NamirialSpa
Soluzioni Software per l'Edilizia

Documento di validazione Modulo:

CALCOLO MURO DI SOSTEGNO

Calc
OnFlight

Documenti di validazione Modulo: CALCOLO MURO DI SOSTEGNO

Calcolo Muro di Sostegno:

- Prevede l'analisi di un muro di sostegno secondo quanto previsto in merito da NTC 2008 §6.5.3.1.1 e §7.11.6.2, offrendo la possibilità di definire tutti i parametri geometrici e geotecnici, nonché la scelta dei materiali del manufatto necessari alla verifica. E' quindi possibile scegliere il tipo di approccio da seguire per il proprio progetto.
- Esegue le verifiche sul Breve e Lungo Termine, considerando le spinte del terreno anche sotto l'influenza della falda, nell'ipotesi del multistrato.
- Offre la possibilità di inserire a monte un carico distribuito con la sua coordinata di inizio e fine.
- Esegue l'analisi sismica dell'opera di sostegno secondo il metodo pseudostatico consentito in NTC 2008 §7.11.6.2.1 e secondo la teoria di Mononobe-Okabe.
- Esegue la verifica dello scorrimento della ciabatta del muro secondo le procedure utilizzate in modulo per lo scorrimento della fondazione superficiale al quale si rimanda per la trattazione specifica.
- Esegue la verifica della capacità portante sulla ciabatta del muro secondo le procedure utilizzate nel modulo per la portanza della fondazione superficiale al quale si rimanda per la trattazione specifica.

Nota: eventuali lievi differenze riscontrabili tra i risultati delle formule esplicitate nella presente validazione e gli screenshots utilizzati per la stessa sono dovuti alle procedure di arrotondamento giocoforza adottate dagli algoritmi utilizzati.

TEST VALIDAZIONE MURO DI SOSTEGNO

Per la validazione del modulo si prenderà in esame l'esempio mostrato in *Demo Relazione* e si passeranno in rassegna tutte le componenti calcolate e esibite in relazione.

Demo — idMod. 14 | vers.0

GEOMETRIA e STATICA

Geometria

altezza H1	4	m
spessore S1	0.25	m
spessore S2	0.4	m
altezza H2	0.4	m
lunghezza L1	1.5	m
lunghezza Ltot	3	m
inclinazione muro ψ	89	°
inclinazione piano c. β	0	°
δ - % rispetto Ø	66	%

Adesione fondazione/terreno

Rispetto a coesione terreno	20	%
Attivazione resistenza passiva	30	%

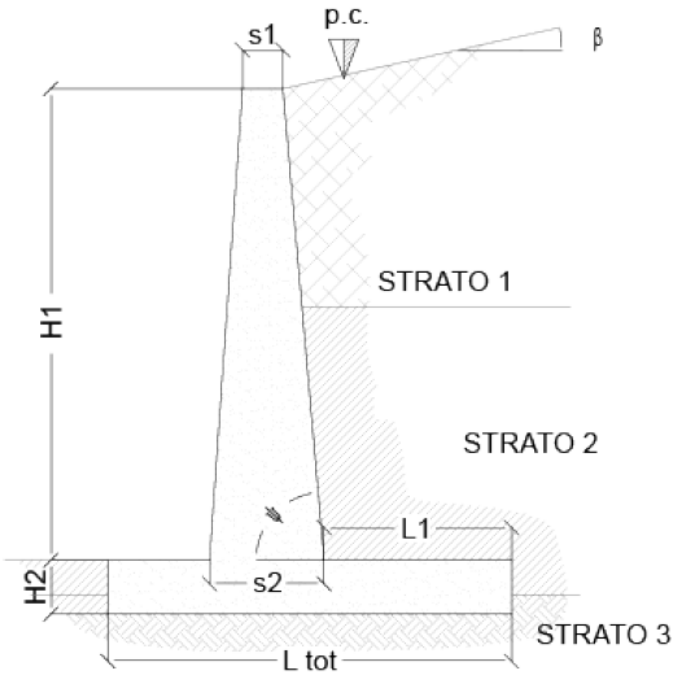
Statica e Dati di Calcolo

Carico

distanza xq	0	m
estensione Lq	10	m
carico q	15	kN/m^2
approccio (NTC 08 - 6.4.2.1)	approccio I	

Input sismico

ag	1.8044 m/s^2
F0	2.516
Categoria sottosuolo	cat. C
Categoria topografica	T1



ARMATURA

Parete	copriferro *m*	num.ferri	Ø *mm*	Area *cm^2*
Lato Valle	0.03	5	12	5.655
Lato Monte	0.03	5	16	10.053

Suola	copriferro *m*	num.ferri	Ø *mm*	Area *cm^2*
Lembo superiore	0.04	5	16	10.053
Lembo inferiore	0.04	5	16	10.053

MATERIALI

Calcestruzzo

classe CLS	C25/30	
modello	parabola-rettangolo	
fctm	2.565	N/mm^2
fcd SLU	14.1667	N/mm^2
fcd SLE c. rara	15	N/mm^2
fcd SLE c. QP	11.25	N/mm^2

Acciaio

tipo	B450C	
modello	bilineare finito con incrudimento	
E	200000	N/mm^2
fy SLU	391.3043	N/mm^2
fy SLE c. rara	360	N/mm^2

STRATIGRAFIA

Permeabilità terreno (EC8 parte 5 app.E): Terreno impermeabile in condizioni dinamiche (k<5*10-4m/sec)

Profondità falda: 20 m

nome	tipo	γs kN/m³	cu N/mm²	c' N/mm²	Ø °	spessore m
Terrapieno	non coesivo	20	0	0	30	4.4
Argilla	coesivo	20	0.1	0.01	25	12

INTRODUZIONE

I muri di sostegno sono opere per le quali i fenomeni di interazioni terreno-struttura assumono un ruolo fondamentale, in quanto il terreno costituisce sia il sistema di forze agenti sulla struttura che il sistema di reazioni che la vincolano. Infatti le azioni che il terreno trasmette alla parete sono condizionate dalla geometria e dal comportamento deformativo dell'opera di sostegno.

Questo comporta che l'analisi del manufatto può essere ottenuta o con metodi numerici di analisi agli elementi finiti oppure schematizzando la parete in elemento rigido avente spostamenti in grado di mobilitare gli stati limite del terreno coinvolto; si provvederà quindi al calcolo delle spinte agenti mediante l'utilizzo delle equazioni di equilibrio della statica, applicate all'ammasso terroso posto a ridosso della parete del muro, in condizioni di equilibrio limite. Ciò che interessa tale trattazione è lo stato limite attivo, innescato già per basse deformazioni della parete, al quale corrisponde la spinta attiva spingente sulla parete del muro.

Quanto analizzato in tale sede, in virtù delle potenzialità offerte dallo strumento, riguarderà le spinte dovute a:

- Spinta del terreno;
- Effetto di un sovraccarico distribuito;
- Spinta Sismica (Metodo Pseudostatico - Mononobe-Okabe);
- Effetti inerziali;

Trattandosi di un muro libero di traslare e di ruotare intorno al piede (non vincolato rigidamente), l'effetto di tali spinte verrà preso in considerazione ed applicato ad ognuno dei seguenti meccanismi di stato limite ultimo, sia di breve che lungo termine, prescritti da NTC 2008 in §6.5.3.1.1:

- Ribaltamento (stato limite EQU);
- Collasso per carico limite (schiacciamento) dell'insieme fondazione-terreno (stato limite GEO);
- Scorrimento sul piano di posa (stato limite GEO);
- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali (stato limite STR);

In base all'approccio scelto e di conseguenza alla combinazione di competenza del relativo meccanismo, ne deriveranno i fattori amplificativi da applicare alle varie componenti stabilizzanti ed instabilizzanti del manufatto, alla luce del prospetto mostrato in NTC 2008 Tabella 2.6.I in riferimento alle condizioni *favorevoli* e *sfavorevoli* ivi mostrate.

Contestualmente alla scelta dell'approccio, verranno inoltre svolte 3 diverse analisi, i cui fattori amplificativi verranno assegnati come prescritto in NTC 2008 §6.5.3.1.1 e Circolare n.617 C6.5.3.1.1:

- STATICA;
- SISMA Kv>0;
- SISMA Kv<0;

Verrà di seguito svolto quanto sopra, in riferimento all'esempio riportato in *demo relazione*, le cui caratteristiche geotecniche sono riportate nella sezione Stratigrafia, mentre si riporta sotto un intuitivo schema grafico della configurazione geometrica.

