

ING. SALVATORE MIOSOTIS

VIA PONCHIELLI 25 - 97100 RAGUSA (RG) cell 338/2413647-mail ing.miosotis@tiscali.it

COMUNE DI RAGUSA PROVINCIA DI RAGUSA

OGGETTO:
AMPLIAMENTO DEL CAMPO SPORTIVO GADDIMELI

UBICAZIONE:
MARINA DI RAGUSA - VIA CERVIA

VISTI:

COMUNE DI RAGUSA SETTORE V	
Progetto esecutivo validato ai sensi e per gli effetti dell'art. 26, comma 8, del D.lgs. 50/2016, e approvato in linea tecnica ai sensi dell'art. 5 della L.R. 12/2011 per l'importo complessivo di €350.000,00,00.	
Ragusa 12/12/2016 Il R.U.P. (geom. Giorgio Iacono)	
COMUNE DI RAGUSA SETTORE V	
Progetto esecutivo verificato ai sensi dell'art. 26 del D.Lgs. 50/2016. Ragusa 12/12/2016 Il responsabile della verifica (geom. Giorgio Iacono)	

IL PROGETTISTA
Ing. Salvatore Miosotis



IL R.U.P.

RELAZIONE SUI MATERIALI E CALCOLO MURO DI SOSTEGNO

RL 01



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 1 Muro di Sostegno, del tipo a Mensola in cemento armato, ubicato nel comune di ragusa.

I Muri a Mensola sono opere in cui la stabilità è affidata, soprattutto, al terreno sulla mensola di fondazione, retrostante il muro stesso.

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**.

L'opera in esame risulta essere di Classe II, definita in funzione delle possibili conseguenze dovute ad una interruzione di operatività, o eventuale collasso. Inoltre, in base al numero di anni nel quale l'opera in esame deve poter essere usata, per lo scopo al quale è stata destinata, purché soggetta a manutenzione, si definisce una **Vita Nominale** pari a 50 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 T1**. Inoltre, il sito di ubicazione dell'opera si sviluppa in pianura od in collina.

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 37.3204 e 14.9261, 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 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:

Accelerazione max al suolo a_g/g	0.257
Categoria Sottosuolo	D
Fattore Stratigrafico S_s	1.525
Fattore Topografico S_t	1.000
Fattore di riduz. accel. max al suolo β	0.310
Coeff. sismico orizzontale K_h	0.121
Coeff. sismico verticale K_v	0.061

Caratteristiche dei Materiali

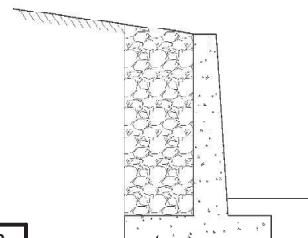
I muri del presente progetto sono realizzati in Cemento Armato Ordinario, il cui peso specifico è pari a 2400 daN/m³. Si utilizzerà Calcestruzzo di Classe C25/30 ed Acciaio tipo B450C.

Caratteristiche del Terreno

Il suolo interagente con l'opera di sostegno è costituito da un'unica tipologia di terreno, uguale sia in elevazione che in fondazione, i cui parametri di resistenza caratteristici sono riportati nella successiva tabella.

La seguente tabella illustra, altresì, le caratteristiche meccaniche del terreno di riempimento, se presente, posto al di sopra della mensola di fondazione a tergo della parete del muro in elevazione.

Descrizione	Strato 1	Riempim.
Spessore [cm]	100	---
Peso Specifico [daN/m ³]	2100	2100
Angolo Attrito Interno [grd]	39	39
Coesione drenata [daN/cm ²]	0.05	0.05
Coesione non drenata [daN/cm ²]	0.05	0.05
Angolo Attrito Terra-Muro [grd]	26.00	26.00
Fattore Attrito Terra-Muro	0.81	0.81
Modulo Elastico [daN/cm ²]	1200	1200
Costante Winkler [daN/cm ³]	10.00	10.00



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

Il Tecnico
ing. Salvatore Miosotis



Relazione sui Materiali

La presente relazione riporta i dati necessari all'identificazione e alla qualificazione dei materiali strutturali adoperati nell'opera in oggetto, nonché le procedure di accettazione previste dalle vigenti Norme Tecniche.

L'opera, oggetto della presente progettazione strutturale, è realizzata interamente in Conglomerato Cementizio Armato; tale materiale (spesso definito impropriamente Cemento Armato) è ottenuto inglobando all'interno di un conglomerato di cemento ed inerti (definito Calcestruzzo) degli elementi in acciaio sotto forma di barre opportunamente modellate, che hanno l'importante compito di assorbire gli sforzi di trazione.

Per ottenere un calcestruzzo armato con buone caratteristiche meccaniche, è necessario che i materiali che lo costituiscono rispettino i criteri di conformità fissati dalla normativa.

In particolare, verranno dapprima riportati i requisiti che i componenti devono possedere per realizzare un calcestruzzo di buona qualità e, in seguito, analizzate le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo armato adoperato, illustrando le prescrizioni relative al conglomerato cementizio e quelle relative all'acciaio. Tali prescrizioni conterranno anche le indicazioni atte a garantire la lavorabilità dell'impasto e la durabilità dell'opera, in relazione alle condizioni ambientali del sito di costruzione. Ciò comporta determinate scelte progettuali, come assegnare un valore adeguato di coprifero minimo (inteso come lo spessore minimo di calcestruzzo che ricopre le armature) ai fini della protezione del calcestruzzo armato contro la corrosione delle armature metalliche.

Componenti del calcestruzzo

Come già accennato, il calcestruzzo è costituito da un aggregato di inerti (sabbia e ghiaia o pietrisco) legati da una pasta cementizia, composta da acqua e cemento. Oltre ai componenti normali, è consentito l'uso di aggiunte (ceneri volanti, loppe granulate d'altoforno e fumi di silice) e di additivi chimici (acceleranti, ritardanti, aeranti, ecc.), in conformità a quanto previsto al paragrafo 11.2.9 del D.M. 14/1/2008.

Cemento

La fornitura del cemento sarà effettuata con l'osservanza delle condizioni e modalità di cui all'art.3 della legge 26/5/1965 n.595. Verrà impiegato cemento conforme alla norma armonizzata UNI EN 197.

Aggregati

Sono idonei alla produzione del calcestruzzo per uso strutturale gli aggregati ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, artificiali, ovvero provenienti da processi di riciclo, conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 12620 e, per gli aggregati leggeri, alla norma europea armonizzata UNI EN 13055-1.

L'attestazione della conformità di tali aggregati deve essere effettuata ai sensi del DPR n. 246/93. Inoltre, gli aggregati riciclati devono rispettare, in funzione della destinazione finale del calcestruzzo e delle sue proprietà prestazionali, dei requisiti chimico-fisici aggiuntivi, rispetto a quelli fissati per gli aggregati naturali, secondo quanto prescritto dalle norme UNI 8520-1:2005 e UNI 8520-2:2005. Ad ogni modo, la dimensione massima dell'inerte sarà commisurata, per l'assestamento del getto, ai vuoti tra le armature e tra i casserri tenendo presente che il diametro massimo dell'inerte non dovrà superare: la distanza minima tra due ferri contigui ridotta di 5 mm, 1/4 della dimensione minima della struttura e 1/3 del coprifero.

Acqua di impasto

L'acqua di impasto, ivi compresa quella di riciclo, dovrà essere conforme alla norma UNI EN 1008:2003.

Additivi

Gli additivi chimici, utilizzati per migliorare una o più prestazioni del calcestruzzo, devono essere conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 934-2.

Aggiunte

Nei calcestruzzi è ammesso l'impiego di aggiunte, in particolare di ceneri volanti, loppe granulate d'altoforno e fumi di silice, purché non ne vengano modificate negativamente le caratteristiche prestazionali.

Le ceneri volanti devono soddisfare i requisiti della norma europea UNI EN 450-1. Per quanto riguarda invece l'impiego bisogna fare riferimento alle norme UNI EN 206-1:2006 e UNI 11104:2004.

I fumi di silice, infine, devono soddisfare i requisiti della norma europea UNI EN 13263-1.

Per ulteriori approfondimenti sullo stoccaggio in cantiere e la messa in opera dei materiali utilizzati, si rimanda alla Relazione Esecutiva.

