



COMUNE DI
ALESSANDRIA DELLA ROCCA

"LAVORI DI COMPLETAMENTO DEGLI IMPIANTI
SPORTIVI IN ZONA DI ESPANSIONE NEL
COMUNE DI ALESSANDRIA DELLA ROCCA"

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

INTERVENTO A VALLE DEL MURO DI VIA SANTUARIO

RTP

Architetto Vito Garbo
Architetto Paolo Pettene
Architetto Giancarlo Fischetti
Ingegnere Salvatore Barone
Architetto Ignazia Grimaudo
Ingegnere Gaetano Barresi
Architetto Giuseppe Barca
Ingegnere Giuseppe Lo Faro
Architetto Enrico Accardo
Geologo Gaspare Motisi

TAV. S 12

DATA

IL RUP

1- Descrizione intervento

La presente relazione tratta la verifica del muro di sostegno del tratto D-O-E realizzato nell'ambito dell'intervento di cui al "Progetto per la costruzione degli impianti sportivi in zona di espansione, nel Comune di Alessandria della Rocca" di cui all'Autorizzazione dell'Ufficio del Genio Civile di Agrigento n. 46210 del 02.07.2002.

Stando alle informazioni in possesso dello scrivente, la realizzazione delle opere di sostegno di cui alla citata autorizzazione è avvenuta tra il 23.06.2004 e il 20.04.2006.

Il collaudatore statico delle opere, nominato con Determinazione Sindacale n. 32 del 11.09.2008, Ing. Accursio Pippo Oliveri nella relazione di collaudo riportava *"Alla data di sospensione del 20-04-2006 i lavori realizzati consistevano nello sbancamento generale dell'area, nella creazione dei terrazzamenti di progetto, nella demolizione di un banco di roccia, nella realizzazione dei pali di fondazione delle tipologie di muri di sostegno con fondazioni indirette, nella realizzazione dei muri di sostegno sia con fondazioni dirette che indirette."*

Il collaudatore Ing. Oliveri, durante l'esecuzione delle operazioni di collaudo ha disposto, tra l'altro, prelievi sulle strutture realizzate e prove di carico su pali. Tralasciando tutte l'iter che ha portato a un contenzioso tra il Comune di Alessandria della Rocca e la Consortile Alessandria srl, in estrema sintesi le operazioni di collaudo hanno evidenziato l'inaccettabilità ai fini strutturali del calcestruzzo dei pali di fondazione dei muri del tratto in questione SZ, oltre che dei pali del tratto DO.

La copia degli esecutivi e della relazione di calcolo, forniti dall'Ufficio Tecnico del Comune di Alessandria della Rocca e allegati alla citata autorizzazione, riportano per il tratto DO in esame, nella condizione di massimo dislivello tra terreno a monte e terreno a valle, un muro della tipologia "MURO 3" avente altezza $H=5,50$ m e fondazione profonda su pali di diametro pari a 600 mm disposti a quinconce, con interasse longitudinale pari a 250 cm e interasse trasversale di 170 cm.

Il muro in questione si trova sul confine del lotto, e a monte dello stesso si trova via Santuario. Si è proceduto ad eseguire le verifiche di stabilità del muro nella configurazione di progetto autorizzata, in assenza del contributo dei pali. Sono stati usati gli stessi parametri geotecnici previsti nel progetto autorizzato, la stessa stratigrafia e la medesima normativa di riferimento (D.M. 16.01.96).

Per i carichi derivanti dal traffico veicolare sulla via Santuario è stato adottato un carico uniformemente distribuito di 20 kPa, agente a una distanza media di 1,50m dalla testa del muro, e per una larghezza della strada di 7,00 m.


È risultato che le verifiche a ribaltamento, scorrimento e carico limite del muro risultano verificate adottando un riempimento costipato a valle di altezza pari a 200cm rispetto allo spiccato delle fondazioni e con caratteristiche geotecniche tali da garantire almeno un peso per unità di volume di 18 kN/mc e angolo di resistenza a taglio almeno pari a 30°. Tale riempimento dovrà avere larghezza

a quota costante almeno pari a 2m rispetto al paramento del muro e sistemazione a scarpata compatibile con l'angolo di resistenza a taglio del rilevato. Il piano di posa del rilevato dovrà essere posto a quota non superiore rispetto al piano di posa della fondazione del muro.

La verifica del muro, coerentemente con i calcoli allegati all'autorizzazione n. 46210 del 02.07.2002 e riguardanti anche il resto dei muri realizzati, viene condotta ai sensi delle Norme tecniche di cui al D.M. 16.01.96. Tali norme è risaputo che risultano oggi superate, ma sono quelle a suo tempo adottate per il progetto dell'opera in questione. Si ritiene opportuno e condivisibile riferirsi al D.M. 1996 in ragione del fatto che non si prevede di realizzare interventi strutturali di consolidamento sull'opera in questione (tiranti, adeguamento delle sezioni resistenti, ecc), ma soltanto il riempimento a valle del muro.

Calcolo del Muro DO trascurando totalmente il contributo dei pali.

Dall'analisi del muro DO secondo la configurazione di calcolo di cui agli allegati all'autorizzazione n. 46210 del 02/07/2002 risultano i seguenti coefficienti di sicurezza (riscontrabili nell'allegata relazione che riporta i dati numerici delle verifiche):

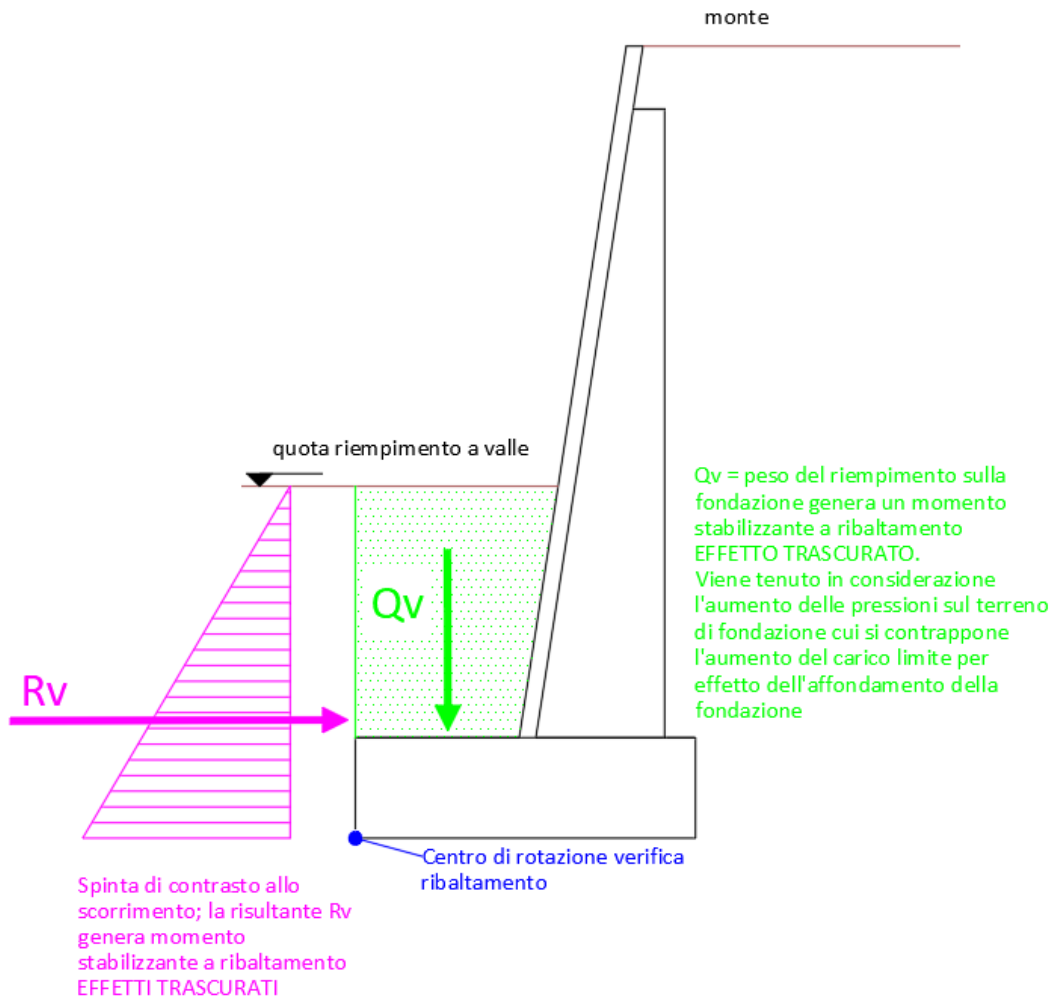
Coefficienti globali margine di sicurezza	
Ribaltamento	2,1 > 1,5
Scorrimento	1,58 > 1,3
 Carico limite	1,52 < 2

Si riscontra che risulta verificato l'equilibrio al ribaltamento e allo scorrimento, mentre non risulta soddisfatta la verifica al carico limite del complesso terreno fondazione.

L'intervento proposto considera il riempimento a valle con materiale opportunamente costipato fino ad ottenere un valore di peso per unità di volume non inferiore a 1,8 ton/mc e un angolo di resistenza a taglio almeno pari a 30°, che dovrà essere verificato con relative prove di laboratorio e in situ.

Trascuriamo il contributo positivo offerto da tale riempimento all'equilibrio allo scorrimento e al ribaltamento del muro, che viene qui dimostrato graficamente e qualitativamente.

Contributo al ribaltamento e allo scorrimento



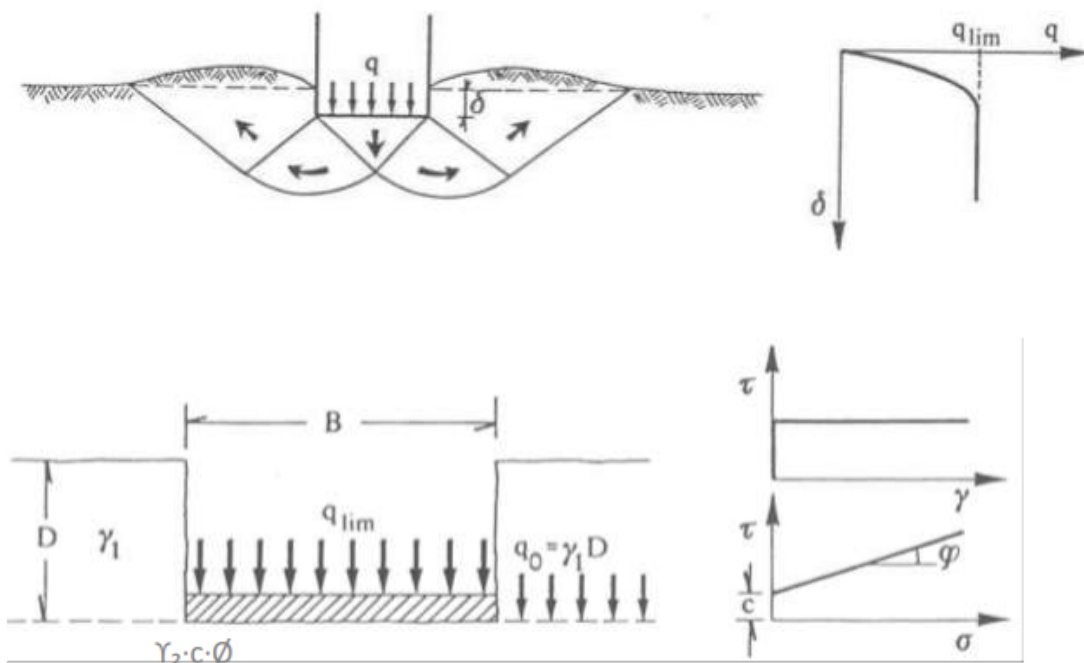
Si procede quindi a verificare il muro nella configurazione che comprende la realizzazione del riempimento a valle. I coefficienti di verifica risultano:

A mensola		Muro su pali	Spostamenti
Coefficienti globali margine di sicurezza			
Ribaltamento	2,1	>	1,5
Scorrimento	1,58	>	1,3
Carico limite	2,63	>	2

L'aumento del coefficiente di sicurezza rispetto al carico limite del complesso terreno fondazione è da attribuire alla possibilità di poter misurare la profondità del piano di posa

della fondazione rispetto alla quota del riempimento a valle. Il peso del terreno di ricoprimento si oppone all'innescarsi dei meccanismi di collasso delle fondazioni superficiali.

