

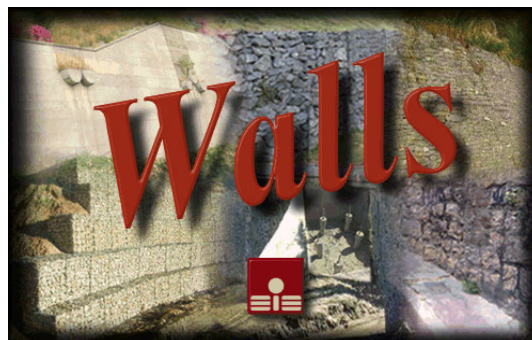
Nome Studio

PROGETTO STRUTTURALE ESECUTIVO

Muri a gabbioni

CONTENUTO ELABORATI:

- Relazione Generale*
- Relazione Esecutiva*
- Relazione di Calcolo*
- Elaborati Grafici*
- Particolari Costruttivi*
- Piano di Manutenzione*



MATERIALI IMPIEGATI:

*Rete Metallica a doppia torsione di peso specifico 6 daN/m³
Pietrame di peso specifico 2400 daN/m³ e Porosità del 20 %*

COMMITTENTE: *Committente*

PROGETTISTA
Progettista

STRUTTURISTA
Strutturista

DIRETTORE DEI LAVORI
Direttore dei Lavori

IMPRESA
Impresa esecutrice

COLLAUDATORE IN C.O.
Collaudatore

Walls

WALLS 2011 - Calcolo e Verifica Muri di Sostegno
© S.I.S. - SOFTWARE INGEGNERIA STRUTTURALE s.r.l.
C.P.4 (CT15) - 95127 CATANIA - Tel. 095.7122189 - Fax 095.7122188
<http://www.sis.ingegneria.it> - email: info@sis.ingegneria.it





Relazione Generale

La seguente Relazione Generale riporta i dati generali che caratterizzano le opere di sostegno del progetto in esame, la collocazione in ambito nazionale e le caratteristiche generali del sito di ubicazione.

I livelli di sicurezza e le prestazioni attese dalle opere in esame vengono sintetizzate, tramite le specifiche caratteristiche riportate al rispettivo paragrafo.

Vengono anche riportate le indicazioni riguardo la tipologia e le caratteristiche dei materiali con cui le opere sono realizzate e tutte le azioni agenti sulle stesse.

Descrizione Generale del Progetto

Il seguente progetto prevede la verifica, il calcolo e il disegno di 2 Muri di Sostegno, del tipo a Gabbioni, ubicati nel comune di Catania.

I Muri a Gravità, in pietrame o in calcestruzzo, sono opere la cui stabilità è affidata esclusivamente al solo peso proprio del muro stesso.

I Muri a Gabbioni sono una particolare tipologia di Muri a Gravità, realizzati con struttura modulare, mediante l'assemblaggio di elementi parallelepipedi in rete metallica (gabbioni), riempiti con materiale di grossa pezzatura (ad esempio pietrame) e disposti su più strati.

Livelli di sicurezza e prestazioni attese

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette 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 valutate in relazione agli Stati Limite che si possono verificare durante la vita di progetto (successivamente definita Vita Nominale).

Per Stato Limite si intende, in generale, quella determinata situazione, superata la quale, l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

Si parla, dunque, di condizioni che dovranno essere soddisfatte per scongiurare la crisi ultima (sicurezza nei confronti degli **Stati Limite Ultimi**) ed anche di condizioni, legate all'uso quotidiano della struttura stessa, per "rimanere adatta all'uso" (sicurezza nei confronti degli **Stati Limite di Esercizio**).

Inoltre è necessario garantire i criteri di robustezza nei confronti delle azioni eccezionali, che si traduce nella capacità di evitare danni sproporzionati in funzione delle cause innescanti (incendi, esplosioni, urti). L'opera deve essere, quindi, capace di subire danneggiamenti localizzati, a seguito dell'incombere delle suddette azioni, senza che ne venga compromessa la stabilità globale, ovvero senza che possa incorrere il collasso globale.

Per poter definire i suddetti livelli di sicurezza attesi dall'opera è necessario definire, nella fase preliminare del progetto, la relativa **Classe d'Uso**.

Le opere in esame risultano essere di Classe II, definite in funzione delle possibili conseguenze di una interruzione di operatività, o eventuale collasso. Inoltre, in base al numero di anni nel quale dette opere devono poter essere utilizzate, per lo scopo al quale sono state destinate, purché soggette a manutenzione, si definisce una **Vita Nominale** pari a 55 anni.

Caratteristiche del Sito

Il sito, ove è ubicato il progetto delle opere da realizzare, viene caratterizzato sulla base di una macrozonazione del territorio nazionale, in funzione della tipologia delle azioni da considerare, che impegnano le strutture nella loro vita utile.

Con riferimento alla caratterizzazione topografica, ai fini della definizione delle azioni sismiche, in base alle caratteristiche orografiche del sito, esso è classificabile come appartenente alla **Categoria Topografica T2**. Inoltre, il sito di ubicazione dell'opera si sviluppa lungo un pendio.

Per le opere di sostegno, in generale, non è previsto il calcolo per neve e vento, pertanto l'unica azione ambientale da considerare è quella di tipo sismico, in base alla localizzazione del sito all'interno del reticolo di riferimento nazionale.

Di seguito vengono riportati i dati generali relativi alla caratterizzazione sismica del sito di pertinenza, e successivamente i parametri di calcolo sia dei materiali utilizzati per le opere di sostegno, che quelli del terreno interagente con esse.

Caratterizzazione sismica del sito

La Pericolosità sismica di base viene determinata partendo dalle coordinate geografiche del sito in esame, ovvero Latitudine e Longitudine, rispettivamente pari a 37.5013 e 15.0742, entrambe riportate 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 sismici fondamentali, che consentono di calcolare l'azione sismica di progetto, come prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni.

In definitiva, i parametri utili per la caratterizzazione sismica del sito in cui sorgono le opere di sostegno del presente progetto, vengono di seguito riportati in tabella:

Accel. max al suolo ag/g	0.216
Categoria Sottosuolo	B
Fattore Stratigrafico S_s	1.188
Fattore Topografico S_t	1.100
Fattore di riduzione acc.max al suolo β	0.310
Coeff. sismico orizzontale K_h	0.087
Coeff. sismico verticale K_v	0.044

Caratteristiche dei Materiali

I muri del presente progetto sono del tipo a Gabbioni, realizzati mediante la sovrapposizione di gabbioni in rete metallica a doppia torsione e riempiti con materiale di peso specifico pari a 2400 daN/m³ e con porosità del 20 %. La maglia della rete metallica ha dimensioni 8x10 ed è tessuta con filo di diametro pari a 2 mm.

Caratteristiche del Terreno

I parametri del terreno considerato per il presente progetto sono di seguito riportati e differenziati per terreno in elevazione e in fondazione.

Terreno Elevazione

Peso Specifico [daN/m ³]	1800
Angolo Attrito Interno [grd]	33
Coesione [daN/cm ²]	0.10
Ang. Attrito Terra-Muro [grd]	0

Terreno Fondazione

Peso Specifico [daN/m ³]	1800
Angolo Attrito Interno [grd]	33
Coesione [daN/cm ²]	0.10
Fattore Attrito Terra-Fond.	0.65
Adesione Terra-Fondazione [daN/cm ²]	0.00
Modulo Elastico [daN/cm ²]	1000
Costante Winkler [daN/cm ³]	7.00

Per la schematizzazione delle azioni nonché le condizioni e combinazioni di carico considerate, si rimanda ai capitoli della successiva Relazione di Calcolo.

**Il Tecnico
Strutturista**



Relazione Esecutiva

Scopo della presente relazione è fornire le informazioni utili al corretto stoccaggio e alla messa in opera dei materiali strutturali, nonché le procedure di accettazione e controllo dei materiali in cantiere. Vengono altresì forniti i particolari esecutivi necessari alla corretta realizzazione dell'opera in esame.

Per poter garantire un buon comportamento meccanico del prodotto finito, che possa essere mantenuto nel tempo, è necessario assicurare una buona qualità dei materiali componenti, che deve essere costante durante tutte le fasi di produzione.

L'esecuzione dei Muri a Gabbioni, prevede la formazione e la sagomatura a scatola di ciascun gabbione (utilizzando le indicazioni delle case produttrici), l'assemblaggio dei gabbioni, il loro riempimento ed infine il rinverdimento.

Prima della messa in opera, ciascun gabbione deve essere aperto, appoggiandolo su un terreno stabile e in piano, quindi deve essere stirato, eliminando ogni grinza e controllando che le linee di piegatura siano nella corretta posizione, in modo da poter formare la scatola.

Aiutandosi con eventuale tavola di legno, per sollevare le facce laterali del gabbione, lungo le linee di piegatura, si devono sollevare gli sportellini laterali e fissare li spigoli superiori del gabbione, utilizzando delle cimose di filo predisposte nei singoli pannelli, in modo da assicurare l'allineamento dei bordi superiori dello scatolare.

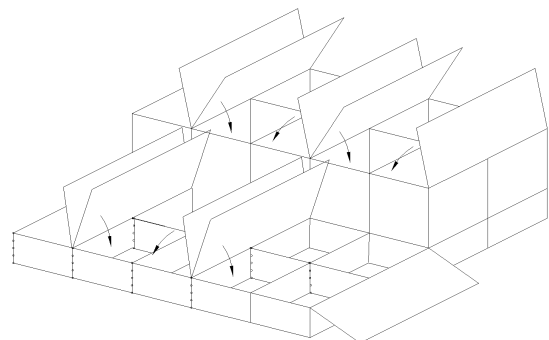
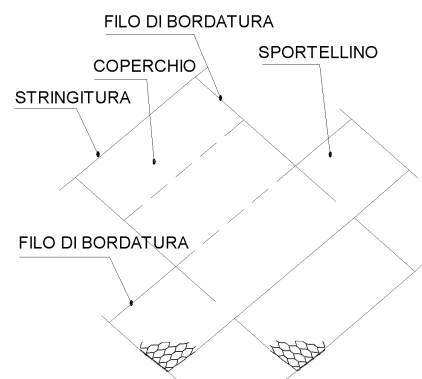
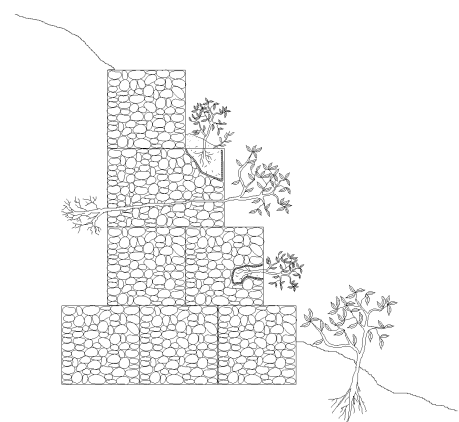
Per realizzare lo scatolare, è necessario fissare gli sportellini, in uno o più punti, utilizzando il filo fornito insieme con il gabbione, oppure adoperando dei punti metallici, posati manualmente o mediante pistola pneumatica.

