

RELAZIONE GEOTECNICA

Progetto di un Muro di Sostegno (redatta ai sensi Cap. 6 NTC)

Progetto muro di sostegno lungo la strada provinciale XX strada provinciale XX

IL TECNICO

Ing. Pinco Pallino
Ordine Ingegneri n.123
Via Generica n.10 - Città (XX)
Ordine Ingegneri n.123
340987654

IL COMMITTENTE

Sign. Mario Rossi
Via Generica n.11 - Città (XX)
mariorossi@mail.com
100/357951

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Caio Sempronio
Ordine Geologi Prov XX n.321

Città (XX) , lì 06/06/2019

Realizzato col Software StruMURO R1.7.0

Autore : Ing. Salvatore Manai

www.ingegneriabit.com

Licenza Utente : ManaiS-280398-CDCBF

INDICE DEI PARAGRAFI

- I. Normativa**
- II. Metodo di calcolo**
- III. Modello di calcolo**
- IV. Pericolosità Sismica**
- V. Caratterizzazione Geotecnica**
- VI. Relazione descrittiva**
- VII. Verifica di Sicurezza Geotecnica**

I. Normativa

- Legge 5 Novembre 1971 n.1086 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica"
- Legge 2 Febbraio 1974 n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche" così come riunite nel Testo Unico per l'Edilizia di cui al D.P.R. 6 Giugno 2001 n. 380
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988 Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992. Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 9 Gennaio 1996 Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- Norme Tecniche per le Costruzioni NTC 2008 (D.M. 14.01.2008)
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al D.M. 14.01.2008 (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)
- Norme Tecniche per le Costruzioni NTC 2018 (D.M. 17.01.2018) - Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7 "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"

II.1 RICHIAMI TEORICI

Il calcolo delle spinte sui muri di sostegno è strettamente legato all'interazione che avviene tra il manufatto e il terreno o meglio alle modalità con cui avvengono gli spostamenti reciproci che influenzano il regime di spinta.

Questo può essere di SPINTA ATTIVA o di SPINTA PASSIVA, a seconda di come il manufatto "trasla" rispetto al terreno. Semplificando, nel primo caso la struttura permette al terreno di espandersi lateralmente, nel secondo è la struttura a premere sul terreno.

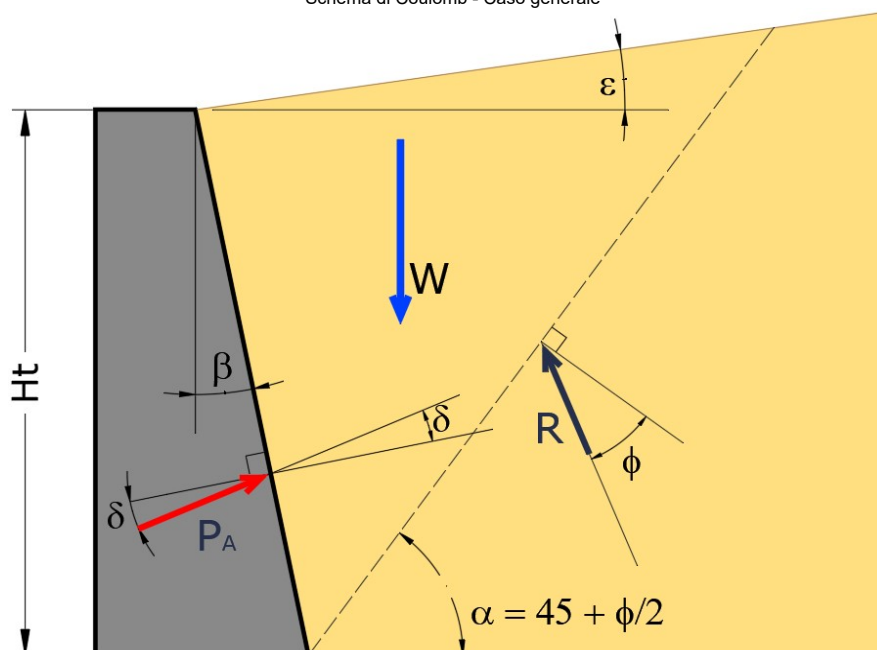
Da notare che per mobilitare la spinta attiva sono sufficienti piccoli spostamenti, mentre per mobilitare la spinta passiva occorrono grandi spostamenti (spesso non compatibili con la funzionalità dell'opera).

Può essere altresì definita una situazione nella quale non sono ammessi/previsti spostamenti del manufatto, perciò si parla di SPINTA A RIPOSO (es. nei muri di cantina).

Il modello di calcolo storico e più importante sul quale si basa la teoria del calcolo delle opere di sostegno è il Metodo di Coulomb (XVIII secolo - derivato da quella di Rankine), generalizzato e ampliato poi da vari studiosi tra cui Müller-Breslau (XX secolo) secondo specifiche ipotesi e condizioni al contorno tra cui le più importanti:

- Terrapieno in materiale incoerente e omogeneo, anche con profilo inclinato, ma regolare (piano);
- Superficie del paramento a contatto col terreno piana, verticale o inclinata;
- Presenza di attrito nell'interfaccia terreno-muro;
- Superficie di scorrimento del cuneo di spinta piana e inclinata.

Schema di Coulomb - Caso generale



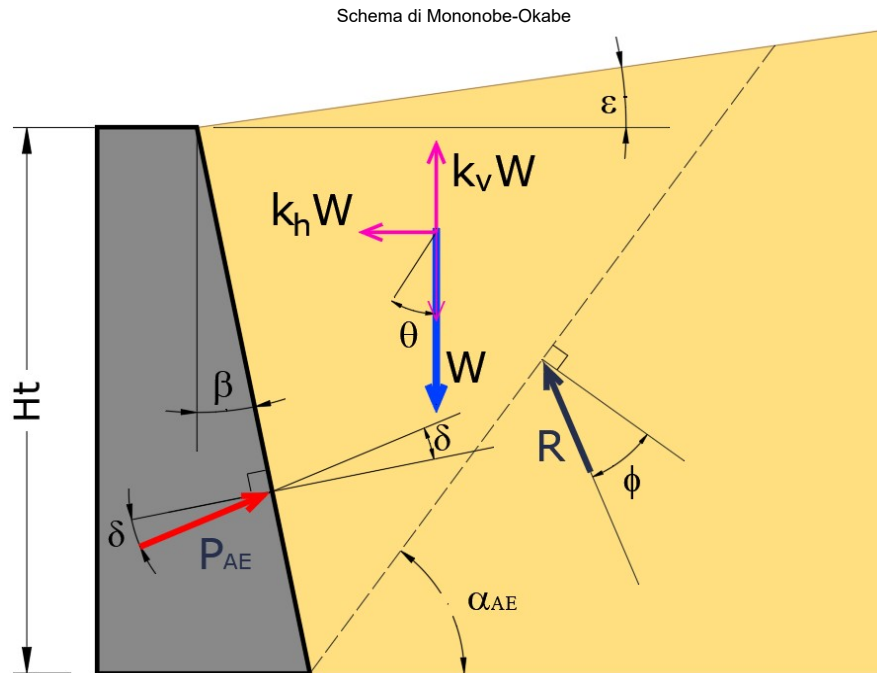
In condizioni STATICHE, i coefficienti per calcolare la spinta del cuneo di rottura, inclinata di un angolo δ in condizioni attive o passive, sono dati dalle seguenti equazioni dove :

ϕ = angolo di attrito (o di resistenza a taglio) del terreno
 β = angolo formato dal paramento virtuale con la verticale
 δ = angolo di attrito fra terreno e paramento virtuale
 ε = angolo inclinazione terrapieno

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

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \beta)}{\cos^2(\beta) \cdot \cos(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi + \varepsilon)}{\cos(\beta - \delta) \cdot \cos(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

In condizioni SISMICHE la metodologia di calcolo più comunemente usata e riconosciuta anche nelle NTC è quella basata sulla teoria di Mononobe-Okabe. Quest'ultima può essere considerata una estensione del metodo di Coulomb e permette di valutare le spinte, con un approccio pseudo-statico, come delle forze statiche equivalenti che tengono conto delle azioni inerziali orizzontali e verticali dovute all'accelerazione delle masse.