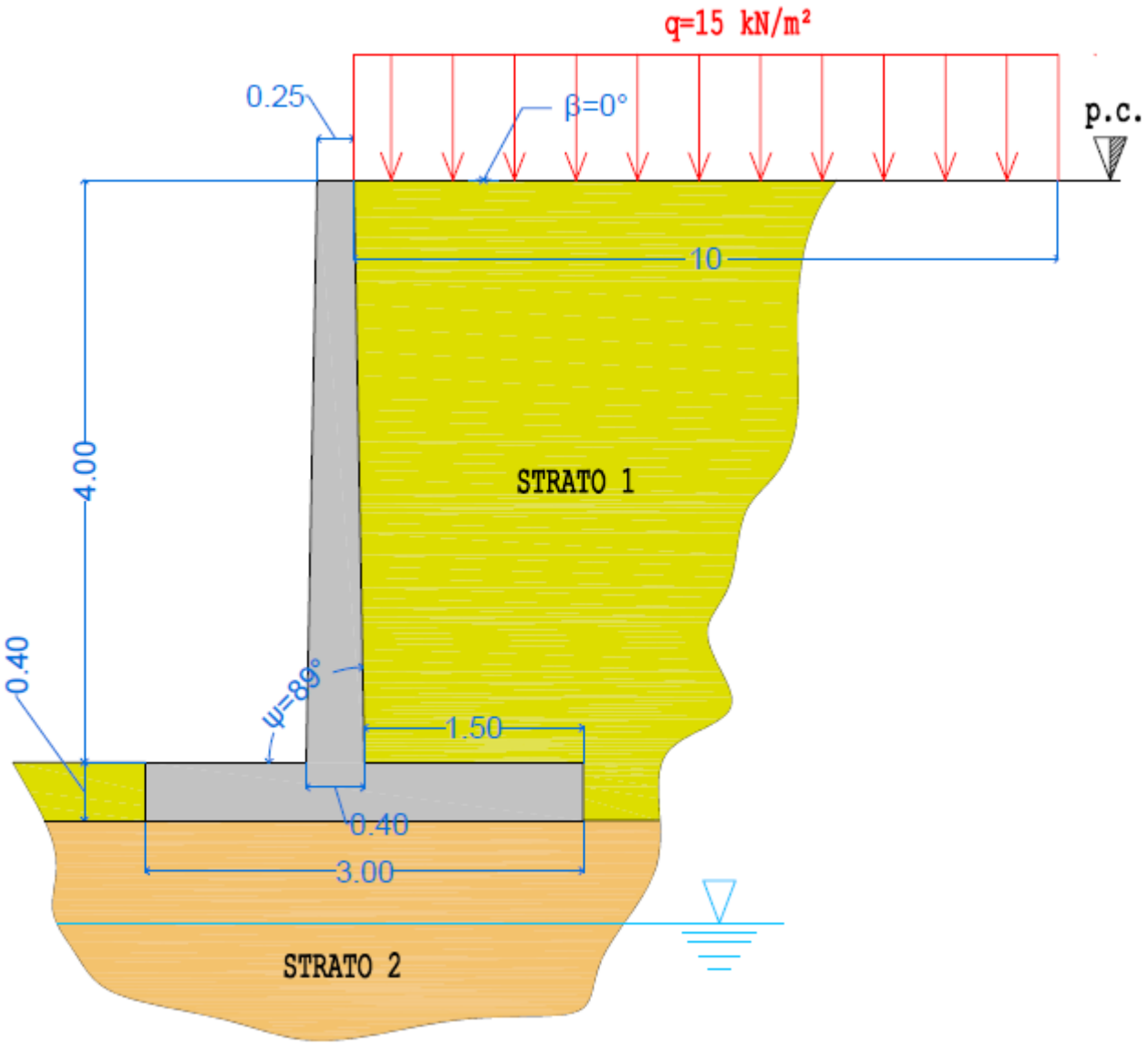


Fig. 1 - Schema geometrico e statico di muro di sostegno

Sulla base delle successive analisi sulle spinte, si eseguiranno tutti i meccanismi di stati limite sopra elencati: per brevità in questa trattazione si eseguiranno gli sviluppi numerici nel calcolo delle spinte solamente per alcuni di essi, riproponendosi esattamente nella stessa maniera ogni qualvolta. Stesso discorso va fatto per il discorso drenaggio, che nei vari meccanismi verrà esposto esclusivamente per il breve termine, rilegando il lungo termine al solo obbligo di applicare le correzioni del caso ai parametri geotecnici da utilizzare nelle procedure note in letteratura.

La trattazione della spinta del cuneo di terreno e quella dovuta al sovraccarico, verrà affrontata in riferimento alla combinazione statica dell'Approccio I.

1 COMBINAZIONA STATICA

Nell'esempio in questione, si è scelto l'Approccio 1, quindi le varie combinazioni nei diversi meccanismi risulteranno:

- Ribaltamento (combinazione EQU+M2+R2);
- Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno (combinazione A2+M2+R2);
- Scorrimento sul piano di posa (combinazione A2+M2+R2);
- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali (combinazione A1+M1+R1);

1.1 MECCANISMO DI RIBALTAMENTO

Si procede quindi, a titolo di esempio, ad analizzare il meccanismo di ribaltamento, che avviene attorno al polo 0, definito come il punto più a valle dell'intradosso della ciabatta di fondazione; esso attinge quindi ai coefficienti M2 (relativi alla combinazione statica) per la riduzione dei parametri geotecnici del terreno. I valori geotecnici di calcolo utilizzati nelle procedure di tale meccanismo, dovranno tenerne conto, come riportato sotto.

Avremo inoltre dei valori di progetto diversi a seconda della condizione di drenaggio analizzata, e nella fattispecie, essendo il terrapieno un terreno non coesivo si avrà:

CONDIZIONI BREVE TERMINE

$\Phi_d = \arctan(\tan(\Phi_{eq}) / \gamma_{M2-\Phi})$

$c_d = 0 / \gamma_{M2-cu}$

$\gamma_d = \gamma_{eq} / \gamma_{M2-\gamma}$

CONDIZIONI LUNGO TERMINE

$\Phi_d = \arctan(\tan(\Phi_{eq}) / \gamma_{M2-\Phi})$

$c_d = 0 / \gamma_{M2-c'}$

$\gamma_d = \gamma'_{eq} / \gamma_{M2-\gamma}$

ovvero:

CONDIZIONI BREVE TERMINE

$\Phi_d = \arctan(\tan(30°)/1.25) = 24.79°$

$c_d = 0\ N/mm^2$

$\gamma_d = 20/1 = 20\ kN/m^3$

CONDIZIONI LUNGO TERMINE

$\Phi_d = \arctan(\tan(30°)/1.25) = 24.79°$

$c_d = 0\ N/mm^2$

$\gamma_d = 20/1 = 20\ kN/m^3$

1.1.1 ANALISI SPINTA TERRENO

Si parte dal presupposto che quando un muro non resiste all'azione della spinta attiva (dettata dallo stato limite) cade trascinando un cuneo di terra, detto *cuneo di spinta*, che scorre lungo un piano inclinato. Tale cuneo nell'istante in cui scorre è considerato monolitico e, per effetto del peso proprio, scorre, sia lungo il suo piano di scorrimento, sia lungo il paramento interno del muro.

Tale metodo va sotto il nome di Teoria di Coulomb, alla quale si rifanno le procedure utilizzate dallo strumento in questione, sotto la forma generalizzata sviluppata con integrazioni alle ipotesi semplificative proposte in origine.

Per la condizione di Spinta Attiva, per ogni strato, si utilizza quindi la formula:

$$S_A = \int_{z,ini}^{z,fin} \sigma'_{hA} \cdot dZ$$

dove z,fin e z,ini sono le coordinate alle estremità dello strato.

A sua volta per la tensione orizzontale attiva si avrà la formula:

$$\sigma'_{hA} = K_A \cdot \sigma'$$

dove σ' risulta la tensione efficace verticale, che dipenderà dagli estremi di integrazione sul quale è calcolato lo strato, ovvero i valori z,ini e z.fin riportati sopra.

In base allo schema sotto riportato:

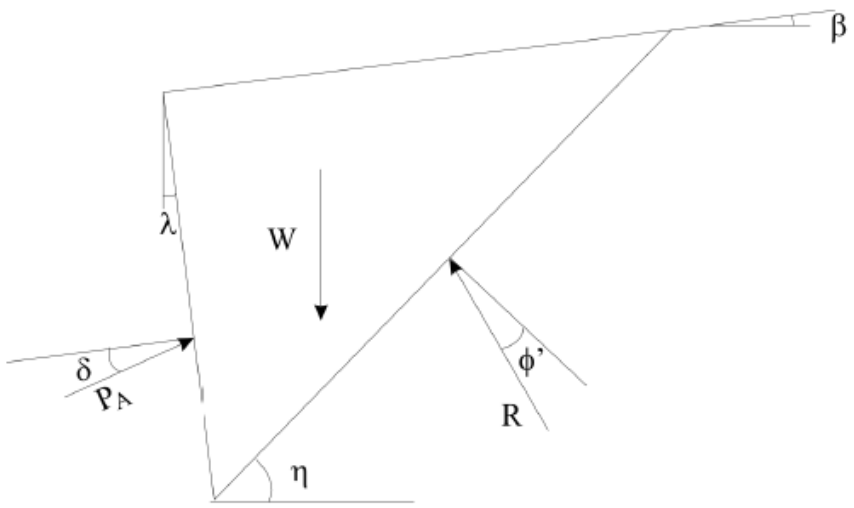


Fig. 2 - Schema Spinta Attiva

si ha:

$$K_A = \frac{\cos(\phi' - \lambda)^2}{\cos^2\lambda \cdot \cos(\lambda + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\mathrm{sen}(\delta + \phi') \cdot \mathrm{sen}(\phi' + \beta)}{\cos(\lambda + \delta) \cdot \cos(\lambda - \beta)}}\right]^2}$$

dove:

Φ'=angolo di attrito di calcolo del terreno interessato

λ= angolo di inclinazione interno della parete rispetto alla verticale (uguale a (90-ψ) rispetto al nostro schema di riferimento

δ=angolo di attrito terra-muro

β=angolo di inclinazione del terreno a monte rispetto all'orizzontale

Ad ogni strato quindi corrisponderà una diversa tensione efficace verticale ad ogni coordinata di profondità, e di conseguenza una diversa tensione efficace orizzontale, dipendente dal coefficiente k_A identificativo dello strato.

Come specificato sopra, l'angolo di attrito del terreno risulta essere quello di calcolo, quindi dipenderà dall'approccio scelto nel progetto, in quanto esso tramite la combinazione di competenza andrà a catturare gli opportuni coefficienti parziali M da applicare ai parametri geotecnici del materiale.

Una volta ricavate le tensioni ai vari punti si procede al calcolo dell'integrale, che avverrà con la somma del diagramma delle pressioni ai vari strati (conteggio delle aree sottese dalle pressioni), che risulteranno dei triangoli o trapezi.

Si ricavano quindi le tensioni efficaci nei punti estremi dello strato, il relativo coefficienti di spinta attivo k_A e le relative tensioni efficaci orizzontali limite in condizioni di spinta attiva. Trattandosi in questo caso di un unico strato, ed essendo quindi un estremo del trapezio delle pressioni pari a zero, il calcolo riprodurrà la classica distribuzione triangolare delle pressioni; lo strumento è tuttavia in grado di riprodurre la spinta statica dettata da un qualsiasi multistrato.

Per brevità si riportano i passaggi della sola condizione di breve termine, potendo estendere le varie considerazioni al lungo termine con i dovuti accorgimenti dell'influenza delle condizioni di drenaggio.