Carico Limite Del Complesso Terreno-Fondazione



$q_{lim} = c \cdot N_c + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q$	
$c \cdot N_c \rightarrow$	contributo della coesione lungo la superficie di scorrimento
$\frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma \rightarrow$	contributo della resistenza attritiva (attrito terra-fondazione) dovuta al peso proprio del terreno all'interno della superficie di scorrimento
$\gamma_1 \cdot D \cdot N_q \rightarrow$	effetto stabilizzante del terreno ai lati della fondazione

Nel nostro caso, estendendo il ricoprimento ben oltre l'ingombro della fondazione interveniamo sul terzo addendo della formula di q_{lim} , e il termine D passa da 80cm a 280cm.

Considerazioni finali

Nelle verifiche descritte nelle pagine precedenti si è fatto riferimento ai valori dei parametri geotecnici dedotti dalle tabelle dei calcoli allegati all'autorizzazione dei muri rilasciata dal Genio Civile di Agrigento. Il muro in questione è stato verificato anche riferendosi ai parametri geotecnici riportati nello studio geologico del "Progetto preliminare per i lavori di completamento degli impianti sportivi in zona di espansione" del Dott. Geologo Eleonora Alessia Napoli.

In tale studio viene riportata la ricostruzione litologico-stratigrafica del substrato ottenuta mediante i dati scaturiti da 5 pozzetti esplorativi appositamente predisposti correlati con i dati di 9 pozzetti e 6 sondaggi geognostici a carotaggio continuo precedentemente realizzati.

Le unità litotecniche riscontrate sono:

A) Terreni di alterazione

- DT/R/AN- Terreno eterogeneo di riporto frammisto a terreno vegetale, con sparsi elementi eterometrici di detrito. Lo spessore non uniforme è stato accertato fino alla profondità massima di 2,80m;
- -AS- argilla sabbiosa di colore nocciola – giallastro con diffusioni e variazioni di colore grigio-azzurro, mediamente coesiva e consistente, con grumi e patine di limo rossastro. Interessa uno spessore che oscilla tra 1 e 4 m;

B) Terreni di Base

- AB – argilla limosa grigio azzurra e bluastro, omogenea, compatta e scagliettata, talora litificata, con trovanti e livelli gessosi e veli calcitici e odoranti di zolfo. Detta argilla, perforata nei sondaggi fino a 20 m di profondità, nella zona ha uno spessore più elevato, come si desume da considerazioni geologiche di carattere generale. Gli strati e i livelli di gesso cristallizzato inglobati nella massa argillosa, invece si presentano duri e compatti con caratteristiche di rocce lapidee...


La sintesi dei risultati dei sondaggi e delle prove di laboratorio sui litotipi descritti è riportata nella seguente tabella tratta dallo studio geologico citato.

LITOLOGIA	ϕ' (°)	c' (Kg/cmq)	γ (t/mc)	c_u (Kg/cmq)	ϕ_r^* (°)
DT/R/AN*	22-25	0.00	16.0-18.0	----	-----
AS	20-28	0.20-0.26	1.79-1.91	0.80-1.12	10-25*
AB	18-23	0.27-0.30	1.91-1.98	1.09-1.47	7-11*

Tab. 9– Range di valori dei parametri geomeccanici riscontrati – (*) valori stimati

Si è proceduto a verificare il muro in questione servendosi dei parametri geotecnici MINIMI della tabella in condizioni drenate. I coefficienti di sicurezza ricavati per le verifiche geotecniche sono i seguenti:

Coefficienti di sicurezza del Muro di sostegno DO prima del riempimento a valle:

Coefficienti globali margine di sicurezza	
Ribaltamento	1,77 > 1,5
Scorrimento	1,35 > 1,3
 Carico limite	1,87 < 2

Coefficienti di sicurezza del Muro di sostegno DO dopo l'intervento di riempimento a valle:

Coefficienti globali margine di sicurezza	
Ribaltamento	1,77 > 1,5
Scorrimento	1,35 > 1,3
Carico limite	2,73 > 2

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DO –CON RIEMPIMENTO A VALLE

Normative di riferimento:

D.M. 16 Gennaio 1996.

D.M. 88

Calcolo della spinta attiva con Coulomb

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Coulomb* è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida.

Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_t = K_a \times \gamma_t \times z$$

La spinta S_t è applicata ad $1/3 H$ di valore

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 K_a$$

Avendo indicato con:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta - \phi)}{\text{sen}^2\beta \times \text{sen}(\beta + \delta) \times \left[1 + \frac{\sqrt{\text{sen}(\delta + \phi) \times \text{sen}(\phi - \varepsilon)}}{\sqrt{\text{sen}(\beta + \delta) \times \text{sen}(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

Valori limite di K_A :

$\delta < (\beta - \phi - \varepsilon)$ secondo Muller-Breslau

γ_t Peso unità di volume del terreno;

β Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

ϕ Angolo di resistenza al taglio del terreno;

δ Angolo di attrito terra-muro;

ε Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;

H Altezza della parete.

Calcolo della spinta attiva con Rankine

Se $\varepsilon = \delta = 0$ e $\beta = 90^\circ$ (muro con parete verticale liscia e terrapieno con superficie orizzontale) la spinta S_t si semplifica nella forma:

$$S_t = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \frac{(1 - \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

che coincide con l'equazione di Rankine per il calcolo della spinta attiva del terreno con terrapieno orizzontale.

In effetti Rankine adottò essenzialmente le stesse ipotesi fatte da Coulomb, ad eccezione del fatto che trascurò l'attrito terra-muro e la presenza di coesione. Nella sua formulazione generale l'espressione di K_a di Rankine si presenta come segue:

$$K_a = \cos \varepsilon \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}$$

Calcolo della spinta attiva con Mononobe & Okabe

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Mononobe & Okabe* riguarda la valutazione della spinta in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico. Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo ε , di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo β , di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità θ tale che:

$$\operatorname{tg} \theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v verticale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti K_h e K_v in dipendenza di vari fattori: $K_h = \beta_m \times (a_{\max}/g)$ $K_v = \pm 0,5 \times K_h$

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito; per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno il coefficiente β_m assume valore unitario. Per i muri liberi di traslare o ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuto al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di studi specifici, si assume che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

a_{\max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S S_T a_g$$

S coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica S_s e di amplificazione topografica S_T .

a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

OPCM 3274

I coefficienti sismici orizzontale K_h e verticale K_v che interessano tutte le masse vengono calcolati come:

$$k_h = S (a_g/g) / r \quad k_v = 0,5 k_h$$

in cui $S(a_g/g)$ rappresenta il valore dell'accelerazione sismica massima del terreno per le varie categorie di profilo stratigrafico.

Suolo di tipo A - $S=1$;

Suolo di tipo B - $S=1.25$;

Suolo di tipo C - $S=1.25$;

Suolo di tipo E - $S=1.25$;

Suolo di tipo D - $S=1.35$.

Al fattore r viene può essere assegnato il valore $r = 2$ nel caso di opere sufficientemente flessibili (muri liberi a gravità), mentre in tutti gli altri casi viene posto pari a 1 (muri in c.a. resistenti a flessione, muri in c.a. su pali o tirantati, muri di cantinato).

D.M. 88

L'applicazione del **D.M. 88** e successive modifiche ed integrazioni è consentito mediante l'inserimento del coefficiente sismico orizzontale K_h in funzione delle Categorie Sismiche secondo il seguente schema: I Cat. $K_h=0.1$; II Cat. $K_h=0.07$; III Cat.

$K_h=0.04$;

Eurocodice 8

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S : soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_h , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

Effetto dovuto alla coesione

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto nella spinta per effetto della coesione, è stata calcolata un'altezza critica Z_c come segue:

$$Z_c = \frac{2 \times c}{\gamma} \times \frac{1}{\sqrt{K_A}} - \frac{Q \times \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \epsilon)}}{\gamma}$$

dove

Q = Carico agente sul terrapieno;

Se $Z_c < 0$ è possibile sovrapporre direttamente gli effetti, con decremento pari a:

$$S_c = P_c \times H$$

con punto di applicazione pari a $H/2$;

Carico uniforme sul terrapieno

Un carico Q , uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti pari a:

$$P_q = K_A \times Q \times \sin\beta / \sin(\beta + \varepsilon)$$

Per integrazione, una spinta pari a S_q :

$$S_q = K_a \cdot Q \cdot H \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Con punto di applicazione ad $H/2$, avendo indicato con K_a il coefficiente di spinta attiva secondo *Muller-Breslau*.

Spinta attiva in condizioni sismiche

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sul muro è data da:

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

dove:

H altezza muro

k_v coefficiente sismico verticale

γ peso per unità di volume del terreno

K coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico)

E_{ws} spinta idrostatica dell'acqua

E_{wd} spinta idrodinamica.

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica $E_{wd} = 0$, ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo θ della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

Con H' altezza del livello di falda misurato a partire dalla base del muro.

Spinta idrostatica

La falda con superficie distante H_w dalla base del muro induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità z , sono espresse come segue:

$$P_w(z) = \gamma_w \times z$$

Con risultante pari a:

$$S_w = 1/2 \times \gamma_w \times H^2$$

La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo γ_t con γ'_t ($\gamma'_t = \gamma_{saturo} - \gamma_w$), peso efficace del materiale immerso in acqua.