Detto ψ l'angolo sismico, i valori dei coefficienti di spinta del terreno per stati di spinta attiva e passiva sono

$$\psi = \arctan\left(\frac{k_h}{\pm k_v}\right)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \beta)}{\cos(\psi) \cdot \cos^2(\beta) \cdot \cos(\delta + \beta + \psi) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \psi - \epsilon)}{\cos(\delta + \beta + \psi) \cdot \cos(\beta - \epsilon)}}\right]^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi + \beta)}{\cos(\psi) \cdot \cos^2(\beta) \cdot \cos(\beta - \delta + \psi) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \psi + \epsilon)}{\cos(\beta - \delta + \psi) \cdot \cos(\beta - \epsilon)}}\right]^2}$$

Relativamente alla valutazione dei coefficienti suddetti, l'approccio di Mononobe-Okabe entra in crisi nel caso in cui $\phi - \theta < \beta$. In tal caso si fa riferimento alle indicazioni dell' EC 8 Punto 4 Appendice E, le quali prevedono che il coefficiente di spinta sia valutato trascurando il termine sotto radice

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \beta)}{\cos(\psi) \cdot \cos^2(\beta) \cdot \cos(\delta + \beta + \psi)}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi + \beta)}{\cos(\psi) \cdot \cos^2(\beta) \cdot \cos(\beta - \delta + \psi)}$$

II.2 Metodo di calcolo

Il Software StruMURO permette di valutare sia le situazioni che rientrano nelle teorie suddette che le altre situazioni, spesso presenti nella realtà e nella pratica progettuale, tra cui:

- Terrapieno dotato di coesione;
- Presenza di falda a qualsiasi quota;
- Terrapieno composto da una spezzata;
- Presenza di carichi uniformi e nastriformi sul terrapieno;
- Presenza di forze e coppie concentrate applicate al muro;

Il Software StruMURO applica le seguenti modalità e formulazioni per risolvere casi di dettaglio :

(*) Tutti i moduli delle spinte sono valutati come area del diagramma delle pressioni e la loro retta di applicazione è legata alla posizione del baricentro geometrico dei diagrammi stessi;

(*) In presenza di terreni coesivi il diagramma delle pressioni viene assunto nullo a partire dalla quota dell'altezza fessurata.

(*) Quando il terrapieno a monte ha un'inclinazione ϵ superiore all'angolo di resistenza al taglio o angolo di attrito del terreno φ , esso assume una configurazione teoricamente instabile e la formula di Coulomb, riveduta da Muller-Breslau, non può essere applicata. Il calcolo procede lo stesso adottando un coefficiente di spinta attiva $K_a(\epsilon = \varphi)$ e considerando la porzione di terreno compresa tra ϵ e φ come un sovraccarico distribuito.

(*) Il diagramma delle pressioni della falda è assunto triangolare con la spinta applicata a 1/3.

(*) Per i carichi nastriformi il diagramma delle sigma è calcolato con la teoria di Boussinesque corretta da Terzaghi, nella quale la sigma si assume raddoppiata per tenere conto della non omogeneità del materiale.

(*) Il modulo della spinta dovuta alla pressione laterale dei carichi sul terrapieno viene corretto mediante un apposito coefficiente qualora il terrapieno non sia orizzontale e il paramento non sia verticale;

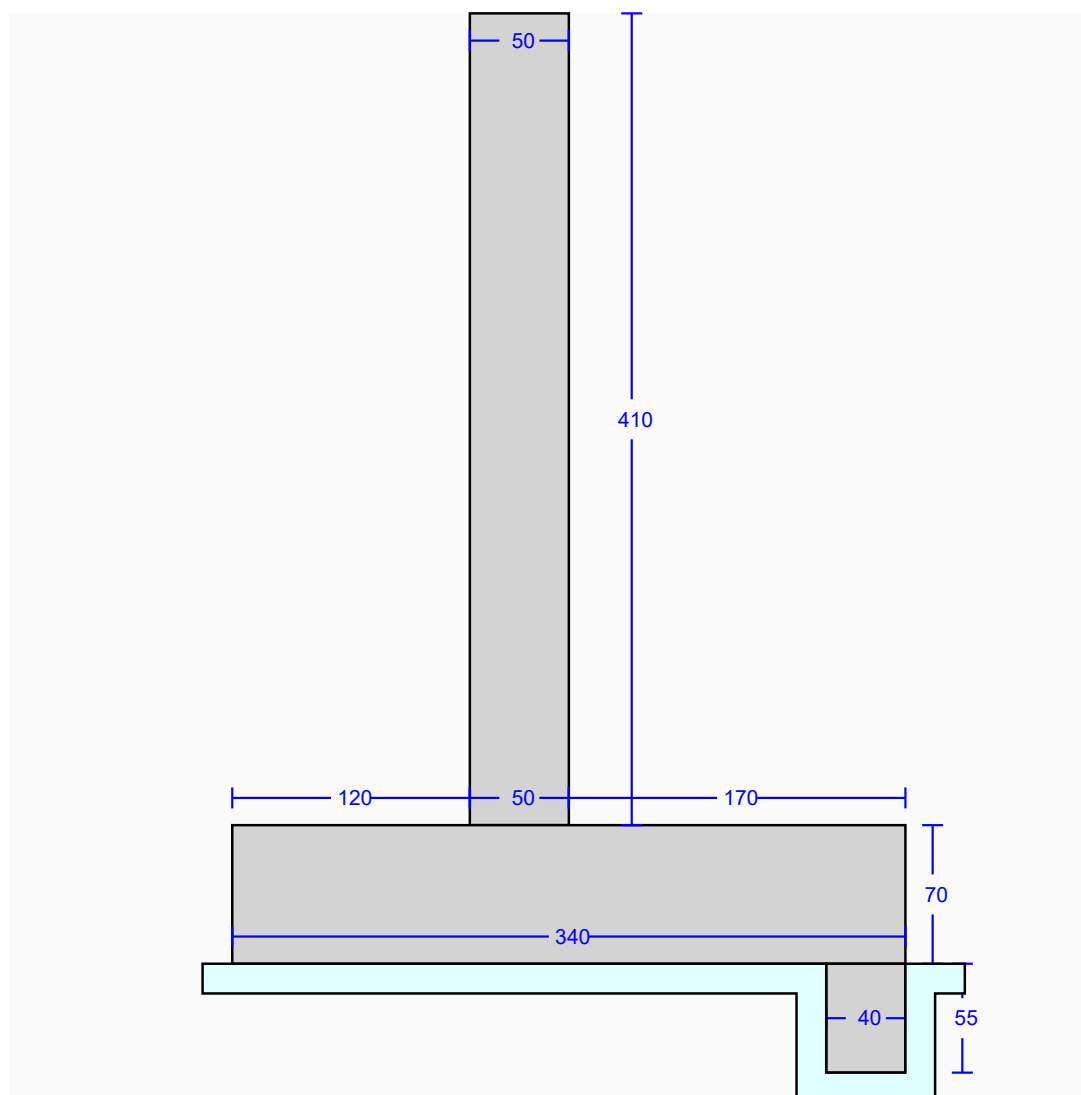
(*) La soluzione del modello, in termini di calcolo delle sollecitazioni interne, avviene col metodo F.E.M. (finite element method). La parete e la suola sono schematizzati con una apposita discretizzazione in nodi e aste (travi alla Timoshenko).