In questo caso (il calcolo è riferito ad 1m di profondità nel manufatto) si avrà dunque:

TENSIONI EFFICACI VERTICALI

$\sigma'_{v\ z=0}$ = 0 N/mm²

$\sigma'_{v\ z=4.4}$ = 20 kN/m³·4.4m·1000/10⁶= 0.088 N/mm²

COEFFICIENTE SPINTA ATTIVA

β =0°

$\lambda=90-\psi$ =1°

Φ' =24.79°

$\delta=0.66\cdot24.79=16.36°$

$$K_A = \frac{\cos(24.79-1)^2}{\cos^2 1\cdot\cos(1+16.36)\cdot\left[1+\sqrt{\frac{\mathrm{sen}(16.36+24.79)\cdot\mathrm{sen}(24.79+0)}{\cos(1+16.36)\cdot\cos(1-0)}}\right]^2} = 0.371$$

TENSIONI EFFICACI ORIZZONTALI IN STATO LIMITE ATTIVO

$\sigma'_{h\ z=0}$ = 0 N/mm²

$\sigma'_{h\ z=4.4}$ = 0.371·0.088 N/mm²= 0.0326 N/mm²

A tali valori andranno inoltre applicati sia i fattori amplificativi della combinazione EQU (statica) nelle condizioni sfavorevoli ai carichi permanenti strutturali (come da tabella 2.6.I di NTC 2008) quali sono i carichi della spinta del cuneo (essendo *compiutamente definiti* come consentito in nota (1) §2.6.1 di NTC) e la scomposizione dettata dall'angolo di attrito agente al contatto tra parete e terreno, impostato nell'esempio al 66% (il valore consigliato è sempre tra la metà ed i 2/3 dell'angolo di attrito di competenza), sommata all'inclinazione della paramento interno rispetto a verticale (1°):

$\sigma'_{h,calc\ z=0}$ = 0 N/mm²

$\sigma'_{h,calc\ z=4.4}$ = $\sigma'_h\cdot\cos(\delta+\lambda[=90-\psi])\cdot\gamma_{EQU\text{-}sfavorevole}$=

= 0.0326 N/mm²·cos(16.36+1)·1.1=0.0343 N/mm²

MECCANISMO RIBALTAMENTO

COMB. EQU+M2+R2

BREVE TERMINE

ANALISI PRESSIONI

Pressioni Terreno

Concio	z (m)	Litotipo	Tipo	Falda (m)	ka	σ' (N/mm²)	σw (N/mm²)	σvA (N/mm²)	σhA (N/mm²)
concio 1	0	Terrapieno	nc	no	0.371	0	0	0	0
concio 1	4.4	Terrapieno	nc	no	0.371	0.088	0	0.0088	0.0343

Con questi valori si andrà a calcolare la spinta agente sulla parete del muro nella profondità di 1m, come segue:

$S_{h,A}$ =(0+0.03427)/2·4400·1000/1000= 75.42 kN

Tale valore di spinta, data la distribuzione delle pressioni lungo la verticale, risulterà agente nel baricentro delle pressioni, che in questo caso, esibendo un andamento triangolare, coinciderà con 1/3 dell'altezza del fronte di spinta, ovvero 4.4m.

$d_{h,A}$ =(1/3)·4.4= 1.466 m (rispetto a polo di rotazione)

ANALISI SPINTE

Il polo delle Forze è all'intradosso di valle della suola del muro.

I valori sono riferiti alla profondità di 1 m di muro e opportunamente amplificati dei coefficienti di tab. 2.6.I

Forze Stabilizzanti

Elemento	forza *kN*	distanza dal polo *m*
Forza Peso Parete	28.6845	1.2976
Forza Peso Suola	26.478	1.5
Forza Peso Terreno	110.5135	2.2324

Forze Instabilizzanti

Elemento	forza *kN*	distanza dal polo *m*
Spinta terreno	75.4275	1.4667
Spinta Idrostatica	0	4.4
Componente Verticale Spinta Terreno (*)	-19.2952	3
Spinta Sovraccarico q	34.7895	2.2101
Componente Verticale Spinta Sovraccarico q (*)	0	3

La spinta del cuneo di terreno, come visto sopra, contribuirà anche ad un contributo stabilizzante (e quindi favorevole per i coefficienti γ_F) dettata dalla componente verticale della tensione efficace orizzontale dettata dall'angolo di attrito terra-muro, ovvero:

$\sigma'_{v,calc\ z=0}$ = 0 N/mm²

$\sigma'_{v,calc\ z=4.4}$ = 0.0326 N/mm²·sen(16.36+1)·$\gamma_{EQU\text{-}favorevole}$=

= 0.0326 N/mm²·sen(16.36+1)·0.9=0.0087 N/mm²

$S_{v,A}$ =(0+0.0087)/2·4400·1000/1000= 19.29 kN

Tale spinta sarà applicata al filo interno della ciabatta di fondazione, e quindi rispetto al polo di rotazione (che è il punto di rotazione della suola a valle) si avrà:

$d_{v,A}$ = 3 m

- Nel caso in questione, la falda rimaneva sotto la zona interessata dalla spinta. Se la falda avesse interessato il cuneo di spinta ad una profondità H_w, le tensioni efficaci avrebbero tenuto conto di ciò, considerando il peso del terreno immerso, come:

TENSIONI EFFICACI TERRENO

	TERRRENO COESIVO	TERRENO INCOERENTE
BREVE TERMINE	$\sigma' = \sigma'_{Hw} + \gamma \cdot (H - H_w)$	$\sigma' = \sigma'_{Hw} + (\gamma - \gamma w) \cdot (H - H_w)$
LUNGO TERMINE	$\sigma' = \sigma'_{Hw} + (\gamma - \gamma w) \cdot (H - H_w)$	$\sigma' = \sigma'_{Hw} + (\gamma - \gamma w) \cdot (H - H_w)$

e di conseguenza si sarebbero calcolate le spinte attive σ_{hA} alle quali si sarebbe sommata la sovraspinta statica dell'acqua, così come definito sotto:

TENSIONI EFFICACI TERRENO

	TERRRENO COESIVO	TERRENO INCOERENTE
BREVE TERMINE	$\sigma_w = 0$	$\sigma_w = \gamma_w \cdot (H - H_w)$
LUNGO TERMINE	$\sigma_w = \gamma_w \cdot (H - H_w)$	$\sigma_w = \gamma_w \cdot (H - H_w)$

- Nel caso in questione, il terreno del terrapieno di riempimento è costituito da un terreno incoerente. Se fosse stato invece un terreno coesivo, e si fosse voluto considerare l'effetto riduttivo della coesione, si sarebbe dovuto spuntare il tasto *Considera riduzione della coesione nella spinta* consentito in input. In tal caso si avrebbe avuto nella considerazione della tensione efficace orizzontale dello stato limite attivo, le seguenti espressioni:

$$\sigma'_{hA} = K_A \cdot \sigma' - 2 \cdot c_u \sqrt{K_A} \qquad \text{BREVE TERMINE}$$

$$\sigma'_{hA} = K_A \cdot \sigma' - 2 \cdot c' \sqrt{K_A} \qquad \text{LUNGO TERMINE}$$

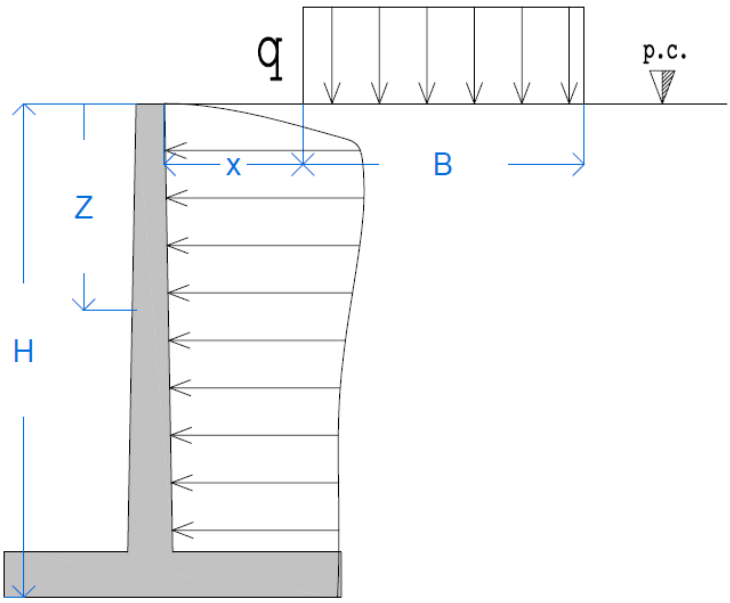
prese dal Bowles (cap.11.6) in riferimento alla trattazione di Bell (1915).

1.1.2 ANALISI SPINTA DA SOVRACCARICO DISTRIBUITO

Si procede ora a valutare la componente di spinta fornita dal sovraccarico definito in input, con la sua coordinata di inizio rispetto al filo interno del muro $\mathbf{x_q}$ e la sua campata di azione $\mathbf{L_q}$.

Per ricavare la pressione laterale alla generica profondità z, si utilizza la teoria dell'elasticità di Boussinesq (Bowles cap.11.13) con correzioni di Terzaghi, che permette di considerare l'influenza del carico a qualsiasi distanza dal paramento ed estensione esso possa essere agente.

Si riportano di sotto le formulazioni adottate e il conseguente ipotetico andamento delle pressioni, che costituisce solamente un riferimento che andrà vagliato situazione per situazione:



$$m = \frac{x}{H} \qquad l = \frac{B}{H} \qquad n = \frac{z}{H}$$

$$\alpha 1 = \arctan\left(\frac{m}{n}\right)$$

$$\alpha 2 = \arctan\left(\frac{m + l}{n}\right)$$

$$\varepsilon = \alpha 2 - \alpha 1$$

$$\zeta = \frac{\varepsilon}{2} + \alpha 1$$

$$\sigma_q = \frac{2q}{\pi} \cdot (\varepsilon + \sin\varepsilon \cdot \cos 2\zeta)$$

Fig. 3 - Distribuzione pressioni dovute da carico nastriforme

Nel nostro caso si ha:

x = 0 H = 4.4 m B=10 m q=15 kN/m²

Per ogni coordinata verranno quindi ricavati i relativi valori in funzione di z. Si riportano a titolo di esempio i valori relativi ad acluni punti diversi di coordinata z:

z(m)	α1	α2	ε	ζ	σ_q (N/mm²)
1E-16	0	1.571	1.571	0.785	0.01499
0.22	0	1.548	1.548	0.774	0.01499
0.44	0	1.527	1.527	0.763	0.01499

0.66	0	1.505	1.505	0.752	0.01499
...					
1.54	0	1.418	1.418	0.709	0.01497
...					
2.42	0	1.333	1.333	0.666	0.01491
...					
3.96	0	1.194	1.194	0.597	0.01467

che definirà un andamento leggermente diverso dallo schema riportato (i valori partono da un valore diverso da zero essendo x=0) e coincidente con quanto esibito in relazione (Fig.2).