Resistenza passiva

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni risulta lineare del tipo:

$$P_t = K_p \times \gamma_t \times z$$

per integrazione si ottiene la spinta passiva:

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_p$$

Avendo indicato con:

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\phi + \beta)}{\text{sen}^2\beta \times \text{sen}(\beta - \delta) \times \left[1 - \frac{\text{sen}(\delta + \phi) \times \text{sen}(\phi + \varepsilon)}{\text{sen}(\beta - \delta) \times \text{sen}(\beta - \varepsilon)} \right]^2}$$

(Muller-Breslau) con valori limiti di δ pari a:

$$\delta < \beta - \phi - \varepsilon$$

L'espressione di K_p secondo la formulazione di Rankine assume la seguente forma:

$$K_p = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}$$

Carico limite di fondazioni superficiali su terreni

Vesic

Affinché la fondazione di un muro possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso del muro; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine. Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u	coesione non drenata
q	pressione litostatica totale sul piano di posa
s_c	Fattore di forma

$s_c = 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 1 - \frac{2H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

A_f area efficace della fondazione

c_a aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

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

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \tan \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4(B'/L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \phi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \phi'} \right)^{m+1}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$m = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'}$$

Sollecitazioni muro

Per il calcolo delle sollecitazioni il muro è stato discretizzato in n-tratti in funzione delle sezioni significative e per ogni tratto sono state calcolate le spinte del terreno (valutate secondo un piano di rottura passante per il paramento lato monte), le risultanti delle forze orizzontali e verticali e le forze inerziali.

Calcolo delle spinte per le verifiche globali

Le spinte sono state valutate ipotizzando un piano di rottura passante per l'estradosso della mensola di fondazione lato monte, tale piano è stato discretizzato in *n-tratti*.

Convenzione segni

Forze verticali	positive se dirette dall'alto verso il basso;
Forze orizzontali	positive se dirette da monte verso valle;
Coppie	positive se antiorarie;
Angoli	positivi se antiorari.

Dati generali

Codice progetto	010
Descrizione	Muro DOE
Comune di	Alessandria della Rocca
Tecnico	Gaetano Barresi
Data	21/10/2019
Condizioni ambientali	Ordinarie
Lat./Long. [WGS84]	37,559397/13,455892
Normativa GEO	D.M. 1996 (T.A.)
Normativa STR	SLU (D.M. 1996)
Spinta	Rankine [1857]

Dati generali muro

Altezza muro	550,0 cm
Spessore testa muro	13,0 cm
Risega muro lato valle	0,0 cm
Risega muro lato monte	0,0 cm
Sporgenza mensola a valle	130,0 cm
Sporgenza mensola a monte	127,0 cm
Svaso mensola a valle	0,0 cm
Svaso mensola a monte	0,0 cm
Altezza estremità mensola a valle	80,0 cm
Altezza estremità mensola a monte	80,0 cm

Stratigrafia

DH	Spessore strato
Eps	Inclinazione dello strato.
Gamma	Peso unità di volume
Fi	Angolo di resistenza a taglio
c	Coazione
Delta	Angolo di attrito terra muro
P.F.	Presenza di falda (Si/No)

Ns	DH (cm)	Eps (°)	Gamma (KN/m ³)	Fi (°)	c (kPa)	Delta (°)	P.F.	Litologia	Descrizione
1	100	0	18,50	35	0,00	28	No		rilevato stradale
2	450	0	18,90	22	50,00	18	No		Argilla o argilla limosa molle
3	1580	0	19,00	20	12,00	16	No		

Carichi distribuiti

Descrizione	Ascissa iniziale (cm)	Ascissa finale (cm)	Valore iniziale (kPa)	Valore finale (kPa)	Profondità (cm)

strada	150,0	850,0	20,0	20,0	0,0
--------	-------	-------	------	------	-----

FATTORI DI COMBINAZIONE

Combinazione Nr. 1

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1,00
2	Spinta terreno	1,00
3	Peso terreno mensola	1,00
4	Spinta falda	1,00
5	Spinta sismica in x	1,00
6	Spinta sismica in y	1,00
7	strada	1,00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1

Combinazione Nr. 1 [GEO+STR]

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
Gamma	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
630,0	530,0	18,5	10,0	35,0	0,0	0,0	358,0	
530,0	520,09	18,9	0,0	22,0	0,0	50,0	358,0	
520,09	410,18	18,9	0,0	22,0	0,0	50,0	358,0	
410,18	300,26	18,9	0,0	22,0	0,0	50,0	358,0	
300,26	263,33	18,9	0,0	22,0	0,0	50,0	358,0	
263,33	190,35	18,9	0,0	22,0	0,0	50,0	358,0	
190,35	80,0	18,9	0,0	22,0	0,0	50,0	358,0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.

Kd Coefficiente di spinta dinamica.
 Dk Coefficiente di incremento dinamico.
 Kax, Kay Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
 Dkx, Dky Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
358,0	0,28	0,0	0,0	0,28	-0,01	0,0	0,0
358,0	0,44	0,0	0,0	0,44	-0,02	0,0	0,0
358,0	0,44	0,0	0,0	0,44	-0,02	0,0	0,0
358,0	0,44	0,0	0,0	0,44	-0,02	0,0	0,0
358,0	0,44	0,0	0,0	0,44	-0,02	0,0	0,0
358,0	0,44	0,0	0,0	0,44	-0,02	0,0	0,0
358,0	0,44	0,0	0,0	0,44	-0,02	0,0	0,0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota inizio strato.
 Qf Quota inizio strato.
 Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
 Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
 Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	630,0	530,0	8,32	-0,29	574,73	574,73
2	530,0	520,09	0,88	0,22	525,04	525,03
3	520,09	410,18	9,72	2,62	465,13	463,9
4	410,18	300,26	9,72	2,97	355,22	354,13
5	300,26	263,33	3,27	1,08	281,8	281,68
6	263,33	190,35	6,45	2,25	226,84	226,42
7	190,35	80,0	9,76	3,69	135,18	134,29

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzi a)

Py Peso del muro (kN);
 Px Forza inerziale (kN);
 Xp, Yp Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
530,0	0,0	3,25	156,5	580,0
520,09	0,0	3,57	156,3	575,0
410,18	0,0	7,15	154,1	520,1
300,26	0,0	10,72	151,9	465,1
263,33	0,0	11,92	151,2	446,6
190,35	0,0	14,3	149,7	410,1
80,0	0,0	17,87	147,5	355,0

Sollecitazioni sul muro

Quota Origine ordinata minima del muro (cm).
 Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);
 H Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
530,0	8,32	2,96	3,68	23,27
520,09	9,2	3,5	4,52	24,7
410,18	18,92	9,7	19,51	40,92
300,26	28,64	16,25	44,99	56,79
263,33	31,9	18,53	55,92	61,99
190,35	38,35	33,42	75,68	72,14
80,0	48,11	40,69	121,91	87,09

Tensioni - Armature parete (T.A .)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
σ_c	Tensione calcestruzzo (N/mm ²);
σ_{ft}	Tensione acciaio teso (N/mm ²);
σ_{fc}	Tensione acciaio compresso (N/mm ²);
τ	Tensione tangenziale (N/mm ²);

Afv	Afm	σ_c	σ_{ft}	σ_{fc}	τ
12Ø10 (9,42)	12Ø10 (9,42)	0,48	18,15	5,47	0,04
12Ø10 (9,42)	12Ø10 (9,42)	0,54	20,81	6,17	0,04
12Ø10 (9,42)	12Ø10 (9,42)	1,02	51,41	12,76	0,05
12Ø10 (9,42)	12Ø10 (9,42)	1,4	83,52	18,18	0,06
12Ø10 (9,42)	12Ø10 (9,42)	1,52	94,61	19,85	0,06
12Ø10 (9,42)	12Ø10 (9,42)	1,63	103,51	21,79	0,06
12Ø10 (9,42)	12Ø10 (9,42)	1,96	138,68	26,43	0,06

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (270,0/0,0)

Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (270,0/648,5)

Centro di rotazione (xro,yro) = (0,0/0,0)

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
Gamma	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
648,5	630,0	18,5	10,0	35,0	0,0	0,0	0,0	
630,0	530,0	18,5	10,0	35,0	0,0	0,0	0,0	
530,0	520,09	18,9	0,0	22,0	0,0	50,0	0,0	
520,09	410,18	18,9	0,0	22,0	0,0	50,0	0,0	
410,18	300,26	18,9	0,0	22,0	0,0	50,0	0,0	
300,26	190,35	18,9	0,0	22,0	0,0	50,0	0,0	
190,35	80,0	18,9	0,0	22,0	0,0	50,0	0,0	

80,0 0,0 19,0 0,0 20,0 0,0 12,0 0,0

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.
 K_a Coefficiente di spinta attiva.
 K_d Coefficiente di spinta dinamica.
 D_k Coefficiente di incremento dinamico.
 K_{ax}, K_{ay} Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
 D_{kx}, D_{ky} Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	K_a	K_d	D_k	K_{ax}	K_{ay}	D_{kx}	D_{ky}
0,0	0,3	0,0	0,0	0,3	0,0	0,0	0,0
0,0	0,3	0,0	0,0	0,3	0,0	0,0	0,0
0,0	0,45	0,0	0,0	0,45	0,0	0,0	0,0
0,0	0,45	0,0	0,0	0,45	0,0	0,0	0,0
0,0	0,45	0,0	0,0	0,45	0,0	0,0	0,0
0,0	0,45	0,0	0,0	0,45	0,0	0,0	0,0
0,0	0,45	0,0	0,0	0,45	0,0	0,0	0,0
0,0	0,45	0,0	0,0	0,45	0,0	0,0	0,0
0,0	0,49	0,0	0,0	0,49	0,0	0,0	0,0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Q_i Quota inizio strato.
 Q_f Quota fine strato.
 R_{px}, R_{py} Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
 $Z(R_{px})$ Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
 $Z(R_{py})$ Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Q_i	Q_f	R_{px}	R_{py}	$z(R_{px})$	$z(R_{py})$
1	648,5	630,0	1,2	0,0	639,01	630,0
2	630,0	530,0	9,79	0,0	575,28	530,0
3	530,0	520,09	0,9	0,0	525,04	520,09
4	520,09	410,18	10,0	0,0	465,13	410,18
5	410,18	300,26	10,0	0,0	355,22	300,26
6	300,26	190,35	10,0	0,0	245,31	190,35
7	190,35	80,0	10,04	0,0	135,18	80,0
8	80,0	0,0	33,59	0,0	38,82	0,0

SPINTE IN FONDAZIONE

Discretizzazione terreno

Q_i Quota iniziale strato (cm);
 Q_f Quota finale strato
 Γ Peso unità di volume (KN/m³);
 ϵ_{ps} Inclinazione dello strato. (°);
 ϕ_i Angolo di resistenza a taglio (°);
 Δ Angolo attrito terra muro;
 c Coesione (kPa);
 β Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Q_i	Q_f	Γ	ϵ_{ps}	ϕ_i	Δ	c	β	Note
80,0	0,0	19,0	180,0	20,0	0,0	12,0	180,0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.
 K_p Coefficiente di resistenza passiva.
 K_{px}, K_{py} Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

μ	K_p	K_{px}	K_{py}
180,0	0,61	-0,61	0,0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Q_i Quota inizio strato.
 Q_f Quota inizio strato.
 R_{px}, R_{py} Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
 $Z(R_{px})$ Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
 $Z(R_{py})$ Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Q_i	Q_f	R_{px}	R_{py}	$z(R_{px})$	$z(R_{py})$
1	80,0	0,0	0,0	0,0	40,0	40,0

Sollecitazioni total i

F_x Forza in direzione x (kN);
 F_y Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);

	F_x	F_y	M
Spinta terreno	85,54	0,0	201,97
Carichi esterni	0,0	10,27	-19,8
Peso muro	0,0	17,87	-26,36
Peso fondazione	0,0	53,99	-72,89
Sovraccarico	0,0	21,0	-45,68
Terr. fondazione	0,0	121,95	-258,72
Spinte fondazione	0,0	0,0	0,0
	85,54	225,09	-221,48