Il Software StruMURO applica il Metodo agli Stati Limite Ultimi, di seguito SLU, per il quale la norma (6.5.3.1.1) prevede che vengano eseguite sui muri di sostegno le seguenti verifiche allo stato limite di stabilità (locale e globale) oltre a quelle di resistenza:

- Verifica della stabilità locale al RIBALTAMENTO, trattato come SLU di equilibrio di corpo rigido (EQU);
- Verifica della stabilità locale allo SCORRIMENTO sul piano di posa, SLU di tipo geotecnico (GEO);
- Verifica del collasso per CARICO LIMITE dell'insieme fondazione-terreno, SLU di tipo geotecnico (GEO);
- Verifica della stabilità GLOBALE del complesso opera di sostegno-terreno col metodo di Fellenius (1937);
- Verifica SLU di tipo strutturale (STR) per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali (suola e parete).

Per maggiori dettagli si rimanda alla letteratura specifica, alle Norme Tecniche NTC, alla Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" e al manuale del software.

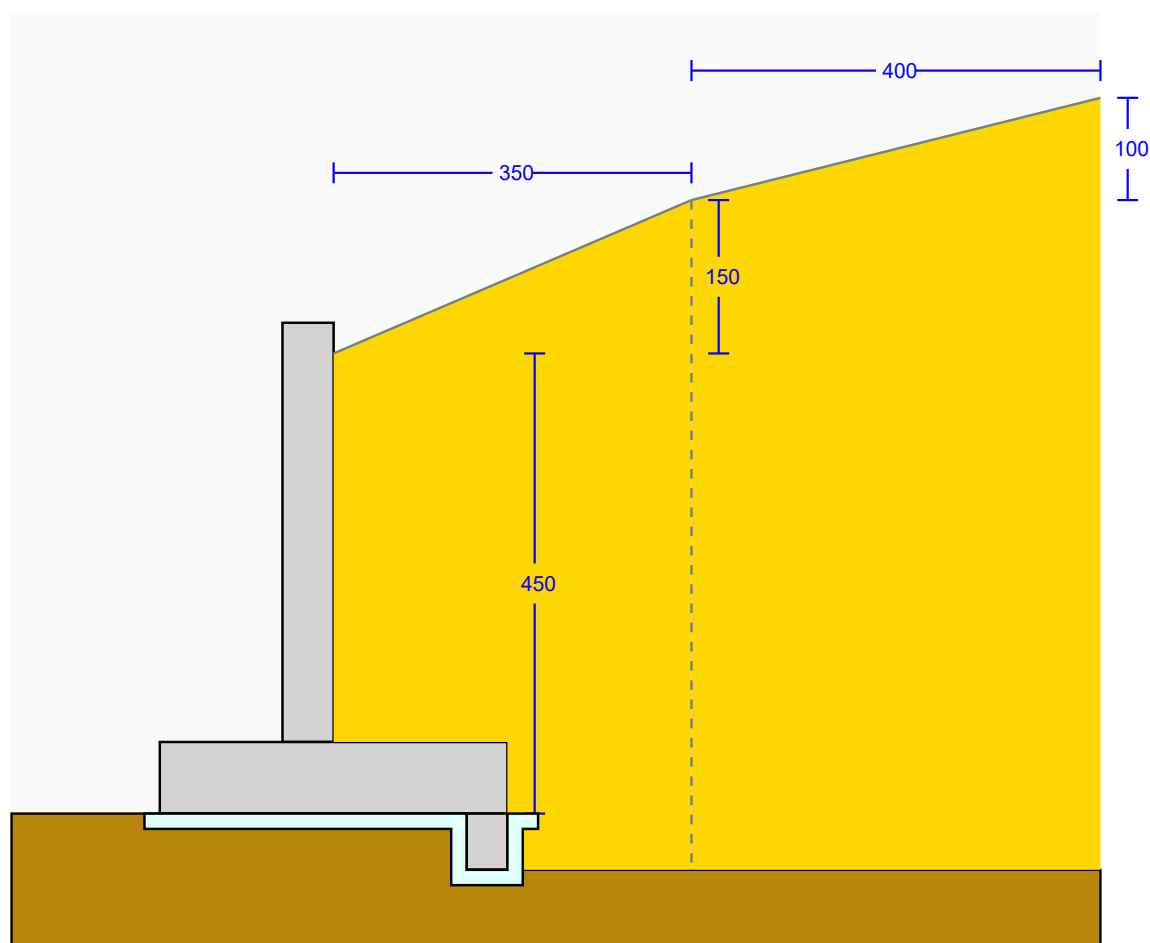
III. Modello di calcolo



III.1 Muro

PBs =	50	cm (base superiore parete)	Sext =	120	cm (larghezza suola esterna)
Psext =	0	cm (scarpa esterna)	Sint =	170	cm (larghezza suola interna)
Psint =	0	cm (scarpa interna)	SB =	340	cm (larghezza totale suola)
PH=	410	cm (altezza parete)	SH =	70	cm (altezza suola)
Pbi=	50	cm (base inferiore parete)	SHext =	70	cm (altezza suola esterna)
β =	0	° (inclinazione parete lato terrapieno)	SHint =	70	cm (altezza suola interna)
ξ =	0	° (inclinazione parete lato esterno)	Spm =	15	cm (spessore magrone)
Db =	40	cm (larghezza dente)			
Dh =	55	cm (altezza dente)			
Dd =	0	cm (distanza dente da bordo suola interna)			
Lm =	500	cm (lunghezza muro)	δ =	10,67	° (angolo attrito terra-muro)
γ_m =	25	kN/mc (peso specifico muro)	Vincolo =	Libero	(vincolo superiore della testa muro)

III.2 Geometria sistema



III.3 Terreni

TERRENO DI FONDAZIONE

$\gamma_{tf} =$	19	kN/mc (peso specifico terreno)	$\phi_{tf} =$	36	° (angolo resistenza al taglio)
$\gamma_{tfs} =$	21	kN/mc (peso specifico terreno saturo)	$c_{tf} =$	0	kN/mq (coesione terreno)

TERRAPIENO DI SPINTA

$\gamma_{ts} =$	18,5	kN/mc (peso specifico terreno)	$\phi_{ts} =$	32	° (angolo resistenza al taglio)
$\gamma_{tss} =$	21	kN/mc (peso specifico terreno saturo)	$c_{ts} =$	8	kN/mq (coesione terreno)
$H_t =$	450	cm (Altezza terrapieno)	$L_{t2} =$	400	cm (Lunghezza terrapieno Campo2)
$L_{t1} =$	350	cm (Lunghezza terrapieno Campo1)	$\Delta t_2 =$	100	cm (Dislivello terrapieno Campo2)
$\Delta t_1 =$	150	cm (Dislivello terrapieno Campo1)	$\epsilon_2 =$	14,04	° (inclinazione terrapieno Campo2)
$\epsilon_1 =$	23,2	° (inclinazione terrapieno Campo1)			

IV. Pericolosità Sismica

LOCALITA' : Terni

COORDINATE GEOGRAFICHE DEL SITO : LAT. 42,5636168 LONG. 12,6426604000001

NODI DELLA MAGLIA DI RIFERIMENTO - Allegato A Tab.1 NTC

Nodo 1 - ID : 25407 LAT : 42,582 LON : 12,675 ag : 1,717 F0 : 2,44 T*c : 0,32

Nodo 2 - ID : 25406 LAT : 42,582 LON : 12,607 ag : 1,632 F0 : 2,46 T*c : 0,32

Nodo 3 - ID : 25629 LAT : 42,532 LON : 12,676 ag : 1,669 F0 : 2,45 T*c : 0,32

Nodo 4 - ID : 25628 LAT : 42,532 LON : 12,608 ag : 1,609 F0 : 2,45 T*c : 0,32

CLASSE D'USO : Classe II

VITA NOMINALE : 50 anni

VITA RIFERIMENTO : 50 anni

STATO LIMITE : SLU - SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita)

PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO NEL PERIODO DI RIFERIMENTO VR : PVR 10%