Calcestruzzo

Per il calcestruzzo preconfezionato o confezionato in opera per strutture armate, così come stabilito successivamente nella relazione di calcolo e in conformità alle seguenti norme:

- D.M. 14 gennaio 2008, Cap 4 e 11
- C.M. 2 febbraio 2009 n°617
- Linee Guida per il calcestruzzo strutturale
- UNI-EN 206-1
- UNI-EN 12620
- UNI 197/1

si richiedono le seguenti caratteristiche:

Classe di calcestruzzo	C25/30
Resistenza a compressione sui cubetti Rck [daN/cm²]	300
Classe di consistenza	S1
Classe di esposizione	XC1
Copriferro minimo [mm]	25
Massimo rapporto acqua/cemento	0.6
Dosaggio di cemento minimo [kg/m³]	300
Impiego di additivi	No
Controllo di accettazione di tipo	A

Definita la classe di calcestruzzo adoperata, è possibile calcolare tutti i parametri di resistenza che ne caratterizzano il comportamento, sia a compressione che a trazione, come riportato nelle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
 R_{ck} &= \text{Valore caratteristico della resistenza cubica a compressione} \\
 f_{ck} &= 0.83 R_{ck} = \text{Valore caratteristico della resistenza cilindrica a compressione} \\
 f_{cm} &= f_{ck} + 8 = \text{Valore medio della resistenza cilindrica} \\
 E_c &= 220000[f_{cm}/10]^{0.3} = \text{Modulo Elastico secante tra la tensione nulla e } 0.40 f_{cm} \\
 f_{cd} &= f_{ck} / \gamma_c = \text{Resistenza di calcolo a compressione, con } \gamma_c \text{ pari a 1.60} \\
 \alpha f_{cd} &= 0.85 f_{cd} = \text{Resistenza di calcolo a compressione ridotta, per i carichi di lunga durata} \\
 f_{ctm} &= 0.30 f_{ck} = \text{Resistenza media a trazione} \\
 f_{ctk} &= 0.7 f_{ctm} = \text{Resistenza caratteristica a trazione} \\
 f_{cfk} &= 1.2 f_{ctk} = \text{Resistenza caratteristica a trazione per flessione} \\
 f_{ctd} &= f_{ctk} / \gamma_c = \text{Resistenza di calcolo a trazione} \\
 f_{cfk} &= f_{cfk} / \gamma_c = \text{Resistenza di calcolo a trazione per flessione}
 \end{aligned}$$

I valori così calcolati vengono riportati nella seguente tabella:

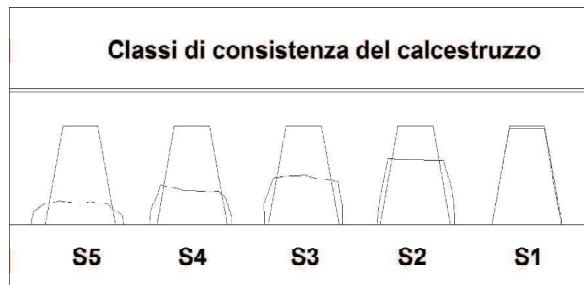
Classe Cls	Rck daN/cm ²	fck daN/cm ²	fcm daN/cm ²	E _c daN/cm ²	fcd daN/cm ²	α fcd daN/cm ²	fctm daN/cm ²	fctk daN/cm ²	fcfk daN/cm ²	fctd daN/cm ²	fcfd daN/cm ²
C25/30	300	249	328	314471	155	132	25.6	17.9	21.5	11.2	13.4

Lavorabilità dell'impasto

La lavorabilità, ovvero la facilità con cui viene mescolato l'impasto, varia in funzione del tipo di calcestruzzo impiegato, dipende dalla granulometria degli inerti, dalla presenza o meno di additivi e aumenta in relazione al quantitativo di acqua aggiunta. Inoltre, la lavorabilità aumenta al diminuire della consistenza, che rappresenta il grado di compattezza dell'impasto fresco.

La classe di consistenza del calcestruzzo da utilizzare viene fissata in base all'esigenza che l'impasto rimanga fluido per il tempo necessario a raggiungere tutte le parti interessate dal getto, senza che perda di omogeneità ed in modo che, a compattazione avvenuta, non rimangano dei vuoti. Il calcestruzzo viene quindi classificato, a seconda della sua consistenza, sulla base dell'abbassamento al cono, definito **Slump** ed identificato da un codice (da S1 a S5), che corrisponde ad un determinato intervallo di lavorabilità, espresso mediante la misura dello Slump, in mm. La lavorabilità cresce all'aumentare del numero che indica la classe.

Considerare, ad esempio, un calcestruzzo con classe di consistenza S3, caratterizzato da uno slump compreso tra 100 e 150 mm, significa che, se sottoposto alla prova di abbassamento del cono (slump test), il provino troncoconico di calcestruzzo fresco, appena sformato, subisce un abbassamento compreso in quell'intervallo.



La scelta della classe di consistenza del calcestruzzo è legata alla lavorabilità che ci si aspetta dall'impasto per il tipo di opera che si deve andare a realizzare.

Classe di Consistenza	Slump (mm)	Applicazioni
S1 (Terra umida)	10 - 40	pavimenti messi in opera con vibro finiture
S2 (Terra plastica)	50 - 90	strutture circolari (silos, ciminiere)
S3 (semi fluida)	100 - 150	strutture non armate o poco armate
S4 (fluida)	160 - 210	strutture mediamente armate
S5 (super fluida)	oltre 210	strutture fortemente armate con ridotta sezione e/o complessa geometria

Per la quasi totalità delle opere in calcestruzzo armato gettato in casseforme, ci si aspetta una lavorabilità che ricada tra la classe di consistenza semi-fluida (S3) e quella super-fluida (S5).

Per l'opera in esame, in base ai criteri esposti, si è scelto di utilizzare un calcestruzzo appartenente alla Classe di consistenza S4.

Durabilità

La durabilità di un'opera in calcestruzzo armato dipende fortemente dalle condizioni ambientali del sito, di edificazione dell'opera stessa. Inoltre, per resistere alle azioni ambientali, il calcestruzzo deve possedere dei requisiti che tengano conto della vita di esercizio prevista per l'opera da realizzare.

E' possibile suddividere le diverse parti di una struttura, a seconda della loro esposizione all'ambiente esterno, in modo da individuare le corrispondenti classi di esposizione.

A seconda delle situazioni esterne ambientali, più o meno aggressive, è possibile, definire più classi di esposizione, come prescritto dalle UNI-EN 206-1:2006 e come riportato nella seguente tabella:

Classe	Ambiente
X0	Assenza di corrosione
XC	Corrosione da carbonatazione
XD	Corrosione da cloruri non marini
XS	Corrosione da cloruri marini
XF	Degrado per cicli gelo - disgelo
XA	Attacchi chimici

Le Norme Tecniche per le Costruzioni, invece, distinguono le condizioni ambientali in ordinarie, aggressive e molto aggressive, e definiscono, per ciascuna condizione, le corrispondenti classi di esposizione, come di seguito indicato in tabella:

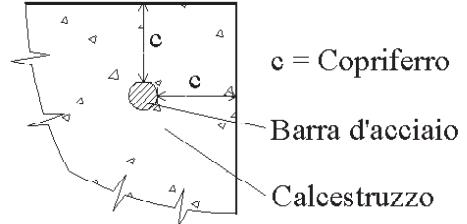
Condizioni ambientali	Classi di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3,
Aggressive	XC4, XD1, XS1
Molto Aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3

Per ciascuna delle suddette classi di esposizione è richiesto il rispetto di alcuni vincoli, espressi sotto forma di rapporto acqua cemento (a/c), dosaggio di cemento e spessore minimo del copriferro.

Nel seguente prospetto, in funzione della classe di esposizione scelta, vengono riportati il valore massimo del rapporto acqua cemento, il dosaggio minimo del cemento e la classe di resistenza minima del calcestruzzo che occorre rispettare.

Classe Esposizione	XC1
a/c max	0.6
Dosaggio di cemento minimo [kg/m³]	300
Rck min [daN/cm²]	300

Come già detto, all'accentuarsi dell'intensità dell'attacco dell'ambiente esterno, oltre ad incrementare il quantitativo di cemento nell'impasto (riducendo quindi il rapporto acqua-cemento), è necessario aumentare lo spessore di calcestruzzo che ricopre le armature. Tale ricoprimento di calcestruzzo, generalmente definito □Copriferro□, è necessario per proteggere sia le barre di acciaio dai fenomeni di corrosione e dagli attacchi degli agenti esterni e, soprattutto, per assicurare una adeguata trasmissione delle forze di aderenza.



Lo spessore del copriferro viene dimensionato in funzione della aggressività dell'ambiente esterno, della classe di resistenza del calcestruzzo e della vita nominale della struttura.

Nella tabella seguente, vengono indicati, espressi in mm, i coprifetti minimi da adottare prescritti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, sia per elementi a piastra che per altri elementi costruttivi:

Classe di resistenza	C25/30
Ambiente	XC1
Copriferro minimo [mm]	25

Controllo di accettazione del calcestruzzo

Le Norme tecniche per le Costruzioni fissano l'obbligo di eseguire controlli sistematici in corso d'opera per verificare la conformità delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera rispetto a quello stabilito dal progetto e sperimentalmente verificato in sede di valutazione preliminare.