Pressioni Sovraccarico q

Concio	z *m*	Litotipo	Tipo	ka	σ' *N/mm²*	σvA *N/mm²*	σhA *N/mm²*
concio 1	0	Terrapieno	nc	0.371	0.015	0	0.008
concio 1	0.22	Terrapieno	nc	0.371	0.015	0	0.008
concio 2	0.22	Terrapieno	nc	0.371	0.015	0	0.008
concio 2	0.44	Terrapieno	nc	0.371	0.015	0	0.008
concio 3	0.44	Terrapieno	nc	0.371	0.015	0	0.008
concio 3	0.66	Terrapieno	nc	0.371	0.015	0	0.008
concio 4	0.66	Terrapieno	nc	0.371	0.015	0	0.008
concio 4	0.88	Terrapieno	nc	0.371	0.015	0	0.008
concio 7	1.54	Terrapieno	nc	0.371	0.015	0	0.008
concio 8	1.54	Terrapieno	nc	0.371	0.015	0	0.008
concio 11	2.42	Terrapieno	nc	0.371	0.0149	0	0.0079
concio 12	2.42	Terrapieno	nc	0.371	0.0149	0	0.0079
concio 18	3.96	Terrapieno	nc	0.371	0.0147	0	0.0078
concio 19	3.96	Terrapieno	nc	0.371	0.0147	0	0.0078

A questi valori poi andrà applicato il coefficiente di spinta attiva di competenza dello strato ricavato sopra, così come avvenuto per le tensioni efficaci orizzontali dovute al terreno, nonché applicare la scomposizione dovuta all'angolo di attrito terra-muro e ripartire le componenti orizzontali e verticali negli enti instabilizzanti e stabilizzanti con i dovuti fattori amplificativi favorevoli e sfavorevoli, stavolta però associati a carichi accidentali come lo è il carico q. In questo caso si avrà:

$\gamma_{F,favorevole}=0$ $\gamma_{F,sfavorevole}=1.5$

La componente stabilizzante dovuta al carico sarà quindi nulla.

Andrà integrata l'intera distribuzione lungo la parete (metodo dei trapezi), sempre nella profondità di un metro di muro e al termine si avrà la seguente spinta:

$S_{h,A}$ = 34.79 kN

e verrà contestualmente ricavato il baricentro delle pressioni rispetto all'andamento delineatosi:

$d_{h,A}$ = 2.21 m (rispetto a polo di rotazione)

1.1.3 VERIFICA

Per effettuare ora la verifica, rimane da calcolare il valore ed il punto di applicazione delle forze stabilizzanti, ovvero il peso della parete, il peso della suola ed il peso del terreno che si assommeranno alla componente stabilizzante già individuata nella scomposizione della spinta del terreno. Tali valori dovranno essere amplificati per il coefficiente previsto in combinazione EQU per i carichi favorevoli ovvero γ_F=0.9.

Si avrà quindi:

Peso Parete= 0.9·2500kg/m³·1m·4m·(0.25m+0.4m)/2·9.81/1000 = 28.68 kN

Peso Suola= 0.9·2500kg/m³·1m·3m·0.4m·9.81/1000 = 26.477 kN

Peso Terreno=0.9·20 kN/m³·1m·(1.5m+1.5698)/2·4m = 110.51 kN

Si procede al calcolo del baricentro della parete in c.a., che essendo trapezoidale, sarà:

y_g=H/3·((2s1+s2)/(s1+s2))= 4/3·(2·0.25+0.4)/(0.25+0.4)) = 1.84 m

con dei passaggi matematici dovuti alla geometria si avrà quindi:

x_g= DISTANZA DEL BARICENTRO DAL CENTRO DELLA SEZIONE S2 = 0.0239 m

Si avranno così con alcuni passaggi i punti di applicazione sotto indicati (rispetto al polo di rotazione):

d_v Parete = 1.3023 m

d_v Suola = 1.5 m

d_v Terreno = 2.21 m

Si andranno a definire così i seguenti vettori di forze stabilizzanti con i relativi punti di applicazione:

STABILIZZANTI

FORZE Parete = 28.68 kN

	Suola	= 26.477 kN
	Terreno	= 110.510 kN
DISTANZE	Parete	= 1.2976 m
	Suola	= 1.5 m
	Terreno	= 2.23 m
INSTABILIZZANTI		
FORZE	Spinta Terreno	= 75.42 kN
	Spinta Sovraccarico q	= 34.79 kN
	S_v Spinta Terreno	= -19.29 kN
	S_v Spinta Sovraccarico	= 0 kN
DISTANZE	Spinta Terreno	= 1.466 m
	Spinta Sovraccarico q	= 2.21 m
	S_v Spinta Terreno	= 3 m
	S_v Spinta Sovraccarico	= 1.5 m

di cui si riporta un rapido schema grafico:

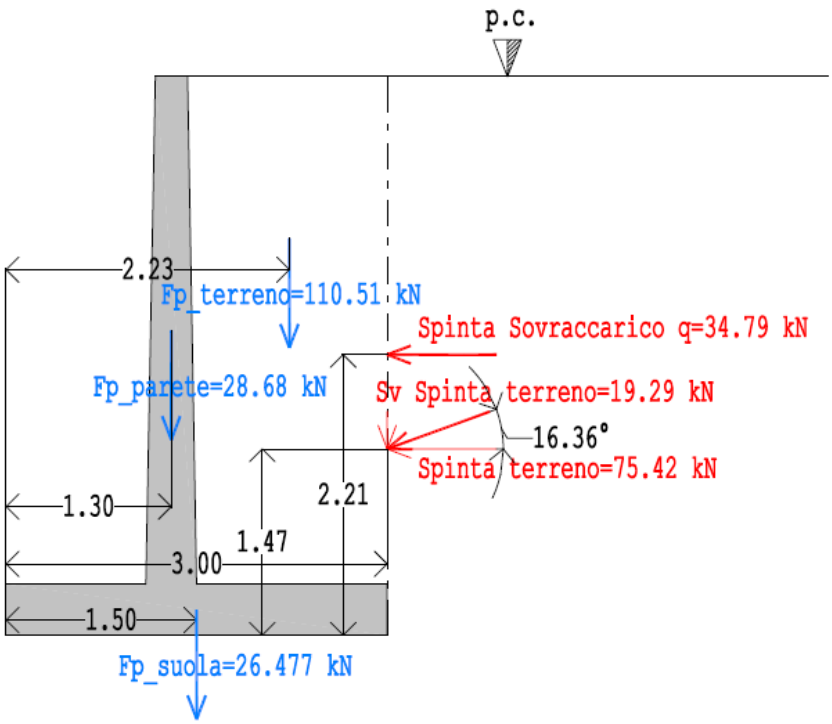


Fig. 4 - Schema di forze stabilizzanti ed instabilizzanti in verifica a Ribaltamento Comb.Statica

Si ricava così il momento stabilizzante ed instabilizzante dal prodotto delle forze con in relativi punti di applicazione:

M_{stab}=28.68·1.2976+26.477·1.50+110.510·2.23 = 323.65 kNm

M_{inst}=75.42·1.466+34.79·2.21-19.29·3 = 129.63 kNm

Il fattore di sicurezza terrà conto del fatto che alla componente stabilizzante va applicato un coefficienti riduttivo pari a R2 che in questo caso è pari a 1 e si avrà quindi un fattore di sicurezza pari 2.497.

Verifiche

Breve Termine			Lungo Termine		
Mstab kNm	Minstab *kNm*	fs	Mstab *kNm*	Minstab *kNm*	fs
323.6499	129.6291	2.497	323.6499	129.6291	2.497

1.2 MECCANISMO DI COLLASSO PER CARICO LIMITE (SCHIACCIAMENTO)

Si prosegue quindi, con le stesse modalità e procedure del meccanismo di ribaltamento, ad analizzare il meccanismo di collasso per carico limite, ovvero la verifica della capacità portante riferito alla suola del paramento murario. In questo caso il polo delle forze applicate sarà il baricentro della suola, mentre i coefficienti di riduzione dei parametri geotecnici del terreno da tener conto nelle procedure, saranno ancora M2. Ciò che cambierà in questo caso sarà la combinazione delle azioni che, in ragione dell'approccio scelto (approccio I) sarà A2, come prescritto da NTC 2008.

Si ripercorre, in maniera stringata, i passaggi effettuati nel precedente meccanismo, per definire e comporre l'analisi delle pressioni e delle spinte, dopodiché si passeranno i dati uscenti alle verifiche di competenza.

1.2.1 ANALISI SPINTA TERRENO

Mantenendo la stessa analisi spinte e calcolo k_A del meccanismo precedente, si vanno quindi ad applicare i fattori amplificativi della combinazione A2 (statica) nelle condizioni sfavorevoli ai carichi permanenti strutturali (come da tabella 2.6.I di NTC 2008) quali sono i carichi della spinta del cuneo (essendo *compiutamente definiti* come consentito in nota [(1)] §2.6.1 di NTC) e la scomposizione dettata dall'angolo di attrito agente al contatto tra parete e terreno, impostato nell'esempio al 66% (il valore consigliato è sempre tra la metà ed i 2/3 dell'angolo di attrito di competenza), sommata all'inclinazione della paramento interno rispetto a verticale (1°):

$$\sigma'_{h,calc\ z=0} = 0\ N/mm^2$$

$$\sigma'_{h,calc\ z=4.4} = \sigma'_h \cdot \cos(\delta + \lambda[=90-\psi]) \cdot \gamma_{A2\text{-}sfavorevole} =$$

$$= 0.0326\ N/mm^2 \cdot \cos(16.36+1) \cdot 1 = \boxed{0.0311\ N/mm^2}$$

MECCANISMO SCHIACCIAMENTO
COMB. A2+M2+R2
BREVE TERMINE
ANALISI PRESSIONI
Pressioni Terreno

Concio	z (m)	Litotipo	Tipo	Falda (m)	ka	σ' (N/mm²)	σw (N/mm²)	σvA (N/mm²)	σhA (N/mm²)
concio 1	0	Terrapieno	nc	no	0.371	0	0	0	0
concio 1	4.4	Terrapieno	nc	no	0.371	0.088	0	0.0097	0.0312

Con questi valori si andrà a calcolare la spinta agente sulla parete del muro nella profondità di 1m, come segue:

$S_{h,A}$ =(0+0.0311)/2·4400·1000/1000= 68.57 kN

Tale valore di spinta, data la distribuzione delle pressioni lungo la verticale, risulterà agente nel baricentro delle pressioni, che in questo caso, esibendo un andamento triangolare, coinciderà con 1/3 dell'altezza del fronte di spinta, ovvero 4.4m.

$d_{h,A}$ =(1/3)·4.4= 1.466 m (rispetto a polo di rotazione)

ANALISI SPINTE

Il polo delle Forze è il baricentro della suola del muro.