PERIODO DI RITORNO TR : 475

ACCELERAZIONE ORIZZONTALE MASSIMA AL SITO ag[g] : 0,166

FATTORE DI AMPLIFICAZIONE DELLO SPETTRO IN ACCELERAZIONE ORIZZONTALE F0 : 2,450

PERIODO DI INIZIO DEL TRATTO A VELOCITÀ COSTANTE DELLO SPETTRO T*c : 0,32

Dal punto di vista sismico, le indagini svolte consentono di classificare il volume rappresentativo del terreno di spinta secondo i seguenti parametri :

Coeff. amplificazione stratigrafica $S_s = 1,456$ - Terreno TIPO "C"

Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Coeff. amplificazione topografica $S_t = 1,2$ - Topografia TIPO "T3"

Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$

Accelerazione orizzontale massima attesa al sito $a_{max}[g] = 0,29$

Coeff. di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito per verifiche LOCALI (SLV) $\beta_{m,loc} = 0,38$

Coeff. sismico orizzontale $k_{h,loc} = 0,1102$

Coeff. sismico verticale $k_{v,loc} = 0,0551$

Coeff. di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito per verifica GLOBALE (SLV) $\beta_{m,glo} = 0,38$

Coeff. sismico orizzontale $k_{h,glo} = 0,1102$

Coeff. sismico verticale $k_{v,glo} = 0,0551$

V. Caratterizzazione Geotecnica

Le scelte progettuali, il programma e i risultati delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica di cui al § 6.2.2 delle NTC, unitamente alle analisi per il dimensionamento geotecnico delle opere e alla descrizione delle fasi e modalità costruttive devono essere illustrati in una specifica relazione geotecnica.

Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento, devono riguardare il volume significativo e, in presenza di azioni sismiche, devono essere conformi a quanto prescritto ai §§ 3.2.2 e 7.11.2. Per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.

Le indagini devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione. Della definizione del piano delle indagini, della caratterizzazione e della modellazione geotecnica è responsabile il progettista. Ai fini dell'analisi quantitativa di uno specifico problema, per modello geotecnico di sottosuolo si intende uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, che devono essere caratterizzate con riferimento allo specifico problema geotecnico.

Nel modello geotecnico di sottosuolo devono essere definiti il regime delle pressioni interstiziali e i valori caratteristici dei parametri geotecnici. Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato. I valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere dedotti dall'interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e di prove e misure in sito.

Le indagini devono comprendere l'accertamento degli elementi che, unitamente agli effetti topografici, influenzano la propagazione delle onde sismiche, quali le condizioni stratigrafiche e la presenza di un substrato rigido o di una formazione ad esso assimilabile.

Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata su preesistenti indagini e prove documentate, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali.

Nel seguito vengono riportate in forma tabellare le caratteristiche geotecniche con l'individuazione dei principali parametri di natura ingegneristica delle diverse unità litologiche facenti parte del modello di calcolo

LEGENDA :

() Ogni tabella rappresenta un terreno ed è preceduta dalla eventuale descrizione attribuita dal geologo o dal sottoscritto*

TIPO : Riferimento di appartenenza del volume significativo

γ : Peso specifico in kN/mc

γ_{Sat} : Peso specifico saturo in kN/mc

ϕ_i : Angolo di resistenza al taglio in gradi

c_{nd} : Coesione non drenata in kN/mq

c_t : Coesione efficace in kN/mq

E_d : Modulo Edometrico in kN/mq

k_W : Costante di sottofondo o di Winkler in kN/mc

V_{s30} : Velocità equivalente delle onde di taglio

NSPT30 : Resistenza penetrometrica dinamica equivalente

Cu_{30} : Resistenza non drenata equivalente

Z_i : quota z iniziale dello strato in cm

Z_f : quota z finale dello strato in cm

VI. Relazione descrittiva

Le indagini di campagna e le conoscenze geologico-tecniche sull'intera regione, hanno condotto alla redazione della presente relazione geotecnica, anche in base agli studi prettamente geologici propedeutici alla sua stesura. Lo studio ha evidenziato una presenza di depositi marcatamente sabbiosi-limosi, i quali, in presenza di materiali argillosi, possono assumere un comportamento plastico. Se la frazione limo-argillosa è elevata, sono poco permeabili e caratterizzati da drenaggio lento, molto lento o impedito. Ne deriva che, per i terreni che presentano queste caratteristiche, i parametri geotecnici risultano mediocri. Le caratteristiche geotecniche migliorano nel caso di versanti drenati. Il grado di scavabilità con mezzi meccanici è buono.



VII. VERIFICA DI SICUREZZA GEOTECNICA

VII.1 PREMESSA

Le strutture fondali dell'opera in oggetto sono afferenti alla tipologia di fondazioni superficiali e dirette a pianta rettangolare dove una dimensione, in genere la larghezza della suola, risulta ampiamente inferiore rispetto a quelle prevalente che è la lunghezza del muro.

Il presente elaborato ha l'obiettivo, stante le parametrizzazioni individuate nella relazione geologica, di verificare la sicurezza e le prestazioni attese in relazione agli stati limite indagati per l'opera in oggetto.

VII.2 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

L'Effetto delle azioni e la Resistenza di progetto sono espresse rispettivamente in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri geotecnici di progetto X_k/γ_M e dei parametri geometrici di progetto a_d . Il coefficiente parziale di sicurezza γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni come indicato con $\gamma_E = \gamma_F$.

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. delle NTC. Il valore di progetto della resistenza R_d viene determinato in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Restano valide le indicazioni dei CRITERI GENERALI DI PROGETTO di cui al § 6.4.2. delle NTC "FONDAZIONI SUPERFICIALI".

In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel paragrafo suddetto, le fondazioni superficiali devono rispettare i criteri di verifica di cui ai § 7.11.5.3.1, 7.11.6.1 e 7.11.6.2 nello specifico per i muri di sostegno

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A_1 e A_2), per i parametri geotecnici (M_1 e M_2) e per le resistenze (R_1 , R_2 e R_3).

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione $E_d < R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

SLU di tipo geotecnico (GEO) :

- > *collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno*
- > *collasso per scorrimento sul piano di posa*
- > *stabilità globale*

Nel presente documento sarà illustrata la verifica effettuata nei confronti dello stato limite di tipo geotecnico (GEO) relativo al collasso per CARICO LIMITE dell'insieme fondazione-terreno, rimandando all'elaborato RELAZIONE DI CALCOLO le ulteriori verifiche di stabilità locale, globale e di resistenza strutturale

VII.3 CALCOLO DEL CARICO LIMITE PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

La capacità portante o carico limite q_{lim} sulla fondazione rappresenta la pressione massima che quest'ultima può trasmettere al terreno prima che questo raggiunga la rottura. La prima formulazione (di Terzaghi) si basa sulle seguenti ipotesi (abbastanza comuni e presenti nel caso in oggetto):