Il prelievo dei campioni per il controllo di accettazione verrà eseguito secondo le modalità prescritte al punto 11.2.5.3 del D.M.14/01/2008.

Il controllo da eseguire, per l'opera in oggetto, in funzione del quantitativo di calcestruzzo in accettazione è quello di tipo A.

Il controllo di accettazione è positivo ed il quantitativo di calcestruzzo accettato se risultano verificate le disuguaglianze di cui alla tabella seguente:

Controllo di tipo A
$R_1 > R_{ck} - 3.5$
$R_m > R_{ck} + 3.5$
Numero Prelievi = 3

dove:

R_m = Resistenza media dei prelievi, espressa in N/mm²

R_1 = Minore valore di resistenza dei prelievi, espresso in N/mm²

L'acciaio dolce da carpenteria utilizzato è del tipo B450C, qualificato secondo le procedure D.M. 14/01/2008 par.11.3.1.2 e par.11.3.3.5.

In conformità alle seguenti norme:

- D.M. 14 gennaio 2008 Cap. 11
- C.M. 2 febbraio 2009 n° 617
- UNI-EN 7438
- UNI 10080

si richiedono, per l'acciaio, le seguenti caratteristiche meccaniche:

Tensione caratteristica di snervamento fyk [daN/cm ²]	≥ 4500
Tensione caratteristica di rottura ftk [daN/cm ²]	≥ 5400
Allungamento (Agt)k [%]	≥ 7.5
Rapporto di sovraresistenza ftk/fyk [%]	1.15≤ftk/fyk<1.35
Rapporto tens. effettiva/nominale (fy/fynom)k	≤ 1.25
Tensione di calcolo di snervamento [daN/cm ²]	3913
Modulo Elastico Normale [daN/cm ²]	2100000

Si è scelto di utilizzare barre d'acciaio aventi i diametri, espressi in mm, riportati nel seguente prospetto:

Armature Muri

Elevazione [mm]	8 12
Fondazione [mm]	10 12

Il campionamento e le prove saranno condotte secondo quanto previsto al par.11.3.2 del D.M. 14/01/2008.

Il Tecnico
ing. Salvatore Miosotis

Watts

Relazione Esecutiva

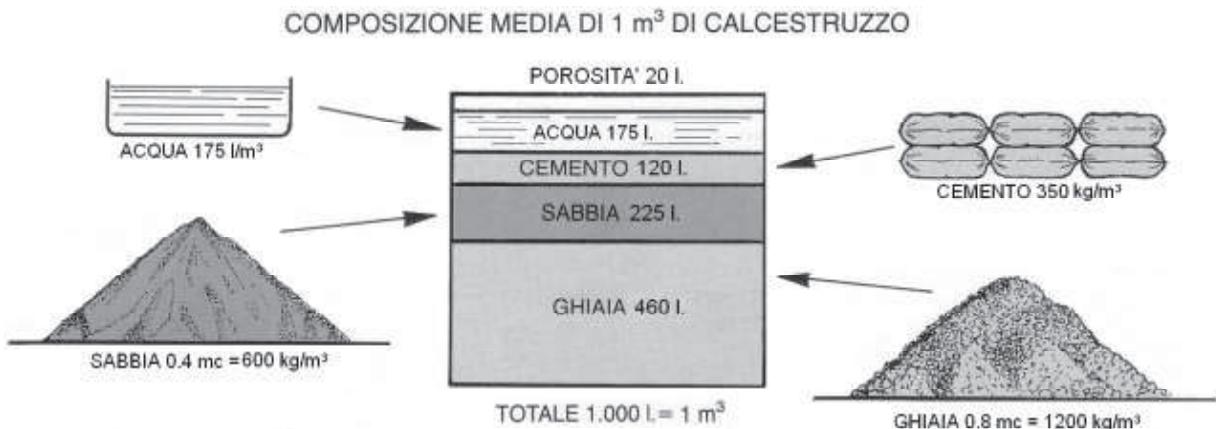
Scopo della presente relazione è fornire le informazioni utili al corretto stoccaggio e alla messa in opera dei materiali strutturali, nonché le procedure di accettazione e controllo dei materiali in cantiere. Vengono altresì forniti i particolari esecutivi necessari alla corretta realizzazione dell'opera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

In particolare tutti gli elementi costituenti il calcestruzzo devono essere opportunamente dosati, secondo precisi rapporti di miscelazione e rispettare i criteri di conformità fissati per legge, già indicati in maniera più estesa nella Relazione sui Materiali.

Calcestruzzo

Il conglomerato cementizio da impiegarsi dovrà essere dosato rispettando i seguenti rapporti di miscelazione, con le quantità riferite ad un m^3 di conglomerato.

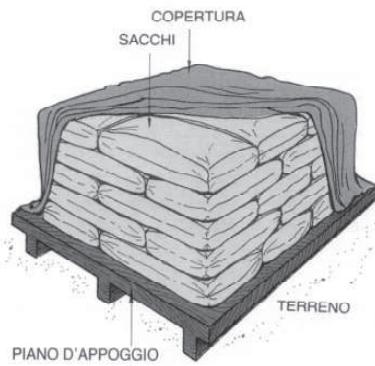


Nella formazione degli impasti, i vari componenti dovranno risultare intimamente mescolati ed uniformemente distribuiti nella massa e durante il getto si dovrà procedere ad idonea azione di vibratura.

Cemento

Il cemento dovrà essere conservato esclusivamente in locali coperti, asciutti e privi di correnti d'aria. Se fornito in sacchi, questi non vanno mai tenuti all'aperto, ma conservati in ambienti asciutti e chiusi, lasciando sempre delle intercapedini fra il piano di appoggio e il terreno.

E' escluso l'impiego di cementi alluminosi. Qualora il calcestruzzo risulti esposto a condizioni ambientali chimicamente aggressive si devono utilizzare cementi per i quali siano prescritte adeguate proprietà di resistenza ai solfati e/o al dilavamento o ad altre azioni aggressive.



Sabbia

La sabbia dovrà essere prelevata esclusivamente da fiumi e da fossi; dovrà essere costituita da elementi prevalentemente silicei, di forma angolosa e di grossezza assortita; dovrà essere aspra al tatto e senza lasciare traccia di sporco; dovrà essere esente da cloruri e scevra di materie terrose, argillose, limacciose e polvulorenti; non dovrà contenere fibre organiche.

Ghiaia e Pietrisco

La ghiaia dovrà essere formata da materiali resistenti, inalterabili all'aria, all'acqua ed al gelo, gli elementi dovranno essere pulitissimi ed esenti da cloruri e da materiali polverulenti; dovranno essere esclusi elementi a forma di ago e di piastrelle.

Il pietrisco e la graniglia dovranno provenire dalla spezzatura di rocce silicee, basaltiche, porfiree, granitiche e calcaree, rispondenti in genere ai requisiti prescritti per pietre naturali nonché a quelli prescritti per la ghiaia al precedente punto. Dovrà essere escluso il pietrisco proveniente dalla frantumazione di scaglie di residui di cave.

E' consentito l'uso di aggregati grossi provenienti da riciclo, secondo i limiti previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, a condizione che la miscela di calcestruzzo confezionata con aggregati riciclati, venga preliminarmente qualificata e documentata attraverso idonee prove di laboratorio.

Acqua

L'acqua dovrà essere dolce, limpida non aggressiva e priva di terre. Non dovranno essere impiegate acque eccessivamente dure o ricche di solfati o cloruri; acque di rifiuto, anche se limpide, se provenienti da fabbriche di qualsiasi genere; acque contenenti argilla, humus, limo; acque contenenti residui grassi, oleosi o zuccherini; acque piovane.

Inoltre, dato che l'eccesso di acqua costituisce causa fondamentale della riduzione di resistenza del conglomerato, nella determinazione della qualità dell'acqua, per l'impasto si dovrà tenere conto anche di quella contenuta negli inerti.

Aggiunte e Additivi

Oltre ai componenti normali (cemento, acqua, sabbia e ghiaia) è ammesso l'utilizzo di prodotti chimici come additivi al calcestruzzo. Essi, aggiunti solitamente in piccole quantità, hanno lo scopo di migliorare una o più prestazioni. A seconda della loro specifica funzione, gli additivi possono essere classificati in varie tipologie: acceleranti, ritardanti, aeranti, inibitori di corrosione, battericidi, idrofobizzanti, anti-ritiro, fluidificanti e superfluidificanti. In particolare, i fluidificanti, ad esempio, migliorano la lavorabilità dell'impasto, evitando di dover aumentare la quantità d'acqua; gli acceleranti e i ritardanti, rispettivamente, accelerano e ritardano la presa del calcestruzzo in opera; gli aeranti introducono aria, migliorando la resistenza al gelo.