Momento stabilizzante -423,45 kNm
 Momento ribaltante 201,97 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	85,54 kN
Sommatoria forze verticali	225,09 kN
Coefficiente di attrito	0,0
Adesione	50,0 kPa
Angolo piano di scorrimento	-360,0 °
Forze normali al piano di scorrimento	225,09 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	85,54 kN
Resistenza terreno	135,0 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	1,58
Traslazione verificata Csd > 1,3	

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-423,45 kNm
Momento ribaltante	201,97 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento C_{sv}	2,1
Muro verificato a ribaltamento $C_{sv} > 1,5$	

Carico limite - Metodo di Vesic (1973)

Somma forze in direzione x	85,54 kN
Somma forze in direzione y (F_y)	225,09 kN
Somma momenti	-221,48 kNm
Larghezza fondazione	270,0 cm
Lunghezza	1000,0 cm
Eccentricità su B	36,6 cm
Peso unità di volume	19,0 kN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	20,0 °
Coesione	12,0 kPa
Terreno sulla fondazione	280,0 cm
Peso terreno sul piano di posa	18,0 kN/m ³
N_q	6,4
N_c	14,83
N_g	5,39
Fattori di forma	
s_q	1,07
s_c	1,08
s_g	0,92
Inclinazione carichi	
i_q	0,53
i_c	0,44
i_g	0,37
Inclinazione valle	
g_q	1,0
g_c	0,0
g_g	1,0
Carico limite verticale (Q_{lim})	592,58 kN
Fattore sicurezza ($C_{sq} = Q_{lim}/F_y$)	2,63
Carico limite verificato $C_{sq} > 2$	

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	98,4 cm
Larghezza della fondazione	270,0 cm
$x = 0,0$ cm Tensione...	151,18 kPa
$x = 270,0$ cm Tensione...	15,56 kPa

MENSOLA A VALLE

X_{progr}	Ascissa progressiva (cm);
F_x	Forza in direzione x (kN);
F_y	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
130,0	0,0	-128,09	-92,5	80,0

Armature - Tensio ni

Afi Area dei ferri inferiori.
 Afs Area dei ferri superiori.
 σ_c Tensione calcestruzzo (N/mm²);
 σ_{ft} Tensione acciaio teso (N/mm²);
 σ_{fc} Tensione acciaio compresso (N/mm²);
 τ Tensione tangenziale (N/mm²);

Afi	Afs	σ_c	σ_{ft}	σ_{fc}	τ
4Ø16 (8,04)	4Ø16 (8,04)	1,87	157,07	20,9	0,18

MENSOLA A MONTE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
 Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);
 H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
143,0	33,59	134,03	-93,22	80,0
147,41	33,59	131,19	-87,35	80,0
151,81	33,59	128,27	-81,68	80,0
152,0	33,59	128,12	-81,43	80,0
156,21	33,59	125,18	-76,09	80,0
160,6	33,59	122,04	-70,65	80,0
165,0	33,59	118,78	-65,37	80,0
192,67	33,59	85,59	-35,6	80,0

Armature - Tensioni (T.A.)

Afi Area dei ferri inferiori.
 Afs Area dei ferri superiori.
 σ_c Tensione calcestruzzo (N/mm²);
 σ_{ft} Tensione acciaio teso (N/mm²);
 σ_{fc} Tensione acciaio compresso (N/mm²);
 τ Tensione tangenziale (N/mm²);

Afi	Afs	σ_c	σ_{ft}	σ_{fc}	τ
4Ø16 (8,04)	4Ø16 (8,04)	1,83	178,2	19,44	0,19
4Ø16 (8,04)	4Ø16 (8,04)	1,71	168,25	18,11	0,19
4Ø16 (8,04)	4Ø16 (8,04)	1,59	158,61	16,81	0,19
4Ø16 (8,04)	4Ø16 (8,04)	1,59	158,19	16,75	0,18
4Ø16 (8,04)	4Ø16 (8,04)	1,48	149,15	15,53	0,18
4Ø16 (8,04)	4Ø16 (8,04)	1,37	139,93	14,28	0,18
4Ø16 (8,04)	4Ø16 (8,04)	1,26	130,97	13,07	0,17

4Ø16 (8,04)

4Ø16 (8,04)

0,64

80,59

6,1

0,12

Indice

1.Dati generali	7
2.Stratigrafia	8
3.Fattori combinazione	8
4.Combinazione Nr. 1 [GEO+STR]	8
4.1.1-(Peso, Baricentro, Inerzia)	9
4.2.1-Armatura elevazione	10
4.3.1-Sollecitazioni totali	12
4.4.1-Verifica alla traslazione	13
4.5.1-Verifica al ribaltamento	13
4.6.1-Carico limite	13
4.7.1-Tensioni sul terreno	14
4.8.1-Armatura in fondazione	14
Indice	16

RELAZIONE DI CALCOLO

Definizione

Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

Introduzione all'analisi di stabilità

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

(a) Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (φ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

(b) In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di *Coulomb*, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza $F = \tau_f / \tau$.

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (*Culman*), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (*Fellenius, Bishop, Janbu ecc.*).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.

Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;

n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i

$(n-1)$ forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;
 $(n-1)$ forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;
 n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i ;
 $(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i ;
 una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

mentre le equazioni a disposizione sono:

Equazioni di equilibrio dei momenti n
 Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n
 Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n
 Equazioni relative al criterio di rottura n
 Totale numero di equazioni $4n$

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a

$$i = (6n-2)-(4n) = 2n-2.$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quando si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

Metodo di FELLENIUS (1927)

Con questo metodo (valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare) vengono trascurate le forze di interstriscia pertanto le incognite si riducono a:

n valori delle forze normali N_i ;
 n valori delle forze da taglio T_i ;
 1 fattore di sicurezza.
 Incognite $(2n+1)$

Le equazioni a disposizione sono:

n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
 n equazioni relative al criterio di rottura;
 1 equazione di equilibrio dei momenti globale.

$$F = \frac{\sum \{ c_i \times l_i + (W_i \times \cos \alpha_i - u_i \times l_i) \times \tan \varphi_i \}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornisce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

Metodo di BISHOP (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.

Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$\Sigma F_V = 0$, $\Sigma M_0 = 0$, Criterio di rottura.

$$F = \frac{\Sigma \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Metodo di JANBU (1967)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio) a tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\Sigma \{ c_i \times b + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \tan \alpha_i}$$

Assumendo $\Delta X_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario.

Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = f_o F$$

dove f_o è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici.

Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.

Metodo di BELL (1968)

Le forze agenti sul corpo che scivola includono il peso effettivo del terreno, W , le forze sismiche pseudostatiche orizzontali e verticali $K_x W$ e $K_z W$, le forze orizzontali e verticali X e Z applicate esternamente al profilo del pendio, infine, la risultante degli sforzi totali normali e di taglio σ e τ agenti sulla superficie potenziale di scivolamento.

Lo sforzo totale normale può includere un eccesso di pressione dei pori u che deve essere specificata con l'introduzione dei parametri di forza efficace.

In pratica questo metodo può essere considerato come un'estensione del metodo del cerchio di attrito per sezioni omogenee precedentemente descritto da Taylor.

In accordo con la legge della resistenza di Mohr-Coulomb in termini di tensione efficace, la forza di taglio agente sulla base dell' i -esimo concio è data da:

$$T_i = \frac{c_i L_i + (N_i - u_{ci} L_i) \tan \phi_i}{F}$$

in cui

F = il fattore di sicurezza;

c_i = la coesione efficace (o totale) alla base dell' i -esimo concio;

ϕ_i = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell' i -esimo concio;

L_i = la lunghezza della base dell' i -esimo concio;

u_{ci} = la pressione dei pori al centro della base dell' i -esimo concio.

L'equilibrio risulta uguagliando a zero la somma delle forze orizzontali, la somma delle forze verticali e la somma dei momenti rispetto all'origine.

Viene adottata la seguente assunzione sulla variazione della tensione normale agente sulla potenziale superficie di scorrimento:

$$\sigma_{ci} = \left[C_1(1 - K_z) \frac{W_i \cos \alpha_i}{L_i} \right] + C_2 f(x_{ci}, y_{ci}, z_{ci})$$

in cui il primo termine dell'equazione include l'espressione:

$W_i \cos \alpha_i / L_i$ = valore dello sforzo normale totale associato con il metodo ordinario dei conci.

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

$$f = \sin 2\pi \left(\frac{x_n - x_{ci}}{x_n - x_0} \right)$$

Dove x_0 ed x_n sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre x_{ci} rappresenta l'ascissa del punto medio della base del concio i -esimo.

Una parte sensibile di riduzione del peso associata con una accelerazione verticale del terreno $K_z g$ può essere trasmessa direttamente alla base e ciò è incluso nel fattore $(1 - K_z)$.

Lo sforzo normale totale alla base di un concio è dato da:

$$N_i = \sigma_{ci} L_i$$

La soluzione delle equazioni di equilibrio si ricava risolvendo un sistema lineare di tre equazioni ottenute moltiplicando le equazioni di equilibrio per il fattore di sicurezza F , sostituendo l'espressione di N_i e moltiplicando ciascun termine della coesione per un coefficiente arbitrario C_3 .

Si assume una relazione di linearità tra detto coefficiente, determinabile tramite la regola di Cramer, ed il fattore di sicurezza F . Il corretto valore di F può essere ottenuto dalla formula di interpolazione lineare:

$$F = F(2) + \left(\frac{1 - C_3(2)}{C_3(2) - C_3(1)} \right) (F(2) - F(1))$$

dove i numeri in parentesi (1) e (2) indicano i valori iniziale e successivo dei parametri F e C_3 .

Qualsiasi coppia di valori del fattore di sicurezza nell'intorno di una stima fisicamente ragionevole può essere usata per iniziare una soluzione iterativa.

Il numero necessario di iterazioni dipende sia dalla stima iniziale sia dalla desiderata precisione della soluzione; normalmente, il processo converge rapidamente.

Metodo di SARMA (1973)

Il metodo di **Sarma** è un semplice, ma accurato metodo per l'analisi di stabilità dei pendii, che permette di determinare l'accelerazione sismica orizzontale richiesta affinché l'ammasso di terreno, delimitato dalla superficie di scivolamento e dal profilo topografico, raggiunga lo stato di equilibrio limite (accelerazione critica K_c) e, nello stesso tempo, consente di ricavare l'usuale fattore di sicurezza ottenuto come per gli altri metodi più comuni della geotecnica.

Si tratta di un metodo basato sul principio dell'equilibrio limite e delle strisce, pertanto viene considerato l'equilibrio di una potenziale massa di terreno in scivolamento suddivisa in n strisce verticali di spessore sufficientemente piccolo da ritenere ammissibile l'assunzione che lo sforzo normale N_i agisce nel punto medio della base della striscia.

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

L'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale del singolo concio;

L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale del singolo concio;

L'equazione di equilibrio dei momenti.

Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

$$\begin{aligned} N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i &= W_i - \Delta X_i \\ T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i &= K W_i + \Delta E_i \end{aligned}$$

Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

$$\begin{aligned} \sum \Delta E_i &= 0 \\ \sum \Delta X_i &= 0 \end{aligned}$$

dove E_i e X_i rappresentano, rispettivamente, le forze orizzontale e verticale sulla faccia i -esima del concio generico i .

L'equazione di equilibrio dei momenti viene scritta scegliendo come punto di riferimento il baricentro dell'intero ammasso; sicché, dopo aver eseguito una serie di posizioni e trasformazioni trigonometriche ed algebriche, nel metodo di **Sarma** la soluzione del problema passa attraverso la risoluzione di due equazioni:

$$\begin{aligned} * \sum \Delta X_i \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha_i) + \sum \Delta E_i &= \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i \\ ** \sum \Delta X_i \cdot [(y_{mi} - y_G) \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha'_i) + (x'_i - x_G)] &= \sum W_i \cdot (x_{mi} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{mi} - y_G) \end{aligned}$$

Ma l'approccio risolutivo, in questo caso, è completamente capovolto: il problema infatti impone di trovare un valore di K (accelerazione sismica) corrispondente ad un determinato fattore di sicurezza; ed in particolare, trovare il valore dell'accelerazione K corrispondente al fattore di sicurezza $F = 1$, ossia l'*accelerazione critica*.

Si ha pertanto:

$K = K_c$ *accelerazione critica* se $F = 1$

$F = F_s$ *fattore di sicurezza in condizioni statiche* se $K = 0$

La seconda parte del problema del Metodo di Sarma è quella di trovare una distribuzione di forze interne X_i ed E_i tale da verificare l'equilibrio del concio e quello globale dell'intero ammasso, senza violazione del criterio di rottura.

E' stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze X_i :

$$\Delta X_i = \lambda \cdot \Delta Q_i = \lambda \cdot (Q_{i+1} - Q_i)$$

dove Q_i è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geotecnici medi sulla i -esima faccia del concio i , e λ rappresenta un'incognita.

La soluzione completa del problema si ottiene pertanto, dopo alcune iterazioni, con i valori di Kc , λ e F , che permettono di ottenere anche la distribuzione delle forze di interstriscia.

Metodo di SPENCER

Il metodo è basato sull'assunzione:

Le forze d'interfaccia lungo le superfici di divisione dei singoli conci sono orientate parallelamente fra loro ed inclinate rispetto all'orizzontale di un angolo θ . tutti i momenti sono nulli $M_i = 0 \quad i=1 \dots n$

Sostanzialmente il metodo soddisfa tutte le equazioni della statica ed equivale al metodo di Morgenstern e Price quando la funzione $f(x) = 1$.

Imponendo l'equilibrio dei momenti rispetto al centro dell'arco descritto dalla superficie di scivolamento si ha:

$$\sum Q_i R \cos(\alpha - \theta) = 0$$

dove:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s} (W \cos \alpha - \gamma_w h l \sec \alpha) \frac{tg \alpha}{F_s} - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[\frac{F_s + tg \phi tg(\alpha - \theta)}{F_s} \right]}$$

forza d'interazione fra i conci;

R = raggio dell'arco di cerchio;

θ = angolo d'inclinazione della forza Q_i rispetto all'orizzontale.

Imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

$$\sum (Q_i \cos \theta) = 0 \quad \sum (Q_i \sin \theta) = 0$$

Con l'assunzione delle forze Q_i parallele fra loro, si può anche scrivere:

$$\sum Q_i = 0$$

Il metodo propone di calcolare due coefficienti di sicurezza: il primo (F_{sm}) ottenibile dalla 1), legato all'equilibrio dei momenti; il secondo (F_{sf}) dalla 2) legato all'equilibrio delle forze. In pratica si procede risolvendo la 1) e la 2) per un dato intervallo di valori dell'angolo θ , considerando come valore unico del coefficiente di sicurezza quello per cui si abbia $F_{sm} = F_{sf}$.

Metodo di MORGENSTERN e PRICE

Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo $X = \lambda f(x)E$, dove λ è un fattore di scala e $f(x)$, funzione della posizione di E e di X , definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La funzione $f(x)$ è scelta arbitrariamente (costante, sinusoidale, semisinusoidale, trapezia, spezzata...) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.

La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse. Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite E , X , il coefficiente di sicurezza F_s , il peso della striscia infinitesima dW e la risultante delle pressioni neutra alla base dU .

Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

$$c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + tg \varphi' \left(\frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - tg \alpha \frac{dE}{dx} - \sec \alpha \frac{dU}{dx} \right) =$$

$$= \frac{dE}{dx} - tg \alpha \left(\frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right)$$

Una seconda equazione, detta "equazione dei momenti", viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzeria della base:

$$X = \frac{d(E_\gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento. Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l'uso di un calcolatore.

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi la stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene eseguita con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica, nelle verifiche agli stati limite ultimi, vengono considerate le seguenti forze statiche equivalenti:

$$F_H = K_o \cdot W$$

$$F_V = K_v \cdot W$$

Essendo:

F_H e F_V rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;

W: peso concio

K_o : Coefficiente sismico orizzontale

K_v : Coefficiente sismico verticale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti K_o e K_v in dipendenza di vari fattori:

$$K_o = \beta_s \times (a_{\max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_o$$

Con

β_s coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S S_T a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica).

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1(S_T = 1.0) \quad T2(S_T = 1.20) \quad T3(S_T = 1.20) \quad T4(S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici. Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

Normativa	DM1996
Numero di strati	3,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,3
Coefficiente parziale resistenza	1,0
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	3,28 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	12,25 m
Ascissa vertice destro superiore xs	9,32 m
Ordinata vertice destro superiore ys	18,29 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0
Coefficiente azione sismica orizzontale	0,07

Vertici profilo

N	X m	y m
1	3,0	5,8
2	5,0	5,8
3	6,3	5,8
4	6,65	11,3
5	6,65	11,3
6	8,15	11,56
7	24,15	11,56

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	3,0	5,8
2	5,0	5,8
3	6,3	5,8
4	6,61	10,3
5	24,15	10,3

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	3,0	5,8
2	6,65	5,8

3	24,15	5,8
---	-------	-----

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

Stratigrafia

c: coesione; cu: coesione non drenata; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

Strato	c (kg/cm ²)	cu (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia	
1	0		35	1886,475	1886,475	4,00	rilevato stradale	
2	0,51		22	1927,264	1927,264	0,00	Argilla o argilla limosa molle	
3	0,122		22	1937,461	1937,461	0,00		

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm ²)
1	8,15	11,56449	15,15	11,56449	0,2651262

Risultati analisi pendio [D.M. 88/96]

Fs minimo individuato	1,36
Ascissa centro superficie	6,9 m
Ordinata centro superficie	12,25 m
Raggio superficie	7,52 m

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

(ID=1) xc = 6,904 yc = 12,252 Rc = 7,52 Fs=1,357

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	1,14	-26,1	1,26	676,05	47,32	0,0	0,1	17,9	0,0	1355,6	1231,4
2	1,14	-16,7	1,19	1651,08	115,58	0,0	0,1	17,9	0,0	2133,4	1360,2
3	1,34	-7,1	1,35	2619,69	183,38	0,0	0,1	17,9	0,0	2844,3	1646,6
4	0,93	1,6	0,93	11900,14	833,01	0,0	0,1	17,9	0,0	11806,6	3481,9
5	0,57	7,4	0,57	7329,21	513,04	0,0	0,1	17,9	0,0	7118,1	2106,5
6	1,7	16,3	1,77	25874,67	1811,23	0,0	0,1	17,9	0,0	24854,7	7193,6
7	1,14	28,0	1,29	15989,72	1119,28	0,0	0,1	17,9	0,0	15637,3	4647,6
8	1,14	38,4	1,45	14372,73	1006,09	0,0	0,41	17,9	0,0	12525,5	7336,6
9	1,14	50,8	1,8	11953,89	836,77	0,0	0,41	17,9	0,0	9516,7	7663,9
10	1,14	71,2	3,52	7615,16	533,06	0,0	0,41	17,9	0,0	-4400,7	9541,6

RELAZIONE DI CALCOLO DEL MURO SU VIA SANTUARIO CON STRATIGRAFIA DEDOTTA DALLO STUDIO GEOLOGICO ALLEGATO AL "PROGETTO PRELIMINARE PER I LAVORI DI COMPLETAMENTO DEGLI IMPIANTI SPORTIVI IN ZONA DI ESPANSIONE" DEL COMUNE DI ALESSANDRIA DELLA ROCCA

Normative di riferimento:

D.M. 16 Gennaio 1996.

D.M. 88

Calcolo della spinta attiva con Coulomb

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Coulomb* è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida.

Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_t = K_a \times \gamma_t \times z$$

La spinta S_t è applicata ad $1/3 H$ di valore

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 K_a$$

Avendo indicato con:

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

Valori limite di K_A :

$\delta < (\beta - \phi - \varepsilon)$ secondo Muller-Breslau

γ_t Peso unità di volume del terreno;

β Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

ϕ Angolo di resistenza al taglio del terreno;

δ Angolo di attrito terra-muro;

ε Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;

H Altezza della parete.

Calcolo della spinta attiva con Rankine

Se $\varepsilon = \delta = 0$ e $\beta = 90^\circ$ (muro con parete verticale liscia e terrapieno con superficie orizzontale) la spinta S_t si semplifica nella forma:

$$S_t = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \frac{(1 - \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

che coincide con l'equazione di Rankine per il calcolo della spinta attiva del terreno con terrapieno orizzontale.

In effetti Rankine adottò essenzialmente le stesse ipotesi fatte da Coulomb, ad eccezione del fatto che trascurò l'attrito terra-muro e la presenza di coesione. Nella sua formulazione generale l'espressione di K_a di Rankine si presenta come segue:

$$K_a = \cos \varepsilon \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}$$

Calcolo della spinta attiva con Mononobe & Okabe

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Mononobe & Okabe* riguarda la valutazione della spinta in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico. Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo ε , di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo β , di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità θ tale che:

$$\operatorname{tg} \theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v verticale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti K_h e K_v in dipendenza di vari fattori: $K_h = \beta_m \times (a_{\max}/g)$ $K_v = \pm 0,5 \times K_h$

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito; per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno il coefficiente β_m assume valore unitario. Per i muri liberi di traslare o ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuto al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di studi specifici, si assume che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

a_{\max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S S_T a_g$$

S coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica S_s e di amplificazione topografica S_T .

a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

OPCM 3274

I coefficienti sismici orizzontale K_h e verticale K_v che interessano tutte le masse vengono calcolati come:

$$k_h = S (a_g/g) / r \quad k_v = 0,5 k_h$$

in cui $S(a_g/g)$ rappresenta il valore dell'accelerazione sismica massima del terreno per le varie categorie di profilo stratigrafico.

Suolo di tipo A - $S=1$;

Suolo di tipo B - $S=1.25$;

Suolo di tipo C - $S=1.25$;

Suolo di tipo E - $S=1.25$;

Suolo di tipo D - $S=1.35$.

Al fattore r viene può essere assegnato il valore $r = 2$ nel caso di opere sufficientemente flessibili (muri liberi a gravità), mentre in tutti gli altri casi viene posto pari a 1 (muri in c.a. resistenti a flessione, muri in c.a. su pali o tirantati, muri di cantinato).