Infine, è necessario piegare il coperchio, per completare così la sagomatura del gabbione. La legatura tra gabbioni vicini può essere singola o doppia.

L'assemblaggio dei gabbioni, avviene accostando gli scatolari, per ciascuno strato, allineandoli e legandoli l'uno all'altro, prima di procedere al riempimento con pietrame.

I gabbioni vanno accostati fronte contro fronte o retro contro retro, in modo da facilitare l'operazione di riempimento degli stessi.

Dopo averli posizionati e legati l'uno all'altro, i gabbioni devono essere riempiti con materiale lapideo non gelivo, avente pezzatura non superiore a 25 cm e di dimensioni non inferiori al diametro della maglia. Le dimensioni ottimali sono comprese in un intervallo tra 7,5 e 20 cm.





Relazione di Calcolo

La presente Relazione di Calcolo è suddivisa nei seguenti capitoli:

Metodo di Calcolo
Dati Input
Verifiche Stato Limite Ultimo
Verifiche Stato Limite di Esercizio

Preliminarmente vengono riportati tutti quei contenuti di carattere generale, utili per identificare la tipologia di approccio al calcolo delle strutture in esame, quali l'origine e le caratteristiche del codice di calcolo utilizzato, l'informativa sull'affidabilità del software e le indicazioni sulle norme di riferimento e sulle unità di misura utilizzate.

Nel capitolo Metodo di Calcolo vengono indicate le basi teoriche del metodo di calcolo adottato per la risoluzione del problema strutturale e le metodologie seguite per la verifica ed il progetto delle sezioni.

I dati di input degli elementi strutturali componenti il progetto in esame, vengono riportati in tabelle ed accompagnati da disegni esplicativi, per consentire una sufficiente leggibilità di tutte le opere di sostegno del progetto esecutivo.

Infine, nel capitolo dedicato alle Verifiche allo Stato Limite Ultimo, viene presentato l'esito del calcolo e delle verifiche effettuate per ciascun muro del presente progetto, sia con riferimento alle verifiche di tipo geotecnico (verifiche di stabilità delle opere di sostegno e del complesso opera-terreno) e sia a quelle che riguardano la resistenza dell'opera in base alle caratteristiche dei materiali di cui è costituita.

Generalità

Origine e Caratteristiche del Codice di Calcolo

La seguente Relazione riporta il dettaglio dei dati d'input e le relative elaborazioni numeriche, ottenuti con il programma **Walls 2011**, specifico per la progettazione, analisi, verifiche e disegni di muri di sostegno in zona sismica. Il software, sviluppato e distribuito dalla società **S.I.S. Software Ingegneria Strutturale s.r.l.**, è concesso in licenza d'uso a **Ing. Longo Angelo (s.i.s.)**. Le tipologie di muri di sostegno che possono essere realizzati dal programma sono:

Muri a gravità in conglomerato cementizio non armato
Muri a mensola in cemento armato
Muri a gravità a Gabbioni

L'input, l'output, le tecniche di risoluzione e la validazione del programma **Walls**, sono stati specificatamente progettati per prendere in considerazione le caratteristiche proprie per queste tipologie di opere. Pertanto, il risultato che ne consegue si manifesta in un supporto alla progettazione delle opere di sostegno, con un significativo risparmio di tempo nella preparazione dei dati, nell'interpretazione delle stampe numeriche e nel volume dei dati immessi.

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, sono effettuati direttamente dal settore di ricerca e sviluppo della società **S.I.S. Software Ingegneria Strutturale s.r.l.**

Il servizio di assistenza software e tecnica, viene attuato sia mediante una linea telefonica appositamente dedicata, al num. **095 9578577**, sia mediante fax, al num. **095 7122188**, sia mediante indirizzo di posta elettronica **support@sis.ingegneria.it** e sia mediante Web in un'apposita sessione del sito Internet.

La fase di sviluppo del codice di calcolo è stata preceduta da una accurata fase di ricerca, mirata allo studio di numerosi casi teorici e tale da ottenere dei metodi e delle procedure di progettazione, analisi e verifica, finalizzate alla sicurezza strutturale.

La dichiarazione di affidabilità e robustezza del codice di calcolo, fornita dal produttore del software, è riportata in allegato alla presente relazione 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 il

D.M.14/01/2008 al Capitolo 10 "**Redazione dei Progetti strutturali Esecutivi e delle Relazioni di Calcolo**".

Inoltre sono stati forniti al progettista degli esempi di calcolo, atti a validare e verificare l'attendibilità delle procedure di calcolo effettuate, i cui risultati possono essere utilizzati per eventuali controlli con testi specialistici e altri strumenti di calcolo e confrontati con l'allegata documentazione di affidabilità, in cui i risultati da confrontare 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.

Le informazioni relative al codice di calcolo utilizzato, con riferimento al tipo di modellazione strutturale adottata, ai vincoli, alle azioni ed ai materiali sono, più specificatamente, riportate nei successivi capitoli della Relazione di Calcolo.

Normative di Riferimento

Le normative cui viene fatto riferimento nelle fasi di analisi e di verifica delle opere in esame sono:

- Legge n.1086 del 5/11/1971 e successivi Decreti Ministeriali del 14/02/1992 e 09/01/1996 recanti "Norme Tecniche per il calcolo, la esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- Legge n.64 del 02/02/1974 e Decreto Ministeriale 16/01/1996 recanti "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" e successiva Circolare 10/04/1997, n.65/AA.GG. "Istruzioni per l'applicazione";
- Eurocode 7 - "Geotechnical design - Part 1: General Rules" - CEN (Comitato europeo di normazione) EN 1997-1:2003;
- Decreto Ministeriale del 14/01/2008 - "Norme Tecniche per le costruzioni" e successiva Circolare Ministeriale n.617 del 02/02/2009 "Istruzioni per l'applicazione".

Unità di Misura

Le unità di misura sono riferite al Sistema Internazionale e precisamente:

- 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 [g°] Gradi sessadecimali o [rad] Radianti

Metodo di Calcolo

Il programma esegue la verifica delle opere di sostegno soggette all'azione della spinta delle terre in condizioni statiche, sismiche (per opere in zona sismica) ed eventuali azioni esterne.

Queste opere hanno la funzione di assorbire la spinta del terreno, ovvero sostenere un fronte di terreno instabile quando quest'ultimo non si può disporre secondo la pendenza naturale di equilibrio. Si tratta di opere per le quali i fenomeni di interazione terreno-struttura assumono un ruolo fondamentale, visto che il terreno costituisce 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, oggetto del 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.

Il termine **Muro a Gravità** indica un'opera, la cui stabilità dipende dal peso proprio. Questi tipi di muri sono solitamente in pietra o calcestruzzo non armato, ed hanno dimensioni in genere dettate dalla necessità di non indurre sforzi di trazione in nessuna sezione. Generalmente, sono di forma trapezoidale o a gradoni, con eventuale pendenza della parete interna, oltre che di quella esterna.

I **Muri a Gabbioni** sono una particolare tipologia di muri a gravità, con struttura modulare e sono realizzati mediante l'assemblaggio di elementi parallelepipedi in rete metallica (gabbioni), disposti su più strati e riempiti con materiale di grossa pezzatura (solitamente pietra).

I vari strati possono essere sfalsati l'uno rispetto all'altro, assumendo così la particolare configurazione a gradoni (esternamente o internamente), ma si possono anche avere due o più strati consecutivi, con la stessa lunghezza. I muri con gradoni interni sono spesso preferiti per ragioni estetiche e funzionali, ma quelli a gradoni esterni risultano più razionali dal punto di vista statico.

Azioni Statiche

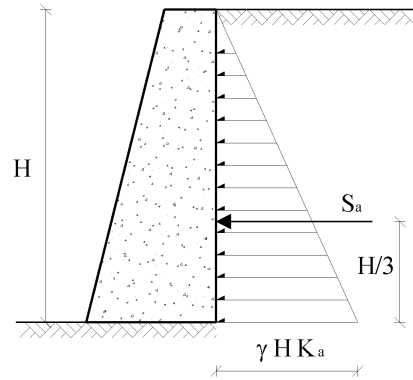
Lo schema di calcolo è basato sulla teoria di Coulomb nella ipotesi di fondazione rigida, superficie di rottura piana passante per il piede del muro ed assenza di falda.

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

$$S_a = 1/2 \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_a$$

dove:

- γ_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 1/3·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 è ovviamente 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:

$$S_p = 1/2 \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_p$$

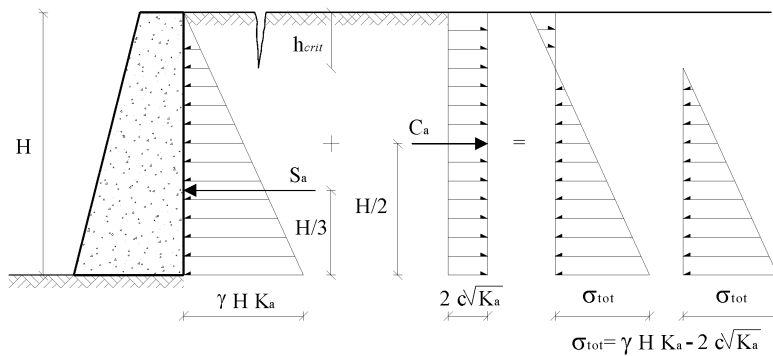
dove:

- K_p = **Coefficiente di spinta passiva valutato tramite l'espressione di Muller - Breslau.**

Nel caso di terreno coesivo, si considera una contropinta dovuta alla coesione c, secondo la formula:

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

che, data la distribuzione di tipo costante, è applicata a 1/2H.



In presenza di un sovraccarico distribuito di intensità q, si considera una spinta pari a:

$$S_q = q \cdot H \cdot K_a$$

applicata, anch'essa ad 1/2H, per la sua distribuzione costante.

In presenza di falda è presente una spinta idrostatica:

$$S_w = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$$

dove:

- γ_w = **Peso specifico dell'acqua**
- H_w = **Altezza falda dalla base della fondazione**

Tale spinta, con andamento lineare, è applicata ad 1/3 · H_w.

Il programma prevede inoltre, la presenza di forze esterne in sommità e lungo la parete del muro, che vengono considerate nell'equilibrio dell'opera e nel calcolo delle sezioni dei materiali.