L'uso degli additivi deve essere fatto con attenzione, seguendo le indicazioni del fornitore. E' importante precisare che un uso scorretto, specie con riferimento alle quantità, può comportare effetti secondari negativi.

Modalità di accettazione del conglomerato cementizio

Prelievo dei campioni

Il prelievo consiste nel prelevare dagli impasti, al momento della posa in opera, il calcestruzzo necessario per la confezione di un gruppo di due provini.

La media delle resistenze a compressione dei due provini di un prelievo rappresenta la \square Resistenza di prelievo \square , che rappresenta il valore mediante il quale vengono eseguiti i controlli del calcestruzzo.

Per la preparazione, la forma, le dimensioni e la stagionatura dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nelle norme UNI EN 12390-1:2002 e UNI EN 12390-2:2002.

Modalità del controllo

Il controllo di tipo A è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di $300\ m^3$. Ogni controllo di accettazione di tipo A è rappresentato da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di $100\ m^3$ di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni $300\ m^3$ massimo di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Nelle costruzioni con meno di $100\ m^3$ di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare dall'obbligo di prelievo giornaliero.

Acciaio

L'Acciaio per strutture in c.a. deve essere prodotto con un sistema permanente di controllo interno della produzione in stabilimento. Le prove di qualifica dell'acciaio prodotto devono essere effettuate sia internamente all'impianto di produzione, sotto controllo di un laboratorio ufficiale, sia presso il laboratorio ufficiale stesso. Tali prove devono essere qualificate con revisione semestrale da parte del Servizio Tecnico Centrale, mediante emissione di attestato di qualificazione, in cui vengono dichiarati i valori caratteristici dei vari requisiti geometrici e prestazionali, richiesti dalle Norme.

Le armature devono essere protette, durante la permanenza in deposito, contro tutte le azioni esterne che ne possano compromettere le caratteristiche geometriche o meccaniche. E' necessario, prima della messa in opera controllare lo stato superficiale delle armature.

Tutte le barre di acciaio dovranno essere poste in opera prive di tracce di ruggine e praticando all'estremità gli opportuni ancoraggi ed in ogni caso dovranno rispondere a tutti i requisiti riportati nella Circolare del Ministero LL.PP. n.37406 del 24/06/1993, relativamente agli acciai ad aderenza migliorata.

Tutti gli acciai per cemento armato devono essere ad aderenza migliorata, aventi cioè una superficie dotata di nervature o indentature trasversali, uniformemente distribuite sull'intera lunghezza, atte ad aumentare l'aderenza al conglomerato cementizio.

Le barre sono caratterizzate dal diametro della barra tonda liscia equipesante, calcolato nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a $7,85 \text{ kg/dm}^3$.

Per il presente progetto, si è scelto di usare l'acciaio tipo B450C che risulta più duttile e può essere impiegato in barre del diametro compreso tra 6 e 40 mm. Nel caso si utilizzino diametri fino a 16 mm, è ammesso l'uso di acciai forniti in rotoli.

La lunghezza di ancoraggio L_b delle barre deve essere almeno pari a venti volte il diametro, mentre la piegatura del ferro deve essere almeno cinque volte il diametro.

Le dimensioni del mandrino, con cui effettuare la piegatura dei ferri, dipende dal diametro della barra e dal tipo di acciaio impiegato come prescritto dalle norme UNI-EN 206, e come di seguito riportato in tabella:

Diametro della barra \varnothing	Diametro del mandrino β
$\varnothing < 12 \text{ mm}$	40
$12 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 16 \text{ mm}$	50
$16 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 25 \text{ mm}$	80
$25 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 40 \text{ mm}$	100

Lunghezza di ancoraggio $L_b \geq 20 \varnothing$ Lunghezza della piega $L \geq 5 \varnothing$

Modalità di accettazione dell'acciaio

La documentazione di qualifica, attestante i valori caratteristici dei vari requisiti geometrici e prestazionali richiesti dalle Norme, deve essere verificata ad ogni fornitura di materiale in cantiere.

L'acciaio deve essere riconoscibile per quanto concerne le caratteristiche qualitative e riconducibile allo stabilimento di produzione, tramite marchiatura indelebile, depositata presso il Servizio Tecnico Centrale. Dalla marchiatura deve risultare, in modo inequivocabile, il riferimento all'azienda produttrice, allo stabilimento, al tipo di acciaio e alla sua eventuale saldabilità. La mancata marchiatura, la non corrispondenza a quanto depositato o la sua illeggibilità, anche parziale, rendono il prodotto non impiegabile.

Accorgimenti Costruttivi

Si richiama l'attenzione dell'impresa e della direzione lavori sulle seguenti prescrizioni, riguardanti particolari accorgimenti costruttivi in fase di esecuzione delle opere di sostegno:

Drenaggio dei muri

I muri di sostegno, dopo la loro realizzazione, necessitano di un terrapieno a monte, la cui quantità dipende dalla forma della scarpata e dalle dimensioni geometriche del muro.

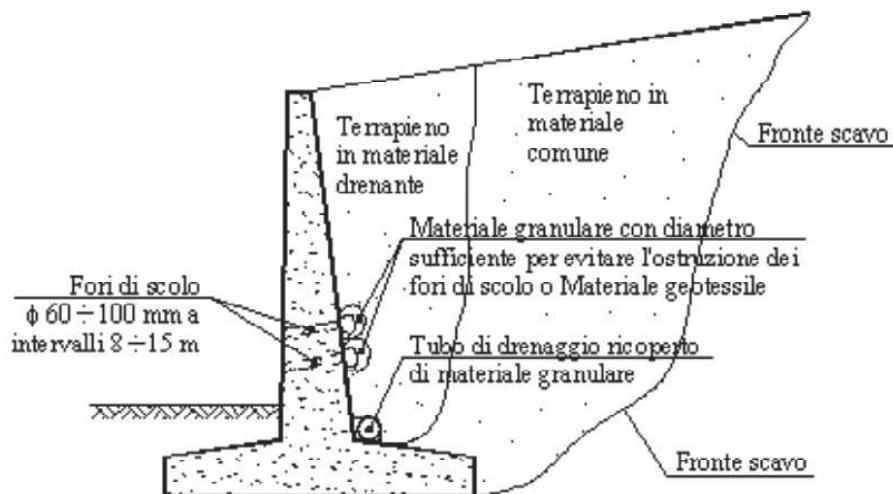
Considerato che dietro il muro, l'accumulo di acqua fa aumentare notevolmente il peso specifico del terreno (e quindi, la pressione laterale agente sul muro), risulta necessario utilizzare particolare attenzione al materiale impiegato ed alle modalità esecutive del terrapieno posizionato a monte del muro.

È opportuno, quindi, realizzare un sistema di drenaggio, capace di ridurre al minimo o, quanto meno, di abbattere il valore della spinta dovuta alla pressione dell'acqua nel terreno, realizzando dei fori di drenaggio, lungo il muro, e mediante riempimento di terreni dotati di elevata permeabilità, come il materiale lapideo con un'opportuna scelta della pezzatura.

Il sistema di drenaggio migliore, ma sicuramente anche quello che comporta dei costi maggiori, è quello di predisporre opportunamente dreni orizzontali o sub-orizzontali, i quali riducono notevolmente la spinta dell'acqua.

I dreni verticali posizionati a tergo del muro, più semplici da realizzare, si limitano invece a ridurre sensibilmente il valore della spinta dell'acqua. Affinché essi funzionino correttamente, non devono essere contaminati da altro materiale impermeabile o a bassa permeabilità e devono essere a contatto con l'aria attraverso dei tubi aventi sezione e pendenza sufficienti a favorire lo smaltimento di acqua e sedimenti.

Qualunque sia il sistema di drenaggio utilizzato, va comunque tenuto in considerazione il problema della collocazione di materiale filtrante, tipo geotessile, sopra i fori dal lato del terrapieno, in maniera da evitare la fuoriuscita del materiale fino, che comporta il ricoprimento degli stessi fori, non permettendo più la fuoriuscita dell'acqua a tergo del muro.



Particolare attenzione dovrà essere posta nell'esecuzione di muri, realizzati in zone con temperature rigide, visto che l'acqua, presente nel terrapieno, può gelare e produrre spinte laterali e spostamenti considerevoli, oltre i limiti di danno e non più recuperabili quando il ghiaccio si scioglie.