I valori sono riferiti alla profondità di 1 m di muro e opportunamente amplificati dei coefficienti di tab. 2.6.I

Forze Stabilizzanti

Elemento	forza *kN*	distanza dal polo *m*
Forza Peso Parete	31.8716	-0.2024
Forza Peso Suola	29.42	0
Forza Peso Terreno	122.7928	0.7324

Forze Instabilizzanti

Elemento	forza *kN*	distanza dal polo *m*
Spinta terreno	68.5705	1.4667
Spinta Idrostatica	0	4.4
Componente Verticale Spinta Terreno (*)	-21.4391	1.5
Spinta Sovraccarico q	30.1509	2.2101
Componente Verticale Spinta Sovraccarico q (*)	0	1.5

La spinta del cuneo di terreno, come visto sopra, contribuirà anche ad un contributo stabilizzante (e quindi favorevole per i coefficienti γ_F) dettata dalla componente verticale della tensione efficace orizzontale dettata dall'angolo di attrito terra-muro, ovvero:

$\sigma'_{v,calc\ z=0}$ = 0 N/mm²

$\sigma'_{v,calc\ z=4.4}$ = 0.0326 N/mm²·sen(16.36+1)·$\gamma_{A2\text{-}favorevole}$=

= 0.0326 N/mm²·sen(16.36+1)·1=0.0097 N/mm²

$S_{v,A}$ =(0+0.0097)/2·4400·1000/1000= 21.43 kN

Tale spinta sarà applicata al filo interno della ciabatta di fondazione, e quindi rispetto al polo di rotazione (che è il baricentro della suola) si avrà:

$d_{v,A}$ = 1.5 m

1.2.2 ANALISI SPINTA DA SOVRACCARICO DISTRIBUITO

Così come ricavato negli altri meccanismi nel caso di sovraccarico distribuito (vedi Fig.3), in questo caso si ha:

x = 0 H = 4.4 m B=10 m q=15 kN/m²

Per ogni coordinata verranno quindi ricavati i relativi valori in funzione di z. Si riportano a titolo di esempio i valori relativi ad acluni punti diversi di coordinata z:

z(cm)	α1	α2	ε	ζ	σ_q (N/mm²)
1E-16	0	1.571	1.571	0.785	0.01499
0.22	0	1.548	1.548	0.774	0.01499
0.44	0	1.527	1.527	0.763	0.01499
0.66	0	1.505	1.505	0.752	0.01499
...					
1.54	0	1.418	1.418	0.709	0.01497
...					
2.42	0	1.333	1.333	0.666	0.01491
...					
3.96	0	1.194	1.194	0.597	0.01467

che definirà un andamento come lo schema grafico sopra riportato e coincidente con quanto esibito in relazione (Fig.2).

Pressioni Sovraccarico q

Concio	z m	Litotipo	Tipo	ka	σ' N/mm²	σvA N/mm²	σhA N/mm²
concio 1	0	Terrapieno	nc	0.371	0.015	0	0.0069
concio 1	0.22	Terrapieno	nc	0.371	0.015	0	0.0069
concio 2	0.22	Terrapieno	nc	0.371	0.015	0	0.0069
concio 2	0.44	Terrapieno	nc	0.371	0.015	0	0.0069
concio 3	0.44	Terrapieno	nc	0.371	0.015	0	0.0069
concio 3	0.66	Terrapieno	nc	0.371	0.015	0	0.0069
concio 4	0.66	Terrapieno	nc	0.371	0.015	0	0.0069
concio 7	1.54	Terrapieno	nc	0.371	0.015	0	0.0069
concio 8	1.54	Terrapieno	nc	0.371	0.015	0	0.0069

concio 11	2.42	Terrapieno	nc	0.371	0.0149	0	0.0069
concio 12	2.42	Terrapieno	nc	0.371	0.0149	0	0.0069
concio 18	3.96	Terrapieno	nc	0.371	0.0147	0	0.0068
concio 19	3.96	Terrapieno	nc	0.371	0.0147	0	0.0068

A questi valori poi andrà applicato il coefficiente di spinta attiva di competenza dello strato ricavato sopra, così come avvenuto per le tensioni efficaci orizzontali dovute al terreno, nonché bisognerà effettuare la scomposizione dovuta all'angolo di attrito terra-muro e ripartire le componenti orizzontali e verticali negli enti instabilizzanti e stabilizzanti con i dovuti fattori amplificativi favorevoli e sfavorevoli, stavolta però associati a carichi accidentali come lo è il carico q. In questo caso si avrà:

$\gamma_{F,favorevole}=0$ $\gamma_{F,sfavorevole}=1.3$

La componente stabilizzante dovuta al carico sarà quindi nulla.

Andrà integrata l'intera distribuzione lungo la parete (metodo dei trapezi), sempre nella profondità di un metro di muro e al termine si avrà la seguente spinta:

$S_{h,A}$ = 30.15 kN

e verrà contestualmente ricavato il baricentro delle pressioni rispetto all'andamento delineatosi:

$d_{h,A}$ = 2.21 m (rispetto a polo di rotazione)

1.2.3 VERIFICA

Una volta ottenute le sollecitazioni agenti sulla suola di fondazione come illustrato sopra, si effettuano le verifiche secondo le procedure illustrate in modulo di competenza (*Calcolo portanza fondazione superficiale),* facendo presente che i dati di input necessari al modulo di competenza sono direttamente dedotti dai dati geometrici e geotecnici inseriti nel muro di sostegno, nonché dalle risultanze dei calcoli di spinta, sia per quanto riguarda le azioni di scorrimento, sia per quelle stabilizzanti di sforzo normale.

Nella fattispecie, ferme restando le caratteristiche litologiche dei terreni, si riportano sotto i dati che saranno poi l'input nel calcolo della capacità portante della suola. Si fa presente che la stratigrafia verrà rimodellata in base al valore di profondità sul terreno dettato dall'altezza totale del manufatto.

Si avrà quindi:

Geometria

base b	3 m
lunghezza	1 m
quota di posa d	0.4 m
inclinazione p. campagna ω	0°
inclinazione p. di posa α	0°
Effetti sismici Kh	0.0628

Statica

approccio I

Ned (A2)	-184.0844 kN
Vy.ed (A2)	0 N
Mx.ed (A2)	0 N
Vx.ed (A2)	98.7213 kN
My.ed (A2)	51.5628 kN

Tali valori derivano dall'analisi delle spinte sopra esposta, in cui:

N_{Ed}=31.8716+29.42+122.7928 =184.0844 kN

V_{Ed}=68.5705+30.1509 =98.7213 kN

M_{Ed}=68.5705·1.4667+30.1509·2.21+31.8716*0.2024

-122.7928·0.7324-21.4391·1.5 =51.5628 kN

mentre la stratigrafia sarà così rimodellata:

Profondità falda: 16 m

nome	Tipo	γs	cu	c'	Ø	spessore
		kN/m³	N/mm²	N/mm²	°	m
Terrapieno	non coesivo	20	0	0	30	0.4
Argilla	coesivo	20	0.1	0.01	25	12

Con questi dati si entra nelle procedure di calcolo capacità portante secondo le modalità esplicate su strumento di competenza e si ottiene:

RESISTENZE

coefficiente parziale γR (Tab.6.4.I NTC 2008) R2=1.8

Autore	*Resistenza Breve Termine N/mm²*	*Resistenza Lungo Termine N/mm²*	*Resistenza di progetto Breve Termine N/mm²*	*Resistenza di progetto Lungo Termine N/mm²*
Meyerhof	0.6533	0.6056	0.363	0.3364
Brinch-Hansen	0.5977	1.8199	0.3321	1.011
Eurocodice 7	0.4006	1.0261	0.2225*	0.5701

che corrispondono alle resistenze riportato in relazione del modulo corrente. ovvero:

VERIFICHE DI SICUREZZA

	Breve Termine			**Lungo Termine**		
Autore	σed N/mm²	σrd N/mm²	fs	σed N/mm²	σrd N/mm²	fs
Meyerhof	0.0755	0.363	4.808	0.0755	0.3364	4.456
Brinch-Hansen	0.0755	0.3321	4.399	0.0755	1.011	13.391
Eurocodice 7	0.0755	0.2225*	2.947	0.0755	0.5701	7.551

1.3 MECCANISMO DI SCORRIMENTO

Si prosegue quindi. in completa analogia al meccanismo di collasso per carico limite. con il meccanismo di scorrimento della suola del paramento murario rispetto al terreno di imposta. Le azioni derivanti dalle analisi delle spinte sono identiche a tutti gli effetti a quelle ricavate nel meccanismo precedente. ricadendo entrambe nella combinazione GEO. Per quanto riguarda la verifica e quindi di conseguenza il calcolo della resistenza si rimanda alla validazione del modulo specifico (*Calcolo scorrimento fondazione superficiale*). facendo presente che i dati di input necessari al modulo di competenza sono direttamente dedotti dai dati geometrici e geotecnici inseriti nel muro di sostegno. nonché dalle risultanze dei calcoli di spinta. sia per quanto riguarda le azioni di scorrimento. sia per quelle stabilizzanti di sforzo normale.

1.4 MECCANISMO DI RESISTENZA ELEMENTI STRUTTURALI - PARETE

Si procede ora alla verifica della parete. elemento strutturale in c.a.. soggetti alle azioni del fronte di spinta agente (in questo caso 4m). In questo caso tuttavia. rispetto ai due meccanismi precedentemente analizzati. essendo nell'approccio I si ricadrà nella combinazione A1+M1+R1.

Si ripercorre. in maniera stringata. i passaggi effettuati nei precedenti meccanismi. per definire e comporre l'analisi delle pressioni e delle spinte. dopodiché verranno mostrate le verifiche strutturali in questione.

1.4.1 ANALISI SPINTA TERRENO

Mantenendo la stessa impostazione delle analisi spinte e calcolo k_A dei meccanismi precedenti. si vanno quindi ad applicare i fattori amplificativi della combinazione A1 (statica) nelle condizioni sfavorevoli ai carichi permanenti strutturali (come da tabella 2.6.I di NTC 2008) quali sono i carichi della spinta del cuneo (essendo *compiutamente definiti* come consentito in nota [(1)] §2.6.1 di NTC) e la scomposizione dettata dall'angolo di attrito agente al contatto tra parete e terreno. impostato nell'esempio al 66% (il valore consigliato è sempre tra la metà ed i 2/3 dell'angolo di attrito di competenza). sommata all'inclinazione della paramento interno rispetto a verticale (1°):

$\sigma'_{v\ z=0}$ = 0 N/mm²

$\sigma'_{v\ z=4}$ = 20 kN/m³·4 m·1000/10⁶= 0.08 N/mm²

COEFFICIENTE SPINTA ATTIVA

β =0°

$\lambda=90-\psi$ =1°

Φ' =30°

$\delta=0.66\cdot 30$ =19.8°

$$K_A = \frac{\cos(30-1)^2}{\cos^2 1\cdot\cos(1+19.8)\cdot\left[1+\sqrt{\frac{\mathrm{sen}(19.8+30)\cdot\mathrm{sen}(30+0)}{\cos(1+19.8)\cdot\cos(1-0)}}\right]^2} = 0.305$$

TENSIONI EFFICACI ORIZZONTALI IN STATO LIMITE ATTIVO

$\sigma'_{h\ z=0}$ = 0 N/mm²

$\sigma'_{h\ z=4}$ = 0.305·0.08 N/mm²= 0.0244 N/mm²

$\sigma'_{h.calc\ z=0}$ = 0 N/mm²

$\sigma'_{h.calc\ z=4}$ = $\sigma'_h \cdot \cos(\delta + \lambda[=90-\psi]) \cdot \gamma_{STR\text{-}sfavorevole}$ =

= 0.0244 N/mm² · cos(19.8+1) · 1.3 = 0.0296 N/mm²

STRUTTURA PARETE
COMB. A1+M1+R1
BREVE TERMINE
ANALISI PRESSIONI
Pressioni Terreno

Concio	z (m)	Litotipo	Tipo	Falda (m)	ka	σ' (N/mm²)	σw (N/mm²)	σvA (N/mm²)	σhA (N/mm²)
concio 1	0	Terrapieno	nc	no	0.305	0	0	0	0
concio 1	4	Terrapieno	nc	no	0.305	0.08	0	0.0087	0.0296

Con questi valori si andrà a calcolare la spinta agente sulla parete del muro nella profondità di 1m. come segue:

$S_{h.A}$ =(0+0.0296)/2·4000·1000/1000= 59.23 kN

Tale valore di spinta. data la distribuzione delle pressioni lungo la verticale. risulterà agente nel baricentro delle pressioni. che in questo caso. esibendo un andamento triangolare. coinciderà con 1/3 dell'altezza del fronte di spinta. ovvero 4.4m.

