

PROGETTO STRUTTURALE ESECUTIVO

MURO DI CONTENIMENTO A SCOGLIERA

PARCHEGGI PUBBLICI IN VIA CASTELLO

C.T. Foglio n. 4 – mappale n. 837, 288

C.T. Foglio n. 3 – mappale n. 626

ELABORATO: Relazione di Calcolo

COMMITTENTE: COMUNE DI ARIZZANO Cod. fisc.: 00475760039 Partita Iva: 00475760039

STUDIO DI ARCHITETTURA

DOTT. ARCH. ELIO DEL MONACO
VIA G. PASTORE, 14
28811 ARIZZANO (VB)
DLM LEI 60 F06 H087V
P.IVA 01411520032

PROGETTISTA

AR/H ORDINE DEGLI ARCHITETTI PIANIFICATORI,
PAESAGGISTI E CONSERVATORI PROVINCE
NV/O DI NOVARA E VERBAIO - CUSIO - OSSOLA
ARCHITETTO

DIRETTORE DEI LAVORI

AR/H ORDINE DEGLI ARCHITETTI PIANIFICATORI,
PAESAGGISTI E CONSERVATORI PROVINCE
NV/O DI NOVARA E VERBAIO - CUSIO - OSSOLA
ARCHITETTO

INTRODUZIONE	3
DESCRIZIONE GENERALE.....	4
Dati del Progetto.....	4
Caratteristiche del Terreno	4
ANALISI DELLA STRUTTURA	5
Generalità	5
Metodo di Calcolo	5
Metodo di Verifica	6
Basi Teoriche	9
Spinta delle Terre.....	9
Azioni Statiche	9
Azioni Sismiche.....	10
Verifiche di Stabilità	11
Verifica al Ribaltamento.....	12
Verifica allo Scorrimento	12
Verifica al Collasso per Carico Limite Terreno	13
Verifica di Stabilità Globale Muro-Terreno.....	15
Verifiche allo Stato Limite di Esercizio	16
Verifiche di Deformazione.....	16
Dati ed Esito Verifiche	17
.....	19
Dati Muro	19
Spinte e Forze sul Muro	21
Verifiche di Stabilità.....	22
Verifiche di Resistenza Strutturale.....	24
Verifiche di deformazione.....	Errore. Il segnalibro non è definito.

INTRODUZIONE

Il presente lavoro riporta tutta la documentazione e i risultati completi delle analisi condotte per la progettazione di un'opera di sostegno.

In generale, le opere e le componenti strutturali devono essere progettati, eseguiti, collaudati e soggetti a manutenzione in modo da consentire la prevista utilizzazione per tutta la vita utile di progetto ed in forma economicamente sostenibile, in base al livello di sicurezza previsto dalle norme.

La sicurezza di un'opera e le sue prestazioni devono essere garantite al fine di scongiurare il collasso o crisi ultima nonché per soddisfare le condizioni legate all'uso quotidiano della struttura.

Inoltre l'opera deve garantire un adeguato livello di durabilità e robustezza. Il requisito di durabilità può essere garantito progettando la costruzione in modo tale che l'eventuale degrado della struttura non riduca le prestazioni della stessa al di sotto del livello previsto. A tale scopo occorre adottare appropriati provvedimenti che tengano conto delle particolari condizioni ambientali e di manutenzione, tra cui:

- **Scelta opportuna dei materiali**
- **Dimensionamento opportuno delle strutture**
- **Scelta opportuna dei dettagli costruttivi**
- **Adozione di tipologie costruttive che consentano, ove possibile, l'ispezionabilità delle parti**
- **Pianificazione di misure di protezione e manutenzione**
- **Impiego di prodotti e componenti dotati di idonea qualificazione**
- **Applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi dei materiali**
- **Adozione di sistemi di controllo per le azioni alle quali l'opera può essere sottoposta**

Il requisito di robustezza può essere garantito, in relazione all'uso previsto della costruzione ed alle conseguenze di un suo eventuale collasso, ricorrendo ad una o più tra i seguenti criteri di progettazione:

- **Progetto della struttura tale da resistere ad azioni eccezionali di carattere convenzionale**
 - **Prevenzione degli effetti indotti dalle azioni eccezionali o riduzione della loro intensità**
 - **Adozione di una forma e tipologia poco sensibile alle azioni eccezionali considerate**
 - **Adozione di una forma e tipologia tale da tollerare danneggiamenti localizzati**
 - **Realizzazione di strutture quanto più ridondanti, resistenti e/o duttili possibili**
-

DESCRIZIONE GENERALE

Il presente capitolo contiene una dettagliata identificazione delle opere di sostegno in esame, riportando i dati di carattere generale, tra i quali le caratteristiche del terreno presente ed i materiali impiegati.

Dati del Progetto

Il presente progetto prevede la verifica, il calcolo ed il disegno di 1 muro di Sostegno del tipo a Gravità in massi ciclopici si Serizzo, la cui stabilità è affidata esclusivamente al peso proprio dell'opera stessa.

L'opera è ubicata in ARIZZANO, avente le seguenti coordinate geografiche: Latitudine pari a 45.958 e Longitudine pari a 8.584, entrambe espresse in gradi decimali.

Caratteristiche del Terreno

Le caratteristiche meccaniche del suolo interagente con l'opera di sostegno in progetto sono di seguito riportate distinguendo ciascuna tipologia di terreno definita.

Ulteriori approfondimenti sulla caratterizzazione geotecnica e la rappresentazione dettagliata del profilo del terreno a monte e a valle dell'opera, sono descritti nelle Relazioni specialistiche.

Terreno N.	1	2
Peso Specifico (g) [daN/m³]	1800	1800
Angolo di Attrito interno (f) [grd]	28	33
Coesione Drenata (c) [daN/cm²]	0.10	0.00
Coesione non Drenata (c_u) [daN/cm²]	0.00	0.00
Angolo di Attrito Terra-Muro (d) [grd]	18.67	22.00
Fattore di Attrito Terra-Muro (f_a)	0.53	0.65

ANALISI DELLA STRUTTURA

Nel presente capitolo vengono preliminarmente richiamati i contenuti di carattere generale utili per identificare il tipo di approccio all'elaborazione delle strutture in esame, quali l'origine e le caratteristiche del codice di calcolo utilizzato, nonché le indicazioni sulla normativa e le metodologie impiegate per condurre il progetto delle opere di sostegno.

Successivamente, viene riportata la teoria assunta come riferimento per le verifiche effettuate sia di tipo geotecnico sia strutturale e, infine, i dati e l'esito delle verifiche per le opere in esame nel presente progetto.

Generalità

La modellazione numerica e la successiva analisi del progetto è condotta mediante l'impiego del programma di calcolo **Walls 2019**, software specifico per la progettazione, l'analisi, le verifiche ed i disegni di Muri di Sostegno in zona sismica.

Informativa sull'Affidabilità del Software

La progettazione e lo sviluppo del software **Walls** e, in particolare, di tutte le procedure di calcolo e degli elaborati restituiti in output, è effettuata dal settore di ricerca e sviluppo della società **S.I.S. Software Ingegneria Strutturale s.r.l.**

La dichiarazione di affidabilità e robustezza del codice di calcolo, fornita dal produttore del software, è riportata in allegato alla presente documentazione ed è supportata, in fase di output, da una dettagliata ed esauriente rappresentazione dei risultati ottenuti dal calcolo, che ne consente un rapido controllo, in perfetta conformità con quanto disposto dalla normativa NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019).

Inoltre sono stati presi in esame vari esempi di calcolo, forniti dal distributore, atti a validare e verificare l'attendibilità delle procedure di calcolo effettuate, i cui risultati possono essere utilizzati per eventuali controlli con test specialistici e altri strumenti di calcolo e confrontati con l'allegata documentazione di affidabilità, in cui i risultati vengono ottenuti mediante elaborazioni teoriche indipendenti.

Nel software sono presenti degli strumenti di autodiagnostica, atti a controllare ed evidenziare, in fase di input e di elaborazione, eventuali valori non coerenti dei dati, il cui utilizzo potrebbe compromettere la corretta elaborazione dei risultati.

Metodo di Calcolo

Le opere di sostegno hanno la funzione di garantire stabilità ad un fronte di terreno potenzialmente instabile quando quest'ultimo non si può disporre secondo la pendenza naturale di equilibrio. Si tratta, pertanto, di opere in grado di assorbire la spinta esercitata dal terreno adiacente, mediante meccanismi di trasmissione che differiscono a seconda della tipologia di manufatto adottato. Lo studio dei fenomeni di interazione terreno-struttura assume un ruolo fondamentale, considerato che il terreno rappresenta sia il sistema di forze agenti, sia il sistema di reazioni che lo vincolano.