Considerando la spinta attiva totale del terreno S_a 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 agisce ad una altezza pari ad $H/3$ dalla base dell'opera e che l'incremento di spinta dovuto al sisma sia applicato a $2/3 H$ dalla base, 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:

$$S_{ps} = 1/2 \cdot \gamma_t \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_{ps} \cdot H^2$$

in cui:

K_{ps} = Coefficiente di spinta passiva valutato con l'espressione di Mononobe-Okabe.

In presenza di falda lungo l'altezza del muro, bisogna tenere conto della sovraspinta idrostatica dell'acqua. Inoltre, in zona sismica, l'acqua interstiziale si muove rispetto allo scheletro solido, generando una spinta idrodinamica data dall'espressione:

$$S_{ws} = (7/12) \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$$

in cui:

k_h = Coefficiente sismico orizzontale;

γ_w = Peso specifico dell'acqua;

H_w = Altezza del pelo libero della falda rispetto alla base del muro.

Tale azione va applicata ad una distanza dalla base della fondazione pari a $0.4 H_w$.

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

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

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

$$F_i = k_h \cdot W$$

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.

Metodo di Verifica agli Stati Limite

Il metodo di verifica agli Stati Limite rappresenta la formulazione completa del criterio di verifica, che integra l'approccio semiprobabilistico verificando che gli effetti delle azioni di calcolo non superino quelli compatibili con lo stato limite considerato.

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

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. L'analisi viene effettuata in campo elastico lineare. Il criterio di verifica adottato è quello semiprobabilistico o metodo dei coefficienti parziali.

Il valore di calcolo della generica azione F è ottenuto moltiplicando il valore caratteristico F_k per il coefficiente parziale γ_f : $F_d = F_k \cdot \gamma_f$. Il valore di calcolo della generica proprietà f del materiale è ottenuto, invece, dividendo il valore caratteristico f_k per il coefficiente parziale del materiale γ_m : $f_d = f_k / \gamma_m$.

Per il calcolo delle sollecitazioni limite nelle sezioni di verifica degli elementi vengono utilizzati legami costitutivi σ - ϵ 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.

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, pertanto i coefficienti parziali di sicurezza risultano unitari.

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 σ - ϵ 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 dell'opera 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.

Si definisce **Stato Limite di Operatività (SLO)** quella condizione estrema in cui, a seguito di eventi sismici, l'opera nel suo complesso (inclusendo elementi strutturali, non strutturali e impianti) non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi.

Per **Stato Limite di Danno (SLD)**, invece, si intende una condizione tale che l'opera nel suo complesso possa subire danni, tali però da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere la capacità di resistenza della struttura alle azioni verticali ed orizzontali di progetto, garantendo che la costruzione possa essere immediatamente utilizzabile, pur nell'interruzione d'uso di una parte di essa o degli impianti.

Per quanto riguarda, invece gli Stati Limite Ultimi, 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 ed impiantistica e danni significativi della parte strutturale, senza però che si verifichi una perdita 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 per azioni sismiche orizzontali.

Al crescere del grado di danno, a seguito delle azioni sismiche, si passa allo **Stato Limite di Collasso (SLC)**, che rappresenta la situazione limite caratterizzata da gravi rotture e crolli per i componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi per la parte strutturale; raggiunto tale stato limite, l'opera conserva ancora un certo margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Nel caso specifico delle opere di sostegno del terreno, si considera, ai fini sismici, il solo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Verifica agli Stati Limite Ultimi per le Opere Geotecniche

Il criterio generale, che sta alla base della progettazione geotecnica agli Stati Limite, prevede la concomitanza di due problemi fondamentali per il dimensionamento delle opere geotecniche, 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 più 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, le Norme Tecniche per le Costruzioni, in linea con gli Eurocodici, distinguono in generale diverse tipologie di Stati Limite: Stati Limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), 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 Stati Limite di Equilibrio come corpo rigido (EQU), si utilizza un'unico approccio progettuale e un'unica combinazione di coefficienti, utilizzando, per le azioni, quelli del gruppo (EQU) e per le resistenze, quelli del gruppo (M2).

Per le verifiche nei confronti degli Stati Limite strutturali (STR) e geotecnici (GEO), invece, sono previsti due diversi approcci progettuali, definiti appunto come "Approccio 1" e "Approccio 2", ciascuno caratterizzato dalla scelta di diversi gruppi di coefficienti da assegnare, tanto alle forze, quanto alle resistenze e ai parametri geotecnici. Per particolari tipologie di verifica, l'Approccio 2 conduce però a risultati molto meno conservativi, rispetto a quelli conseguibili con l'Approccio 1, che, pertanto, viene utilizzato nel calcolo delle opere in esame.

Nell'ambito del suddetto approccio progettuale, sono previste due diverse Combinazioni di gruppi di

coefficienti, definiti rispettivamente per le Azioni (A), per le resistenze dei materiali (M) e per la resistenza globale del sistema (R), come di seguito sinteticamente riportato:

Combinazione (STR): (A1 + M1 + R1)

Combinazione (GEO): (A2 + M2 + R2)

La **Combinazione (STR)** è quella utilizzata per il dimensionamento strutturale degli elementi che costituiscono l'opera geotecnica. Applicando questa combinazione, si incrementano i carichi (mediante i coefficienti del gruppo A1) e si lasciano invariate le resistenze del terreno e quelle globali del sistema (applicando i coefficienti del gruppo M1 ed R1).

Per la particolare tipologia di opere di sostegno prese in esame, questa combinazione viene considerata, solo per le verifiche di resistenza delle sezioni in calcestruzzo.

La **Combinazione (GEO)**, invece, è finalizzata al dimensionamento geotecnico dell'opera, e prevede una riduzione dei valori caratteristici delle resistenze del terreno e delle resistenze globali del sistema (mediante i coefficienti del gruppo M2 ed R2), lasciando pressoché invariate le azioni (mediante i coefficienti del gruppo A2).

Quindi, considerata la particolare tipologia di opere del presente progetto, per quanto riguarda il solo dimensionamento geotecnico (GEO), i coefficienti (A2) vengono "combinati" con quelli (M2) ed (R2). A tal proposito, è opportuno precisare che nelle precedenti espressioni, il segno di addizione, sta appunto per "combinato con".

In presenza di sisma, infine, la combinazione delle azioni sismiche con le altre azioni, prevede l'utilizzo di coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni pari all'unità, mentre si richiedono coefficienti di combinazione maggiori di uno per i parametri geotecnici e per le resistenze, facendo riferimento a quelli del gruppo (M2) ed (R2).

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 quando la componente verticale del sisma è diretta verso l'alto.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza, per ognuno dei suddetti Stati Limite (EQU), (GEO), (STR), sia per le azioni, che per i parametri geotecnici del terreno, come previsti dal D.M. 14/01/08 Tabelle 6.2.I e 6.2.II, vengono di seguito riportati:

Coeff. Parziali Parametri Resistenza Terreno

Comb	tg ϕ'	c'	cu	qu
EQU	1.25	1.25	1.40	1.60
STR (M1)	1.00	1.00	1.00	1.00
GEO (M2)	1.25	1.25	1.40	1.60

Coeff. Parziali Azioni

Comb	Permanenti		Variabili	
	Sfav.	Fav.	Sfav.	Fav.
EQU	1.10	0.90	1.50	0.00
STR (A1)	1.30	1.00	1.50	0.00
GEO (A2)	1.00	1.00	1.30	0.00

Infine, 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 del presente progetto.

Dichiarazione di Attendibilità dei risultati

Avendo esaminato preliminarmente le basi teoriche e i campi di impiego del software utilizzato, nonché i casi prova ed i prototipi, forniti dal distributore, si ritiene che il modello adottato per rappresentare le opere 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 capitoli della Relazione di Calcolo, in cui, all'inizio di ogni singola stampa, vengono riportati commenti ed ulteriori integrazioni, riferiti specificatamente ai singoli argomenti in questione e che costituiscono parte integrante della presente relazione. Il significato delle quantità e delle unità di misura, sono riportate in specifiche legende esplicative che precedono le singole tabelle di dati.

**Il Tecnico
Strutturista**

Dati Input

Per ogni sezione di muro del presente progetto vengono di seguito definite le caratteristiche geometriche specifiche, sia in elevazione che in fondazione, i dati geometrici del terreno a monte e a valle rispetto al muro e i valori caratteristici delle azioni esterne agenti, che possono essere assegnate sia come carichi concentrati, sia come carichi uniformemente distribuiti sul terrapieno a monte.

Le azioni concentrate, a loro volta, si possono suddividere in azioni verticali (o coppie concentrate) applicate in testa al muro, ed azioni orizzontali, agenti lungo la parete di elevazione.

Per una maggiore chiarezza nella descrizione dei dati geometrici e delle azioni, che caratterizzano tutti i muri del presente progetto, di seguito si riportano i dati necessari alla loro definizione. Inoltre tutti i parametri descritti, sia relativi alla geometria, che alle azioni, vengono raffigurati mediante una rappresentazione grafica generale.

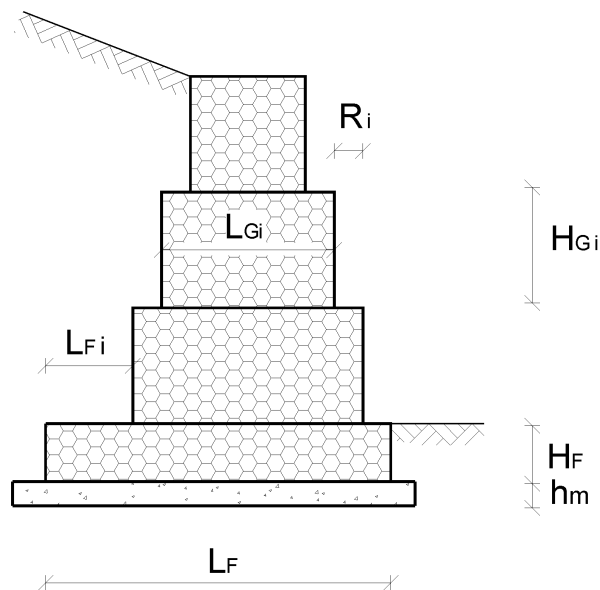
Il muro in elevazione risulta caratterizzato dai seguenti dati geometrici dei gabbioni che lo costituiscono, indicando per ciascuno di essi:

- L_{Gi} = **Larghezza dell'i-esimo Gabbione, espressa in cm**
- H_{Gi} = **Altezza dell'i-esimo Gabbione, espressa in cm**
- R_i = **Rientro dell'i-esimo Gabbione, rispetto a quello sottostante, espresso in cm**

I dati geometrici relativi alla fondazione sono i seguenti:

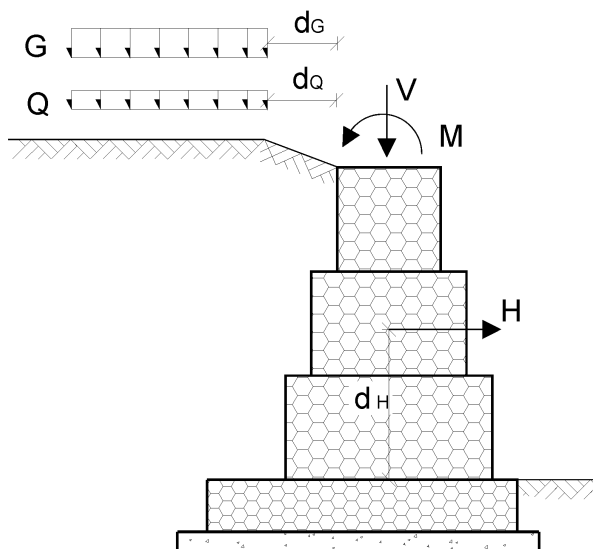
- L_F = **Larghezza gabbione in Fondazione, espressa in cm**
- H_F , L_{Fi} = **Altezza gabbione in Fondazione, espressa in cm**
- h_m = **Larghezza della mensola di Fondazione interna, espressa in cm**
- h_m = **Spessore dello strato di Magrone, espresso in cm**

Per una maggiore immediatezza nella individuazione dei dati geometrici precedentemente descritti, la geometria viene rappresentata graficamente mediante il disegno della sezione del muro, di seguito riportato:



Le Azioni che agiscono su ciascun muro sono di seguito elencate:

- G = Sovraccarico Permanente Distribuito sul Terreno, espresso in daN/m
- d_G = Distanza dalla Testa Muro del Sovraccarico Permanente, espressa in m
- Q = Sovraccarico Variabile Distribuito sul Terreno, espresso in daN/m
- d_Q = Distanza dalla Testa Muro del Sovraccarico Variabile, espressa in m
- H = Forza Orizzontale lungo la Parete di elevazione, espressa in daN
- d_H = Quota di applicazione della Forza orizzontale, rispetto alla base del muro, espressa in m
- V = Forza Verticale in Testa, espressa in m
- M = Momento Flettente in Testa, espresso in daN m



Dati Geometria Muro 1

Parete Elevazione

Altezza Parete Muro [cm]	300
Spessore muro in testa [cm]	100
Pendenza Parete Esterna [%]	0
Pendenza Parete Interna [%]	0

Riseghe

Descrizione	Risega 1	Risega 2
Tipo	Interna	Interna
Spessore [cm]	100	100
Altezza [cm]	100	200

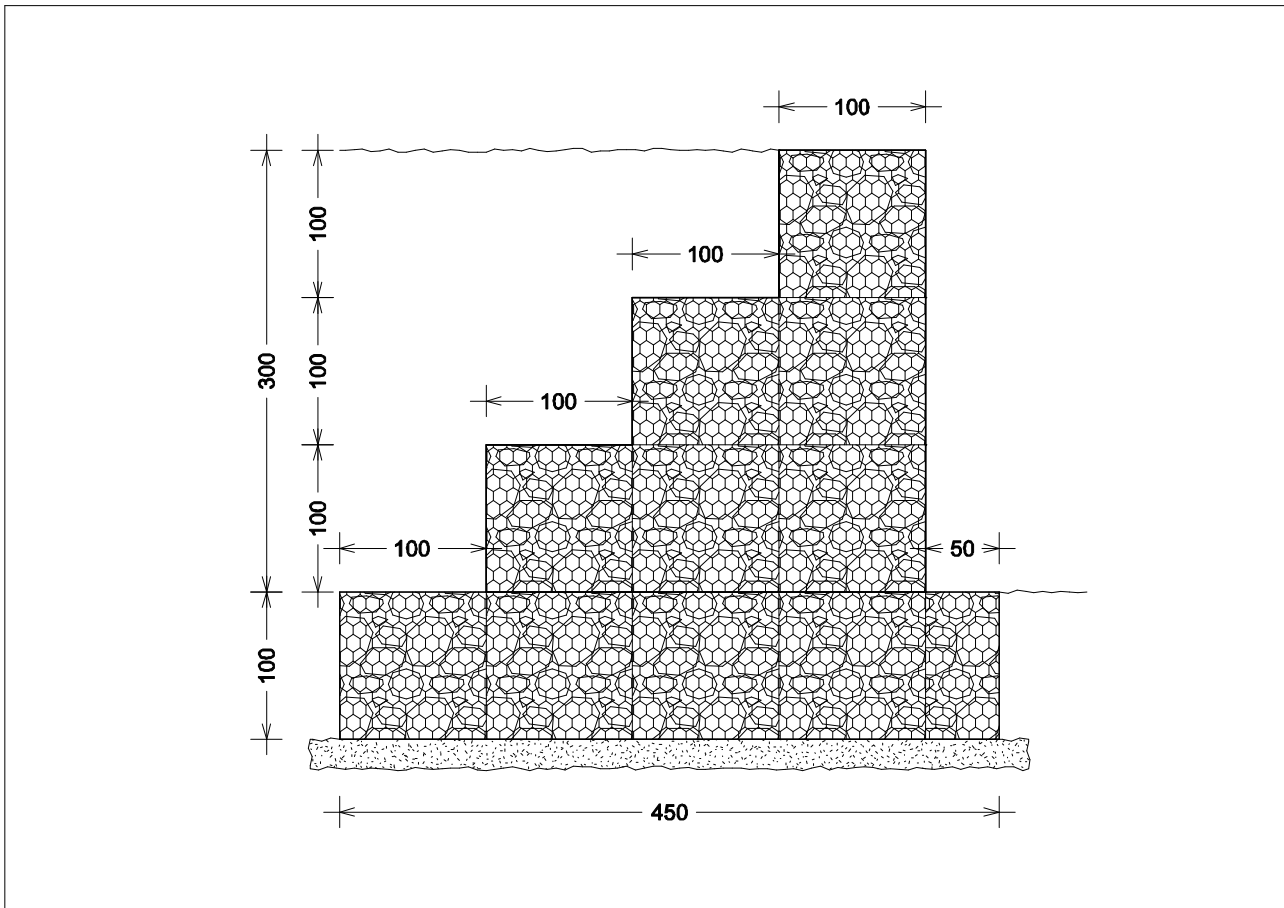
Fondazione

Larghezza Fondazione [cm]	450
Altezza Mensola Esterna Fondazione [cm]	100
Altezza Mensola Interna Fondazione [cm]	100
Larghezza Mensola Esterna Fondazione [cm]	50
Larghezza Mensola Interna Fondazione [cm]	100
Profondità Mensola Esterna Fondazione [cm]	100
Spessore Strato Magrone [cm]	20

Terreno

Angolo di Inclinazione Terreno a Monte [grd]	0
Angolo di Inclinazione Terreno a Valle [grd]	0

Disegno Geometria Sezione



Dati Geometria Muro 2*Parete Elevazione*

Altezza Parete Muro [cm]	300
Spessore muro in testa [cm]	100
Pendenza Parete Esterna [%]	0
Pendenza Parete Interna [%]	0

Riseghe

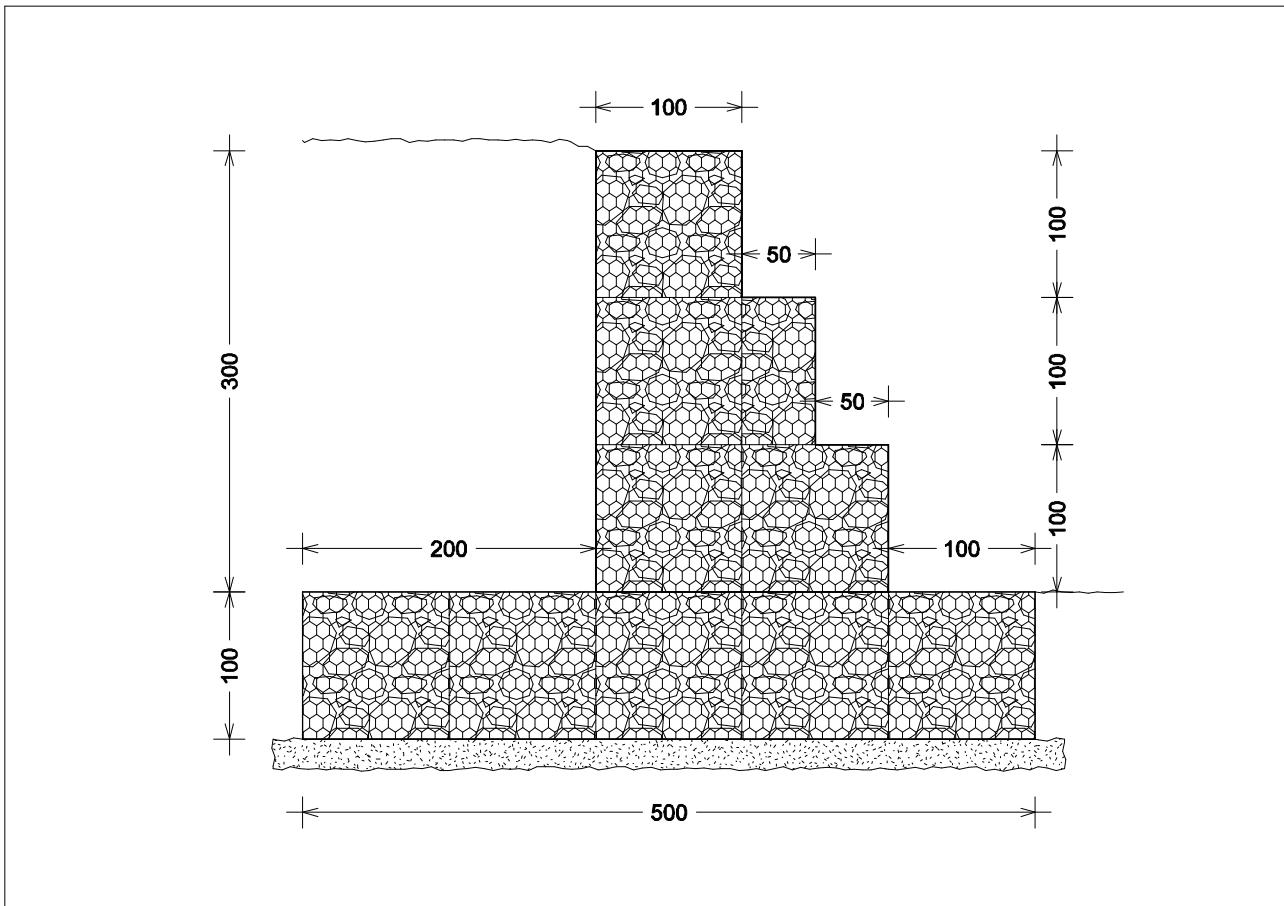
Descrizione	Risega 1	Risega 2
Tipo	Esterna	Esterna
Spessore [cm]	50	50
Altezza [cm]	100	200

Fondazione

Larghezza Fondazione [cm]	500
Altezza Mensola Esterna Fondazione [cm]	100
Altezza Mensola Interna Fondazione [cm]	100
Larghezza Mensola Esterna Fondazione [cm]	100
Larghezza Mensola Interna Fondazione [cm]	200
Profondità Mensola Esterna Fondazione [cm]	100
Spessore Strato Magrone [cm]	20

Terreno

Angolo di Inclinazione Terreno a Monte [grd]	20
Lunghezza Tratto Inclinato a Monte [cm]	20
Angolo di Inclinazione Terreno a Valle [grd]	0

Disegno Geometria Sezione

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Azioni e Resistenze di Calcolo

Nell'ambito delle verifiche allo Stato Limite Ultimo, bisogna considerare i valori di calcolo delle azioni e dei parametri di resistenza del terreno, calcolati partendo da quelli caratteristici e applicando gli opportuni coefficienti parziali di sicurezza, rispettivamente γ_F per le azioni e γ_M per i parametri di resistenza.