$d_{h.A}$ =(1/3)·4 = 1.33 m (rispetto a polo di rotazione)

ANALISI SPINTE
Il polo delle Forze è il baricentro della sezione della parete.
I valori sono riferiti alla profondità di 1 m di muro e opportunamente amplificati dei coefficienti di tab. 2.6.I

Forze Stabilizzanti

Elemento	forza (kN)	distanza dal polo (m)
Forza Peso Parete	31.8716	-0.0024

Forze Instabilizzanti

Elemento	forza (kN)	distanza dal polo (m)
Spinta terreno	59.2334	1.3333
Spinta Idrostatica	0	0
Componente Verticale Spinta Terreno (*)	0	0.2
Spinta Sovraccarico q	25.4752	2.0071
Componente Verticale Spinta Sovraccarico q (*)	0	0.2

La spinta del cuneo di terreno. come visto sopra. contribuirà anche ad un contributo stabilizzante (e quindi favorevole per i coefficienti γ_F) dettata dalla componente verticale della tensione efficace orizzontale dettata dall'angolo di attrito terra-muro. ovvero:

$\sigma'_{v.calc\ z=0}$ = 0 N/mm²

$\sigma'_{v.calc\ z=4.4}$ = 0.0244 N/mm²·sen(19.8+1)·$\gamma_{STR-favorevole}$=

= 0.0244 N/mm²·sen(19.8+1)·1 = 0.0087 N/mm²

$S_{v.A}$ =(0+0.0087)/2·4000·1000/1000= 17.3 kN

Tale spinta sarà applicata al filo interno della parete. e quindi rispetto al polo di rotazione (che è il baricentro della parete) si avrà:

$d_{v.A}$ = 0.2 m

1.4.2 ANALISI SPINTA DA SOVRACCARICO DISTRIBUITO

Così come ricavato negli altri meccanismi nel caso di sovraccarico distribuito (vedi Fig.3). in questo caso si ha:

x = 0 H = 4 m B=10 m q=15 kN/m²

Per ogni coordinata verranno quindi ricavati i relativi valori in funzione di z. I valori ricalcano esattamente quanto trovato ai paragrafi precedenti nella sezione specifica e quindi per brevità non si riportano ulteriormente: la differenza rispetto agli altri meccanismi risiede nei differenti coefficienti amplificativi e nel fronte di spinta che in questo caso. interessando la sola parete. risulta pari a 4m.

Ai valori ricavati dalle spinte dovute al sovraccarico inoltre andrà poi applicato il coefficiente di spinta attiva di competenza. nonché applicare la scomposizione dovuta all'angolo di attrito terra-muro e ripartire le componenti orizzontali e verticali negli enti instabilizzanti e stabilizzanti con i dovuti fattori amplificativi favorevoli e sfavorevoli. come carichi accidentali quale è il carico q. In questo caso si avrà:

$\gamma_{F.favorevole}$=0 $\gamma_{F.sfavorevole}$=1.5

La componente stabilizzante dovuta al carico sarà quindi nulla.

Andrà integrata l'intera distribuzione lungo la parete (metodo dei trapezi). sempre nella profondità di un metro di muro e al termine si avrà la seguente spinta:

$S_{h.A}$ = 25.47 kN

e verrà contestualmente ricavato il baricentro delle pressioni rispetto all'andamento delineatosi:

$d_{h.A}$ = 2.00 m (rispetto a polo di rotazione)

1.4.3 VERIFICA

Una volta ottenuti i valori di spinta come sopra. si ricavano le componenti di azioni agenti sulla parete. La procedura esegue il calcolo concio per concio considerano localmente le pressioni e ricavandosi i valori alle diverse coordinate (vedi demo). ma per semplicità e per verifica finale. eseguiamo il calcolo delle azioni solamente all'attacco della parete. utilizzando le forze e i bracci delle spinte ricavate.

Si parte dal calcolo dello sforzo normale alla base della parete che non sarà altro che la somma del peso della parete e della componente verticale della spinta del terreno (vedi ANALISI SPINTE). ovvero:

SFORZO NORMALE: Ned = 31.8716

Il calcolo del taglio invece sarà individuato dall'assommarsi delle spinte del terreno e del sovraccarico. ovvero:

TAGLIO: Ved = 59.2334+25.4752 = 84.7086 kN

Per il calcolo del momento invece si esegue il prodotto dei suddetti valori per la relativa distanza dal polo sopra ricavata. ovvero:

MOMENTO: Med =59.2334·1.33+25.4752·2.0071=130.11 kNm

Verifica BREVE TERMINE

ID	z *m*	hsez *m*	Ned *kN*	Med *kNm*	Mrd *kNm*	fs	Ved *kN*	Vrd *kN*	fs
0	0	0.25	0	0	80.3221	-	0	114.3497	-
10	2	0.325	-15.9358	52.2994	114.4672	2.189	42.421	128.136	3.021
20	4	0.4	-31.8716	130.1084	150.5915	1.157	84.7086	141.4886	1.67

Per i valori di resistenza. si fa riferimento all'armatura introdotta in fase di input ovvero:

5Ø12 LATO VALLE e COPRIFERRO 3 cm

5Ø16 LATO VALLE e COPRIFERRO 3 cm

Nel caso di muro a sezione variabile. il calcolo tiene conto dell'altezza della sezione alla coordinata corrente.

Si rimanda ai moduli specifici del c.a. per l'approfondimento numerico di quanto riportato.

1.5 MECCANISMO DI RESISTENZA ELEMENTI STRUTTURALI - SUOLA

Si procede ora alla verifica della suola in c.a. del muro. soggetta alle azioni del fronte di spinta agente (in questo caso 4.4m) e dei pesi degli elementi strutturali e del terreno gravanti su di essa. nonché della tensione del terreno stesso laddove compresso. Anche in questo caso essendo nell'approccio I si ricadrà nella combinazione A1+M1+R1.

Si ripercorre. in maniera stringata. i passaggi effettuati nei precedenti meccanismi. per definire e comporre l'analisi delle pressioni e delle spinte. dopodiché verranno mostrate le verifiche strutturali in questione. L'unica differenza rispetto ai valori calcolati nel punto 1.4 risiede nel fatto che in questo caso il fronte di spinta risulta di 4.4m. in quanto l'aspetto sollecitante dipende anche dalla resistenza apportata al sistema dal terreno sottostante la fondazione.

1.5.1 ANALISI SPINTA TERRENO

Come già precedentemente calcolato si avrà in questo caso:

$\sigma'_{v\ z=0}$ = 0 N/mm²

$\sigma'_{v\ z=4.4}$ = 20 kN/m³·4.4m·1000/10⁶= 0.088 N/mm²

KA = 0.305

TENSIONI EFFICACI ORIZZONTALI IN STATO LIMITE ATTIVO

$\sigma'_{h\ z=0}$ = 0 N/mm²

$\sigma'_{h\ z=4.4}$ = 0.305·0.088 N/mm²= 0.02684 N/mm²

$\sigma'_{h.calc\ z=0}$ = 0 N/mm²

$\sigma'_{h.calc\ z=4}$ = $\sigma'_h \cdot \cos(\delta + \lambda[=90-\psi]) \cdot \gamma_{STR\text{-}sfavorevole}$=

= 0.02684 N/mm²·cos(19.8+1)·1.3=0.0326 N/mm²

STRUTTURA SUOLA
COMB. A1+M1+R1
BREVE TERMINE
ANALISI PRESSIONI
I valori sono opportunamente amplificati dei coefficienti di tab. 2.6.I

Pressioni Terreno

Concio	z (m)	Litotipo	Tipo	Falda (m)	ka	σ' (N/mm²)	σw (N/mm²)	σvA (N/mm²)	σhA (N/mm²)
concio 1	0	Terrapieno	nc	no	0.305	0	0	0	0
concio 1	4.4	Terrapieno	nc	no	0.305	0.088	0	0.0095	0.0326

Con questi valori si andrà a calcolare la spinta agente sulla parete del muro nella profondità di 1m. come segue:

$S_{h.A}$ =(0+0.0326)/2·4400·1000/1000= 71.67 kN

Tale valore di spinta. data la distribuzione delle pressioni lungo la verticale. risulterà agente nel baricentro delle pressioni. che in questo caso. esibendo un andamento triangolare. coinciderà con 1/3 dell'altezza del fronte di spinta. ovvero 4.4m.

$d_{h.A}$ =(1/3)·4.4 = 1.466 m (rispetto a polo di rotazione)

ANALISI SPINTE

Il polo delle Forze coincide con l'attacco della suola sulla parete.

I valori sono riferiti alla profondità di 1 m di muro e opportunamente amplificati dei coefficienti di tab. 2.6.I

Forze Stabilizzanti

Elemento	forza *kN*	distanza dal polo *m*
Forza Peso Parete	31.8716	-0.2024
Forza Peso Suola	29.42	0
Forza Peso Terreno	122.7928	0.7324

Forze Instabilizzanti

Elemento	forza *kN*	distanza dal polo *m*
Spinta terreno	71.6724	1.4667
Spinta Idrostatica	0	4.4
Componente Verticale Spinta Terreno (*)	-20.9429	1.5
Spinta Sovraccarico q	27.9717	2.2101
Componente Verticale Spinta Sovraccarico q (*)	0	1.5

La spinta del cuneo di terreno. come visto sopra. contribuirà anche ad un contributo stabilizzante (e quindi favorevole per i coefficienti γ_F) dettata dalla componente verticale della tensione efficace orizzontale dettata dall'angolo di attrito terra-muro. ovvero:

$\sigma'_{v.calc\ z=0}$ = 0 N/mm²

$\sigma'_{v.calc\ z=4.4}$ = 0.02684 N/mm²·sen(19.8+1)·$\gamma_{STR\text{-}favorevole}$=

= 0.02684 N/mm²·sen(19.8+1)·1 =0.0095 N/mm²

$S_{v.A}$ =(0+0.0095)/2·4400·1000/1000= 20.94 kN

Tale spinta sarà applicata al filo interno della ciabatta di fondazione. e quindi rispetto al polo di rotazione (che è il baricentro della suola) si avrà:

$d_{v.A}$ = 1.5 m

1.5.2 ANALISI SPINTA DA SOVRACCARICO DISTRIBUITO

Si procede a calcolare la componente di spinta dovuta al sovraccarico così come ottenuto per l'elemento parete.