D.M. 88

L'applicazione del **D.M. 88** e successive modifiche ed integrazioni è consentito mediante l'inserimento del coefficiente sismico orizzontale K_h in funzione delle Categorie Sismiche secondo il seguente schema: I Cat. $K_h=0.1$; II Cat. $K_h=0.07$; III Cat.

$K_h=0.04$;

Eurocodice 8

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S : soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_h , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

Effetto dovuto alla coesione

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto nella spinta per effetto della coesione, è stata calcolata un'altezza critica Z_c come segue:

$$Z_c = \frac{2 \times c}{\gamma} \times \frac{1}{\sqrt{K_A}} - \frac{Q \times \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \epsilon)}}{\gamma}$$

dove

Q = Carico agente sul terrapieno;

Se $Z_c < 0$ è possibile sovrapporre direttamente gli effetti, con decremento pari a:

$$S_c = P_c \times H$$

con punto di applicazione pari a $H/2$;

Carico uniforme sul terrapieno

Un carico Q , uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti pari a:

$$P_q = K_A \times Q \times \sin\beta / \sin(\beta + \varepsilon)$$

Per integrazione, una spinta pari a S_q :

$$S_q = K_a \cdot Q \cdot H \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Con punto di applicazione ad $H/2$, avendo indicato con K_a il coefficiente di spinta attiva secondo *Muller-Breslau*.

Spinta attiva in condizioni sismiche

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sul muro è data da:

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

dove:

H altezza muro

k_v coefficiente sismico verticale

γ peso per unità di volume del terreno

K coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico)

E_{ws} spinta idrostatica dell'acqua

E_{wd} spinta idrodinamica.

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica $E_{wd} = 0$, ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo θ della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

Con H' altezza del livello di falda misurato a partire dalla base del muro.

Spinta idrostatica

La falda con superficie distante H_w dalla base del muro induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità z , sono espresse come segue:

$$P_w(z) = \gamma_w \times z$$

Con risultante pari a:

$$S_w = 1/2 \times \gamma_w \times H^2$$

La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo γ_t con γ'_t ($\gamma'_t = \gamma_{saturo} - \gamma_w$), peso efficace del materiale immerso in acqua.

Resistenza passiva

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni risulta lineare del tipo:

$$P_t = K_p \times \gamma_t \times z$$

per integrazione si ottiene la spinta passiva:

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_p$$

Avendo indicato con:

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\phi + \beta)}{\text{sen}^2\beta \times \text{sen}(\beta - \delta) \times \left[1 - \frac{\text{sen}(\delta + \phi) \times \text{sen}(\phi + \varepsilon)}{\text{sen}(\beta - \delta) \times \text{sen}(\beta - \varepsilon)} \right]^2}$$

(Muller-Breslau) con valori limiti di δ pari a:

$$\delta < \beta - \phi - \varepsilon$$

L'espressione di K_p secondo la formulazione di Rankine assume la seguente forma:

$$K_p = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}$$

Carico limite di fondazioni superficiali su terreni

Vesic

Affinché la fondazione di un muro possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso del muro; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine. Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u	coesione non drenata
q	pressione litostatica totale sul piano di posa
s_c	Fattore di forma

$s_c = 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 1 - \frac{2H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

A_f area efficace della fondazione

c_a aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

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

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \tan \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4(B'/L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \phi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \phi'} \right)^{m+1}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$m = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'}$$

Sollecitazioni muro

Per il calcolo delle sollecitazioni il muro è stato discretizzato in n-tratti in funzione delle sezioni significative e per ogni tratto sono state calcolate le spinte del terreno (valutate secondo un piano di rottura passante per il paramento lato monte), le risultanti delle forze orizzontali e verticali e le forze inerziali.

Calcolo delle spinte per le verifiche globali

Le spinte sono state valutate ipotizzando un piano di rottura passante per l'estradosso della mensola di fondazione lato monte, tale piano è stato discretizzato in *n-tratti*.

Convenzione segni

Forze verticali	positive se dirette dall'alto verso il basso;
Forze orizzontali	positive se dirette da monte verso valle;
Coppie	positive se antiorarie;
Angoli	positivi se antiorari.

Dati generali

Codice progetto	010
Descrizione	Muro DOE
Comune di	Alessandria della Rocca
Tecnico	Gaetano Barresi
Data	21/10/2019
Condizioni ambientali	Ordinarie
Lat./Long. [WGS84]	37,559397/13,455892
Normativa GEO	D.M. 1996 (T.A.)
Normativa STR	SLU (D.M. 1996)
Spinta	Rankine [1857]

Dati generali muro

Altezza muro	550,0 cm
Spessore testa muro	13,0 cm
Risega muro lato valle	0,0 cm
Risega muro lato monte	0,0 cm
Sporgenza mensola a valle	130,0 cm
Sporgenza mensola a monte	127,0 cm
Svaso mensola a valle	0,0 cm
Svaso mensola a monte	0,0 cm
Altezza estremità mensola a valle	80,0 cm
Altezza estremità mensola a monte	80,0 cm

Stratigrafia

DH	Spessore strato
Eps	Inclinazione dello strato.
Gamma	Peso unità di volume
Fi	Angolo di resistenza a taglio
c	Coazione
Delta	Angolo di attrito terra muro
P.F.	Presenza di falda (Si/No)

Ns	DH (cm)	Eps (°)	Gamma (KN/m ³)	Fi (°)	c (kPa)	Delta (°)	P.F.	Litologia	Descrizione
1	100	0	18,50	35	0,00	28	No		rilevato stradale
2	450	0	17,90	20	20,00	16	No		Argilla o argilla limosa molle
3	1580	0	18,00	18	27,00	15	No		

Carichi distribuiti

Descrizione	Ascissa iniziale (cm)	Ascissa finale (cm)	Valore iniziale (kPa)	Valore finale (kPa)	Profondità (cm)

strada	150,0	850,0	20,0	20,0	0,0
--------	-------	-------	------	------	-----

FATTORI DI COMBINAZIONE

Combinazione Nr. 1

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1,00
2	Spinta terreno	1,00
3	Peso terreno mensola	1,00
4	Spinta falda	1,00
5	Spinta sismica in x	1,00
6	Spinta sismica in y	1,00
7	strada	1,00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1

Combinazione Nr. 1 [GEO+STR]

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
Gamma	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
630,0	530,0	18,5	10,0	35,0	0,0	0,0	358,0	
530,0	520,09	17,9	0,0	20,0	0,0	20,0	358,0	
520,09	410,18	17,9	0,0	20,0	0,0	20,0	358,0	
410,18	300,26	17,9	0,0	20,0	0,0	20,0	358,0	
300,26	263,33	17,9	0,0	20,0	0,0	20,0	358,0	
263,33	190,35	17,9	0,0	20,0	0,0	20,0	358,0	
190,35	80,0	17,9	0,0	20,0	0,0	20,0	358,0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.

Kd Coefficiente di spinta dinamica.
 Dk Coefficiente di incremento dinamico.
 Kax, Kay Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
 Dkx, Dky Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
358,0	0,28	0,0	0,0	0,28	-0,01	0,0	0,0
358,0	0,48	0,0	0,0	0,48	-0,02	0,0	0,0
358,0	0,48	0,0	0,0	0,48	-0,02	0,0	0,0
358,0	0,48	0,0	0,0	0,48	-0,02	0,0	0,0
358,0	0,48	0,0	0,0	0,48	-0,02	0,0	0,0
358,0	0,48	0,0	0,0	0,48	-0,02	0,0	0,0
358,0	0,48	0,0	0,0	0,48	-0,02	0,0	0,0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota inizio strato.
 Qf Quota inizio strato.
 Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
 Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
 Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	630,0	530,0	8,32	-0,29	574,73	574,73
2	530,0	520,09	0,95	0,08	525,04	525,01
3	520,09	410,18	10,5	1,11	465,13	462,15
4	410,18	300,26	10,5	1,47	355,22	352,97
5	300,26	263,33	3,54	0,57	281,75	281,58
6	263,33	190,35	9,57	1,26	223,95	226,07
7	190,35	80,0	23,11	2,2	131,03	133,66

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzi a)

Py Peso del muro (kN);
 Px Forza inerziale (kN);
 Xp, Yp Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
530,0	0,0	3,25	156,5	580,0
520,09	0,0	3,57	156,3	575,0
410,18	0,0	7,15	154,1	520,1
300,26	0,0	10,72	151,9	465,1
263,33	0,0	11,92	151,2	446,6
190,35	0,0	14,3	149,7	410,1
80,0	0,0	17,87	147,5	355,0

Sollecitazioni sul muro

Quota Origine ordinata minima del muro (cm).
 Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);
 H Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
530,0	8,32	2,96	3,68	23,27
520,09	9,27	3,37	4,54	24,7
410,18	19,77	8,05	20,17	40,92
300,26	30,28	13,09	47,15	56,79
263,33	33,82	14,87	58,77	61,99
190,35	43,38	28,77	80,87	72,14
80,0	66,49	34,55	139,18	87,09

Tensioni - Armature parete (T.A .)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
σ_c	Tensione calcestruzzo (N/mm ²);
σ_{ft}	Tensione acciaio teso (N/mm ²);
σ_{fc}	Tensione acciaio compresso (N/mm ²);
τ	Tensione tangenziale (N/mm ²);

Afv	Afm	σ_c	σ_{ft}	σ_{fc}	τ
12Ø10 (9,42)	12Ø10 (9,42)	0,48	18,15	5,47	0,04
12Ø10 (9,42)	12Ø10 (9,42)	0,54	20,94	6,17	0,04
12Ø10 (9,42)	12Ø10 (9,42)	1,05	54,07	13,09	0,06
12Ø10 (9,42)	12Ø10 (9,42)	1,46	89,41	18,9	0,06
12Ø10 (9,42)	12Ø10 (9,42)	1,59	101,63	20,7	0,06
12Ø10 (9,42)	12Ø10 (9,42)	1,74	113,91	23,1	0,07
12Ø10 (9,42)	12Ø10 (9,42)	2,22	164,04	29,91	0,09

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (270,0/0,0)

Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (270,0/648,5)

Centro di rotazione (xro,yro) = (0,0/0,0)

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
Gamma	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
648,5	630,0	18,5	10,0	35,0	0,0	0,0	0,0	
630,0	530,0	18,5	10,0	35,0	0,0	0,0	0,0	
530,0	520,09	17,9	0,0	20,0	0,0	20,0	0,0	
520,09	410,18	17,9	0,0	20,0	0,0	20,0	0,0	
410,18	300,26	17,9	0,0	20,0	0,0	20,0	0,0	
300,26	190,35	17,9	0,0	20,0	0,0	20,0	0,0	
190,35	80,0	17,9	0,0	20,0	0,0	20,0	0,0	