In particolare, per la combinazione delle azioni sismiche con le altre azioni, con riferimento alle combinazioni S+ ed S-, successivamente riportate, le azioni devono essere prese con i loro valori caratteristici, mentre i parametri di resistenza del terreno, così come le resistenze globali, devono essere assunte con il loro valore di calcolo, applicando i rispettivi coefficienti parziali.

Di seguito si riportano i valori di calcolo dei parametri di resistenza del terreno, in elevazione e in fondazione, per tutte le possibili combinazioni di carico agli stati limite, precedentemente definite, sia in condizioni Statiche (EQU), (STR) e (GEO), che sismiche (S+) ed (S-). Per quanto riguarda, invece, le azioni, per ciascun muro del progetto, si riportano i valori di progetto da utilizzarsi per le sole condizioni statiche (EQU), (STR) e (GEO), essendo quelle per il caso sismico coincidenti con i valori caratteristici, precedentemente richiamati.

Parametri di Calcolo Terreno

Terreno in Elevazione

	STR	GEO	EQU	S+	S-
Peso Specifico [daN/m ³]	1800	1800	1800	1800	1800
Angolo Attrito Interno [grd]	33	27	27	27	27
Coesione [daN/cm ²]	0.10	0.08	0.08	0.08	0.08
Ang. Attrito Terra-Muro [grd]	0	0	0	0	0

Terreno in Fondazione

	STR	GEO	EQU	S+	S-
Adesione Terra-Fondazione [daN/cm ²]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Fattore Attrito Terra-Fond.	0.65	0.52	0.52	0.52	0.52
Peso Specifico [daN/m ³]	1800	1800	1800	1800	1800
Coesione [daN/cm ²]	0.10	0.08	0.08	0.08	0.08
Angolo Attrito Interno [grd]	33	27	27	27	27

Azioni di Calcolo Muro 1

Carichi

	Permanenti			Variabili		
	STR	GEO	EQU	STR	GEO	EQU
Sovraccarico Distribuito sul Terreno [daN/m]	650	500	550	0	0	0
Forza Orizzontale Lungo la Parete [daN]	0	0	0	0	0	0
Forza Verticale in Testa [daN]	0	0	0	0	0	0
Momento Flettente in testa [daN m]	0	0	0	0	0	0

Azioni di Calcolo Muro 2

Carichi

	Permanenti			Variabili		
	STR	GEO	EQU	STR	GEO	EQU
Sovraccarico Distribuito sul Terreno [daN/m]	650	500	550	375	325	375
Forza Orizzontale Lungo la Parete [daN]	1300	1000	1100	0	0	0
Forza Verticale in Testa [daN]	0	0	0	0	0	0
Momento Flettente in testa [daN m]	0	0	0	0	0	0

Spinte e Forze

Il calcolo delle Spinte, su ciascuna sezione di muro del presente progetto, viene effettuato 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 precedentemente descritto al capitolo di pertinenza.

Inoltre, si è tenuto conto dei seguenti parametri di calcolo, il cui valore incide sull'entità delle spinte del terreno sull'opera: percentuale di spinta passiva sullo sperone di fondazione a valle e percentuale di controspinta dovuta alla coesione. I rispettivi valori numerici considerati nel calcolo sono di seguito riportati:

Parametri di Elaborazione

Percentuale Contributo Spinta Passiva [%]	0
Percentuale Spinta Statica Coesione [%]	0

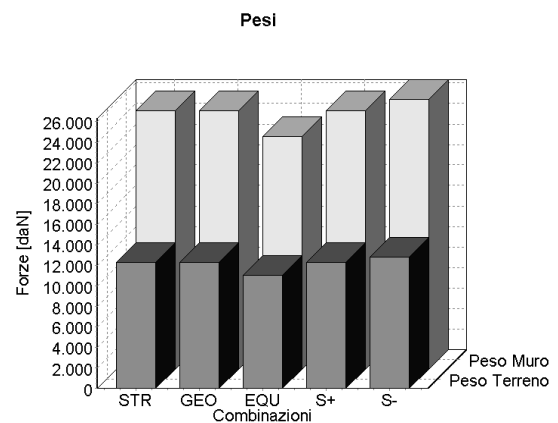
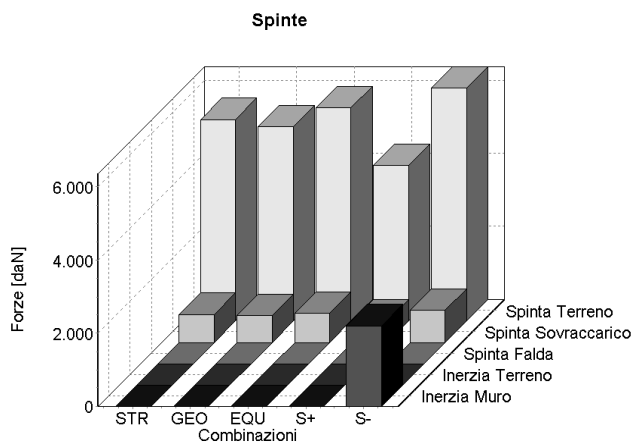
Per ogni muro del presente progetto, si riportano, i Coefficienti di Spinta ed i valori delle Spinte e delle Forze agenti, in condizioni sia statiche che sismiche.

Nella valutazione delle forze verticali in condizione sismica si è tenuto conto anche del contributo delle inerzie verticali.

I vari contributi delle spinte e delle forze agenti su ciascun muro, sia in direzione orizzontale che verticale, vengono diagrammati mediante istogrammi, per ciascuna combinazione di carico considerata.

Per questa particolare tipologia di muri, oltre ai valori delle spinte e delle forze, riferite alla base della fondazione, vengono riportate anche quelle riferite ai vari conci del muro, individuati da ciascun gabbione.

Muro 1



Coefficienti di Spinta

	STR	GEO	EQU	S+	S-
Coefficiente di Spinta Attiva	0.29	0.37	0.37	0.42	0.43
Coefficiente di Spinta Passiva	3.39	2.71	2.71	2.57	2.56

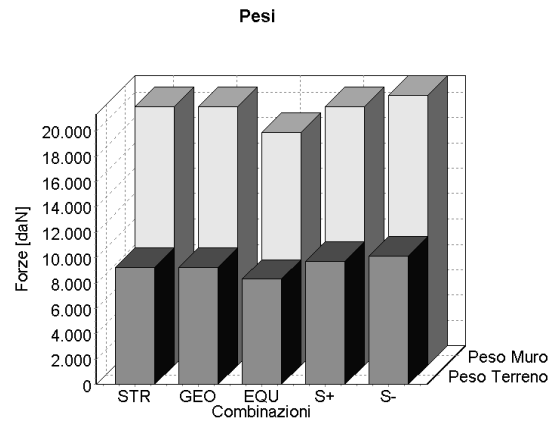
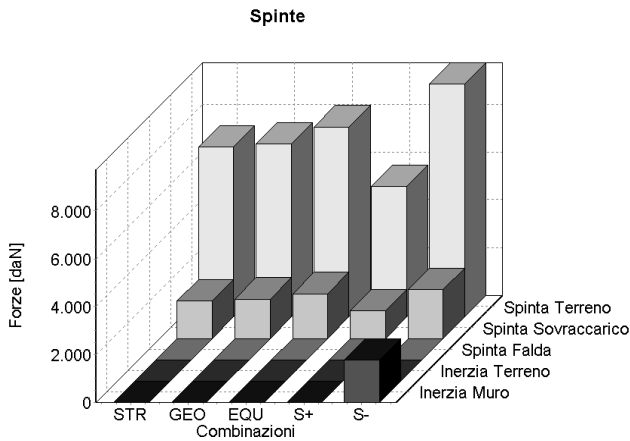
Spinte Passive

	STR	GEO	EQU	S+	S-
Spinta Passiva Totale [daN]	3052	2439	2195	2412	2198
Spinta Passiva Mobilitata [daN]	0	0	0	0	0

Spinte Attive e Forze sul Muro

	Base Fond.				
	STR	GEO	EQU	S+	S-
Spinta del Terreno [daN]	5518	5312	5843	6372	5913
Controspinta da Coesione [daN]	0	0	0	---	---
Spinta Sovraccarico [daN]	766	737	811	885	821
Spinta Idrostatica [daN]	0	0	0	0	0
Spinta Idrodinamica [daN]	---	---	---	0	0
Forza Peso del Muro [daN]	25200	25200	22680	26302	24097
Forza Inerzia del Muro [daN]	---	---	---	2204	2204
Peso Terreno e Sovraccarico su Muro [daN]	12300	12300	11070	12838	11761
	Gabb. 1				
	STR	GEO	EQU	S+	S-
Spinta del Terreno [daN]	3104	2988	3286	3584	3326
Controspinta da Coesione [daN]	0	0	0	---	---
Spinta Sovraccarico [daN]	574	553	608	663	616
Spinta Idrostatica [daN]	0	0	0	0	0
Spinta Idrodinamica [daN]	---	---	---	0	0
Forza Peso del Muro [daN]	14400	14400	12960	15029	13770
Forza Inerzia del Muro [daN]	---	---	---	1259	1259
Peso Terreno e Sovraccarico su Muro [daN]	6400	6400	5760	6679	6120
	Gabb. 2				
	STR	GEO	EQU	S+	S-
Spinta del Terreno [daN]	1379	1328	1460	1593	1478
Controspinta da Coesione [daN]	0	0	0	---	---
Spinta Sovraccarico [daN]	383	368	405	442	410
Spinta Idrostatica [daN]	0	0	0	0	0
Spinta Idrodinamica [daN]	---	---	---	0	0
Forza Peso del Muro [daN]	7200	7200	6480	7514	6885
Forza Inerzia del Muro [daN]	---	---	---	629	629
Peso Terreno e Sovraccarico su Muro [daN]	2300	2300	2070	2400	2199
	Gabb. 3				
	STR	GEO	EQU	S+	S-
Spinta del Terreno [daN]	344	332	365	398	369
Controspinta da Coesione [daN]	0	0	0	---	---
Spinta Sovraccarico [daN]	191	184	202	221	205
Spinta Idrostatica [daN]	0	0	0	0	0
Spinta Idrodinamica [daN]	---	---	---	0	0
Forza Peso del Muro [daN]	2400	2400	2160	2504	2295
Forza Inerzia del Muro [daN]	---	---	---	209	209
Peso Terreno e Sovraccarico su Muro [daN]	0	0	0	0	0