In questo caso avremo tuttavia un fronte di spinta pari a 4.4m e quindi:

x = 0 H = 4.4 m B=10 m q=15 kN/m²

Ai valori ricavati dalle spinte dovute al sovraccarico infatti andrà poi applicato il coefficiente di spinta attiva di competenza. nonché applicare la scomposizione dovuta all'angolo di attrito terra-muro e ripartire le componenti orizzontali e verticali negli enti instabilizzanti e stabilizzanti con i dovuti fattori amplificativi favorevoli e sfavorevoli. stavolta però associati a carichi accidentali come lo è il carico q. In questo caso si avrà:

$\gamma_{F.favorevole}=0$ $\gamma_{F.sfavorevole}=1.5$

La componente stabilizzante dovuta al carico sarà quindi nulla.

Andrà integrata l'intera distribuzione lungo la parete (metodo dei trapezi). sempre nella profondità di un metro di muro e al termine si avrà la seguente spinta:

$S_{h.A}$ = 27.97 kN

e verrà contestualmente ricavato il baricentro delle pressioni rispetto all'andamento delineatosi:

$d_{h.A}$ = 2.21 m (rispetto a polo di rotazione)

1.5.3 VERIFICA

Una volta ottenuti i valori di spinta come sopra. si ricavano le componenti di azioni agenti sulla suola. che derivano a loro volta dalle pressioni che la stessa percepisce siano esse dirette verso l'alto (tensione del terreno) o verso il basso (peso dell'elemento).

Si procederà quindi per prima cosa al calcolo della tensione sul terreno. derivante dalle sollecitazioni prodotte dalle spinte del terreno e del sovraccarico. ovvero:

SFORZO NORMALE: Ned = 31.8716+29.42+122.7928+20.9429 = 205.03 kN

TAGLIO: Ved = 71.6724+27.9717 = 99.64 kN

MOMENTO: Med = 71.6724·1.466+27.9717·2.2101

-20.9429·1.5 = 135.52 kNm

Da tali valori si ricava il valore della tensione sul terreno (sulla profonidtà di 1m) secondo la formula:

e= Med/Ned = 135.52/205.03 =0.66 m

u= B/2-e = 1.5-0.66 =0.84 m

σ_{Ed}= Ned/(2·u) = 205.03/(2·0.84)·1000/10^6·1000 =122.18 N/mm

Il carico dovuto invece al peso della suola risulta pari a:

q_{PP}= =2500kg/m^3·9.80655/10^9·400·1000 =9.80655 N/mm

mentre quello del terreno:

q_{PT}= =20/10^6·4000·(1.5+1.5698)/2/1.5·1000= 81.86 N/mm

Si riporta uno schema grafico che sintetizza le pressioni in gioco a livello della suola al di sotto del manufatto.

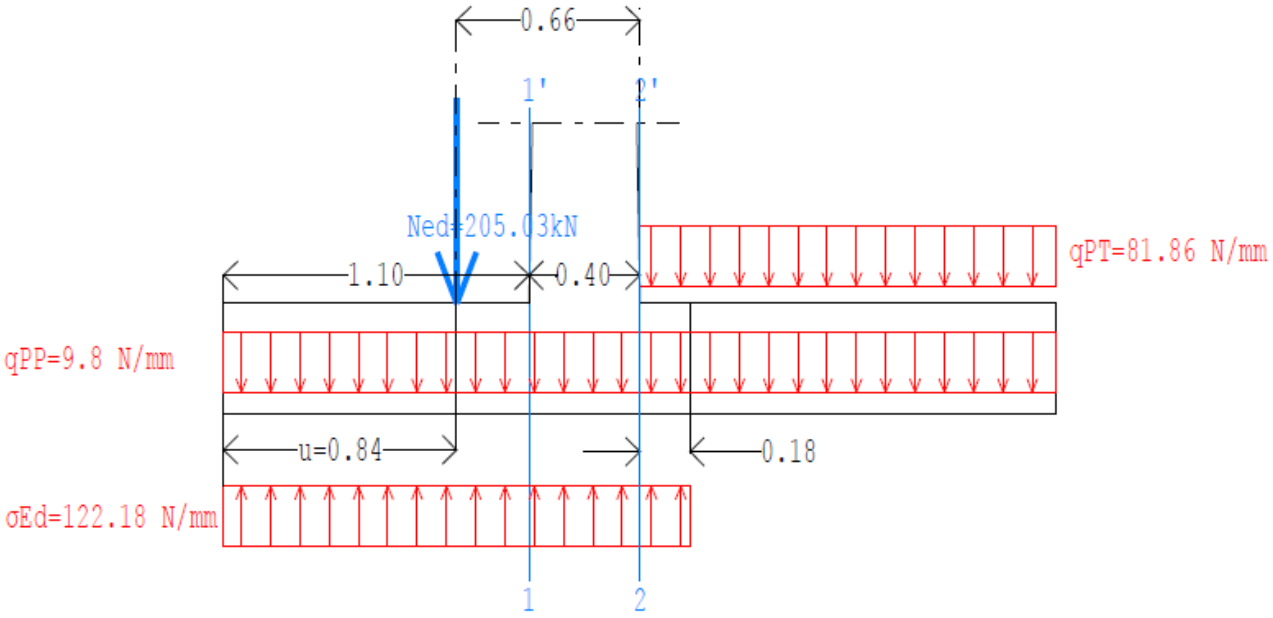


Fig. 5 - Schema pressioni su suola

La procedura esegue il calcolo concio per concio considerano localmente le pressioni e ricavandosi i valori alle diverse coordinate (vedi demo). ma per semplicità e per verifica finale. eseguiamo il calcolo delle azioni solamente all'attacco della suola con la parete. utilizzando le forze e i bracci delle spinte ricavate.

Per quanto riguarda il momento agente sulla porzione di suola lato monte.si terrà conto delle forze agenti a sbalzo sull'elemento suola dal bordo della stessa lato monte (dal quale partono le coordinate z) fino allo spiccato con la parete (sez.2-2'). Da una semplice analisi delle forze in gioco e del loro punto di applicazione. si avrà:

$$Med=(81.86+9.8)\cdot 1500\cdot 1500/2/10^6-122.18\cdot 177\cdot 177/2/10^6=\boxed{101.19\ kNm}$$

Verifica LATO MONTE

ID	z	Med	Mrd	fs
	m	*kNm*	*kNm*	
BREVE TERMINE				
0	0	0	-140.782	-
1	0.2	-1.8334	-140.782	76.789
2	0.4	-7.3335	-140.782	19.197
3	0.6	-16.5003	-140.782	8.532
4	0.8	-29.3339	-140.782	4.799
5	1	-45.8343	-140.782	3.072
6	1.2	-66.0013	-140.782	2.133
7	1.322	-80.1061	-140.782	1.757
8	1.5	-101.1918	-140.782	1.391

Per quanto riguarda il momento agente sulla porzione di suola lato valle.si terrà conto delle forze agenti a sbalzo sull'elemento suola dal bordo della stessa lato valle (dal quale partono le coordinate z) fino allo spiccato con la parete (sez.1-1'). Da una semplice analisi delle forze in gioco e del loro punto di applicazione. si avrà:

$$Med=(122.18-9.8)\cdot 1100\cdot 1100/2/10^6=\boxed{67.99\ kNm}$$

Verifica LATO VALLE

ID	z	Med	Mrd	fs
	m	*kNm*	*kNm*	
BREVE TERMINE				
0	0	0	140.782	-
1	0.2	2.2476	140.782	62.636
2	0.4	8.9904	140.782	15.659
3	0.6	20.2284	140.782	6.96
4	0.8	35.9617	140.782	3.915
5	1.1	67.9901	140.782	2.071

Per i valori di resistenza. si fa riferimento all'armatura introdotta in fase di input ovvero:

5Ø16 LEMBO INFERIORE e COPRIFERRO 4 cm

5Ø16 LEMBO SUPERIORE e COPRIFERRO 4 cm

Si rimanda ai moduli specifici del c.a. per l'approfondimento numerico di quanto riportato.

2 COMBINAZIONE SISMICA

Si svolgeranno di seguito tutte le considerazioni relative alla combinazione sismica. che verrà eseguita previo inserimento degli input sismici caratteristici del sito di riferimento. sul quale si andrà a realizzare il manufatto. Per l'esempio in questione si è scelta una località della provincia di Ancona. per la quale si hanno i seguenti valori di input:

a_g =1.8044 m/s²

F_0 =2.48

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

ricavati dalla mappatura sismica di NTC 2008. Inoltre data la confermazione geologica e geomorfologica del territorio. si ha inoltre:

Cat.Sottosuolo = Cat.C

Cat.Topografica = T1

Tramite tali valori. si ottengono i valori necessari per svolgere analisi sismica con metodo pseudostatico dell'opera di sostegno. come consentito in NTC 2008 §7.11.6.2.1. Si avrà infatti:

T1 ⟶ S_T=1

Dai valori di Cat.Sottosuolo. a_g e F_0. in base alla tabella 3.2.V di NTC 2008:

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \le 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \le 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \le 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,80 \cdot$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \le 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Fig. 6 - Tabella 3.2.V NTC 2008

si deduce nel nostro caso:

Cat.C

a_g =1.8044 m/s² ⟶ S_S=1.70-0.60·2.48·1.8044/9.81=1.426

F_0 =2.48

Dalle formula (7.11.8) di NTC 2008 relativa al muro di sostegno si avrà quindi:

a_{max} = $S_S \cdot S_T \cdot ag = 1.426 \cdot 1 \cdot 1.8044 = 2.57\ m/s^2$

Ora in base alla tabella 7.11.II di NTC 2008:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

e i valori già in nostro possesso. si ricava nel nostro esempio:

β_m =0.24

Siamo ora nelle condizioni di poter calcolare i valori k_h e k_v necessari per l'applicazione del metodo pseudostatico dell'analisi sismica. Ovvero:

$k_h = \beta_m \cdot a_{max}/g = 0.24 \cdot 2.57/9.81$ =0.0629 (7.11.6 NTC 2008)

$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$ =0.0314 (7.11.7 NTC 2008)

che sono i valori con cui si svolgerà il calcolo. Come si vede il valore di k_v può avere un valore positivo o negativo. motivo per cui saranno necessarie due combinazione sismiche per contemplare i vari equilibri nelle diverse condizioni di forze. Nell'esempio in questione si svolgerà esclusivamente la casistica con k_v >0. essendo poi le procedure speculari nel caso di k_v <0.