La scelta del tipo di opera di sostegno deve essere effettuata in funzione dei requisiti di funzionalità, delle caratteristiche meccaniche del terreno, delle sue condizioni di stabilità, di quella dei materiali di riporto, dell'incidenza sulla sicurezza di dispositivi complementari (rinforzi, drenaggi, tiranti ed ancoraggi) e delle fasi costruttive. La stabilità di tali manufatti, deve essere garantita con adeguati margini di sicurezza, nelle diverse combinazioni di carico delle azioni, anche nel caso di parziale perdita d'efficacia di dispositivi particolari (sistemi di drenaggio superficiali e profondi, tiranti ed ancoraggi).

I muri di sostegno, in esame nel presente progetto, sono particolari opere di sostegno generalmente verticali, che sfruttando l'azione stabilizzante del proprio peso e del peso di terreno direttamente gravante su di esse, si oppongono all'azione instabilizzante del terreno a monte dell'opera.

Essi vengono classificati in base al meccanismo stabilizzante, alla forma ed alle caratteristiche strutturali dell'elemento preminente che ne assicura la stabilità.

I Muri a Gravità sono opere la cui stabilità dipende dal peso proprio. Sono realizzati in calcestruzzo non armato e hanno dimensioni in genere dettate dalla necessità di non indurre sforzi di trazione in nessuna sezione. Possono avere forma trapezoidale o a gradoni, con eventuale pendenza della parete interna, oltre che di quella esterna.

Il programma impiegato per l'elaborazione del presente progetto, esegue il calcolo delle suddette opere di sostegno soggette all'azione della spinta delle terre in condizioni statiche e sismiche (per opere in zona sismica), nonché ad eventuali sovraccarichi esterni.

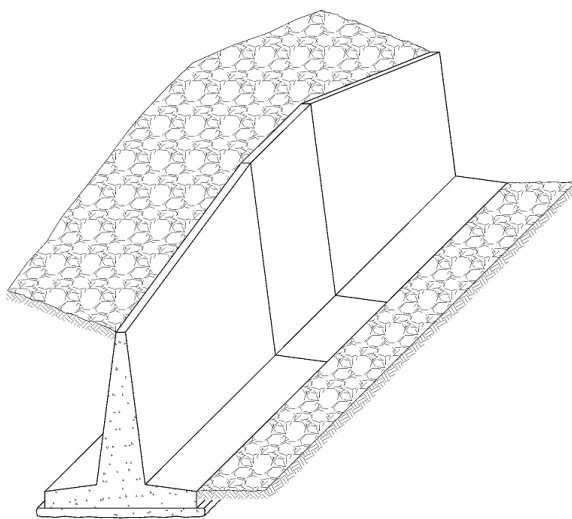
Per verificare la sicurezza dei muri, si adotta il metodo dell'equilibrio limite, allo scopo di considerare efficacemente il comportamento del sistema opera-terreno sotto il regime di spinta definito, anche in presenza di falda o di effetti inerziali generati in occasione di evento sismico.

Il modello che si assume per l'analisi è costituito dall'opera di sostegno e dalla sua fondazione, da un cuneo di terreno spingente a monte della struttura, ovvero che si trovi in stato di equilibrio limite attivo, e da una massa di terreno posto a valle dell'opera in genere in stato di equilibrio limite passivo, ma per il quale può decidersi o meno di considerare il contributo di resistenza passiva.

A seconda delle esigenze progettuali del caso, può scegliersi di non specificare l'intero sviluppo dell'opera, oppure di modellare un muro di lunghezza definita, attraverso l'input di sezioni aggiuntive poste ad assegnata distanza rispetto a quella iniziale. In questo caso, il muro risulta definito dalla successione di più sezioni simili, ciascuna delle quali utile ad individuare eventuali variazioni dell'opera in lunghezza, come ad esempio differenti caratteristiche geometriche, oppure cambiamenti del profilo del terreno a monte e/o a valle della struttura.

Per un muro di lunghezza indefinita che presenta caratteristiche uniformi, il calcolo viene eseguito, secondo il tradizionale approccio progettuale, considerando un tratto di muro di lunghezza unitaria. Si applica, pertanto, alla sezione iniziale dell'opera, la Teoria di Coulomb per determinare il regime di spinta agente, con l'estensione di Muller Breslau e di Mononobe-Okabe rispettivamente per le condizioni statiche e sismiche.

Per un muro di lunghezza definita, il metodo di calcolo anzidetto viene applicato per determinare il regime di spinta agente in ciascuna sezione che compone l'opera, e, per integrazione, lungo lo sviluppo della struttura. Le condizioni di stabilità geotecnica vengono quindi verificate sia per l'intero muro di lunghezza definita, sia per ogni sezione, al fine di individuare quella eventualmente critica.



Metodo di Verifica

La combinazione delle azioni agenti ed il relativo dimensionamento e verifica dei vari elementi strutturali sono eseguiti nel pieno rispetto delle indicazioni contenute nella normativa **NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019)**.

L'analisi viene condotta utilizzando il Metodo agli Stati Limite. Tale approccio semiprobabilistico, basato sull'impiego dei coefficienti parziali, consiste nel verificare che gli effetti delle azioni di progetto non superino quelli compatibili con lo stato limite considerato.

In generale si definisce come stato limite uno stato al di là del quale l'opera, o parte di essa, non soddisfa più le esigenze di comportamento per le quali è stata progettata.

Si distinguono varie situazioni limite, completamente differenti, denominate **Stato Limite Ultimo (SLU)** e **Stato Limite di Esercizio (SLE)**.

Lo **Stato Limite Ultimo** corrisponde al valore estremo della capacità portante o forme di cedimento strutturale che possono mettere in pericolo la sicurezza delle persone. La sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi verificando che la capacità di progetto R_d , in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura sia maggiore del corrispondente valore di progetto della domanda E_d .

Il valore di progetto della generica azione F è ottenuto moltiplicando il valore caratteristico F_k per il coefficiente parziale g_F ($F_d = F_k g_F$), mentre il valore di progetto della generica proprietà f del materiale è ottenuto dividendo il valore caratteristico f_k per il coefficiente parziale del materiale g_M ($f_d = f_k / g_M$).

Nel caso di concomitanza di più sovraccarichi di origine diversa si definisce un valore di combinazione $F_k y_0$, ove $y_0 \cdot 1$ è un opportuno coefficiente di combinazione che tiene conto della ridotta probabilità che più azioni di diversa origine si realizzino simultaneamente con il loro valore caratteristico.

Per il calcolo delle sollecitazioni limite nelle sezioni di verifica vengono utilizzati legami costitutivi s-e dei materiali di tipo non lineare.

Lo **Stato Limite di Esercizio** è uno stato al di là del quale non risultano più soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti e comprende tutte le situazioni che comportano un rapido deterioramento della struttura, (tensioni di compressione eccessive o fessurazione del calcestruzzo) o la perdita di funzionalità. Per la verifica viene effettuata un'analisi strutturale di tipo elastica-lineare.

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio deve essere controllata verificando che il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato C_d sia maggiore del corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni E_d .

Si definiscono tre diverse combinazioni di carico (**Rara, Frequente e Quasi-Permanente**), corrispondenti a probabilità di superamento crescenti e valori del carico progressivamente decrescenti.

Per il calcolo delle azioni e delle proprietà dei materiali si utilizzano sempre i valori caratteristici. Per il calcolo delle tensioni nelle sezioni di verifica degli elementi, considerato che lo stato tensionale è lontano dai valori di rottura, vengono utilizzati legami costitutivi s-e dei materiali di tipo elastico lineare.

Inoltre, nei confronti delle azioni sismiche, sussistono delle condizioni aggiuntive che devono essere verificate: gli stati limite corrispondenti sono individuati partendo dalle prestazioni che l'opera deve garantire nel suo complesso, a seguito di un evento sismico.

In particolare, per gli stati limite di esercizio si distinguono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**
- **Stato Limite di Danno (SLD)**

mentre per gli stati limite ultimi si distinguono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)**

Ciascuno di questi stati limite è riferito a una possibilità di danneggiamento della struttura e delle sue parti via via crescenti, e ad una probabilità di superamento dell'evento sismico, nel periodo di ritorno di riferimento, via via decrescente. Nel caso specifico delle opere di sostegno del terreno, si considera, ai fini sismici, il solo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).

Si definisce **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**, quella condizione estrema, a seguito della quale, successivamente ad un evento sismico, l'opera possa subire crolli della parte non strutturale e impiantistica, e danni significativi della parte strutturale, senza però che si verifichi una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; l'opera conserva, invece, una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche orizzontali. A questo stato limite corrisponde una probabilità di superamento dell'evento sismico P_{VR} pari al 10%.