Per le altre prescrizioni in fase di esecuzione dei lavori si richiamano le disposizioni di cui alle norme tecniche vigenti emanate dal Ministero LL.PP.

**Il Tecnico
ing. Salvatore Miosotis**



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**

Preliminariamente 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 e l'informatica sull'affidabilità del software, nonché le indicazioni sulle normative di riferimento e sulle unità di misura utilizzate.

Nel capitolo **Metodo di Calcolo**, invece, 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.

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 (stabilità delle opere di sostegno e del complesso opera-terreno) e sia a quelle prettamente strutturali (resistenza delle sezioni maggiormente sollecitate), nel caso specifico di muri in c.a.

Infine nel capitolo **Verifiche allo Stato Limite di Esercizio**, vengono riportate le verifiche delle Tensioni in Esercizio, il calcolo dei Cedimenti in Fondazione e i criteri di verifica della Fessurazione del calcestruzzo, tramite il controllo sul coprifero e sulle tensioni di trazione delle armature.

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 2013**, 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.miosotis**. 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 (su fondazione superficiale o profonda)**
- Muri a mensola in cemento armato con contrafforti**
- 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 su internet, dall'area Supporto sul sito della S.I.S. valido per i clienti registrati o mediante fax, al numero **095 7122188**.

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 autodiagnosica, 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] Radiani

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.

I **Muri a Mensola** in cemento armato sono caratterizzati da una configurazione snella, grazie all'introduzione di armatura in zona tesa e sfruttano, per la stabilità, il peso del terreno che grava sulla fondazione a monte. Questa tipologia di muri è particolarmente impiegata nelle opere stradali e ferroviarie.

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:

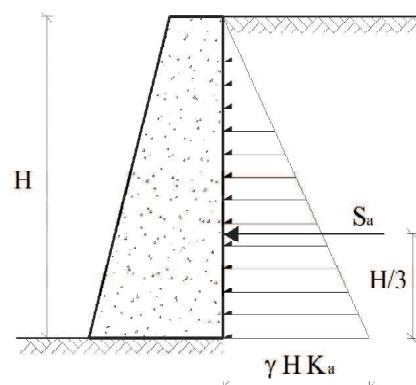
$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_a$$

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 $1/3 \cdot H$.

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 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:

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

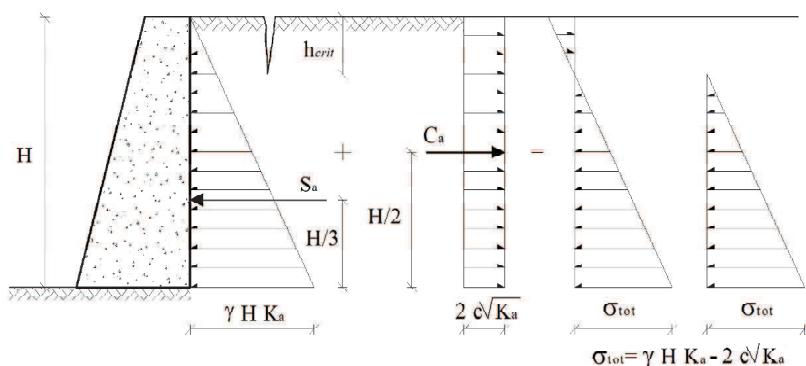
dove:

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

Nel caso di terreno coesivo, si considera una controsposta 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 $1/2 H$.



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 $1/2 H$, per la sua distribuzione costante.

In presenza di falda è presente una spinta idrostatica:

$$S_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$$

dove:

γ_w = Peso specifico dell'acqua

H_w = Altezza falda dalla base della fondazione

Tale spinta, con andamento lineare, è applicata ad $1/3 \cdot H_w$.

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.

Azioni Sismiche

Nel caso di opere in zona sismica, le spinte vengono valutate secondo quanto previsto dalla Normativa vigente, 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, oltre che per valutare le forze di inerzia sull'opera, in funzione delle masse sollecitate dal sisma, anche per determinare la spinta del terreno retrostante il muro, mediante l'utilizzo della teoria di Mononobe-Okabe.

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

$$k_h = \beta \cdot S_S \cdot S_T \cdot (a_g / g) \quad k_v = \pm \frac{1}{2} \cdot k_h$$

dove:

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido, rapportato alla accelerazione di gravità g , funzione della localizzazione sismica del sito, ovvero della sua posizione geografica su reticolo di riferimento di cui in Allegato B del D.M.14/01/2008;

S_S = fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici di riferimento, per ciascuno Stato Limite considerato;

S_T = fattore di amplificazione topografica del terreno, funzione della categoria topografica del sito e dell'ubicazione dell'opera. La sua variazione spaziale è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità, dove esso assume il valore massimo riportato in tabella, fino alla base, dove invece assume valore unitario;

Categoria Topografica	Ubicazione Opera	$S_{T(MAX)}$
T1	-	1.00
T2	Sulla sommità di un pendio	1.20
T3	Sulla cresta di un rilievo	1.20
T4	Sulla cresta di un rilievo	1.40

β = fattore di riduzione dell'accelerazione massima al suolo, che dipende dallo spostamento ammissibile del muro. Per le opere in esame, assume valori minori dell'unità, in funzione della categoria del sottosuolo, come di seguito riportato in tabella:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.29	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.18

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.

L'effetto del terreno a monte dell'opera di sostegno, si traduce quindi con la spinta attiva, che in condizioni sismiche, si valuta mediante la espressione seguente:

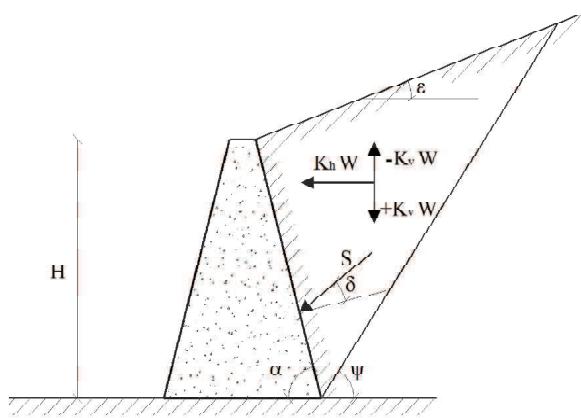
$$S_{as} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_{as} \cdot H^2$$

in cui:

γ_t = Peso specifico del terreno;

K_{as} = Coefficiente di spinta attiva valutato con l'espressione di Mononobe-Okabe;

H = Altezza del muro dalla base della fondazione.



Considerando la spinta attiva totale del terreno S_a come somma di una componente statica e di una dinamica, dovuta alla sovrappinta 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:

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

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 sovrappinta 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 = 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 : $F_d = F_k \gamma_F$. 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 $\sigma-\varepsilon$ 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 $\sigma-\varepsilon$ 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 Collasto (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 (includendo 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 Collasto (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 collasto 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:

$$\text{Combinazione (STR): } (A_1 + M_1 + R_1)$$

$$\text{Combinazione (GEO): } (A_2 + M_2 + R_2)$$

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).

Tale Combinazione verrà utilizzata soltanto per le verifiche strutturali di resistenza degli elementi che costituiscono i muri in c.a.

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, per stabilire la resistenza strutturale delle opere interagenti col terreno (STR), i coefficienti (A1) vengono "combinati" con quelli (M1) ed (R1), mentre, per il 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 e Affidabilità 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
ing. Salvatore Miosotis

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 di dati geometrici ed azioni, che caratterizzano tutti i muri del presente progetto, di seguito si riportano i dati necessari alla loro definizione. Inoltre tutti i parametri descritti, relativi sia alla geometria che alle azioni, vengono raffigurati mediante una rappresentazione grafica generale.