Muro 2



Coefficienti di Spinta

	STR	GEO	EQU	S+	S-
Coefficiente di Spinta Attiva	0.38	0.50	0.50	0.65	0.67
Coefficiente di Spinta Passiva	3.39	2.71	2.71	4.81	4.79

Spinte Passive

	STR	GEO	EQU	S+	S-
Spinta Passiva Totale [daN]	3052	2439	2195	4515	4125
Spinta Passiva Mobilitata [daN]	0	0	0	0	0

Spinte Attive e Forze sul Muro

	Base Fond.				
	STR	GEO	EQU	S+	S-
Spinta del Terreno [daN]	7107	7230	7954	9725	9182
Controspinta da Coesione [daN]	0	0	0	---	---
Spinta Sovraccarico [daN]	1556	1657	1857	2026	1913
Spinta Idrostatica [daN]	0	0	0	0	0
Spinta Idrodinamica [daN]	---	---	---	0	0
Forza Peso del Muro [daN]	20400	20400	18360	21292	19507
Forza Inerzia del Muro [daN]	---	---	---	1784	1784
Peso Terreno e Sovraccarico su Muro [daN]	9231	9231	8307	10156	9305
	Gabb. 1				
	STR	GEO	EQU	S+	S-
Spinta del Terreno [daN]	3997	4067	4474	5470	5165
Controspinta da Coesione [daN]	0	0	0	---	---
Spinta Sovraccarico [daN]	1167	1242	1393	1519	1434
Spinta Idrostatica [daN]	0	0	0	0	0
Spinta Idrodinamica [daN]	---	---	---	0	0
Forza Peso del Muro [daN]	10800	10800	9720	11272	10327
Forza Inerzia del Muro [daN]	---	---	---	944	944
Peso Terreno e Sovraccarico su Muro [daN]	3200	3200	2880	3600	3299
	Gabb. 2				
	STR	GEO	EQU	S+	S-
Spinta del Terreno [daN]	1776	1807	1988	2431	2295
Controspinta da Coesione [daN]	0	0	0	---	---
Spinta Sovraccarico [daN]	778	828	928	1013	956
Spinta Idrostatica [daN]	0	0	0	0	0
Spinta Idrodinamica [daN]	---	---	---	0	0
Forza Peso del Muro [daN]	6000	6000	5400	6262	5737
Forza Inerzia del Muro [daN]	---	---	---	524	524
Peso Terreno e Sovraccarico su Muro [daN]	1150	1150	1035	1330	1219
	Gabb. 3				
	STR	GEO	EQU	S+	S-
Spinta del Terreno [daN]	444	451	497	607	573
Controspinta da Coesione [daN]	0	0	0	---	---
Spinta Sovraccarico [daN]	389	414	464	506	478
Spinta Idrostatica [daN]	0	0	0	0	0
Spinta Idrodinamica [daN]	---	---	---	0	0
Forza Peso del Muro [daN]	2400	2400	2160	2504	2295
Forza Inerzia del Muro [daN]	---	---	---	209	209
Peso Terreno e Sovraccarico su Muro [daN]	0	0	0	0	0

Verifiche di Stabilità

Per effettuare la verifica di stabilità del muro, note le forze che sollecitano l'opera di sostegno, bisogna controllare, per una serie di stati di equilibrio limite, che l'effetto delle azioni Resistenti (o Stabilizzanti) risulti maggiore dell'effetto delle azioni Sollecitanti (o Instabilizzanti), considerando i valori di calcolo di Azioni e Resistenze, precedentemente definite.

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

Ribaltamento
Scorrimento
Carico Limite
Stabilità Globale

Tali meccanismi di collasso, rappresentano tutti gli Stati Limite Ultimi, dovuti alla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con l'opera. In particolare, si distinguono Stati Limite di Equilibrio (EQU) come corpo rigido, per quanto riguarda il solo meccanismo di collasso per ribaltamento e Stati Limite Ultimi di tipo Geotecnico (GEO), per tutti gli altri.

La verifica di **Ribaltamento** dell'opera, non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno, ma implica instabilità dell'opera come corpo rigido, pertanto si considera una particolare combinazione di coefficienti, utilizzando per le azioni quelli del gruppo (EQU) e per i parametri di resistenza del terreno, quelli del gruppo (M2).

Sono invece classificabili come stati Limite di tipo Geotecnico tutti quelli che comportano lo scorrimento sul piano di posa del muro, il collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno e la perdita di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

Per le verifiche geotecniche di stabilità, che presuppongono il raggiungimento della resistenza del terreno, quali Scorrimento, Collasso per superamento del Carico Limite e **Stabilità Globale**, l'analisi viene condotta utilizzando la Combinazione (GEO) ($A2 + M2 + R2$), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo (M2), i coefficienti globali sulla resistenza del sistema (R2) sono unitari (fatta eccezione per la verifica di Stabilità Globale) e 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 al relativo paragrafo della parte introduttiva della presente Relazione di Calcolo, mentre, quelli da applicare alle resistenze globali (R) del sistema, sono specifici per ogni tipo di verifica e sono riportati nella seguente tabella, con riferimento alla sola Combinazione (GEO), qui presa in esame:

Coefficienti Parziali Resistenze

	Ribaltamento	Carico Limite	Scorrimento	Stabilità Globale
GEO (R2)	1.00	1.00	1.00	1.10

In generale, detto R_d l'effetto delle azioni resistenti ed S_d quello delle sollecitanti, per le verifiche di stabilità di cui sopra (Scorrimento, Ribaltamento, Collasso per Carico Limite e Stabilità Globale) deve essere verificata la condizione:

$$R_d > S_d$$

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

Per Muri a Gabbioni, 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 di ogni gabbione, che costituisce il muro.

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:

$$R_d = (1/\gamma_R) \cdot \sum F_v \cdot b$$

$$S_d = \sum F_h \cdot h - \sum S_y \cdot d$$

dove:

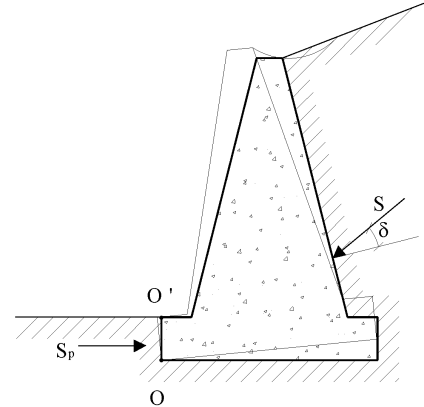
γ_R = Coefficiente Parziale Resistenza a Ribaltamento

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, imposto dalle norme.

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 è data dalla relazione:

$$R_d = (1/\gamma_R) \cdot [(N_y + T_y) \cdot \theta + N_x + \alpha S_p + \beta c]$$

L'azione sollecitante S_d è pari a:

$$S_d = T_x$$

dove:

γ_R = Coefficiente Parziale Resistenza allo Scorrimento

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

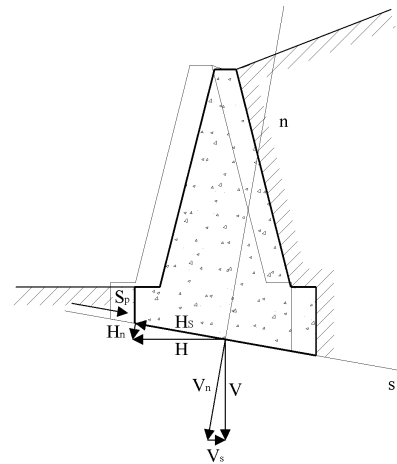
N_y, T_y = Componenti di sforzo Normale e Taglio in fondazione, normali al piano di scorrimento

θ = Fattore di attrito terreno-fondazione

αS_p = Frazione di Spinta Passiva

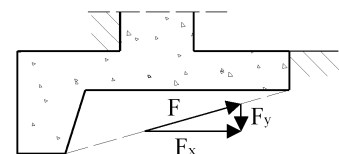
βc = Frazione di Coesione

S_p = Spinta Passiva



Nel caso in cui sia presente un dente di fondazione, la superficie di scorrimento è costituita da un tratto inclinato congiungente il punto più esterno della fondazione con il punto più interno della base del dente.

Le azioni risultanti vengono scomposte in due componenti, proporzionalmente all'ampiezza dei due tratti orizzontale e verticale, proiezioni della superficie di scorrimento stessa.