In merito alla progettazione geotecnica, il metodo adottato prevede la concomitanza di due problemi fondamentali per il dimensionamento delle opere, per le quali, oltre a fare riferimento alle caratteristiche di resistenza dei materiali da costruzione, è necessario considerare la duplice valenza del terreno, il quale, interagendo con la struttura, può assumere, allo stesso tempo, una funzione sia resistente che sollecitante.

Inoltre, se da un lato si deve far riferimento alla mobilitazione della resistenza del terreno e quindi alle verifiche di tipo strettamente geotecnico, dall'altro si devono pure effettuare le verifiche di resistenza propriamente strutturali, in funzione delle caratteristiche dei materiali che costituiscono l'opera stessa ed in base alla specifica tipologia di opera considerata.

Per tenere conto di questi differenti aspetti, si distinguono in generale diverse tipologie di Stati Limite: Stati Limite di resistenza del terreno (GEO) e Stati limite di resistenza della struttura (STR), proponendo diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, definiti rispettivamente per le azioni (A), per i parametri geotecnici (M) e per le resistenze globali (R), in funzione dello Stato Limite considerato e della specifica tipologia di opera in esame.

Per le verifiche nei confronti degli SLU, è prevista l'applicazione della Combinazione unica ($A1 + M1 + R3$) di coefficienti parziali secondo l'Approccio 2. Di fatto si incrementano i carichi e si lasciano invariate le resistenze del terreno mentre le resistenze globali del sistema vengono ridotte in funzione della particolare tipologia di opera interagente col terreno e della verifica geotecnica considerata.

Per la verifica a ribaltamento i coefficienti di resistenza ($R3$) si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti. Unicamente per le verifiche di stabilità globale, è prevista l'applicazione della Combinazione 2 ($A2 + M2 + R2$) dell'Approccio 1. I valori assunti per i coefficienti parziali sono riportati successivamente.

In presenza di sisma, la combinazione delle azioni sismiche con le altre azioni, prevede l'utilizzo di coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui parametri geotecnici pari all'unità, inoltre è necessario tenere conto dell'azione sismica verticale, diretta sia verso l'alto, che verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli, che generalmente si hanno con la componente verticale del sisma diretta verso l'alto.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza, per ognuno dei suddetti Stati Limite in esame, sia per le azioni, che per i parametri geotecnici del terreno, vengono di seguito riportati:

Coefficienti Parziali Parametri Terreno

Comb.	tg f	c	c _u	q _u	g
M1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
M2	1.25	1.25	1.40	1.60	1.00

Coefficienti Parziali Azioni

Comb.	Permanenti		Variabili	
	Sfav.	Fav.	Sfav.	Fav.
A1	1.30	1.00	1.50	0.00
A2	1.00	1.00	1.30	0.00

Per i parametri relativi ai coefficienti di sicurezza globale (R), specifici per ciascuna tipologia di opera e per ciascuna condizione di stato limite considerata, si rimanda invece al Capitolo di pertinenza relativo alle Verifiche di Stabilità delle opere.

Unità di Misura

Per l'elaborazione in esame sono state impiegate le seguenti unità di misura, riferite al Sistema Internazionale:

- Forze in [N] Newton, [daN] DecaNewton o [kN] kiloNewton (1 kg=9.81 Newton)
- Lunghezze in [m] metri, [cm] centimetri o [mm] millimetri
- Angoli in [grd] Gradi Sessadecimali o [rad] Radianti

Dichiarazione di Attendibilità e Affidabilità dei risultati

Avendo esaminato preliminarmente le basi teoriche e i campi di impiego del software utilizzato, nonché i casi prova e i prototipi, forniti dal distributore, si ritiene che il modello adottato per rappresentare la struttura in oggetto e le ipotesi di base su cui il codice di calcolo si basa, siano adeguati al caso reale e che i risultati siano attendibili e conformi a quelli ottenuti su modelli semplificati.

Per quanto non espressamente sopra riportato ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda ai successivi paragrafi della presente relazione.

Basi Teoriche

Di seguito vengono riportate le basi teoriche assunte come riferimento per la determinazione della spinta del terreno e le verifiche geotecniche e strutturali delle opere di sostegno, richiamando, inoltre, i concetti fondamentali per comprendere l'esito delle stesse per le opere del presente progetto.

Spinta delle Terre

Il calcolo delle spinte è svolto secondo la teoria di Coulomb, con l'estensione di Muller-Breslau nel caso di azioni statiche, e di Mononobe-Okabe nel caso di azioni sismiche, così come di seguito descritto.

Azioni Statiche

Lo schema di calcolo è basato sulla teoria di Coulomb nella ipotesi di fondazione rigida, superficie di rottura piana passante per il piede del muro ed assenza di falda.

La spinta attiva, in condizioni statiche, dovuta al terrapieno è pari a:

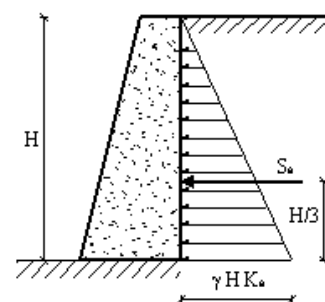
$$S_a = \frac{1}{2} \times g_t \times H^2 \times K_a$$

dove:

g_t = **Peso specifico del terreno**

H = **Altezza del muro dalla base della fondazione**

K_a = **Coefficiente di spinta attiva, valutato tramite l'espressione di Muller-Breslau**



Tale spinta è applicata ad una distanza a partire dalla base della fondazione pari ad $\frac{1}{3} \cdot H$.

Nel caso di superficie del terreno spezzata, pur mantenendo le ipotesi di Coulomb, la ricerca del cuneo di massima spinta non conduce alla determinazione di un unico coefficiente, come nella forma precedente, in quanto il diagramma di spinta risulta poligonale e non triangolare.

Si procede, dunque, alla determinazione del cuneo di massima spinta ricavando l'angolo di inclinazione della corrispondente superficie di scorrimento ed applicando la spinta calcolata al baricentro del diagramma di spinta determinato.

In maniera analoga può essere calcolata la spinta passiva, mediante la seguente espressione:

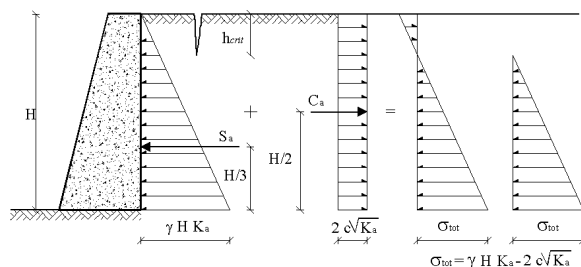
$$S_p = \frac{1}{2} \times g_t \times H^2 \times K_p$$

dove K_p è il Coefficiente di spinta passiva, valutato tramite l'espressione di Muller-Breslau.

Nel caso di terreno coesivo, si considera una contropinta dovuta alla coesione c , pari a:

$$S_c = -2 \times c \times H \times \sqrt{K_a}$$

che, data la distribuzione di tipo costante, è applicata ad $\frac{1}{2} H$.



In presenza di un sovraccarico distribuito di intensità q , si considera una spinta, applicata ad $\frac{1}{2} H$, pari a:

$$S_q = q \times H \times K_a$$

In presenza di falda si considera una spinta idrostatica, applicata ad $\frac{1}{3} H_w$, pari a:

$$S_w = \frac{1}{2} \times g_w \times H_w^2$$

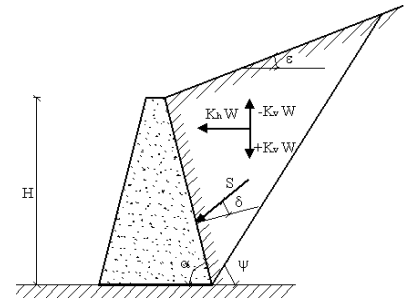
dove:

g_w = **Peso specifico dell'acqua**

H_w = **Altezza del pelo libero della falda dalla base della fondazione**

Azioni Sismiche

Per opere in zona sismica, le spinte vengono valutate utilizzando i metodi pseudo-statici, che consentono di ricondurre l'azione sismica ad un insieme di forze statiche equivalenti, orizzontali e verticali, mediante opportuni coefficienti sismici, che dipendono dalla zona sismica, dalle condizioni locali e dall'entità degli spostamenti ammessi per l'opera. Tali coefficienti vengono utilizzati anche per valutare le forze di inerzia sull'opera, in funzione delle masse sollecitate dal sisma, secondo la teoria di Mononobe-Okabe. In accordo con la normativa NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019), i coefficienti sismici orizzontale e verticale, che interessano tutte le masse, vengono calcolati come:



$$k_h = b_m \times S_S \times S_T \times \frac{a_g}{g} \quad k_v = \pm \frac{1}{2} \times k_h$$

dove:

- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido
- S_S, S_T = fattori di amplificazione stratigrafica e topografica del terreno
- b_m = coefficiente di riduzione di a_g , che dipende dallo spostamento ammissibile del muro

Sotto l'ipotesi che l'opera di sostegno possa spostarsi verso valle di una quantità tale da consentire la formazione di un cuneo di terreno in condizione di equilibrio limite attivo, la spinta sismica del terreno viene valutata col metodo di Mononobe-Okabe, che estende il criterio di Coulomb in campo dinamico:

$$S_{as} = \frac{1}{2} \times g_t \times (1 \pm k_v) \times H^2 \times K_{as}$$

in cui:

- g_t, H = Peso specifico del terreno e Altezza del muro dalla base della fondazione
- K_{as} = Coefficiente di spinta attiva valutato con l'espressione di Mononobe-Okabe

Considerando la spinta attiva totale del terreno come somma di una componente statica e di una dinamica, dovuta alla sovraspinta del sisma, essa sarà applicata in corrispondenza del punto di applicazione della risultante delle due componenti. Noto che la componente statica e l'incremento di spinta, dovuto al sisma, agiscono ad un' altezza pari rispettivamente ad $H/3$ e a $2/3 H$ dalla base dell'opera, il punto di applicazione della spinta attiva totale in zona sismica sarà posto ad una altezza compresa tra $0.4 H$ e $0.5 H$.

In maniera analoga, la spinta passiva in condizioni sismiche, è data dall'espressione:

$$S_{ps} = \frac{1}{2} \times g_t \times (1 \pm k_v) \times H^2 \times K_{ps}$$

dove K_{ps} è il Coefficiente di spinta passiva, valutato tramite l'espressione di Mononobe-Okabe.

In presenza di falda lungo l'altezza del muro, oltre alla sovraspinta idrostatica dell'acqua, occorre considerare la spinta idrodinamica, applicata ad una distanza dalla base della fondazione pari a $0.4 H_w$, data da:

$$S_{ws} = \frac{7}{12} \times g_w \times k_h \times H_w^2$$

in cui:

- g_w, H_w = Peso specifico dell'acqua e Altezza del pelo libero della falda rispetto alla base del muro
- k_h = Coefficiente sismico orizzontale

In presenza di sovraccarico q , bisogna tenere conto del rispettivo contributo, valutato come:

$$S_{qs} = q \times (1 \pm k_v) \times H \times K_{as}$$

Viene inoltre considerata la forza d'inerzia delle masse strutturali, tramite la seguente espressione:

$$F_i = k_h \times W$$

dove W è il peso del muro nonché del terreno e degli eventuali carichi permanenti sovrastanti la zattera di fondazione. Tale forza è applicata nel baricentro dei pesi.

Verifiche di Stabilità

Le verifiche di stabilità, note le forze che sollecitano l'opera di sostegno, consistono nel controllare, per una serie di stati di equilibrio limite, che l'effetto delle azioni resistenti risulti maggiore dell'effetto delle azioni sollecitanti, considerando i valori di progetto delle azioni e delle resistenze.

In generale, con riferimento ai meccanismi di collasso che si possono avere per le opere di sostegno, le verifiche di stabilità sono le seguenti:

Ribaltamento
Scorrimento sul piano di posa
Collasso per Carico Limite Terreno
Stabilità Globale Muro-Terreno

Tali meccanismi di collasso, rappresentano tutti gli Stati Limite Ultimi, dovuti alla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con l'opera.

Per le verifiche geotecniche di stabilità quali Ribaltamento, Scorrimento e Collasso per superamento del Carico Limite, l'analisi viene condotta utilizzando la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo (M1), i coefficienti globali sulla resistenza del sistema (R3) sono diversi da zero e distinti per le condizioni statica e sismica, mentre le azioni sono amplificate con i coefficienti del gruppo (A1).

Per la sola verifica di Stabilità Globale, l'analisi viene condotta utilizzando la Combinazione (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo (M2), i coefficienti globali sulla resistenza del sistema sono quelli associati al gruppo (R2), mentre le sole azioni sono amplificate con i coefficienti del gruppo (A2).

I coefficienti parziali di sicurezza, da adottare sia per le azioni (A), che per i parametri di resistenza del terreno (M), sono quelli definiti nei precedenti paragrafi, mentre, quelli da applicare alle resistenze globali (R) del sistema, sono specifici per ogni tipo di verifica e sono riportati nella seguente tabella:

Coefficienti Parziali Resistenze

Cond.	Comb.	Ribalt.	Scorr.	Car.Lim.	St.Glob.	Terr.Valle	Base Pali	Later.Pali
Statica	R1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	R2	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.70	1.45
	R3	1.15	1.10	1.40	1.00	1.40	1.35	1.15
Sismica	R1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	R2	1.00	1.00	1.00	1.20	1.00	1.70	1.45
	R3	1.00	1.00	1.20	1.00	1.20	1.35	1.15

In generale, detto R_d l'effetto delle azioni resistenti ed S_d quello delle sollecitanti, per le verifiche di stabilità deve essere verificata la condizione:

$$R_d > S_d$$

Definito il coefficiente di sicurezza $g_s = R_d / S_d$, deve risultare, per ciascuno Stato Limite, $g_s > 1$.

Per muri a gravità con riseghe, i risultati delle verifiche di stabilità per ribaltamento, scorrimento e collasso per carico limite vengono riportati sia rispetto alla base della fondazione dell'intero muro, che rispetto alla base degli N-conci, in cui il muro è suddiviso.

Verifica al Ribaltamento

La verifica al ribaltamento consiste nell'imporre la sicurezza nei confronti della rotazione dell'opera di sostegno attorno al punto più a valle della fondazione, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti.

Si ipotizza pertanto che un eventuale ribaltamento dell'opera di contenimento, possa avvenire per rotazione attorno al punto O esterno inferiore della fondazione, come mostrato in figura.

In generale, la spinta complessiva che il terrapieno esercita sul muro è una forza ribaltante, mentre la forza stabilizzante è data dal peso del muro ed, eventualmente, dal peso del terreno sulla fondazione di monte.

Inoltre, se si considera una aliquota della spinta passiva del terreno antistante il muro di sostegno, l'evidenza sperimentale ha dimostrato che la presenza di tale riempimento fa sì che un eventuale meccanismo di rottura, in condizioni dinamiche, si inneschi per rotazione, intorno ad un punto O', riportato in figura, posto ad una quota superiore rispetto alla base del muro.

Il momento stabilizzante R_d e quello ribaltante S_d vengono calcolati mediante le seguenti espressioni:

$$R_d = \sum_{i=1}^n \frac{1}{g_R} \times S \times F_v \times b \quad S_d = S \times F_h \times h - S \times S_y \times d$$

dove:

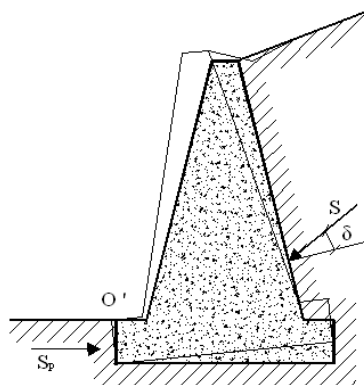
g_R = Coefficiente Parziale Resistenza a Ribaltamento

F_v = Pesì propri e Forze verticali applicate

F_h = Forze di inerzia, Forze orizzontali applicate e Componenti Orizzontali delle Spinte

S_y = Componenti Verticali delle Spinte

b, h, d = Bracci delle Forze F_v, F_h ed S_y



Verifica allo Scorrimento

La verifica allo scorrimento sul piano di posa della fondazione consiste nell'imporre l'equilibrio alla traslazione orizzontale tra tutte le forze instabilizzanti e resistenti sul muro, richiedendo che l'equilibrio sia soddisfatto con un opportuno fattore di sicurezza alla traslazione.

Alle forze orizzontali che tendono a mobilitare l'opera, si oppongono le forze di attrito, la frazione di spinta passiva e l'eventuale forza coesiva lungo la superficie di contatto terreno-fondazione.