80,0 0,0 18,0 0,0 18,0 0,0 27,0 0,0

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.
 K_a Coefficiente di spinta attiva.
 K_d Coefficiente di spinta dinamica.
 D_k Coefficiente di incremento dinamico.
 K_{ax}, K_{ay} Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
 D_{kx}, D_{ky} Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	K_a	K_d	D_k	K_{ax}	K_{ay}	D_{kx}	D_{ky}
0,0	0,3	0,0	0,0	0,3	0,0	0,0	0,0
0,0	0,3	0,0	0,0	0,3	0,0	0,0	0,0
0,0	0,49	0,0	0,0	0,49	0,0	0,0	0,0
0,0	0,49	0,0	0,0	0,49	0,0	0,0	0,0
0,0	0,49	0,0	0,0	0,49	0,0	0,0	0,0
0,0	0,49	0,0	0,0	0,49	0,0	0,0	0,0
0,0	0,49	0,0	0,0	0,49	0,0	0,0	0,0
0,0	0,49	0,0	0,0	0,49	0,0	0,0	0,0
0,0	0,53	0,0	0,0	0,53	0,0	0,0	0,0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Q_i Quota inizio strato.
 Q_f Quota fine strato.
 R_{px}, R_{py} Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
 $Z(R_{px})$ Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
 $Z(R_{py})$ Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Q_i	Q_f	R_{px}	R_{py}	$z(R_{px})$	$z(R_{py})$
1	648,5	630,0	1,2	0,0	639,01	630,0
2	630,0	530,0	9,79	0,0	575,28	530,0
3	530,0	520,09	0,97	0,0	525,04	520,09
4	520,09	410,18	10,78	0,0	465,13	410,18
5	410,18	300,26	10,78	0,0	355,22	300,26
6	300,26	190,35	14,77	0,0	239,05	190,35
7	190,35	80,0	25,4	0,0	131,31	80,0
8	80,0	0,0	16,95	0,0	37,61	0,0

SPINTE IN FONDAZIONE

Discretizzazione terreno

Q_i Quota iniziale strato (cm);
 Q_f Quota finale strato
 Γ Peso unità di volume (KN/m³);
 ϵ_{ps} Inclinazione dello strato. (°);
 ϕ_i Angolo di resistenza a taglio (°);
 Δ Angolo attrito terra muro;
 c Coesione (kPa);
 β Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Q_i	Q_f	Γ	ϵ_{ps}	ϕ_i	Δ	c	β	Note
80,0	0,0	18,0	180,0	18,0	0,0	27,0	180,0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
K_p	Coefficiente di resistenza passiva.
K_{px}, K_{py}	Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

μ	K_p	K_{px}	K_{py}
180,0	0,57	-0,57	0,0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Q_i	Quota inizio strato.
Q_f	Quota inizio strato.
R_{px}, R_{py}	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
$Z(R_{px})$	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
$Z(R_{py})$	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Q_i	Q_f	R_{px}	R_{py}	$z(R_{px})$	$z(R_{py})$
1	80,0	0,0	0,0	0,0	40,0	40,0

Sollecitazioni total i

F_x	Forza in direzione x (kN);
F_y	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);

	F_x	F_y	M
Spinta terreno	90,65	0,0	232,6
Carichi esterni	0,0	10,27	-19,8
Peso muro	0,0	17,87	-26,36
Peso fondazione	0,0	53,99	-72,89
Sovraccarico	0,0	21,0	-45,68
Terr. fondazione	0,0	116,64	-247,52
Spinte fondazione	0,0	0,0	0,0
	90,65	219,78	-179,65

Momento stabilizzante	-412,25	kNm
Momento ribaltante	232,6	kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	90,65 kN
Sommatoria forze verticali	219,78 kN
Coefficiente di attrito	0,32
Adesione	18,9 kPa
Angolo piano di scorrimento	-360,0 °
Forze normali al piano di scorrimento	219,78 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	90,65 kN
Resistenza terreno	122,44 kN
Coeff. sicurezza traslazione C_{sd}	1,35
Traslazione verificata $C_{sd} > 1,3$	

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-412,25 kNm
Momento ribaltante	232,6 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento C_{sv}	1,77
Muro verificato a ribaltamento $C_{sv} > 1,5$	

Carico limite - Metodo di Vesic (1973)

Somma forze in direzione x	90,65 kN
Somma forze in direzione y (F_y)	219,78 kN
Somma momenti	-179,65 kNm
Larghezza fondazione	270,0 cm
Lunghezza	1000,0 cm
Eccentricità su B	53,26 cm
Peso unità di volume	18,0 KN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	18,0 °
Coesione	27,0 kPa
Terreno sulla fondazione	280,0 cm
Peso terreno sul piano di posa	18,0 KN/m ³
N_q	5,26
N_c	13,1
N_g	4,07
Fattori di forma	
s_q	1,05
s_c	1,07
s_g	0,93
Inclinazione carichi	
i_q	0,58
i_c	0,48
i_g	0,43
Inclinazione valle	
g_q	1,0
g_c	0,0
g_g	1,0
Carico limite verticale (Q_{lim})	599,0 kN
Fattore sicurezza ($C_{sq} = Q_{lim}/F_y$)	2,73
Carico limite verificato $C_{sq} > 2$	

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	81,74 cm
Larghezza della fondazione	270,0 cm
$x = 0,0$ cm Tensione...	179,25 kPa
$x = 245,22$ cm	Tensione... 0,0 kPa

MENSOLA A VALLE

$X_{progr.}$	Ascissa progressiva (cm);
F_x	Forza in direzione x (kN);
F_y	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
130,0	0,0	-145,26	-107,77	80,0

Armature - Tensio ni

Afi Area dei ferri inferiori.
 Afs Area dei ferri superiori.
 σ_c Tensione calcestruzzo (N/mm²);
 σ_{ft} Tensione acciaio teso (N/mm²);
 σ_{fc} Tensione acciaio compresso (N/mm²);
 τ Tensione tangenziale (N/mm²);

Afi	Afs	σ_c	σ_{ft}	σ_{fc}	τ
4Ø16 (8,04)	4Ø16 (8,04)	2,18	183,01	24,35	0,21

MENSOLA A MONTE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
 Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);
 H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
143,0	16,95	197,48	-107,69	80,0
147,41	16,95	194,61	-99,02	80,0
151,81	16,95	191,62	-90,55	80,0
152,0	16,95	191,46	-90,19	80,0
156,21	16,95	188,42	-82,19	80,0
160,6	16,95	185,12	-73,97	80,0
165,0	16,95	181,65	-65,92	80,0
192,67	16,95	146,16	-19,04	80,0

Armature - Tensioni (T.A.)

Afi Area dei ferri inferiori.
 Afs Area dei ferri superiori.
 σ_c Tensione calcestruzzo (N/mm²);
 σ_{ft} Tensione acciaio teso (N/mm²);
 σ_{fc} Tensione acciaio compresso (N/mm²);
 τ Tensione tangenziale (N/mm²);

Afi	Afs	σ_c	σ_{ft}	σ_{fc}	τ
4Ø16 (8,04)	4Ø16 (8,04)	2,16	192,85	23,57	0,28
4Ø16 (8,04)	4Ø16 (8,04)	1,98	178,14	21,6	0,28
4Ø16 (8,04)	4Ø16 (8,04)	1,81	163,77	19,69	0,28
4Ø16 (8,04)	4Ø16 (8,04)	1,8	163,15	19,6	0,28
4Ø16 (8,04)	4Ø16 (8,04)	1,64	149,57	17,79	0,27
4Ø16 (8,04)	4Ø16 (8,04)	1,47	135,62	15,93	0,27
4Ø16 (8,04)	4Ø16 (8,04)	1,31	121,95	14,1	0,26

4Ø16 (8,04)

4Ø16 (8,04)