La parete in elevazione risulta caratterizzata dai seguenti dati geometrici:

H = Altezza della parete del muro, espressa in cm

B = Spessore del muro in sommità, espresso in cm

B_p = Spessore del muro al piede della parete, espresso in cm

P_e = Pendenza della parete esterna, espressa in %

P_i = Pendenza della parete interna, espressa in %

I dati geometrici relativi alla fondazione sono i seguenti:

L_F = Larghezza totale della Fondazione, espressa in cm

H_{Fc} = Altezza della Fondazione in corrispondenza della sezione centrale, espressa in cm

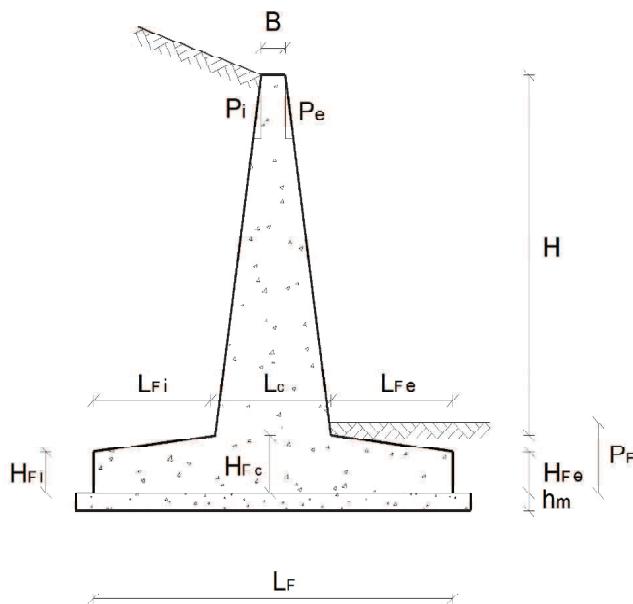
H_{Fe}, L_{Fe} = Altezza e Larghezza della mensola esterna di Fondazione, espresse in cm

H_{Fi}, L_{Fi} = Altezza e Larghezza della mensola interna di Fondazione, espresse in cm

P_F = Profondità del piano di Fondazione, espressa in cm

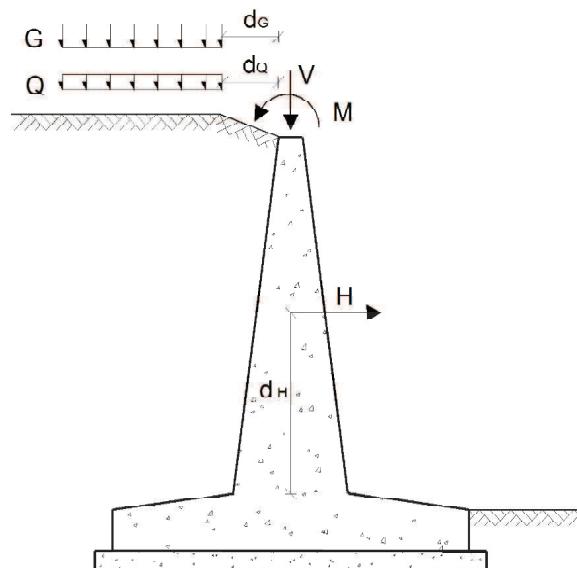
h_m = Spessore dello strato di Magrone, espresso in cm

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 di sostegno**Parete Elevazione**

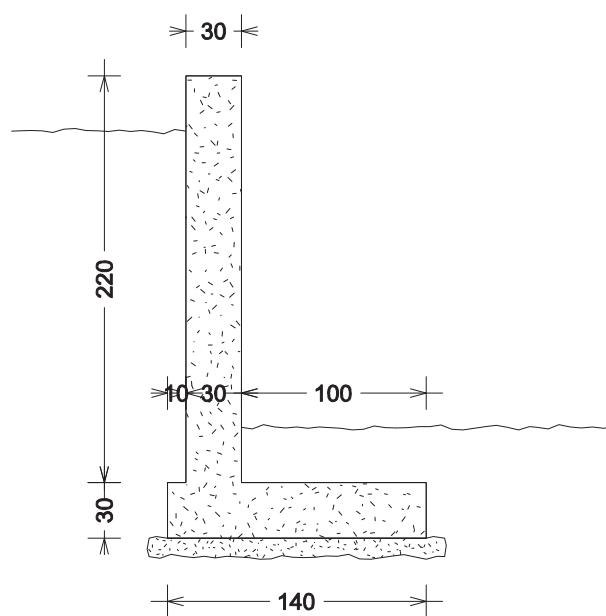
Altezza Parete Muro [cm]	220
Spessore muro in testa [cm]	30
Pendenza Parete Esterna [%]	0
Pendenza Parete Interna [%]	0

Fondazione

Larghezza Fondazione [cm]	140
Altezza Fondazione [cm]	30
Larghezza Mensola Esterna Fondazione [cm]	100
Larghezza Mensola Interna Fondazione [cm]	10
Profondità Mensola Esterna Fondazione [cm]	60
Spessore Strato Magrone [cm]	10

Terreno

Angolo di Inclinazione Terreno a Valle [grd]	0
Profondità Piano di Fondazione [cm]	30
Angolo di Inclinazione Terreno a Monte [grd]	0
Abbassamento Terreno a Monte [cm]	30

Disegno Geometria Sezione**Sezione Parete**

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

	STR	GEO	EQU	S+	S-
Peso Specifico [daN/m ³]	2100	2100	2100	2100	2100
Angolo Attrito Interno [grd]	39	33	33	33	33
Coesione drenata [daN/cm ²]	0.05	0.04	0.04	0.04	0.04
Coesione non drenata [daN/cm ²]	0.05	0.04	0.04	0.04	0.04
Angolo Attrito Terra-Muro [grd]	26	21	21	21	21
Fattore Attrito Terra-Muro [grd]	0.81	0.81	0.81	0.81	0.81

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.

Si è tenuto conto dei seguenti parametri di calcolo, la cui entità incide sulla stabilità dell'opera e sulla valutazione delle spinte del terreno: percentuale di spinta passiva sullo sperone di fondazione a valle, percentuale di controspinta dovuta alla coesione e percentuale della coesione che si oppone allo scorrimento, che moltiplicata per la coesione del terreno sotto la fondazione, restituisce l'adesione.

I rispettivi valori numerici considerati nel calcolo sono di seguito riportati:

Parametri di Elaborazione

Percentuale Contributo Spinta Passiva [%]	10
Percentuale Spinta Statica Coesione [%]	0
Percentuale Coesione a Scorrimento [%]	50

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.

muro di sostegno

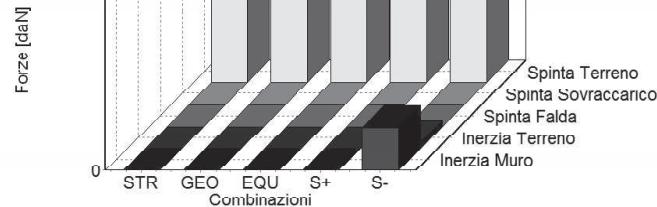
Coefficienti di Spinta

	STR	GEO	EQU	S+	S-
Coefficiente di Spinta Attiva	0.21	0.27	0.27	0.34	0.35
Coefficiente di Spinta Passiva	4.40	3.38	3.38	7.00	6.90

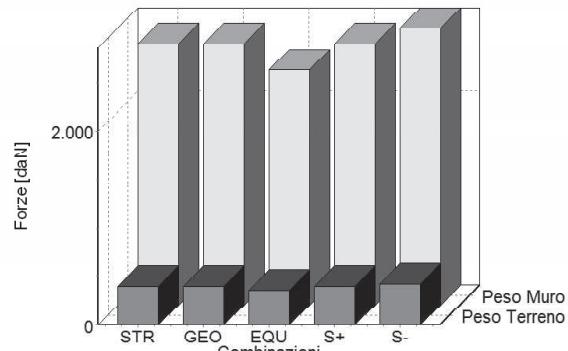
Spinte e Forze sul Muro

	STR	GEO	EQU	S+	S-
Spinta del Terreno [daN]	1375	1348	1483	1832	1676
Controspinta da Coesione [daN]	0	0	0	---	---
Spinta Passiva Totale [daN]	1659	1277	1149	2805	2448
Spinta Passiva Mobilitata [daN]	165	127	114	280	244
Forza Peso del Muro [daN]	1650	1650	1485	1750	1549
Forza Inerzia del Muro [daN]	---	---	---	200	200
Peso Terreno e Sovraccarico su Fondazione Interna [daN]	399	399	359	423	374
Inerzia Terreno su Fondazione Interna [daN]	---	---	---	48	48
Peso Fondazione [daN]	1050	1050	945	1113	986
Inerzia Fondazione [daN]	---	---	---	127	127

Spinte



Pesi



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 sul piano di posa**
- Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno**
- Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno**

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, $\mu > 1$.