2.1 MECCANISMO DI RIBALTAMENTO

Anche in tale combinazione si ripercorrono i vari meccanismi coinvolti negli stati limite nell'opera di sostegno. Il meccanismo di ribaltamento si presente in tutto simile a quanto ricavato nella combinazione statica. se non che sono diversi i coefficienti amplificativi A1 o A2. che come prescritto da Circolare n.617 C7.11.6.2 . devono essere posti uguale a 1. Alle componenti statiche da esse ottenute. devono essere sommate le azioni sismiche (Mononobe-Okabe e EC8) e le forze d'inerzia. nonché le spinte idrodinamiche qualora la falda interessasse il pacchetto stratigrafico intercettato dal manufatto.

2.1.1 METODO MONONOBE-OKABE (CASO K_V>0)

Il metodo sostanzialmente amplia il metodo di Coulomb al caso in cui si è in presenza di azione sismica. La formulazione secondo quanto indicato in EC8 parte 5 Appendice E ed in base alle convenzioni sugli angoli riportati sullo schema grafico di riferimento. si ha per lo stato limite attivo:

$$\beta \le \phi - \theta: \qquad K = \frac{\operatorname{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \operatorname{sen}^2\psi \operatorname{sen}(\psi - \theta - \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\phi + \delta)\operatorname{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\operatorname{sen}(\psi - \theta - \delta)\operatorname{sen}(\psi + \beta)}}\right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: \qquad K = \frac{\operatorname{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \operatorname{sen}^2\psi \operatorname{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Fig. 7 - Formule di Mononobe-Okabe secondo EC8

Nel nostro caso si ha:

ψ=89°

Φ=24.79° (combinazione M2)

θ=arctan(0.0629/(1+0.0314)=3.49°

δ=16.36°

essendo:

β=0 ≤(24.79-3.49)

si ha:

$$K_{AE} = \frac{\operatorname{sen}^2(89 + 24.79 - 3.49)}{\cos 3.49 \operatorname{sen}^2 89 \operatorname{sen}(89 - 3.49 - 16.36)\left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(24.79 + 16.36)\operatorname{sen}(24.79 - 3.49)}{\operatorname{sen}(89 - 3.49 - 16.36)\operatorname{sen}(89)}}\right]^2}$$

$$= \quad 0.416$$

La spinta sismica sarà quindi uguale a:

$$S_{AE} = \int_{z,ini}^{z,fin} \sigma'_{hAE} \cdot dZ$$

dove:

$$\sigma'_{hAE} = K_{AE} \cdot (1 + K_V) \cdot \sigma'$$

Le tensioni σ' saranno sia quelle derivanti dall'azione del cuneo di spinta sia quelle derivanti dal contributo del sovraccarico. e le componenti orizzontali saranno pari a:

$S_{AE\ Spinta\ Terreno}$ = 79.30 kN

$S_{AE\ Spinta\ Sovr.q}$ = 26.82 kN

Per avere la componente sismica quindi non rimane altro che detrarre a tali valori la componente orizzontale statica della combinazione sismica. del quale non si riporta lo svolgimento in quanto uguale identica alla combinazione statica. ma che saranno:

$S_{A\ Spinta\ Terreno}$ = 68.570 kN

$S_{A\ Spinta\ Sovr.q}$ = 23.193 kN

Quindi il contributo sismico. risulterà al termine di:

$S_{Sismico}$ = ($S_{AE\ Spinta\ Terreno}$+ $S_{AE\ Spinta\ Sovr.q}$)- ($S_{A\ Spinta\ Terreno}$+ $S_{A\ Spinta\ Sovr.q}$)

= 14.31 kN

Il punto di applicazione di tale lo stesso del punto di applicazione delle forze statiche. come suggerito in NTC 2008 §7.11.6.2.1. ovvero:

"Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede. si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica".

Trattandosi nel nostro caso di muro non vincolato rigidamente si avrà appunto:

d_h = 4.40 m/3 =1.466 m

Forze Instabilizzanti

Elemento	forza *kN*	distanza dal polo *m*
Spinta terreno	68.5705	1.4667
Spinta Idrostatica	0	4.4
Componente Verticale Spinta Terreno (*)	-21.4391	3
Spinta Sovraccarico q	23.193	2.2101
Componente Verticale Spinta Sovraccarico q (*)	-7.2515	3
Spinta Sismica	14.3186	1.4667
Componente Verticale Spinta Sismica (*)	-4.4768	3
Spinta Idrodinamica	0	0
Spinte Inerziali	11.5615	2.0484

2.1.2 FORZE D'INERZIA

Oltre alle forze sismiche. vanno tenute in considerazione le componenti inerziali agenti nel cuneo di spinta. e che quindi interessano le masse del manufatto in c.a. e della zavorra. ovvero la porzione di terreno gravante sulla suola a monte) che andranno applicate nei loro baricentri. Ai valori stabilizzanti delle masse di manufatto e terreno:

Peso Parete= $1 \cdot 2500 kg/m^3 \cdot 1m \cdot 4m \cdot (0.25m+0.4m)/2 \cdot 9.81/1000$ = 31.8716 kN

Peso Suola= $1 \cdot 2500 kg/m^3 \cdot 1m \cdot 3m \cdot 0.4m \cdot 9.81/1000$ = 29.42 kN

Peso Terreno=$1 \cdot 20\ kN/m^3 \cdot 1m \cdot 1.5m \cdot 4m$ = 122.7928 kN

si applicherà poi il valore kh a tali valori si ottiene la componente inerziale. pari a:

S_i=0.0630·(31.8716+29.42+122.7928) = **11.56 kN**

Tale valore poi verrà applicato nel baricentro di tutte le componenti inerziali. che in questo caso risulta:

d_i= **2.048 m**

2.1.3 SPINTA IDRODINAMICA

Oltre la componente idrostatica. nel caso di presenza di falda. si tiene conto della componente idrodinamica E_{wd} così come prescritto da EC8 parte 5 Appendice E. ovvero:

1) Ewd=0 in caso di "*Terreno impermeabile in condizioni dinamiche al di sotto del livello di falda.*"

2) Ewd=$(7/12)k_h \cdot \gamma_w \cdot H'^2$ in caso di "*Terreno ad elevata permeabilità dinamica al di sotto del livello di falda."*

dove H' è l'altezza del livello di falda misurato dalla base del muro.

Nel caso 2) la pressione idrodinamica sulla parete può essere calcolata come:

$$q(z) = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_W \sqrt{H' \cdot z}$$

che integrata su tutto il fronte di spinta fornisce la formula di E_{wd}.

Nello strumento in questione. all'utente viene chiesto di inserire la caratteristica di permeabilità globale del terreno nell'intero pacchetto stratigrafico coinvolto nel meccanismo. ed in base a ciò verrà applicata la formula 1) o la formula 2). Nel caso di terreno stratificato con litotipi di diverse

caratteristiche di permeabilità. la trattazione può risultare sovradimensionante.ma sicuramente cautelativa. nel caso in cui l'utente. ovviamente. scelga la condizione 2) in situazioni di comportamento eterogeneo nell'altezza del pacchetto.

Il punto di applicazione della spinta deriva dal rapporto del momento statico:

$$S_x = \int_0^{H'} q(z) \cdot z \cdot dz = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H'} \int_0^{H'} z^{\frac{3}{2}} \cdot dz = \frac{7}{20} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H'^3$$

e del valore Ewd sopra riportato.

$$y_g = \frac{\frac{7}{20} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H'^3}{\frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H'^2} = \frac{6}{10} H'$$

Il valore sarà quindi pari a 0.6H'.

Si invita tuttavia l'utente a rivolgersi a software dedicati espressamente alla geotecnica. qualora non risulti sufficiente la metodologia proposta.

Nell'esempio in questione. essendo la quota di falda più bassa rispetto alla quota di imposta delle fondazioni del manufatto. tale grandezza risulta nulla.

2.1.4 VERIFICA

Come per la combinazione statica. anche in questo caso. si andranno a definire così i seguenti vettori di forze stabilizzanti con i relativi punti di applicazione:

STABILIZZANTI		
FORZE	Parete	= 31.8716 kN
	Suola	= 29.42 kN
	Terreno	= 122.7928 kN
DISTANZE	Parete	= 1.2976 m
	Suola	= 1.5 m
	Terreno	= 2.23 m
INSTABILIZZANTI		

FORZE	Spinta Terreno	= 68.57 kN
	Spinta Sovraccarico q	= 23.193 kN
	Spinta Sismica	= 14.36 kN
	Forze Inerzia	= 11.59 kN
	S_v Spinta Terreno	= -21.43 kN
	S_v Spinta Sovraccarico	= -7.25 kN
	S_v Spinta Sismica	= -4.49 kN
DISTANZE	Spinta Terreno	= 1.466 m
	Spinta Sovraccarico q	= 2.21 m
	Spinta Sismica	= 1.466 m
	Forze Inerzia	= 2.0484 m
	S_v Spinta Terreno	= 3 m
	S_v Spinta Sovraccarico	= 3 m
	S_v Spinta Sismica	= 3 m

Si ricava così il momento stabilizzante ed instabilizzante dal prodotto delle forze con in relativi punti di applicazione:

$$M_{stab}=31.8716 \cdot 1.2976+29.42 \cdot 1.50+122.7928 \cdot 2.23 = \boxed{359.61 \text{ kNm}}$$

$$M_{inst}= 68.57 \cdot 1.466+ 23.193 \cdot 2.21+14.36 \cdot 1.466 + 11.59 \cdot 2.0484-21.43 \cdot 3-7.25 \cdot 3-4.49 \cdot 3 = \boxed{97.00 \text{ kNm}}$$

Il fattore di sicurezza terrà conto del fatto che alla componente stabilizzante va applicato un coefficienti riduttivo pari a R2 che in questo caso è pari a 1 e si avrà quindi un fattore di sicurezza pari 3.61.

Verifiche

Breve Termine			Lungo Termine		
Mstab kNm	Minstab *kNm*	fs	Mstab *kNm*	Minstab *kNm*	fs
359.611	97.0095	3.707	359.611	97.0095	3.707

.