globale dell'opera sul pendio

Metodo di analisi di stabilità del pendio : Bishop
 Passo dei conci : 100 cm
 Coefficiente di stabilità globale pendio : 0
 Coefficiente limite suggerito dalla normativa : 1.1
 X centro della superficie critica : -2564 cm
 Y centro della superficie critica : 421 cm
 Raggio della superficie critica : 2026 cm
 Forza di bilancio : -51.82 daN/cm
 Volume spostato dalla superficie critica : 7.62 m³/m
 Peso spostato dalla superficie critica : 13708 daN/m

11 Parametri per dimensionamento armatura

Metodo di calcolo: D.M. 17-01-18 Norme Tecniche per le Costruzioni

R_{ck} (resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo) : 300 daN/cm²
 Modulo elastico longitudinale E_c : 314472 daN/cm²
 Rapporto E_a/E_c per calcolo tensioni in esercizio : 15
 Rapporto E_a/E_c per calcolo ampiezza fessure : 7

Fyk (tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio):	4500 daN/cm ²
Fattore parziale di sicurezza dell'acciaio	: 1.15
Fattore parziale di sicurezza del calcestruzzo	: 1.5
Coefficiente Beta ₂ per calcolo ampiezza fessure	: 0.5
Riduzione della tau di aderenza per cattiva aderenza	: 0.7
fct,eff/fctm per calcolo ampiezza fessure	: 0.83
Limite sigmac/fck	: 0.45
Limite sigmaf/fyk	: 0.8
Ampiezza limite delle fessure	: 0.3 mm
Coefficiente Beta per punzonamento pali interni	: 1.15
Coefficiente Beta per punzonamento pali sul bordo	: 1.4
Coefficiente Beta per punzonamento pali sull'angolo	: 1.5

12 Sollecitazioni e verifiche strutturali

Tutte le verifiche sono riferite su sezioni di profondità nominale di un metro.

Verifiche sismiche condotte in campo sostanzialmente elastico

EpsS% max : 0.186 %

EpsC% max : 0.2 %

Significato dei simboli:

X: ascissa del baricentro della sezione

Y: ordinata del baricentro della sezione

H: altezza della sezione

A_s: area efficace dello strato superiore per metro

C_s: copriferro medio dello strato superiore

A_i: area efficace dello strato inferiore per metro

C_i: copriferro medio dello strato inferiore

v_{mi}: soddisfacimento delle percentuali minime di armatura

C_{res}: combinazione di carico critica per la verifica di resistenza in pressoflessione retta

M_d: momento di calcolo

N_d: sforzo normale di calcolo

M_u: momento ultimo

N_u: sforzo normale ultimo

c.s.: coefficiente di sicurezza

v_{res}: soddisfacimento della resistenza alla pressoflessione retta

X: ascissa del baricentro della sezione

Y: ordinata del baricentro della sezione

H: altezza della sezione

c_{es}: combinazione di carico critica delle tensioni in esercizio in pressoflessione retta

M_e: momento in esercizio

N_e: sforzo normale in esercizio

σ_f: trazione massima sull'armatura

σ_c: compressione massima sul calcestruzzo

v_{es}: soddisfacimento tensioni ammissibili a pressoflessione retta

c_f: combinazione di carico critica per la verifica di fessurazione

M_f: momento di calcolo per la verifica di fessurazione

N_f: sforzo normale di calcolo per la verifica di fessurazione

S_{rm}: interasse delle fessure

W_k: ampiezza caratteristica delle fessure

v_f: soddisfacimento verifica fessurazione

X: ascissa del baricentro della sezione

Y: ordinata del baricentro della sezione

H: altezza della sezione

c_t: combinazione di carico critica per la verifica a taglio

V_{Sd}: taglio di calcolo

V_{Rdc}: taglio resistente in assenza di armatura a taglio

V_{Rdmax}: taglio resistente massimo dell'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse

V_{Rds}: taglio resistente in presenza di armatura a taglio

vt: soddisfacimento verifica taglio

Paramento (sezioni longitudinali) (attraversate da barre trasversali)

X	Y	H	A _s	C _s	A _i	C _i	v _{ml}	C _{res}	M _d	N _d	M _u	N _u	c.s.	V _{res}
cm	cm	cm	cm ²	cm	cm ²	cm			daN cm	daN		daN cm		
0	0	30	5.7	3.8	5.7	3.8	ok	SIS-1	47800	-1125	735302	-17306	15.4	ok
0	30	30	9.5	3.7	9.5	3.8	ok	SIS-1	27208	-900	1361259	-45028	50	ok
0	60	30	11.3	3.7	11.3	3.8	ok	SIS-1	13401	-675	2038741	-102687	152	ok
0	90	30	5.7	3.6	5.7	3.8	ok	SIS-1	5110	-450	1928358	-169813	377	ok
0	120	30	5.7	3.6	5.7	3.8	ok	SIS-1	1066	-225	1529096	-322715	>999	ok