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 innescchi 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:

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

$$S_d = \sum Fh \cdot h - \sum Sy \cdot d$$

dove:

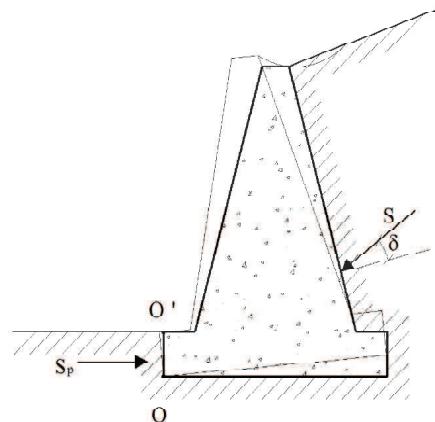
γ_R = Coefficiente Parziale Resistenza a Ribaltamento

Fv = Pesi propri e Forze verticali applicate

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

Sy = Componenti Verticali delle Spinte

b, h, d = Bracci delle Forze Fv, Fh ed Sy



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:

$$R_d = (1/\gamma_R) \cdot [(Ny + Ty) \cdot \theta + Nx + \alpha Sp + \beta c]$$

L'azione sollecitante S_d è pari a:

$$S_d = Tx$$

dove:

γ_R = Coefficiente Parziale Resistenza allo Scorrimento

Nx, Tx = Componenti di Sforzo Normale e Taglio in fondazione lungo il piano di scorrimento

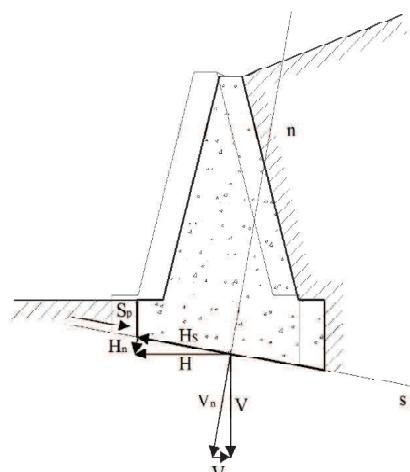
Ny, Ty = Componenti di sforzo Normale e Taglio in fondazione, normali al piano di scorrimento

θ = Fattore di attrito terreno-fondazione

αSp = Frazione di Spinta Passiva

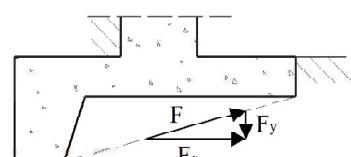
βc = Frazione di Coesione

Sp = 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.



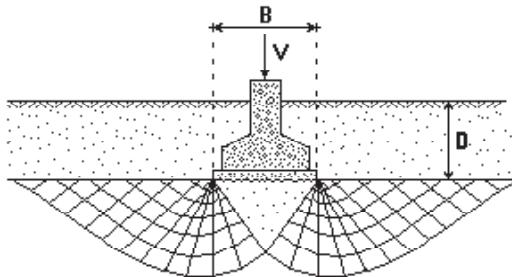
Verifica a Collazzo per Carico Limite

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 è 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 sovrapressioni. 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 :

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} \cdot \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \varphi/2) \quad N_c = (N_q - 1) / \operatorname{tg} \varphi \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

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.

$$i_q = [1 - H / (V + B \cdot L \cdot c \cdot \operatorname{cotg} \varphi)]^m \quad i_c = i_q - [(1 - i_q) / (N_c \cdot \operatorname{tg} \varphi)] \quad i_\gamma = [1 - H / (V + B \cdot L \cdot c \cdot \operatorname{cotg} \varphi)]^{(m+1)}$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \varphi \cdot (1 - \operatorname{sen} \varphi)^2 \cdot k \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot k \quad d_\gamma = 1$$

$$b_q = (1 - \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi)^2 \quad b_c = b_q - [(1 - b_q) / (N_c \cdot \operatorname{tg} \varphi)] \quad b_\gamma = b_q$$

$$g_q = (1 - \operatorname{tg} \beta)^2 \cdot \operatorname{cos} \beta \quad g_c = g_q - [(1 - g_q) / (N_c \cdot \operatorname{tg} \varphi)] \quad g_\gamma = g_q / \operatorname{cos} \beta$$

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

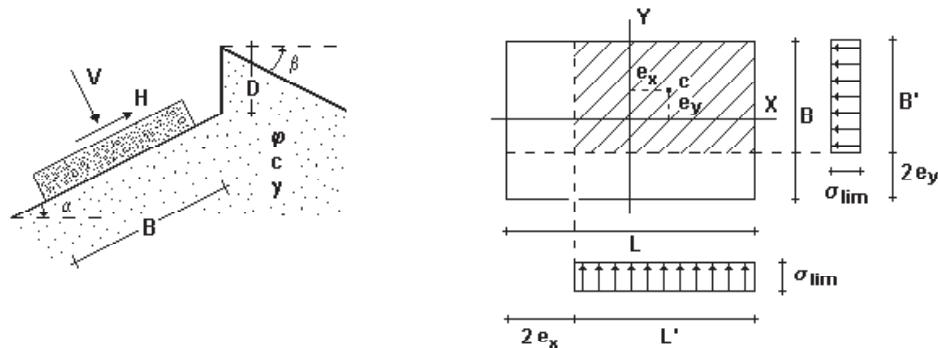
$k = \arctan(D/B)$ se $D > B$ oppure (D/B) se $D \leq B$

$$m = (2+L/B)/(1+L/B) \cdot \operatorname{cos}^2 \theta + (2+B/L)/(1+B/L) \cdot \operatorname{sen}^2 \theta$$

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:

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

dove:

$$N_q = 1$$

$$N_c^0 = 5.14$$

$$N_\gamma = -2 \cdot \sin \beta$$

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

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

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

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

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

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 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).

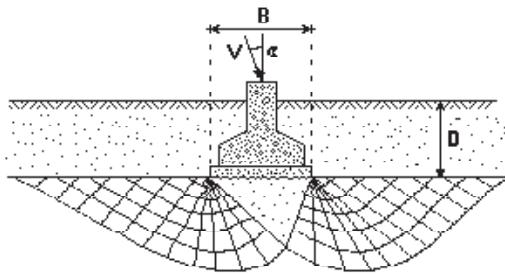
Pertanto, l'effetto inerziale produce variazioni di tutti i tre coefficienti N del carico limite in funzione del coefficiente sismico k_{hi} , mentre l'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_γ in funzione del coefficiente sismico k_{hk} . Dunque, per tenere conto degli effetti inerziali della 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:

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

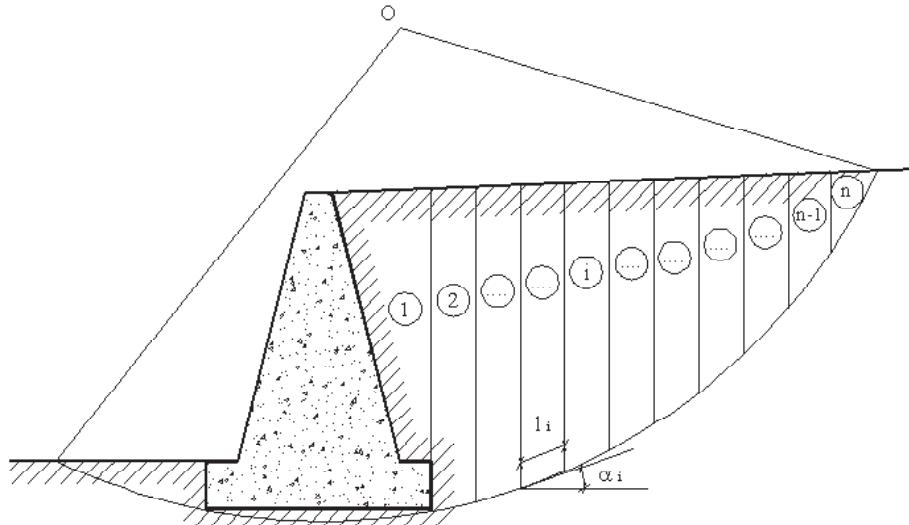
E' importante quindi, in accordo a quanto prescritto dalle norme, che il piano di fondazione sia sufficientemente profondo in modo da usufruire del contributo del peso del terreno sovrastante e non ricadere in zone ove risultino apprezzabili le variazioni stagionali del contenuto naturale d'acqua.



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:

$$R_d = (1/\gamma_R) \cdot [\sum_i (c \delta l_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i \delta l_i) \tan \phi)]$$

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

dove:

γ_R = Coefficiente parziale sulle resistenze per la verifica alla stabilità globale

c = Coesione del terreno

δl_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

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

Risultati Verifiche Stabilità

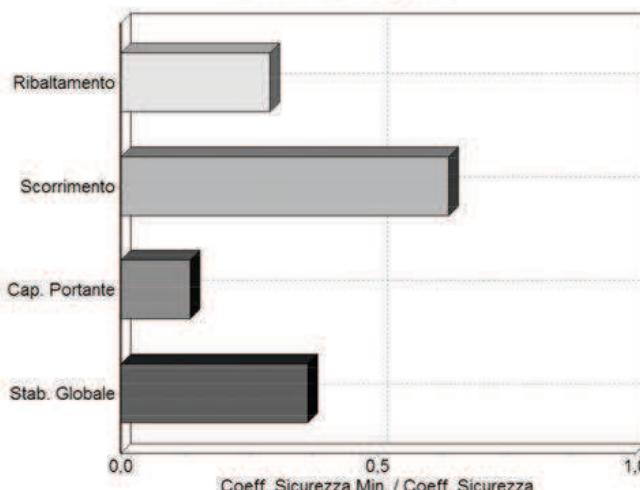
Per ogni sezione di muro del presente progetto, nelle tabelle che seguono vengono riportati i risultati di calcolo delle verifiche di stabilità effettuate, indicando, oltre alle risultanti delle azioni stabilizzanti e instabilizzanti, anche i corrispondenti coefficienti di sicurezza.