La resistenza allo scorrimento R_d e l'azione sollecitante S_d vengono calcolati mediante le seguenti espressioni:

$$R_d = \sum_{i=1}^n \frac{1}{g_R} \times [(N_y + T_y) \times q + N_x + a \times S_p + b \times c] \quad S_d = T_x$$

dove:

g_R = Coefficiente Parziale Resistenza allo Scorrimento

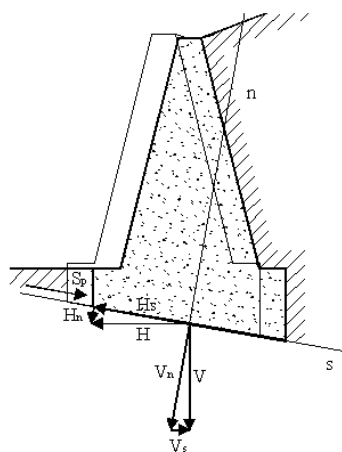
N_x, T_x = Componenti di Sforzo Normale e Taglio in fondazione lungo il piano di scorrimento

N_y, T_y = Componenti di sforzo Normale e Taglio in fondazione, normali al piano di scorrimento

q = Fattore di attrito terreno-fondazione

a, b, c = Frazione di Spinta Passiva e di Coesione

S_p = Spinta Passiva



Verifica al Collasso per Carico Limite Terreno

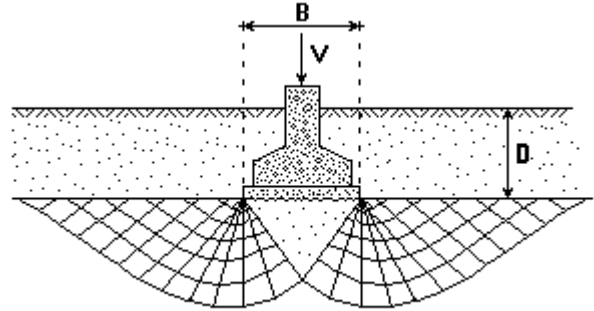
Tale verifica impone che il carico verticale di esercizio trasmesso attraverso la fondazione sul terreno, sia minore, od al più uguale, al carico limite dello stesso.

Il carico limite è valutato secondo l'espressione di Brinch-Hansen, per terreni con attrito e coesione:

$$q_{lim} = g \times D \times N_q \times i_q \times d_q \times b_q \times g_q + c \times N_c \times i_c \times d_c \times b_c \times g_c + \frac{1}{2} \times B \times g \times N_g \times i_g \times b_g \times g_g$$

Il primo termine dell'espressione precedente rappresenta l'effetto del terreno soprastante il piano di posa, di altezza D e di peso specifico g , il secondo rappresenta il contributo dell'eventuale coesione c ed il terzo rappresenta l'effetto della larghezza della striscia di carico B . Nella formula esposta i parametri c e g si intendono determinati in condizioni drenate e la formula è valida per verifiche a lungo termine di terreni incoerenti, nella condizione, quindi, di sostanziale dissipazione delle sovrappressioni.

I valori di N_q , N_c e N_g sono i fattori di capacità portante e sono calcolati in funzione dell'angolo d'attrito f :



$$N_q = e^{D \cdot \tan j} \times \tan^2 \left(\frac{D}{4} + \frac{j}{2} \right) \quad N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan j} \quad N_g = 2 \times (N_q + 1) \times \tan j$$

Le quantità i , d , b , g sono fattori che tengono conto, rispettivamente, degli effetti del carico inclinato, della profondità, del piano di posa inclinato e del piano di campagna inclinato.

$$\begin{aligned} i_q &= [1 - H/(V + B \times L \times c \times \cot g j)]^m & i_c &= i_q - [(1 - i_q)/(N_c \times \tan j)] & i_g &= [1 - H/(V + B \times L \times c \times \cot g j)]^{(m+1)} \\ d_q &= 1 + 2 \times \tan j \times (1 - \sin j)^2 \times k & d_c &= 1 + 0.4 \times k & d_g &= 1 \\ b_q &= (1 - a \times \tan j)^2 & b_c &= b_q - [(1 - b_q)/(N_c \times \tan j)] & b_g &= b_q \\ g_q &= (1 - \tan b)^2 \times \cos b & g_c &= g_q - [(1 - g_q)/(N_c \times \tan j)] & g_g &= g_q / \cos b \end{aligned}$$

dove:

L, B, D, a = Lunghezza, Larghezza, Profondità ed Inclinazione fondazione

V, H = Azioni Verticali ed Orizzontali in fondazione

c, g, f, b = Coesione, Peso Specifico, Angolo d'attrito ed Inclinazione terreno fondazione

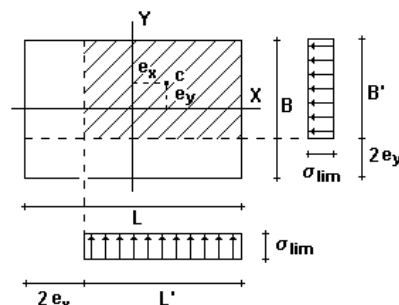
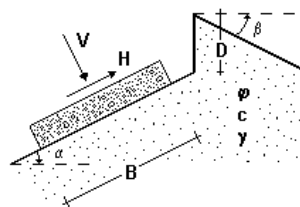
k = $\arctg(D/B)$ se $D > B$ oppure (D/B) se $D \leq B$

m = $(2 + L/B)/(1 + L/B) \times \cos^2 q + (2 + B/L)/(1 + B/L) \times \sin^2 q$

Q = Angolo tra la direzione del carico, proiettato sul piano di fondazione, e la lunghezza L

L'espressione sopra riportata è applicabile in generale a fondazioni rettangolari con pianta molto allungata di lati L e B con $L > B$. Nel caso di componente orizzontale del carico, nella formula del carico limite si deve usare la quantità ridotta $B' = B - 2e$, avendo indicato con e il valore dell'eccentricità.

Nel caso specifico di verifica dei muri di sostegno, si considera un tratto di muro, e quindi di fondazione, di lunghezza unitaria, per cui L viene posto pari a 1.



Per terreni puramente coesivi ($f = 0$) e per verifiche di breve termine ($c = c_u$), l'espressione diventa:

$$q_{lim} = g \times D \times N_q^0 + c_u \times N_c^0 \times i_c^0 \times d_c^0 \times b_c^0 \times g_c^0 + \frac{1}{2} \times B \times g \times N_g^0$$

dove:

$$\begin{aligned} N_q^0 &= 1 & N_c^0 &= 5.14 & N_g^0 &= -2 \times \text{sen} b \\ i_c^0 &= 1 - m \times H / (N_c^0 \times B \times L \times c_u) & b_c^0 &= 1 - 2 \times a / 5.14 & g_c^0 &= 1 - 2 \times b / 5.14 \end{aligned}$$

Il coefficiente d_c^0 ha la stessa espressione del caso di terreno con angolo d'attrito non nullo.

La Resistenza al Collasso per Carico Limite (R_d) e l'Azione Sollecitante (S_d) sulla fondazione valgono:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \times \frac{1}{\gamma_Q} \times (q_{lim} \times B \times L) \quad S_d = S \times F_v$$

dove con F_v si esprimono i pesi propri e le forze verticali applicate.

Effetti delle azioni sismiche

L'azione del sisma, modellata attraverso un approccio pseudostatico, si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione per l'azione delle forze d'inerzia generate nell'opera in elevazione (effetto inerziale).

Per una scossa sismica, modellata attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti sono esprimibili mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati k_{hk} e k_{hi} .

Gli studi di Meyerhof, relativi al caso di fondazione a pianta rettangolare molto allungata, hanno dimostrato come eccentricità ed inclinazione dei carichi applicati alla fondazione conducano a notevoli riduzioni della pressione limite. In particolare, per effetto del sisma, viene a ridursi soprattutto quella aliquota della pressione limite dovuta alla larghezza della fondazione e al peso specifico del terreno di base (coefficiente N_g), piuttosto che quella dovuta al peso di tutto il terreno sovrastante il piano di posa (coefficiente N_q).

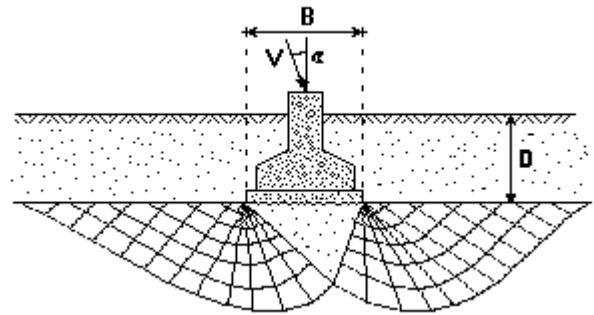
Pertanto, l'effetto inerziale produce variazioni di tutti i tre coefficienti N del carico limite in funzione del coefficiente sismico k_{hi} , mentre l'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_g in funzione del coefficiente sismico k_{hk} . Dunque, per tenere conto degli effetti inerziali della scossa sismica, è necessario impiegare le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite i_q , i_c e i_g in funzione dell'inclinazione Q , rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa, assunto orizzontale. Tale inclinazione, per azioni orizzontali riconducibili esclusivamente all'azione pseudostatica del sisma, vale:

$$\text{tg} Q = k_{hi}$$

Per tener conto, invece, dell'effetto cinematico, è necessario moltiplicare il coefficiente N_g per il seguente coefficiente correttivo:

$$e_g = \frac{1 - k_{hk}^{0.45}}{\text{tg} f}$$

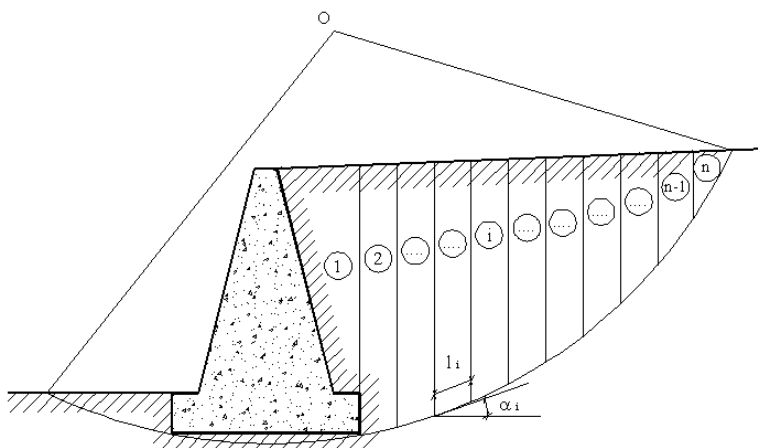
E' importante quindi che il piano di fondazione sia sufficientemente profondo in modo da usufruire del contributo del peso del terreno sovrastante e non ricadere in zone ove risultino apprezzabili le variazioni stagionali del contenuto naturale d'acqua.



Verifica di Stabilità Globale Muro-Terreno

La verifica di stabilità globale dell'opera viene condotta al fine di determinare il grado di sicurezza sia del manufatto, sia del terreno, nei confronti di possibili scorrimenti lungo superfici di rottura passanti al di sotto del piano di appoggio del muro.

La verifica, effettuata ricorrendo ai metodi di calcolo della stabilità dei pendii, consiste nel ricercare, tra le possibili superfici di rottura, quella che presenta il minor coefficiente di sicurezza e nel confrontare le resistenze e le azioni sollecitanti lungo tale superficie. Secondo questi metodi è necessario ipotizzare una superficie di scorrimento del terreno di forma qualsiasi, passante al di sotto del muro e valutare, rispetto al generico polo, i momenti instabilizzanti, generati dalle forze peso, ed i momenti resistenti, generati dalle reazioni del terreno.



Tale verifica risulta soddisfatta se la resistenza al taglio risulta maggiore o al più uguale al taglio sollecitante lungo la linea di scorrimento ipotizzata, avendo posto:

$$R_d = \frac{1}{g_R} \sum_{i=1}^n \left[S_i \left(c_i \cdot dl_i + (W_i \cos a_i - u_i \cdot dl_i) \cdot \tan f \right) \right]$$

$$S_d = \sum_{i=1}^n W_i \sin a_i$$

$$g_s = \frac{R_d}{S_d}$$

dove:

R_d = Resistenza al Taglio [daN]

S_d = Taglio Sollecitante [daN]

g_s = Coefficiente di sicurezza nei confronti della verifica

g_R = Coefficiente parziale sulle resistenze per la verifica

c, f = Coesione e Angolo di attrito interno del terreno

dl_i, W_i, a_i = Larghezza, Peso e Inclinazione della base, per il concio elementare

u_i = Pressione idrostatica sul concio elementare

Nelle successive specifiche tabelle vengono riportate, inoltre, le seguenti grandezze per ciascun concio elementare che compone la superficie di scorrimento:

H_i, hw_i = Altezza Totale e della Falda, misurate rispetto al punto medio del concio [m]

N_i = Componente Normale della Reazione del terreno alla base, pari a $W_i \cdot \cos a_i$ [daN]

U_i = Risultante della Pressione idrostatica, pari a $u_i \cdot dl_i$ [daN]

T_i = Componente Tangenziale della Reazione del terreno alla base
pari a $c \cdot dl_i + (N_i - U_i) \cdot \tan f$ [daN]

S_i = Risultante dell'Azione Sollecitante, pari a $W_i \cdot \sin a_i$ [daN]

Il calcolo viene condotto nell'ipotesi di terreno retrostante e sovrastante il muro con piano di campagna minore di 10 gradi, assumendo che la superficie di rottura sia circolare e passi per il punto in basso a sinistra della fondazione.

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio servono a garantire che la struttura, durante la sua vita utile, resista alle azioni a cui è sottoposta, mantenendo integra la sua funzionalità ed il suo aspetto estetico.

Per questa tipologia di verifiche viene fatto riferimento ai valori caratteristici sia delle azioni che delle resistenze del terreno e dei materiali da costruzione.

Per ciascuna sezione di muro, si riportano nelle specifiche tabelle, i valori caratteristici delle spinte e delle forze agenti di seguito riportati:

S_a = Spinta del Terreno [daN]

S_c = Controspinta da Coesione [daN]

S_q, S_w = Spinta Sovraccarico e Idrostatica [daN]

S_p, S_{pm} = Spinta Passiva Totale/Mobilitata [daN]

W_M, W_F = Peso del Muro e della Fondazione [daN]

W_T = Peso Terreno ed eventuale Sovraccarico su Fondazione Interna [daN]

Verifiche di Deformazione

Per poter garantire la funzionalità dell'opera di sostegno, è necessario valutare gli spostamenti dell'opera, in modo da poterne garantire la funzionalità.

Cedimenti in Fondazione

Per il calcolo dei cedimenti che il terreno potrebbe subire a causa dell'aumento di carico, si segue il Metodo Edometrico, considerando strati di spessore pari ad 1 metro, fino alla profondità in cui l'incremento di carico dovuto alla struttura è minore del 20% del carico lisostatico preesistente. Per il calcolo del cedimento si adotta la seguente espressione:

$$w_{tot} = \sum_{i=1}^N \frac{(DS_i \times Dz_i)}{E_i}$$

dove, per ogni strato:

DS_i = Variazione Pressione del terreno

Dz_i = Spessore Strato di terreno

E_i = Modulo Elastico del terreno

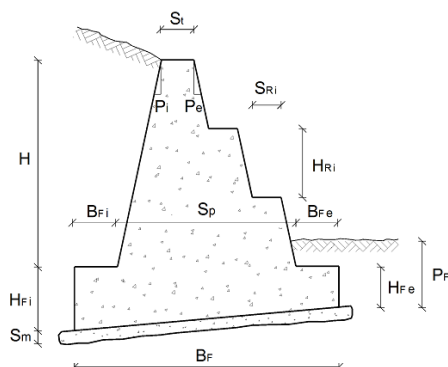
Per ogni muro del presente progetto, nelle successive tabelle specifiche, vengono riportati, riferiti a ciascuna sezione, i Cedimenti Elastici in Fondazione, espressi in cm.

Dati ed Esito Verifiche

Di seguito vengono riportati i dati geometrici, le azioni ed i valori di spinta agenti, nonché i risultati delle verifiche geotecniche e strutturali.

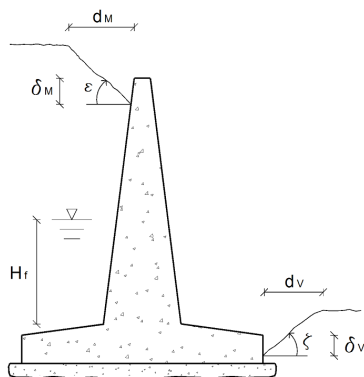
I dati, riferiti a ciascuna sezione di muro, sono rappresentati graficamente mediante il disegno dell'opera, nonché esplicitati numericamente in forma tabellare, come successivamente descritto.