X	Y	H	C _{es}	M _e	N _e	σ _f	σ _c	V _{es}	C _f	M _f	N _f	S _{rm}	W _k	v _f
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm ²	daN/cm ²			daN cm	daN	cm	mm	
0	0	30	SLE-1	26434	-1125	99	-3	ok	SLE-1	26434	-1125	-	-	ok
0	30	30	SLE-1	13534	-900	19	-1	ok	SLE-1	13534	-900	-	-	ok
0	60	30	SLE-1	5710	-675	1	-1	ok	SLE-1	5710	-675	-	-	ok
0	90	30	SLE-1	1692	-450	0	0	ok	SLE-1	1692	-450	-	-	ok
0	120	30	SLE-1	211	-225	0	0	ok	SLE-1	211	-225	-	-	ok

X	Y	H	C _t	VSd	VRdc	VRdmax	VRds	v _t
cm	cm	cm		daN	daN	daN	daN	
0	0	30	STR-2	-838	11928	-	-	ok
0	30	30	SIS-1	-566	12400	-	-	ok
0	60	30	SIS-1	-361	13089	-	-	ok
0	90	30	SIS-1	-199	11795	-	-	ok
0	120	30	SIS-1	-78	11765	-	-	ok

Mensola di fondazione a valle (mensola sinistra) (sezioni longitudinali) (attraversate da barre trasversali)

X	Y	H	A _s	C _s	A _i	C _i	v _{ml}	C _{res}	M _d	N _d	M _u	N _u	c.s.	V _{res}
cm	cm	cm	cm ²	cm	cm ²	cm			daN cm	daN		daN cm		
-35	-20	40	5.7	3.6	5.7	3.6	ok	SIS-1	17090	26	733782	1137	42.9	ok
-15	-20	40	5.7	3.6	5.7	3.6	ok	SIS-1	45823	44	740830	714	16.2	ok

X	Y	H	C _{es}	M _e	N _e	σ _f	σ _c	V _{es}	C _f	M _f	N _f	S _{rm}	W _k	v _f
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm ²	daN/cm ²			daN cm	daN	cm	mm	
-35	-20	40	SLE-1	10344	0	54	-1	ok	SLE-1	10344	0	-	-	ok
-15	-20	40	SLE-1	28646	0	149	-2	ok	SLE-1	28646	0	-	-	ok

X	Y	H	C _t	VSd	VRdc	VRdmax	VRds	v _t
cm	cm	cm		daN	daN	daN	daN	
-35	-20	40	SIS-1	1110	14607	-	-	ok
-15	-20	40	SIS-1	1750	14607	-	-	ok

Mensola di fondazione a monte (mensola destra) (sezioni longitudinali) (attraversate da barre trasversali)

X	Y	H	A _s	C _s	A _i	C _i	v _{ml}	C _{res}	M _d	N _d	M _u	N _u	c.s.	V _{res}
cm	cm	cm	cm ²	cm	cm ²	cm			daN cm	daN		daN cm		
15	-20	40	5.7	3.6	5.7	3.6	ok	SIS-1	-94078	-827	-878934	-7725	9.34	ok
45	-20	40	5.7	3.6	5.7	3.6	ok	SIS-1	-52731	-800	-996740	-15128	18.9	ok
75	-20	40	5.7	3.6	5.7	3.6	ok	SIS-1	-19648	-774	-1812264	-71377	92.2	ok

X	Y	H	C _{es}	M _e	N _e	σ _f	σ _c	V _{es}	C _f	M _f	N _f	S _{rm}	W _k	v _f
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm ²	daN/cm ²			daN cm	daN	cm	mm	
15	-20	40	SLE-1	-40986	-629	160	-3	ok	SLE-1	-40986	-629	-	-	ok
45	-20	40	SLE-1	-22125	-629	63	-2	ok	SLE-1	-22125	-629	-	-	ok
75	-20	40	SLE-1	-8155	-629	4	0	ok	SLE-1	-8155	-629	-	-	ok

X	Y	H	C _t	VSd	VRdc	VRdmax	VRds	v _t
cm	cm	cm		daN	daN	daN	daN	

cm	cm	cm		daN	daN	daN	daN	
15	-20	40	SIS-1	-1438	14720	-	-	ok
45	-20	40	SIS-1	-1279	14716	-	-	ok
75	-20	40	SIS-1	-887	14713	-	-	ok

Sottofondazione

Sollecitazione massima sullo sbordo sinistro della sottofondazione:

Momento flettente : 23 daN*cm/cm

Taglio : 5 daN/cm

Sollecitazione massima sullo sbordo destro della sottofondazione:

Momento flettente : 14 daN*cm/cm

Taglio : 3 daN/cm