0,35

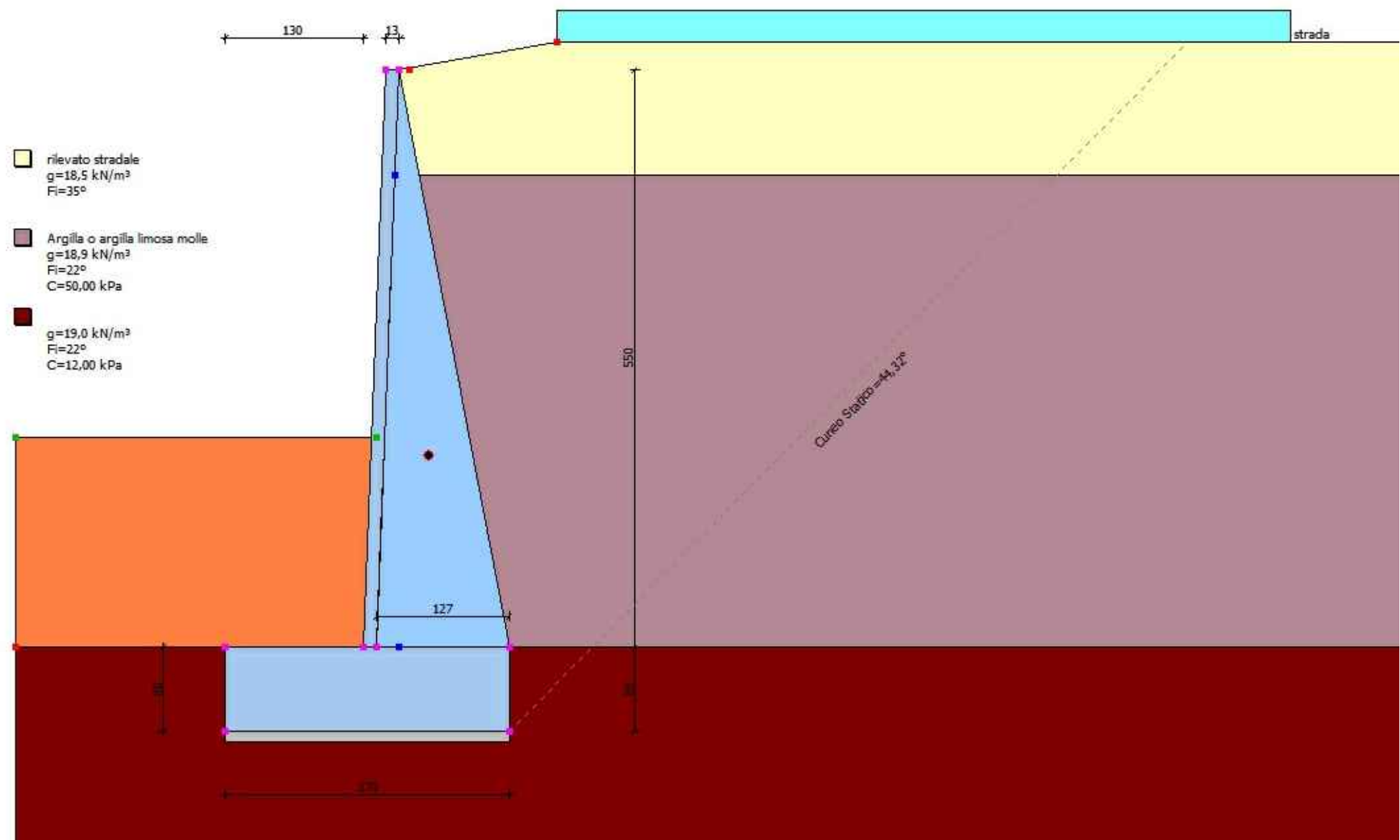
42,48

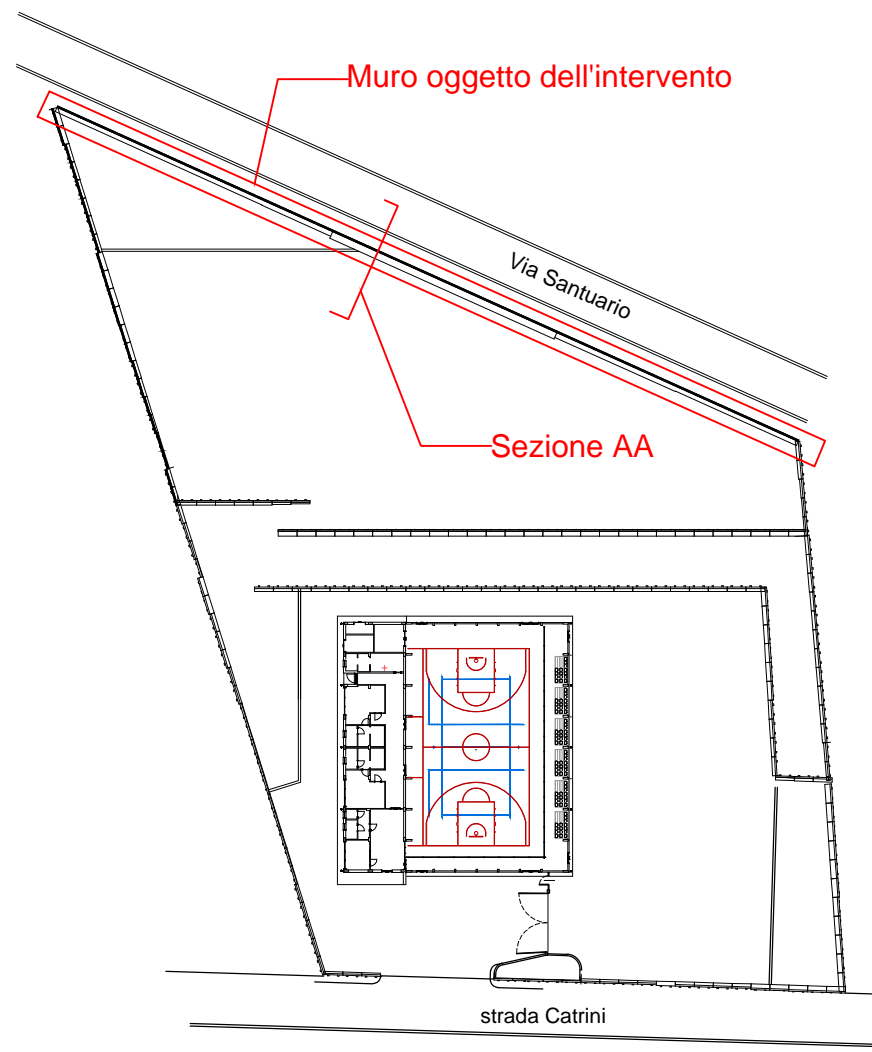
3,34

0,21

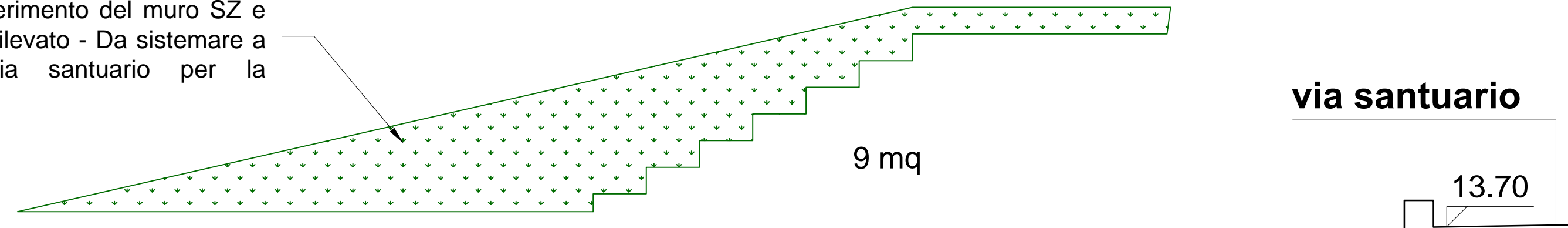
Indice

1.Dati generali	7
2.Stratigrafia	8
3.Fattori combinazione	8
4.Combinazione Nr. 1 [GEO+STR]	8
4.1.1-(Peso, Baricentro, Inerzia)	9
4.2.1-Armatura elevazione	10
4.3.1-Sollecitazioni totali	12
4.4.1-Verifica alla traslazione	13
4.5.1-Verifica al ribaltamento	13
4.6.1-Carico limite	13
4.7.1-Tensioni sul terreno	14
4.8.1-Armatura in fondazione	14
Indice	16

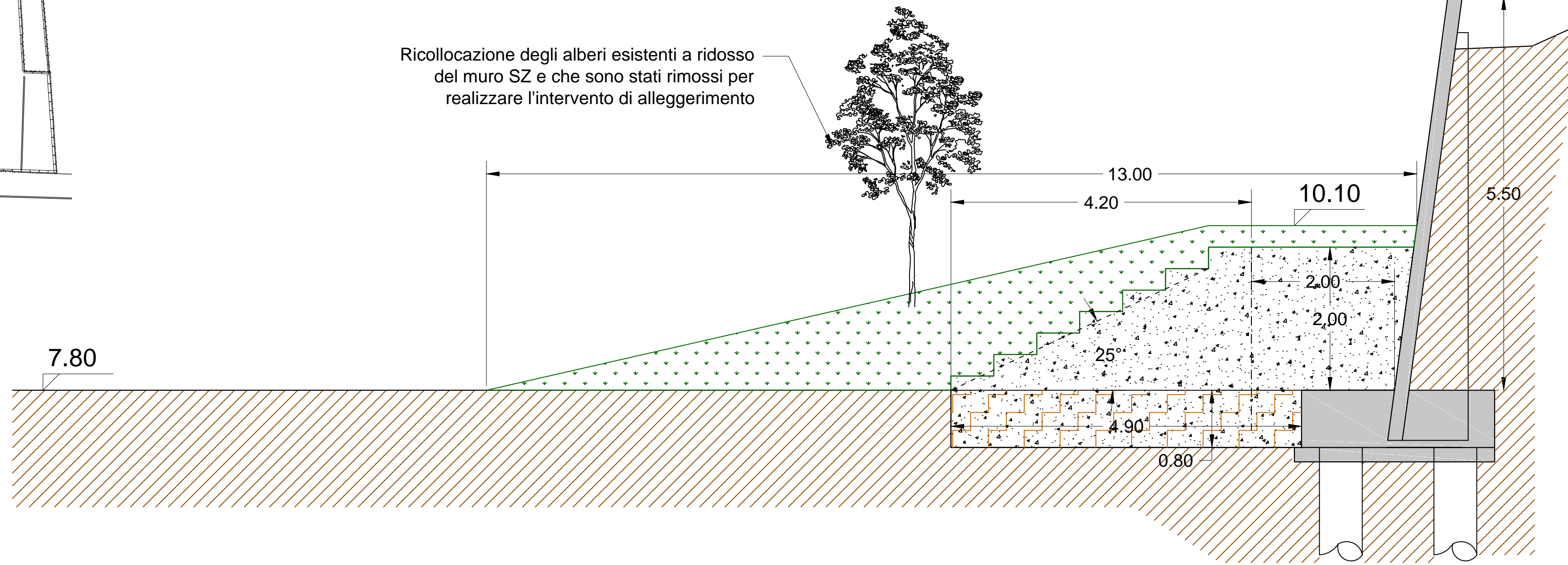




Terra proveniente da alleggerimento del muro SZ e dallo scavo per la posa del rilevato - Da sistemare a ridosso del muro di via santuario per la rinaturalizzazione dell'area

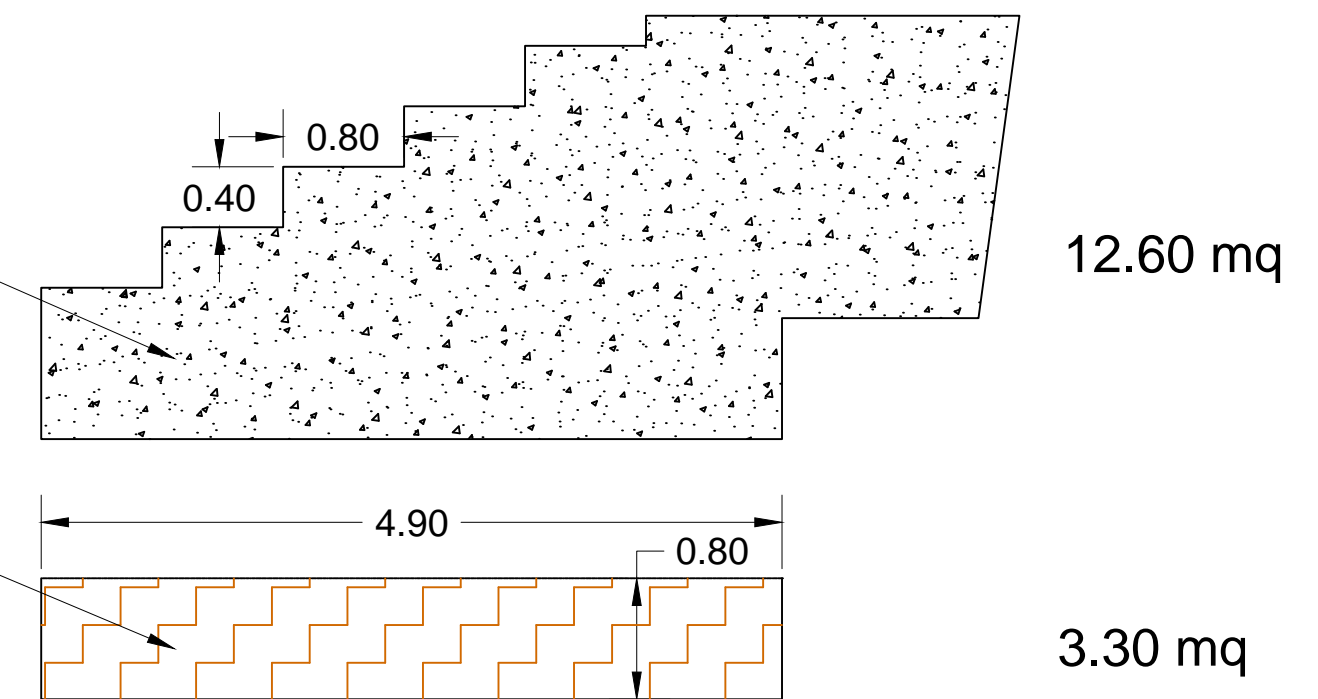


Ricollocazione degli alberi esistenti a ridosso del muro SZ e che sono stati rimossi per realizzare l'intervento di alleggerimento



Formazione di rilevato compatto (1.5.5 e 1.5.6) e formazione di gradoni

Scavo a sezione per porre il piano di posa del rilevato alla stessa quota del piano di posa della fondazione. La terra scavata sarà riutilizzata per la sistemazione finale e la rinaturalizzazione a tergo del muro di via Santuario



SEZIONE AA - scala 1:50 - Intervento da realizzare