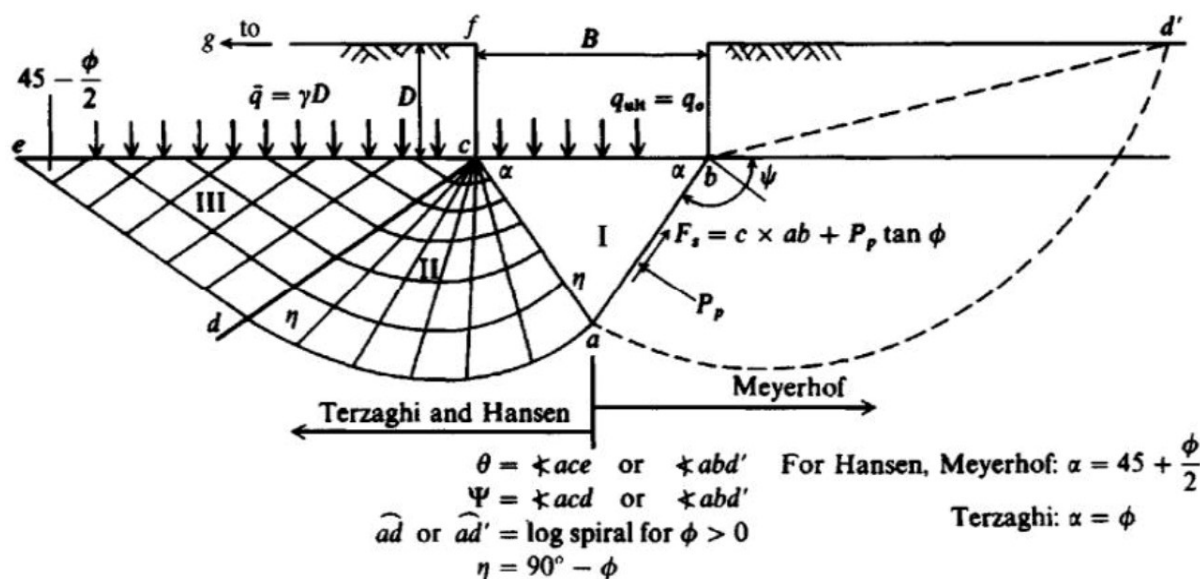
- i. fondazione nastriforme: lunghezza/larghezza = $L/B > 10$ (problema piano)
- ii. piano campagna orizzontale
- iii. piano di posa orizzontale
- iv. terreno continuo, omogeneo, isotropo, a comportamento rigido-plastico (deformazioni nulle fino alla rottura, poi resistenza costante, indipendente dalla deformazione) e per il quale vale il criterio di rottura di Mohr-Coulomb

Il carico limite dipende perciò sostanzialmente

- dalla larghezza efficace della fondazione B
- dall'angolo di resistenza al taglio del terreno φ
- dalla coesione c
- dal peso proprio del terreno interno alla superficie di scorrimento γ_t

- dal sovraccarico presente ai lati della fondazione (carico litostatico pari a $q = \gamma T.D$ in assenza di carichi esterni sul piano campagna con D affondamento del piano di posa)

Non esistono metodi esatti per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale su un terreno reale, ma solo formule approssimate trinomie ottenute, per sovrapposizione di effetti, dalla somma di tre componenti (ciascuna corrispondente ad uno schema e a una differente superficie di rottura diversi da quelli reali).



Una delle soluzioni generali più usate per la stima della qlim, assieme a quella di Brinch-Hansen (1970), è quella proposta da Vesic (1975)

$$q_{lim} = c * N_c * S_c * D_c * I_c * B_c * G_c + q * N_q * S_q * D_q * I_q * B_q * G_q + 0.5 * B * \gamma T * N_g * S_g * D_g * I_g * B_g * G_g + 10 * H_w$$

Con riferimento alla formula generale di cui sopra,

c è il valore della coesione efficace e q rappresenta la tensione litostatica al piano di posa pari a $\gamma T * D$, mentre 10 è il peso specifico dell'acqua in kN/mc.

In presenza di falda ($H_w > 0$), se $H_w > D$ allora $q = (\gamma T, sat - 10) * D$, altrimenti $q = (\gamma T, sat - 10) * H_w + \gamma T * (D - H_w)$

Per quanto riguarda i restanti coefficienti:

N_g , N_c , N_q sono quantità adimensionali, detti FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE, funzioni dell'angolo di resistenza al taglio e della forma della superficie di rottura considerata.

Per N_c ed N_q esistono equazioni teoriche (con un accordo quasi unanime), mentre la determinazione di N_g richiede un procedimento numerico per successive approssimazioni ed esistono solo formule empiriche approssimanti (che portano a risultati spesso molto diversi).

In generale il valore dei fattori di capacità portante cresce molto rapidamente con ϕ , per tale ragione e per una stima corretta della capacità portante, la scelta dell'angolo di resistenza a taglio è più importante dell'utilizzo di una o l'altra delle equazioni proposte dai vari Autori

Posto $k_p = (\tan(\pi / 4 + \phi / 2))^2$, in condizioni drenate saranno:

$$N_q = k_p * e * (\pi * \tan(\phi)) \quad N_c = (N_q - 1) * 1 / \tan(\phi) \quad N_g = 2 * (N_q + 1) * \tan(\phi)$$

S_g , S_c , S_q sono dei coefficienti correttivi detti FATTORI DI FORMA che tengono conto della forma dell'impronta della fondazione in quanto, nel passare dalla condizione ideale di una striscia indefinita di carico (problema piano) ad una fondazione reale (problema tridimensionale) avente dimensioni in pianta confrontabili (B trasversale e L longitudinale), la capacità portante è influenzata dagli effetti di bordo, di cui si tiene conto con tali coefficienti.

Per una fondazione rettangolare saranno B e L rispettivamente il lato minore e maggiore in pianta della fondazione; la larghezza B in presenza di eccentricità del carico ($B/6 \leq e < B/2$) sarà ridotta al suo valore efficace $B_{eff} = 3 * u$ con $u = M / N$.

Per i terreni incoerenti saranno:

$$S_q = 1 + (B / L) * \tan(\phi) \quad S_c = 1 + (N_q / N_c) * (B / L) \quad S_g = 1 - 0.4 * (B / L)$$

D_g , D_c , D_q sono i FATTORI DI PROFONDITA', coefficienti correttivi che tengono conto della profondità del piano di posa D.

Posto $k = D/B$ se $D/B \leq 1$ o $k = \tan(D/B)$ se $D/B > 1$; Le formulazioni sono le seguenti:

$$D_q = 1 + 2 * \tan(\phi) * k * (1 - \sin(\phi))^2 \quad D_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c * \tan(\phi)) \quad D_g = 1$$

Ig, Ic, Iq sono i FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO, coefficienti correttivi che tengono conto dell'inclinazione dei carichi. Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione $T < N \cdot \tan(\delta) + A_f \cdot c_a$, dove
T = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione
N = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione
 c_a = adesione lungo la base della fondazione ($c_a \leq c$)
 δ = angolo di attrito di interfaccia terreno-fondazione
Tale condizione si ritiene di norma soddisfatta quando è positiva la verifica a scorrimento.

Posto $m = (2 + (B / L)) / (1 + (B / L))$ e $A_f = B \cdot L$, per i terreni dotati di coesione (con $\varphi > 0$) saranno:

$$I_q = (1 - T / (N + A_f \cdot c \cdot 1 / \tan(\varphi)))^m \quad I_c = I_q - (1 - I_q) / (N_c \cdot \tan(\varphi)) \quad I_g = (1 - T / (N + A_f \cdot c \cdot 1 / \tan(\varphi)))^{(m + 1)}$$

Per i terreni incoerenti ($c = 0$) saranno:

$$I_q = (1 - T / N)^m \quad I_c = 0 \quad I_g = (1 - T / N)^{(m + 1)}$$

Bg, Bc, Bq sono i FATTORI DI INCLINAZIONE PIANO DI CAMPAGNA, coefficienti correttivi che tengono conto della inclinazione del piano di campagna. Nel caso in esame saranno assunti tutti unitari

Gg, Gc, Gq sono i FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO DI POSA, coefficienti correttivi che tengono conto della inclinazione del piano di posa della fondazione. Nel caso in esame saranno assunti tutti unitari

VII.4 VERIFICA A CARICO LIMITE

Per le verifiche in condizioni statiche, ai sensi NTC 6.5.3.1.1, la verifica è effettuata secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.5.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Per le verifiche in condizioni sismiche, ai sensi NTC 7.11.6.2.2 si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione $E_d \leq R_d$, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 7.11.III.