Geometria Elevazione e Fondazione



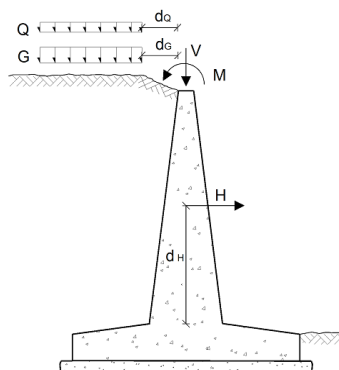
- H** = Altezza della Parete del Muro [cm]
- S_t, S_p** = Spessore del Muro in Testa e al Piede della Parete [cm]
- P_e, P_i** = Pendenza della Parete Esterna ed Interna [%]
- S_{Ri}, H_{Ri}** = Spessore e Altezza dell'i-esima Risega [cm]
- S_R, γ_R** = Spessore [cm] e Peso Specifico [daN/m^3] dell'eventuale Strato di Rivestimento
- B_F** = Larghezza totale della Fondazione [cm]
- H_{Fe}, B_{Fe}** = Altezza e Larghezza della Mensola Esterna di Fondazione [cm]
- H_{Fi}, B_{Fi}** = Altezza e Larghezza della Mensola Interna di Fondazione [cm]
- P_F** = Profondità del Piano di Fondazione [cm]
- S_m** = Spessore dello Strato di Magrone [cm]

Geometria Terreno



- ϵ** = Angolo di Inclinazione del Terreno lato Monte del Muro [grd]
- d_M** = Distanza dalla Testa del Muro del Tratto Orizzontale di Terreno [cm]
- d_M** = Abbassamento del Terreno lato Monte, rispetto alla Testa del Muro [cm]
- z** = Angolo di Inclinazione del Terreno lato Valle del Muro [grd]
- d_v** = Distanza dalla Fondazione del Muro del Tratto Orizzontale di Terreno [cm]
- d_v** = Abbassamento del Terreno lato Valle, rispetto all'Estradosso della Fondazione [cm]
- H_f** = Altezza della Falda, rispetto alla Base del Muro [cm]

Valori caratteristici dei Carichi



- G, d_G** = Intensità [daN/m] e Distanza [cm] dalla Testa del Muro del Carico Permanente Distribuito
- Q, d_Q** = Intensità [daN/m] e Distanza [cm] dalla Testa del Muro del Carico Variabile Distribuito
- H, d_H** = Intensità [daN] e Quota di Applicazione [cm] della Forza Orizzontale
- V, M** = Intensità della Forza Verticale [daN] e del Momento Flettente in Testa [daNm]

Spinte e Forze

Nell'ambito delle verifiche secondo il Metodo agli Stati Limite, per poter definire i livelli di sicurezza attesi è necessario definire, nella fase preliminare del progetto, la relativa Classe d'Uso.

L'opera in esame risulta essere di **Classe II**, in funzione delle possibili conseguenze di una interruzione di operatività, o eventuale collasso. Inoltre, in base al numero di anni di utilizzo previsto, si definisce una **Vita Nominale di progetto pari a 50 anni**.

Per le verifiche geotecniche e strutturali, occorre inoltre considerare i valori di progetto dei parametri di resistenza del terreno e delle azioni, calcolati, partendo dai valori caratteristici, secondo gli approcci indicati nel precedente capitolo.

Per il muro in esame, vengono riportati i valori rappresentativi del sistema di forze agenti, per effetto delle quali sono condotte le verifiche necessarie a garantire la stabilità e la resistenza strutturale dell'opera. Il calcolo delle Spinte è svolto secondo la Teoria di Coulomb, con l'estensione di Muller-Breslau nel caso di Azioni Statiche, e di Mononobe-Okabe nel caso di Azioni Sismiche, così come descritto al Capitolo di pertinenza.

Ai fini della definizione delle azioni sismiche, il sito in cui è ubicato il progetto in esame, con riferimento alla caratterizzazione topografica e in base alle caratteristiche orografiche, è classificabile come appartenente alla Categoria T1. Inoltre, il sito si sviluppa in pianura od in collina.

La Pericolosità sismica di base viene determinata partendo dalle coordinate geografiche del sito in esame, ovvero Latitudine e Longitudine, rispettivamente pari a 45.95800 e 8.58400, entrambe in gradi decimali.

Tale localizzazione all'interno del reticolo di riferimento in cui è stato suddiviso l'intero territorio nazionale, è necessaria per determinare i valori dei parametri utili per la caratterizzazione sismica, che vengono di seguito riportati in tabella:

Accelerazione max al suolo (a_g/g)	0.044
Categoria Sottosuolo	E
Fattore Stratigrafico (S_s)	1.600
Fattore Topografico (S_T)	1.000
Coefficiente di riduzione accelerazione max al suolo (b_m)	0.380
Coefficiente sismico orizzontale (k_h)	0.027
Coefficiente sismico verticale (k_v)	0.013

Ai fini della valutazione delle forze agenti, si è tenuto conto dei seguenti parametri di elaborazione, la cui entità incide sulle verifiche di stabilità e sulla valutazione delle spinte del terreno:

- **Spinta passiva sullo sperone di fondazione a valle**
- **Controspinta dovuta alla coesione**
- **Coesione a scorrimento dell'opera sul piano di appoggio della fondazione**

I suddetti parametri sono considerati nel calcolo secondo il contributo percentuale seguente:

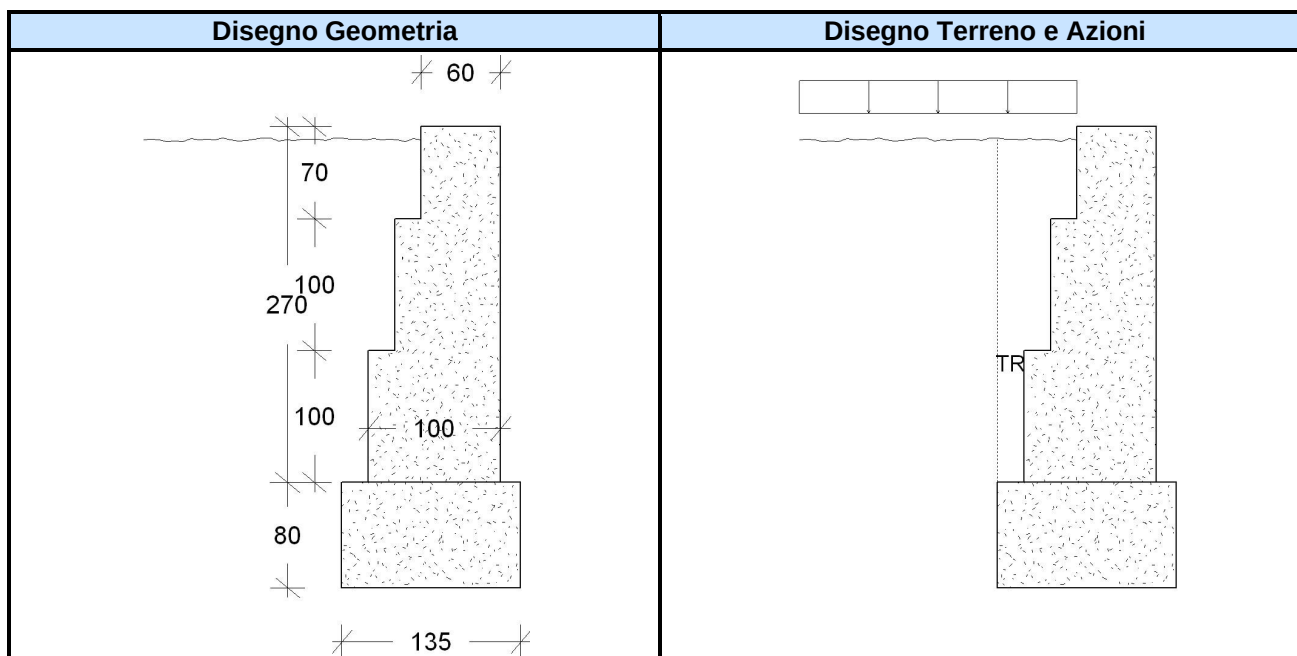
Spinta Passiva [%]	50
Spinta Statica Coesione [%]	0
Coesione a Scorrimento [%]	50

I contributi delle spinte e delle forze agenti per ogni combinazione di carico adottata, riferiti a ciascuna sezione di muro, sono successivamente richiamati in specifiche tabelle che riportano i seguenti valori:

- K_a, K_p = Coefficiente di Spinta Attiva e Passiva**
- S_a = Spinta del Terreno [daN]**
- S_c = Controspinta da Coesione [daN]**
- S_q = Spinta Sovraccarico [daN]**
- S_w, S_{ws} = Spinta Idrostatica e Idrodinamica [daN]**
- S_p, S_{pm} = Spinta Passiva Totale e Mobilitata [daN]**
- W_M, F_{IM} = Peso e Inerzia del Muro [daN]**
- W_T = Peso Terreno [daN]**

Oltre ai valori riferiti alla base della fondazione, vengono riportate anche quelli in corrispondenza della sezione di spiccato, ovvero la base del muro.

Per ciascuna Risega, vengono riportati i valori riferiti ai vari conci del muro da esse individuati.

SCOGLIERA h = 2.70 mt**Dati Muro**

Si riportano di seguito i dati relativi alla geometria del muro e del terreno e ad eventuali azioni agenti.