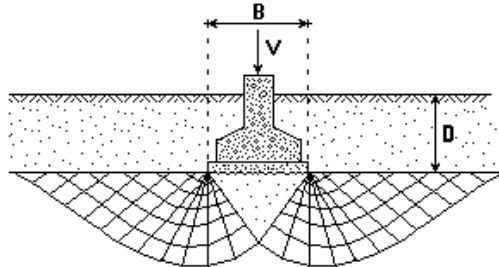
Verifica a Collasso per Carico Limite

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 é valutato secondo l'espressione di Brinch-Hansen, per terreni con attrito e coesione:

$$q_{lim} = \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot g_q + c \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot g_c + \frac{1}{2} B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Il primo termine rappresenta l'effetto del terreno soprastante il piano di posa, di altezza **D** e di peso specifico γ , 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 γ si intendono determinati in condizioni drenate, dato che si desidera effettuare una verifica a lungo termine nella condizione, quindi, di sostanziale dissipazione delle sovrappressioni. I valori di N_q , N_c e N_γ sono i coefficienti di carico limite e vengono calcolati in funzione dell'angolo d'attrito ϕ :

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi$$

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

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.

$$i_q = [1 - H / (V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi)]^m$$

$$i_c = i_q - [(1 - i_q) / (N_c \cdot \tan \phi)]$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi)]^{(m+1)}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot k$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k$$

$$d_\gamma = 1$$

$$b_q = (1 - \alpha \cdot \tan \phi)^2$$

$$b_c = b_q - [(1 - b_q) / (N_c \cdot \tan \phi)]$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$g_q = (1 - \tan \beta)^2 \cdot \cos \beta$$

$$g_c = g_q - [(1 - g_q) / (N_c \cdot \tan \phi)]$$

$$g_\gamma = g_q / \cos \beta$$

L, B, D, α° = Lunghezza, larghezza, profondità ed inclinazione fondazione

H, V = Forze orizzontali, verticali in fondazione

c, γ , ϕ , β° = Coesione, Peso Specifico, Angolo Attrito e Inclinazione terreno fondazione

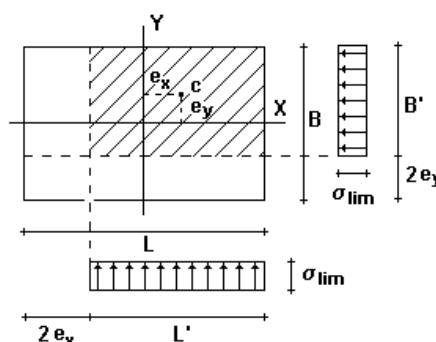
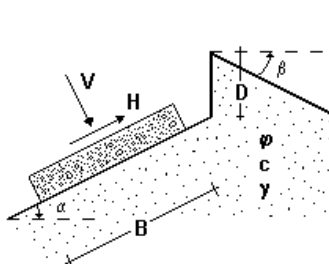
k = $\arctan(D/B)$ se $D > B$ oppure (D/B) se $D \leq B$

m = $(2+L/B)/(1+L/B) \cdot \cos^2 \theta + (2+B/L)/(1+B/L) \cdot \sin^2 \theta$

θ = 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 terreno puramente coesivo ($\varphi = 0$ e $c = c_u$), l'espressione del carico limite diventa la seguente:

$$q_{lim} = \gamma \cdot D \cdot N_q + c_u \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot g_c + 1/2 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma$$

dove:

$$N_q = 1$$

$$N_c^0 = 5.14$$

$$N_\gamma = -2 \cdot \text{sen } \beta$$

$$i_c = 1 - m \cdot H / (N_c \cdot B \cdot L \cdot c_u)$$

$$b_c = 1 - 2 \cdot \alpha / 5.14$$

$$g_c = 1 - 2 \cdot \beta / 5.14$$

La Resistenza al Collasso per Carico Limite e l'Azione Sollecitante sulla fondazione sono rispettivamente:

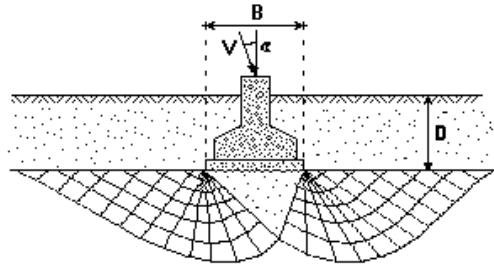
$$R_d = (1/\gamma_R) \cdot (q_{lim} \cdot B \cdot L) \quad S_d = \sum Fv$$

dove con Fv 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 Mayerhof, 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_γ), 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_γ 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_γ in funzione dell'inclinazione Θ , 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:

$$\tan \Theta = k_{hi}$$

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

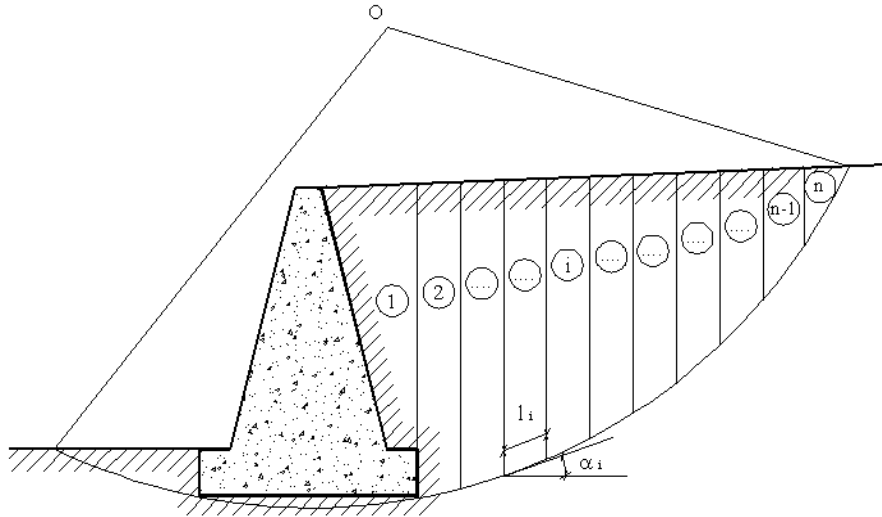
$$e_\gamma = (1 - k_{hk} / \tan \phi)^{0.45}$$

E' importante quindi, in accordo a quanto prescritto dalle norme, 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 Stabilità Globale

Si prevede, inoltre, la verifica alla stabilità globale dell'opera. Con tale verifica, si determina 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:

$$R_d = (1/\gamma_R) \cdot [\sum_i (c \delta_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i \delta_i) \operatorname{tg} \phi)]$$

$$S_d = \sum_i W_i \sin \alpha_i$$

dove:

- γ_R = Coefficiente parziale sulle resistenze per la verifica alla stabilità globale
- c = Coesione del terreno
- δ_i = Larghezza del concio elementare
- W_i = Peso del concio elementare
- α_i = Inclinazione della base del concio
- u_i = Pressione idrostatica sul concio
- ϕ = Angolo di attrito interno del terreno

Sotto l'ipotesi di terreno retrostante e sovrastante il muro con piano di campagna minore di 10 gradi, si può ritenere che la superficie di rottura sia circolare e cilindrica e passi per il punto in basso a sinistra della fondazione.

Risultati Verifiche Stabilità

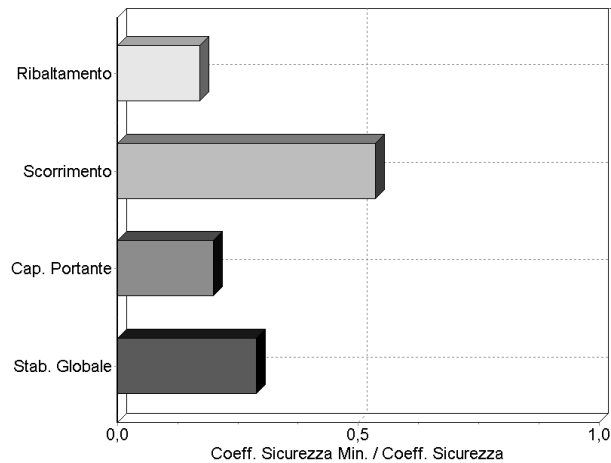
Per ogni sezione di muro del presente progetto, nelle tabelle che seguono vengono riportati i risultati di calcolo delle verifiche di stabilità effettuate, indicando, oltre alle risultanti delle azioni stabilizzanti e instabilizzanti, anche i corrispondenti coefficienti di sicurezza.

Questi ultimi vengono diagrammati mediante istogrammi, in cui si evidenzia quanto il muro risulti in sicurezza, rispetto a ciascuna condizione limite considerata. In particolare, viene diagrammato il rapporto tra il valore del Coefficiente di Sicurezza Minimo, imposto dalla normativa, ed il valore di calcolo del Coefficiente di Sicurezza, assunto per la combinazione più sfavorevole. Pertanto, più questo rapporto risulta inferiore al valore unitario e più il muro è in sicurezza, rispetto alla verifica di stabilità considerata. Viceversa, un valore pari ad uno del suddetto rapporto, sta ad indicare che il Coefficiente di Sicurezza, per la verifica di stabilità considerata, coincide col minimo ammissibile dalle norme.

Inoltre, sempre per ogni muro, si riportano i cedimenti elastici della fondazione.

Per completezza di trattazione, viene calcolato, nell'ambito della verifica al collasso per carico limite della fondazione, lo stato tensionale del terreno al di sotto della fondazione stessa e la posizione dell'azione verticale in fondazione, rispetto all'estremo di nocciolo.

Infine, con riferimento alla verifica di stabilità globale del muro, viene schematizzato l'andamento della superficie di rottura del terreno, a monte dell'opera.

Muro 1**Ribaltamento**

	Base Fond.			Gabb. 1		
	EQU	S+	S-	EQU	S+	S-
Momento Stabilizzante [daN-m]	79920	92684	84915	27450	31834	29165
Momento Ribaltante [daN-m]	9414	15275	14536	4199	7340	7010
Coefficiente Sicurezza Ribaltamento	8.49	6.07	5.84	6.54	4.34	4.16
	Gabb. 2			Gabb. 3		
	EQU	S+	S-	EQU	S+	S-
Momento Stabilizzante [daN-m]	8505	9863	9036	1080	1252	1147
Momento Ribaltante [daN-m]	1379	2803	2695	223	606	588
Coefficiente Sicurezza Ribaltamento	6.16	3.52	3.35	4.84	2.07	1.95

Scorrimento

	Base Fond.			Gabb. 1		
	GEO	S+	S-	GEO	S+	S-
Risultante Forze Orizzontali [daN]	6050	10562	9991	3541	6092	5737
Risultante Forze Verticali [daN]	37500	39140	35859	20800	21709	19890
Coefficiente Sicurezza Scorrimento	3.22	1.93	1.87	3.29	2.00	1.94
	Gabb. 2			Gabb. 3		
	GEO	S+	S-	GEO	S+	S-
Risultante Forze Orizzontali [daN]	1696	2875	2711	516	829	784
Risultante Forze Verticali [daN]	9500	9915	9084	2400	2504	2295
Coefficiente Sicurezza Scorrimento	3.14	1.93	1.88	2.60	1.69	1.64

Carico Limite Fondazione

	GEO	S+	S-
Base di Fondazione Ridotta [m]	4.28	3.82	3.78
Coefficiente Carico Limite Nq	13.86	13.86	13.86
Coefficiente Carico Limite Nc	24.76	24.76	24.76
Coefficiente Carico Limite Ny	15.45	15.45	15.45
Coefficiente Inclinazione Carico iq	0.74	0.59	0.58
Coefficiente Inclinazione Carico ic	0.72	0.55	0.55
Coefficiente Inclinazione Carico iy	0.64	0.45	0.44
Coefficiente Inclinazione Fondazione bq	1.00	1.00	1.00
Coefficiente Inclinazione Fondazione bc	1.00	1.00	1.00
Coefficiente Inclinazione Fondazione by	1.00	1.00	1.00
Coefficiente Inclinazione Terreno Valle gq	1.00	1.00	1.00
Coefficiente Inclinazione Terreno Valle gc	1.00	1.00	1.00
Coefficiente Inclinazione Terreno Valle gy	1.00	1.00	1.00
Coefficiente di Affondamento dq	1.07	1.08	1.08
Coefficiente di Affondamento dc	1.09	1.10	1.11
Coefficiente di Affondamento dy	1.00	1.00	1.00
Carico Limite [daN]	315780	197503	191332
Carico di Esercizio [daN]	37500	39140	35859
Coefficiente di Sicurezza Carico Limite	8.42	5.05	5.34