Tab. 7.11.III – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Si riporta di seguito la verifica a carico limite del muro in oggetto

VII.5 CARICO LIMITE - CASO STATICO

verifica terreno fondale

<< APPROCCIO 2>>

A1 - M1 - R3

$\varphi, k = 32^\circ$	$\gamma G1, sf = 1,3$	$\tan(\varphi, d) = \tan(\varphi, k) / \gamma \varphi = 0,62$
$\tan(\varphi, k) = 0,62$	$\gamma G2, sf = 1,5$	$\varphi, d = \text{Arctan} [\tan(\varphi, d)] = 32^\circ$
$P_{spec, k} = 18,5 \text{ kN/mc}$	$\gamma Q, sf = 1,5$	$P_{spec, d} = P_{spec, k} \cdot \gamma G1 = 24,05 \text{ kN/mc}$
$P_{specSat, k} = 21 \text{ kN/mc}$	$\gamma G1, f = 1$	$P_{specSat, d} = P_{specSat, k} \cdot \gamma G1 = 27,3 \text{ kN/mc}$
$Coes, k = 8 \text{ kN/mq}$	$\gamma G2, f = 0,8$	$Coes, d = Coes, k / \gamma coes = 8 \text{ kN/mq}$
$CoesND, k = 0 \text{ kN/mq}$	$\gamma Q, f = 0$	$CoesND, d = CoesND, k / \gamma coesND = 0 \text{ kN/mq}$
	$\gamma \varphi = 1$	
	$\gamma coes = 1$	
	$\gamma coesND = 1$	

Parametri di calcolo

Ht = 578 cm (altezza paramento di calcolo)

$\delta = 10,67^\circ$ (angolo attrito interfaccia terreno-muro)

$\epsilon = 23,2^\circ$ (inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale)

$\beta = 0^\circ$ (inclinazione del paramento rispetto alla verticale)

$\alpha = 61^\circ$ (inclinazione piano di rottura pari a $(\pi/4 + \varphi/2)$ nel caso di spinta attiva)

Kh = 0 Condizione di carico statica

Kv = 0 Condizione di carico statica

Ka1 = 0,4083 (Coeff. di spinta attiva - Form.la Müller-Breslau)

Kam = 0,3395 (Coeff. di spinta attiva terreno tratto spezzata a monte)

SPT = 125,813 kN Spinta delle terre

SPTx = 123,64 kN Componente orizzontale della spinta St

SPqx = 0 kN Componente orizzontale della spinta Sq

Fi_z = 0 kN Forza di inerzia della zavorra

Fi_s = 0 kN Forza di inerzia della suola

Fi_p = 0 kN Forza di inerzia della parete

Fi_d = 0 kN Forza di inerzia del dente

Fi_g = 0 kN Forza di inerzia del gradone

bSPTz = 1,74 m (braccio della SPTx)

bSPqz = 0 m (braccio della spinta SPqx)

bFi_z = 2,79 m (braccio forza di inerzia della zavorra)

bFi_s = 0,35 m (braccio forza di inerzia della suola)

bFi_p = 2,75 m (braccio forza di inerzia della parete)

bFi_d = -0,28 m (braccio forza di inerzia del dente)

bFi_g = 0 m (braccio forza di inerzia del gradone)

SPTz = 23,29 kN Componente verticale della spinta SPT

SPqz = 0 kN Componente verticale della spinta SPq

Fs_Q = 0 kN Carichi permanenti sulla zavorra

Pp_z = 170,26 kN Peso di calcolo della zavorra

Pp_s = 77,35 kN Peso di calcolo della suola

Pp_p = 66,62 kN Peso di calcolo della parete

Pp_d = 7,15 kN Peso di calcolo del dente

Pp_g = 0 kN Peso di calcolo del gradone

bSPtx = 3,4 m (braccio della SPTz)

bSPqx = 3,4 m (braccio della SPqz)

bFp_z = 2,57 m (braccio peso di calcolo della zavorra)

bFp_s = 1,7 m (braccio peso di calcolo della suola)

bFp_p = 1,45 m (braccio peso di calcolo della parete)

bFp_d = 3,2 m (braccio peso di calcolo del dente)

bFp_g = 0 m (braccio peso di calcolo del gradone)

Fx_A = 0 kN Componente del taglio alla base dovuta alle azioni esterne Fx

Fz_A = 0 kN Componente dell'azione normale alla base dovuta alle azioni esterne Fz

AZIONE VARIABILE PREVALENTE :

Mrib_T = 214,78 kN.m Momento ribaltante dovuto a spinta terre e sistema muro

Mrib_C = 0 kN.m Momento ribaltante dovuto ai carichi sul terrapieno

MR = 214,78 kN.m Momento ribaltante totale

Mstb_T = 591,2 kN.m Momento stabilizzante dovuto a terrapieno e sistema muro

Mstb_C = 0 kN.m Momento stabilizzante dovuto ai carichi sul terrapieno

MS = 591,2 kN.m Momento stabilizzante totale

Mext = 0 kN.m Momento dovuto alle forze esterne applicate al muro

Md = MS - MR = 376,42 kN.m Momento di calcolo alla base della suola

Nd = 344,68 kN Azione normale alla base della suola

Td = 123,64 kN Taglio alla base della suola

CALCOLO qlim CON METODO VESIC

$$q_{lim} = coes * N_c * S_c * D_c * I_c * B_c * G_c + q * N_q * S_q * D_q * I_q * B_q * G_q + 0.5 * B_{eff} * \gamma_{T} * N_g * S_g * D_g * I_g * B_g * G_g + 10 * H_w$$

Fattori capacità portante : $N_q = 37,752$ $N_c = 50,585$ $N_g = 56,311$

Fattori di forma : $S_q = 3,38$ $S_c = 3,445$ $S_g = -0,311$

Fattori di profondità : $D_q = 1,053$ $D_c = 1,054$ $D_g = 1$

Fattori inclinazione carico : $I_q = 0,58$ $I_c = 0$ $I_g = 0,372$

Fattori inclinazione del piano di campagna : $B_q = 1$ $B_c = 1$ $B_g = 1$

Fattori inclinazione del piano di posa : $G_q = 1$ $G_c = 1$ $G_g = 1$

$q = 13,3 \text{ kN/mq}$ (Tensione litostatica al piano di posa)

$u = 1,092 \text{ m}$ (Md/Nd)

$e = 0,608 \text{ m}$ (B/2 - u)

$B_{eff} = 3,28 \text{ m}$ (Larghezza efficace della fondazione)

$$q_{lim} = 833,523 \text{ kN/mq} = 0,834 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{lim} = q_{lim} \cdot B_{eff} = 2731 \text{ kN/m}$$

$\gamma_R = 1,4$ Coeff. R3 Tab. 6.5.I che si applica alle resistenze di progetto

$$F_{limR} = F_{lim} / \gamma_R = 1950,61 \text{ kN (} F_{lim} \text{ ridotta col coeff. R3)}$$

CALCOLO PRESSIONI SUL TERRENO

Campo eccentricità : $B/6 < e < B/2$

$t = B - 3 \cdot u = 3 \cdot e - B/2 = 0,12 \text{ m}$ (tratto della fondazione in trazione)

$\sigma_{ext} = 2 \cdot N_d / [B_{eff}] = 210,41 \text{ kN/mq} = 0,21 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{int} = 0 \text{ kN/mq} = 0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{med} = 105,2 \text{ kN/mq} = 0,105 \text{ N/mm}^2$

$$F_{max} = \sigma_{med} \cdot B_{eff} = 345 \text{ kN/m}$$

VERIFICA

Coeff. di sicurezza Carico Limite

$$F_{limR} / F_{max} = 5,659$$

VII.5 CARICO LIMITE - CASO SISMA Kv+

verifica terreno fondale

<< APPROCCIO 2>>

1,00 - M1 - R3

$\varphi, k = 32^\circ$	$\gamma G1, sf = 1$	$\tan(\varphi, d) = \tan(\varphi, k) / \gamma \varphi = 0,62$
$\tan(\varphi, k) = 0,62$	$\gamma G2, sf = 1$	$\varphi, d = \text{Arctan} [\tan(\varphi, d)] = 32^\circ$
$P_{spec, k} = 18,5 \text{ kN/mc}$	$\gamma Q, sf = 1$	$P_{spec, d} = P_{spec, k} \cdot \gamma G1 = 18,5 \text{ kN/mc}$
$P_{specSat, k} = 21 \text{ kN/mc}$	$\gamma G1, f = 1$	$P_{specSat, d} = P_{specSat, k} \cdot \gamma G1 = 21 \text{ kN/mc}$
$Coes, k = 8 \text{ kN/mq}$	$\gamma G2, f = 0,8$	$Coes, d = Coes, k / \gamma coes = 8 \text{ kN/mq}$
$CoesND, k = 0 \text{ kN/mq}$	$\gamma Q, f = 0$	$CoesND, d = CoesND, k / \gamma coesND = 0 \text{ kN/mq}$
	$\gamma \varphi = 1$	
	$\gamma coes = 1$	
	$\gamma coesND = 1$	