Dati Geometria Elevazione

Parete	
Altezza (H) [cm]	270
Spessore in Testa (S_t) [cm]	60
Spessore al Piede (S_p) [cm]	100
Pendenza Esterna (P_e) [%]	0
Pendenza Interna (P_i) [%]	0

Dati Geometria Riseghe

Risega Interna N.	1	2
Spessore [cm]	20	20
Altezza [cm]	100	200

Dati Geometria Fondazione

Larghezza (B_F) [cm]	135
Altezza Centrale (H_{Fc}) [cm]	80
Larghezza Mensola Esterna (B_{Fe}) [cm]	15
Larghezza Mensola Interna (B_{Fi}) [cm]	20
Profondità Mensola Esterna (P_F) [cm]	80
Spessore Strato Magrone (S_m) [cm]	0

Dati Terreno

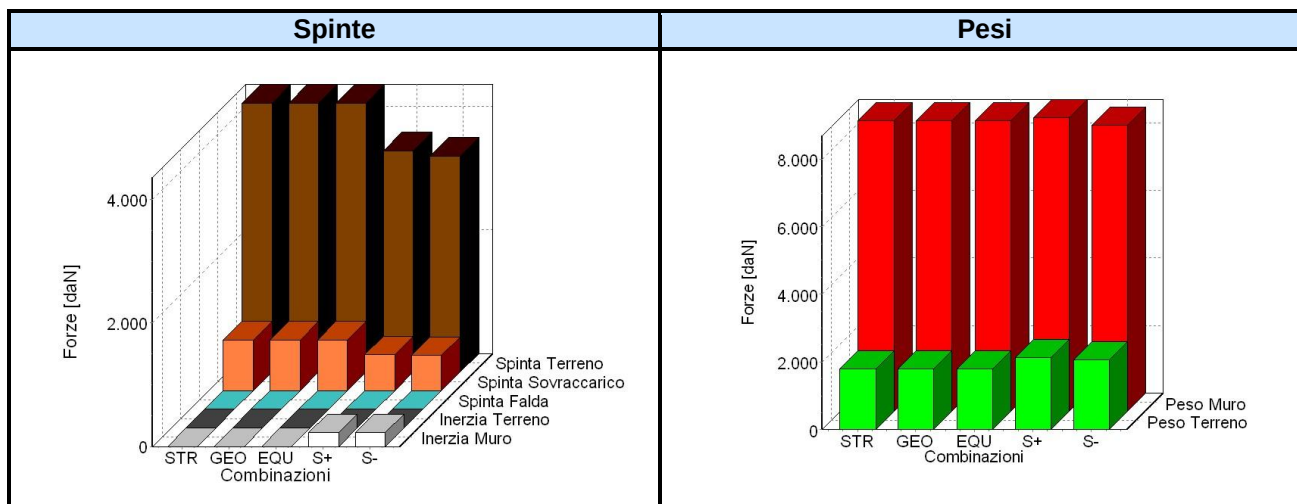
Angolo di Inclinazione a Monte (θ) [grd]	0
Abbassamento a Monte (d_M) [cm]	10
Angolo di Inclinazione a Valle (z) [grd]	0
Abbassamento a Valle (d_V) [cm]	0

Dati Azioni

Carico Variabile	
Intensità (Q) [daN/m]	500
Distanza dalla Testa del Muro (d_Q) [cm]	0

Spinte e Forze sul Muro

Si riportano di seguito i diagrammi e i valori delle spinte e forze agenti sul muro, necessari a condurre le verifiche di stabilità geotecnica e quelle strutturali.



Spinte e Forze

Concio N.	Comb.	K _a	K _p	S _a	S _c	S _q	S _w	S _{ws}	S _p	S _{pm}	W _M	F _{IM}	W _T
Base Fond.	STR	0.32	2.77	4353	0	820	0	--	1593	796	8580	--	1800
Base Fond.	GEO	0.32	2.77	4353	0	820	0	--	1593	796	8580	--	1800
Base Fond.	S+	0.34	4.90	3576	--	584	0	0	2856	1428	8695	230	2128
Base Fond.	S-	0.34	4.90	3486	--	569	0	0	2778	1389	8464	230	2071
Concio 1	STR	0.32	2.77	2590	0	633	0	--	--	--	5772	--	864
Concio 1	GEO	0.32	2.77	2590	0	633	0	--	--	--	5772	--	864
Concio 1	S+	0.34	4.90	2128	--	450	0	0	--	--	5849	155	1078
Concio 1	S-	0.34	4.90	2074	--	439	0	0	--	--	5694	155	1049
Concio 2	STR	0.32	2.77	1026	0	398	0	--	--	--	3172	--	252
Concio 2	GEO	0.32	2.77	1026	0	398	0	--	--	--	3172	--	252
Concio 2	S+	0.34	4.90	843	--	283	0	0	--	--	3214	85	356
Concio 2	S-	0.34	4.90	822	--	276	0	0	--	--	3129	85	347
Concio 3	STR	0.32	2.77	174	0	164	0	--	--	--	1092	--	0
Concio 3	GEO	0.32	2.77	174	0	164	0	--	--	--	1092	--	0
Concio 3	S+	0.34	4.90	143	--	116	0	0	--	--	1106	29	0
Concio 3	S-	0.34	4.90	139	--	113	0	0	--	--	1077	29	0

Verifiche di Stabilità

Si riporta l'esito delle verifiche di stabilità geotecnica condotte per il muro in esame, secondo le relative basi teoriche riportate al capitolo di pertinenza.

Risultati Verifiche al Ribaltamento e allo Scorrimento

Concio N.	Ribaltamento (/m)					Scorrimento (/m)				
	Comb.	R _d	S _d	g _s	E	Comb.	R _d	S _d	g _s	E
Base Fond.	GEO	5480	4345	1.26	V	GEO	7128	4123	1.73	V
	S+	7664	3880	1.98	V	S+	8542	2834	3.01	V
	S-	7460	3793	1.97	V	S-	8333	2735	3.05	V
Concio 1	GEO	2409	2143	1.12	V	GEO	5581	3066	1.82	V
	S+	3391	1942	1.75	V	S+	6836	2637	2.59	V
	S-	3301	1900	1.74	V	S-	6654	2575	2.58	V
Concio 2	GEO	1010	544	1.86	V	GEO	2459	1356	1.81	V
	S+	1424	526	2.71	V	S+	2744	1167	2.35	V
	S-	1387	516	2.69	V	S-	2671	1140	2.34	V
Concio 3	GEO	247	30	8.23	V	GEO	761	322	2.37	V
	S+	332	42	7.90	V	S+	831	277	3.00	V
	S-	323	41	7.88	V	S-	809	270	2.99	V

Risultati Verifica al Collasso per Carico Limite Terreno

Comb.	B	N _q	N _c	N _g	i _q	i _c	i _g	d _q	d _c	d _g	b _q	b _c	b _g	g _q	g _c	g _g	q _{lim}	q _{es}	g _s	E
GEO	0.70	14.72	25.80	16.72	0.49	0.46	0.35	1.26	1.34	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	16196	15242	1.06	V
S+	0.60	14.72	25.80	16.72	0.46	0.42	0.31	1.28	1.37	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	15213	12109	1.26	V
S-	0.60	14.72	25.80	16.72	0.46	0.42	0.31	1.28	1.37	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	15114	11789	1.28	V

Risultati Verifica di Stabilità Globale

Comb.	R _d	S _d	g _s	E
GEO	22305	8945	2.49	V
S+	27011	10339	2.61	V
S-	26869	10339	2.60	V

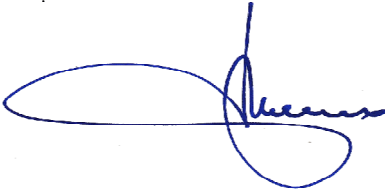
Dati Pendio

Numero dei conci	12
Larghezza dei conci [m]	0.64
Raggio cerchio critico [m]	8.93
Lunghezza arco cerchio critico [m]	8.19

Concio N.	H _i	dl _i	cdl _i	W _i	a _i	N _i	hw _i	U _i	T _i	S _i
1	0.40	1.90	1904	1243	-24.84	1128	0.00	0	750	-522
2	3.50	1.35	1350	11978	0.00	11978	0.00	0	7961	0
3	3.44	0.65	645	3975	6.40	3950	0.00	0	2625	443
4	3.35	0.65	652	3864	10.57	3799	0.00	0	2525	708
5	3.20	0.66	663	3698	14.79	3576	0.00	0	2376	943
6	3.01	0.68	678	3473	19.09	3282	0.00	0	2181	1135
7	2.76	0.70	699	3184	23.51	2920	0.00	0	1940	1270
8	2.45	0.73	726	2826	28.08	2494	0.00	0	1658	1330
9	2.07	0.76	763	2391	32.86	2008	0.00	0	1335	1297
10	1.62	0.81	812	1865	37.91	1471	0.00	0	978	1146
11	1.07	0.88	881	1230	43.34	895	0.00	0	594	844
12	0.39	0.98	983	455	49.30	297	0.00	0	198	345

Verifiche di deformazione

Riguardo alle verifiche di deformazione, per il muro in esame, il valore massimo del Cedimento Elastico in Fondazione è pari a **0.04 cm**.



sezione | Deimonaco Elio
A/o

EL
SE
A

n° 642