Stabilità Globale

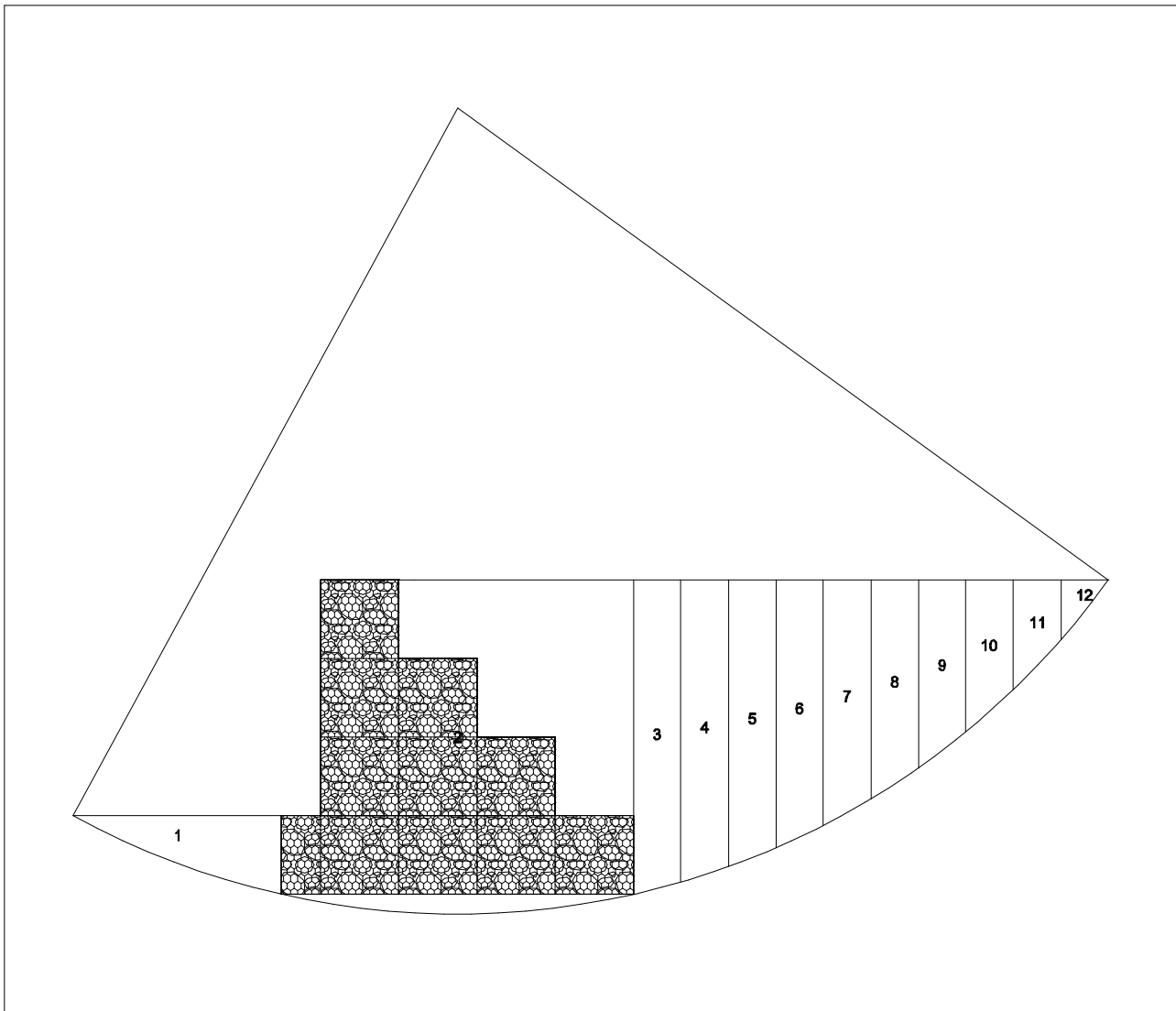
	GEO	S+	S-
Resistenza al taglio disponibile [daN]	39985	44836	43131
Resistenza al taglio mobilitata [daN]	11534	11534	11534
Coeff. sicurezza Equilibrio Globale	3.47	3.89	3.74

Dati Generali Pendio

Numero dei conci	12
Larghezza dei conci [m]	0.59
Raggio cerchio critico [m]	10.25
Lunghezza arco cerchio critico [m]	9.38

Tabella Valori

Concio N.	H [m]	δl [m]	$c\delta l$ [daN/m]	Wi [daN]	α [grd]	Ni [daN]	hw [m]	Ui [daN]	Ti [daN]	Si [daN]
1	0.50	2.09	1671	1651	-28.59	1449	0.00	0	753	-790
2	4.00	4.50	3600	37500	0.00	37500	0.00	0	19482	0
3	4.00	0.61	485	4183	14.37	4053	0.00	0	2105	1038
4	3.73	0.62	493	4004	17.79	3813	0.00	0	1981	1223
5	3.43	0.63	504	3784	21.27	3526	0.00	0	1832	1373
6	3.10	0.65	517	3520	24.84	3194	0.00	0	1659	1478
7	2.74	0.67	534	3208	28.52	2819	0.00	0	1464	1531
8	2.36	0.70	556	2843	32.32	2402	0.00	0	1248	1520
9	1.94	0.73	583	2419	36.30	1950	0.00	0	1013	1432
10	1.50	0.77	617	1927	40.49	1465	0.00	0	761	1251
11	1.03	0.83	664	1353	44.96	958	0.00	0	497	956
12	0.53	0.91	728	678	49.81	438	0.00	0	227	518



Verifiche di Resistenza Strutturale

Nelle stampe che seguono, vengono riportati, i risultati delle verifiche di resistenza strutturale, che riguardano i Muri a Gravità del presente progetto.

Per questa particolare tipologia di muri, infatti, si suppone essere nulla la resistenza a trazione del materiale costituente il muro. Pertanto bisogna verificare, per ogni sezione considerata, che la pressione agente sia compatibile con la resistenza a schiacciamento del materiale.

Muro 1

Verifica Schiacciamento

	Gabb. 1			Gabb. 2		
	STR	S+	S-	STR	S+	S-
Eccentricità della Fv [m]	1.28	1.01	0.98	0.86	0.63	0.61
Estremo di nocciolo (1/6 Bf) [m]	0.50	0.50	0.50	0.33	0.33	0.33
Tensione norm. max [daN/cm ²]	4.64	2.21	1.93	3.34	1.35	1.17
Tensione norm. amm. gabbioni [daN/cm ²]	9.06	9.06	9.06	9.06	9.06	9.06
Coeff. sicurezza a schiacciamento gabbioni	2.0	4.1	4.7	2.7	6.7	7.7
Tens. tang. media [daN/cm ²]	0.12	0.20	0.19	0.09	0.14	0.14
Tensione tang. amm. gabbioni [daN/cm ²]	1.25	1.03	0.95	0.90	0.75	0.69
Coeff. sicurezza al taglio gabbioni	10.2	5.1	5.0	10.2	5.2	5.1
	Gabb. 3					
	STR	S+	S-			
Eccentricità della Fv [m]	0.41	0.26	0.24			
Estremo di nocciolo (1/6 Bf) [m]	0.17	0.17	0.17			
Tensione norm. max [daN/cm ²]	1.37	0.52	0.45			
Tensione norm. amm. gabbioni [daN/cm ²]	9.06	9.06	9.06			
Coeff. sicurezza a schiacciamento gabbioni	6.6	17.5	20.3			
Tens. tang. media [daN/cm ²]	0.05	0.08	0.08			
Tensione tang. amm. gabbioni [daN/cm ²]	0.52	0.44	0.41			
Coeff. sicurezza al taglio gabbioni	9.6	5.3	5.3			

Muro 2

Verifica Schiacciamento

	Gabb. 1			Gabb. 2		
	STR	S+	S-	STR	S+	S-
Eccentricità della Fv [m]	0.34	-0.06	-0.12	0.20	-0.07	-0.12
Estremo di nocciolo (1/6 Bf) [m]	0.33	0.33	0.33	0.25	0.25	0.25
Tensione norm. max [daN/cm ²]	1.06	0.61	0.43	0.86	0.37	0.24
Tensione norm. amm. gabbioni [daN/cm ²]	9.06	9.06	9.06	9.06	9.06	9.06
Coeff. sicurezza a schiacciamento gabbioni	8.6	14.7	21.0	10.6	24.7	38.4
Tens. tang. media [daN/cm ²]	0.32	0.46	0.44	0.26	0.34	0.33
Tensione tang. amm. gabbioni [daN/cm ²]	1.26	1.05	0.98	0.90	0.76	0.71
Coeff. sicurezza al taglio gabbioni	3.9	2.3	2.2	3.5	2.2	2.2
	Gabb. 3					
	STR	S+	S-			
Eccentricità della Fv [m]	0.09	-0.03	-0.07			
Estremo di nocciolo (1/6 Bf) [m]	0.17	0.17	0.17			
Tensione norm. max [daN/cm ²]	0.36	0.20	0.13			
Tensione norm. amm. gabbioni [daN/cm ²]	9.06	9.06	9.06			
Coeff. sicurezza a schiacciamento gabbioni	24.9	45.2	68.7			
Tens. tang. media [daN/cm ²]	0.21	0.23	0.23			
Tensione tang. amm. gabbioni [daN/cm ²]	0.52	0.44	0.41			
Coeff. sicurezza al taglio gabbioni	2.4	1.9	1.8			

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

Tali spostamenti devono essere determinati facendo riferimento ai valori caratteristici delle azioni e delle resistenze dei materiali.

Cedimenti in Fondazione

Per il calcolo dei cedimenti che il terreno potrebbe subire a causa dell'aumento di carico, si fa riferimento al Metodo Edometrico, considerando strati di spessore pari ad 1 metro e 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:

$$W_{\text{tot}} = \sum_{i=1}^N (\Delta\sigma_i \cdot \Delta z_i) / E_i$$

dove si è indicato, per ogni strato:

$\Delta\sigma_i$ = **Variazione Pressione del Terreno**

Δz_i = **Spessore Strato Terreno**

E_i = **Modulo Elastico del terreno**

Per ciascun muro del presente progetto, nella seguente tabella vengono riportati i Cedimenti Elastici in Fondazione, espressi in cm.

Cedimento Elastico Fondazione

	Muro 1	Muro 2
Cedimento Elastico Fondazione [cm]	0.69	0.56