Parametri di calcolo

Ht = 578 cm (altezza paramento di calcolo)

$\delta = 10,67^\circ$ (angolo attrito interfaccia terreno-muro)

$\epsilon = 23,2^\circ$ (inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale)

$\beta = 0^\circ$ (inclinazione del paramento rispetto alla verticale)

$\alpha = 61^\circ$ (inclinazione piano di rottura pari a $(\pi/4 + \varphi/2)$ nel caso di spinta attiva)

agg = 0,166 (Accelerazione orizzontale di riferimento per il sito ag/g)

Ss = 1,45598 (Coeff. di amplificaz. stratigrafica (NTC Tabella 3.2.II))

St = 1,2 (Coeff. di amplificaz. topografica (NTC Tabella 3.2.IV))

$\beta_m = 0,38$ (Coeff. riduzione acceler. massima (NTC 7.11.6.2.1))

amax = 0,290031216 (Accel. orizzontale massima di progetto per il sito = agg . Ss . St)

Kh = 0,11021186208 (Coeff. sismico per la componente orizzontale = $\beta_s \cdot a_{max}$)

Kv = 0,05510593104 (Coeff. sismico per la componente verticale = $0,5 \cdot Kh$)

KAE = 0,593 (Coeff. di spinta attiva - Form.la Mononobe e Okabe)

Kam = 0,4389 (Coeff. di spinta attiva terreno tratto spezzata a monte)

SPT = 143,68 kN Spinta delle terre

SPTx = 141,2 kN Componente orizzontale della spinta St

SPqx = 0 kN Componente orizzontale della spinta Sq

Fi_z = 15,23 kN Forza di inerzia della zavorra

Fi_s = 6,92 kN Forza di inerzia della suola

Fi_p = 5,96 kN Forza di inerzia della parete

Fi_d = 0,64 kN Forza di inerzia del dente

Fi_g = 0 kN Forza di inerzia del gradone

bSPTz = 1,71 m (braccio della SPTx)

bSPqz = 0 m (braccio della spinta SPqx)

bFi_z = 2,79 m (braccio forza di inerzia della zavorra)

bFi_s = 0,35 m (braccio forza di inerzia della suola)

bFi_p = 2,75 m (braccio forza di inerzia della parete)

bFi_d = -0,28 m (braccio forza di inerzia del dente)

bFi_g = 0 m (braccio forza di inerzia del gradone)

SPTz = 26,6 kN Componente verticale della spinta SPT

SPqz = 0 kN Componente verticale della spinta SPq

Fs_Q = 0 kN Carichi permanenti sulla zavorra

Pp_z = 138,18 kN Peso di calcolo della zavorra

Pp_s = 62,78 kN Peso di calcolo della suola

Pp_p = 54,07 kN Peso di calcolo della parete

Pp_d = 5,8 kN Peso di calcolo del dente

Pp_g = 0 kN Peso di calcolo del gradone

bSPTx = 3,4 m (braccio della SPTz)

bSPqx = 3,4 m (braccio della SPqz)

bFp_z = 2,57 m (braccio peso di calcolo della zavorra)

bFp_s = 1,7 m (braccio peso di calcolo della suola)

bFp_p = 1,45 m (braccio peso di calcolo della parete)

bFp_d = 3,2 m (braccio peso di calcolo del dente)

bFp_g = 0 m (braccio peso di calcolo del gradone)

Fx_A = 0 kN Componente del taglio alla base dovuta alle azioni esterne Fx

Fz_A = 0 kN Componente dell'azione normale alla base dovuta alle azioni esterne Fz

AZIONE VARIABILE PREVALENTE :

Mrib_T = 303,3 kN.m Momento ribaltante dovuto a spinta terre e sistema muro

Mrib_C = 0 kN.m Momento ribaltante dovuto ai carichi sul terrapieno

MR = 303,3 kN.m Momento ribaltante totale

Mstb_T = 649,94 kN.m Momento stabilizzante dovuto a terrapieno e sistema muro

Mstb_C = 0 kN.m Momento stabilizzante dovuto ai carichi sul terrapieno

MS = 649,94 kN.m Momento stabilizzante totale

Mext = 0 kN.m Momento dovuto alle forze esterne applicate al muro

Md = MS - MR = 346,64 kN.m Momento di calcolo alla base della suola

Nd = 287,44 kN Azione normale alla base della suola

Td = 169,94 kN Taglio alla base della suola

CALCOLO Qlim CON METODO VESIC

$$q_{lim} = coes \cdot N_c \cdot S_c \cdot D_c \cdot I_c \cdot B_c \cdot G_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot D_q \cdot I_q \cdot B_q \cdot G_q + 0.5 \cdot B_{eff} \cdot \gamma_{T} \cdot N_g \cdot S_g \cdot D_g \cdot I_g \cdot B_g \cdot G_g + 10 \cdot H_w$$

Fattori capacità portante : $N_q = 37,752$ $N_c = 50,585$ $N_g = 56,311$

Fattori di forma : $S_q = 3,47$ $S_c = 3,537$ $S_g = -0,36$

Fattori di profondità : $D_q = 1,051$ $D_c = 1,052$ $D_g = 1$

Fattori inclinazione carico : $I_q = 0,334$ $I_c = 0$ $I_g = 0,136$

Fattori inclinazione del piano di campagna : $B_q = 1$ $B_c = 1$ $B_g = 1$

Fattori inclinazione del piano di posa : $G_q = 1$ $G_c = 1$ $G_g = 1$

$q = 13,3 \text{ kN/mq}$ (Tensione litostatica al piano di posa)
 $u = 1,206 \text{ m}$ (Md/Nd)
 $e = 0,494 \text{ m}$ ($B/2 - u$)
 $B_{eff} = B = 3,4 \text{ m}$ (Larghezza efficace della fondazione)

$$q_{lim} = 521,487 \text{ kN/mq} = 0,521 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{lim} = q_{lim} \cdot B_{eff} = 1773 \text{ kN/m}$$

$\gamma_R = 1,2$ Coeff. R3 Tab. 7.11.III che si applica alle resistenze di progetto

$$F_{limR} = F_{lim} / \gamma_R = 1477,55 \text{ kN} \text{ (} F_{lim} \text{ ridotta col coeff. R3)}$$

CALCOLO PRESSIONI SUL TERRENO

Campo eccentricità : $e \leq B / 6$

$$B_{eff} = B = 3,4 \text{ m}$$

$$\sigma_{ext} = N_d / (B \cdot 1) \cdot (1 + 6 \cdot e / B) = 158,25 \text{ kN/mq} = 0,158 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{int} = N_d / (B \cdot 1) \cdot (1 - 6 \cdot e / B) = 10,83 \text{ kN/mq} = 0,011 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{med} = 84,54 \text{ kN/mq} = 0,085 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{max} = \sigma_{med} \cdot B_{eff} = 287 \text{ kN/m}$$

VERIFICA

Coeff. di sicurezza Carico Limite

$$F_{limR} / F_{max} = 5,14$$

VII.5 CARICO LIMITE - CASO SISMA Kv-

verifica terreno fondale

<< APPROCCIO 2>>

1,00 - M1 - R3

$\varphi, k = 32^\circ$	$\gamma G1, sf = 1$	$\tan(\varphi, d) = \tan(\varphi, k) / \gamma \varphi = 0,62$
$\tan(\varphi, k) = 0,62$	$\gamma G2, sf = 1$	$\varphi, d = \text{Arctan} [\tan(\varphi, d)] = 32^\circ$
$P_{spec, k} = 18,5 \text{ kN/mc}$	$\gamma Q, sf = 1$	$P_{spec, d} = P_{spec, k} \cdot \gamma G1 = 18,5 \text{ kN/mc}$
$P_{specSat, k} = 21 \text{ kN/mc}$	$\gamma G1, f = 1$	$P_{specSat, d} = P_{specSat, k} \cdot \gamma G1 = 21 \text{ kN/mc}$
$Coes, k = 8 \text{ kN/mq}$	$\gamma G2, f = 0,8$	$Coes, d = Coes, k / \gamma coes = 8 \text{ kN/mq}$
$CoesND, k = 0 \text{ kN/mq}$	$\gamma Q, f = 0$	$CoesND, d = CoesND, k / \gamma coesND = 0 \text{ kN/mq}$
	$\gamma \varphi = 1$	
	$\gamma coes = 1$	
	$\gamma coesND = 1$	

Parametri di calcolo

Ht = 578 cm (altezza paramento di calcolo)

$\delta = 10,67^\circ$ (angolo attrito interfaccia terreno-muro)

$\epsilon = 23,2^\circ$ (inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale)

$\beta = 0^\circ$ (inclinazione del paramento rispetto alla verticale)

$\alpha = 61^\circ$ (inclinazione piano di rottura pari a $(\pi/4 + \varphi/2)$ nel caso di spinta attiva)

agg = 0,166 (Accelerazione orizzontale di riferimento per il sito ag/g)

Ss = 1,45598 (Coeff. di amplificaz. stratigrafica (NTC Tabella 3.2.II))

St = 1,2 (Coeff. di amplificaz. topografica (NTC Tabella 3.2.IV))

$\beta_m = 0,38$ (Coeff. riduzione acceler. massima (NTC 7.11.6.2.1))

amax = 0,290031216 (Accel. orizzontale massima di progetto per il sito = agg . Ss . St)

Kh = 0,11021186208 (Coeff. sismico per la componente orizzontale = $\beta_s \cdot a_{max}$)

Kv = -0,05510593104 (Coeff. sismico per la componente verticale = 0,5 . Kh)

KAE = 0,629 (Coeff. di spinta attiva - Form.la Mononobe e Okabe)

Kam = 0,453 (Coeff. di spinta attiva terreno tratto spezzata a monte)

SPT = 138,23 kN Spinta delle terre

SPTx = 135,84 kN Componente orizzontale della spinta St

SPqx = 0 kN Componente orizzontale della spinta Sq

Fi_z = 13,64 kN Forza di inerzia della zavorra

Fi_s = 6,2 kN Forza di inerzia della suola

Fi_p = 5,34 kN Forza di inerzia della parete

Fi_d = 0,57 kN Forza di inerzia del dente

Fi_g = 0 kN Forza di inerzia del gradone

bSPTz = 1,72 m (braccio della SPTx)

bSPqz = 0 m (braccio della spinta SPqx)

bFi_z = 2,79 m (braccio forza di inerzia della zavorra)

bFi_s = 0,35 m (braccio forza di inerzia della suola)

bFi_p = 2,75 m (braccio forza di inerzia della parete)

bFi_d = -0,28 m (braccio forza di inerzia del dente)

bFi_g = 0 m (braccio forza di inerzia del gradone)

SPTz = 25,59 kN Componente verticale della spinta SPT

SPqz = 0 kN Componente verticale della spinta SPq

Fs_Q = 0 kN Carichi permanenti sulla zavorra

Pp_z = 123,75 kN Peso di calcolo della zavorra

Pp_s = 56,22 kN Peso di calcolo della suola

Pp_p = 48,43 kN Peso di calcolo della parete

Pp_d = 5,2 kN Peso di calcolo del dente

Pp_g = 0 kN Peso di calcolo del gradone

bSPTx = 3,4 m (braccio della SPTz)

bSPqx = 3,4 m (braccio della SPqz)

bFp_z = 2,57 m (braccio peso di calcolo della zavorra)

bFp_s = 1,7 m (braccio peso di calcolo della suola)

bFp_p = 1,45 m (braccio peso di calcolo della parete)

bFp_d = 3,2 m (braccio peso di calcolo del dente)

bFp_g = 0 m (braccio peso di calcolo del gradone)

Fx_A = 0 kN Componente del taglio alla base dovuta alle azioni esterne Fx

Fz_A = 0 kN Componente dell'azione normale alla base dovuta alle azioni esterne Fz

AZIONE VARIABILE PREVALENTE :

Mrib_T = 288,97 kN.m Momento ribaltante dovuto a spinta terre e sistema muro

Mrib_C = 0 kN.m Momento ribaltante dovuto ai carichi sul terrapieno

MR = 288,97 kN.m Momento ribaltante totale

Mstb_T = 588,07 kN.m Momento stabilizzante dovuto a terrapieno e sistema muro

Mstb_C = 0 kN.m Momento stabilizzante dovuto ai carichi sul terrapieno

MS = 588,07 kN.m Momento stabilizzante totale

Mext = 0 kN.m Momento dovuto alle forze esterne applicate al muro

Md = MS - MR = 299,11 kN.m Momento di calcolo alla base della suola

Nd = 259,19 kN Azione normale alla base della suola

Td = 161,58 kN Taglio alla base della suola

CALCOLO Qlim CON METODO VESIC

$$q_{lim} = coes \cdot N_c \cdot S_c \cdot D_c \cdot I_c \cdot B_c \cdot G_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot D_q \cdot I_q \cdot B_q \cdot G_q + 0.5 \cdot B_{eff} \cdot \gamma_{T} \cdot N_g \cdot S_g \cdot D_g \cdot I_g \cdot B_g \cdot G_g + 10 \cdot H_w$$

Fattori capacità portante : $N_q = 37,752$ $N_c = 50,585$ $N_g = 56,311$

Fattori di forma : $S_q = 3,47$ $S_c = 3,537$ $S_g = -0,36$

Fattori di profondità : $D_q = 1,051$ $D_c = 1,052$ $D_g = 1$

Fattori inclinazione carico : $I_q = 0,302$ $I_c = 0$ $I_g = 0,114$

Fattori inclinazione del piano di campagna : $B_q = 1$ $B_c = 1$ $B_g = 1$

Fattori inclinazione del piano di posa : $G_q = 1$ $G_c = 1$ $G_g = 1$

q = 13,3 kN/mq (Tensione litostatica al piano di posa)
u = 1,154 m (Md/Nd)
e = 0,546 m (B/2 - u)
Beff = B = 3,4 m (Larghezza efficace della fondazione)

$$q_{lim} = 477,888 \text{ kN/mq} = 0,478 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{lim} = q_{lim} \cdot B_{eff} = 1625 \text{ kN/m}$$

$\gamma_R = 1,2$ Coeff. R3 Tab. 7.11.III che si applica alle resistenze di progetto

$$F_{limR} = F_{lim} / \gamma_R = 1354,02 \text{ kN (F}_{lim} \text{ ridotta col coeff. R3)}$$

CALCOLO PRESSIONI SUL TERRENO

Campo eccentricità : $e \leq B / 6$

$$B_{eff} = B = 3,4 \text{ m}$$

$$\sigma_{ext} = N_d / (B \cdot 1) \cdot (1 + 6 \cdot e / B) = 149,68 \text{ kN/mq} = 0,15 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{int} = N_d / (B \cdot 1) \cdot (1 - 6 \cdot e / B) = 2,78 \text{ kN/mq} = 0,003 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{med} = 76,23 \text{ kN/mq} = 0,076 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{max} = \sigma_{med} \cdot B_{eff} = 259 \text{ kN/m}$$

VERIFICA

Coeff. di sicurezza Carico Limite

$$F_{limR} / F_{max} = 5,224$$