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 di sostegno*Verifica al Ribaltamento*

Descrizione	EQU	S+	S-
Momento Stabilizzante [daN·m]	2854	3363	2978
Momento Ribaltante [daN·m]	438	909	863
Coefficiente Sicurezza Ribaltamento	6.51	3.70	3.45

Verifica allo Scorrimento sul piano di posa

	GEO	S+	S-
Risultante Forze Orizzontali [daN]	1128	1819	1677
Risultante Forze Verticali [daN]	3589	3953	3520
Inclinazione Risultante [grd]	17.45	24.71	25.48
Coefficiente Sicurezza Scorrimento	2.37	1.60	1.57

Verifica al Colllasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

	GEO	S+	S-
Base di Fondazione Ridotta [m]	1.25	1.21	1.17
Coefficiente Carico Limite Nq	25.89	25.89	25.89
Coefficiente Carico Limite Nc	38.43	38.43	38.43
Coefficiente Carico Limite Ny	34.85	34.85	34.85
Coefficiente Inclinazione Carico iq	0.51	0.31	0.29
Coefficiente Inclinazione Carico ic	0.49	0.28	0.27
Coefficiente Inclinazione Carico iy	0.36	0.17	0.16
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 g	1.00	1.00	1.00
Coefficiente di Affondamento dq	1.13	1.13	1.14
Coefficiente di Affondamento dc	1.19	1.20	1.21
Coefficiente di Affondamento dy	1.00	1.00	1.00
Carico Limite [daN]	55440	29438	26541
Carico di Esercizio [daN]	3589	3953	3520
Coefficiente di Sicurezza Carico Limite	15.45	7.45	7.54

Verifica di Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno

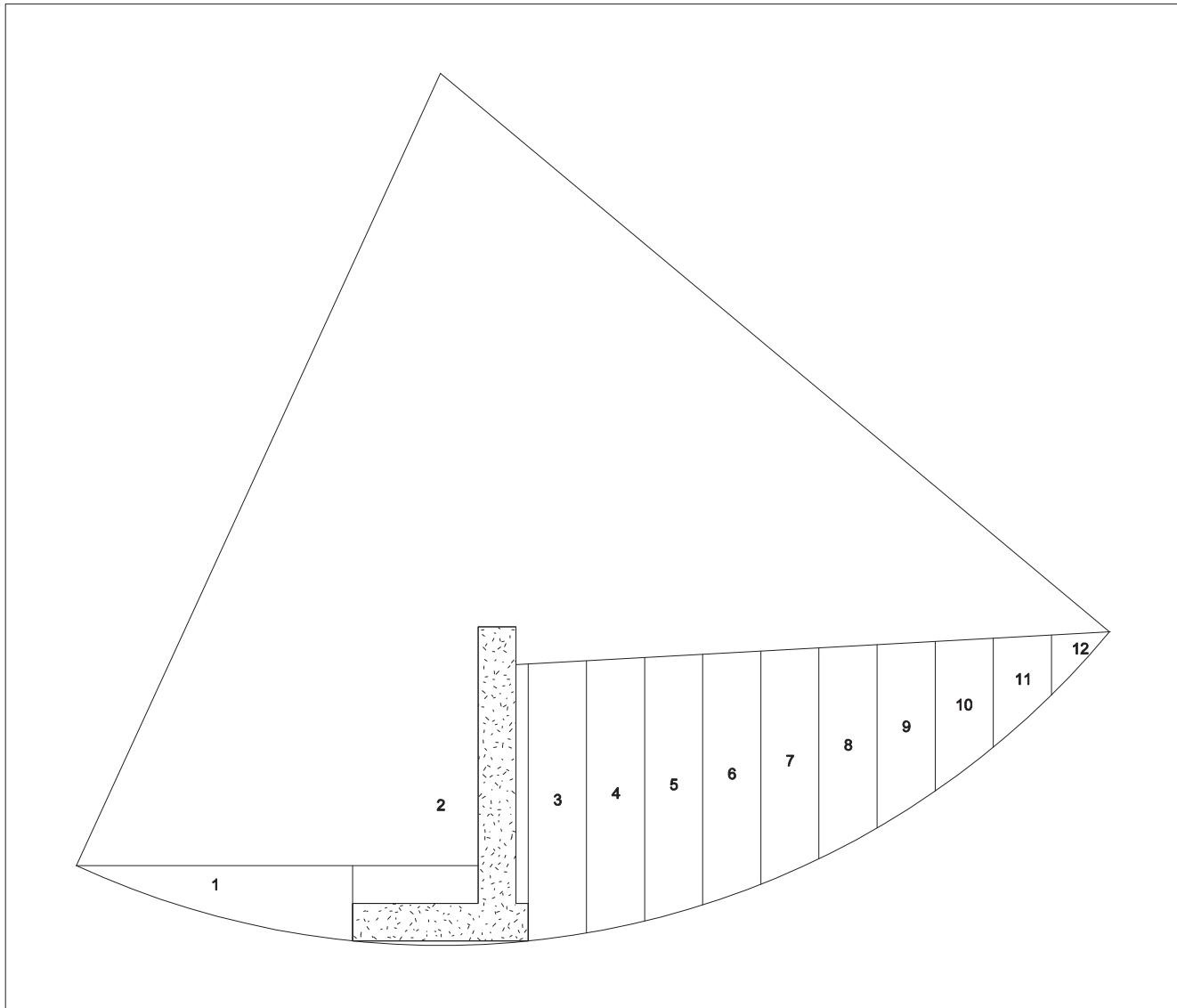
	GEO	S+	S-
Resistenza al taglio disponibile [daN]	14490	16175	15895
Resistenza al taglio mobilitata [daN]	5254	5254	5254
Coeff. sicurezza Equilibrio Globale	2.76	3.08	3.03

Dati Generali Pendio

Numero dei conci	12
Larghezza dei conci [m]	0.46
Raggio cerchio critico [m]	6.94
Lunghezza arco cerchio critico [m]	6.08

Tabella Valori

Concio N.	H [m]	δl [m]	c _{dl} [daN/m]	W _i [daN]	α [grd]	N _i [daN]	h _w [m]	U _i [daN]	T _i [daN]	S _i [daN]
1	0.30	1.95	781	1170	-17.89	1113	0.00	0	721	-359
2	2.50	1.40	559	3589	0.00	3589	0.00	0	2325	0
3	2.44	0.47	186	2370	7.72	2349	0.00	0	1521	318
4	2.36	0.47	189	2293	11.60	2246	0.00	0	1455	461
5	2.25	0.48	192	2185	15.54	2105	0.00	0	1363	585
6	2.10	0.49	196	2042	19.55	1924	0.00	0	1246	683
7	1.92	0.51	202	1864	23.67	1707	0.00	0	1106	748
8	1.69	0.52	209	1646	27.92	1454	0.00	0	942	770
9	1.42	0.55	219	1384	32.35	1170	0.00	0	757	740
10	1.10	0.58	231	1073	37.00	857	0.00	0	555	645
11	0.72	0.62	249	702	41.96	522	0.00	0	338	469
12	0.26	0.68	273	257	47.34	174	0.00	0	112	189



Verifiche di Resistenza Strutturale

Generalità

Nelle stampe che seguono, vengono riportati, per le varie sezioni dei muri in cemento armato del progetto, il dimensionamento e la verifica delle armature.

Per tutti gli elementi costituenti i muri di sostegno in c.a. è necessario effettuare le verifiche di resistenza strutturale, nei confronti degli Stati Limite Ultimi, che comportano la rottura delle sezioni soggette a FLESSIONE COMPOSTA e TAGLIO.

Il valore di calcolo della generica proprietà f del materiale è ottenuto dividendo il valore caratteristico f_k per il coefficiente parziale del materiale γ_M : $f_d = f_k / \gamma_M$. I fattori di sicurezza parziali γ_M dei materiali valgono:

$$\gamma_c = 1.6 \text{ (per il calcestruzzo)}$$

$$\gamma_y = 1.15 \text{ (per l'acciaio)}$$

Il metodo di calcolo utilizzato, per il progetto delle armature e la verifica di resistenza delle opere in cemento armato, è quello semiprobabilistico allo stato limite ultimo, con le ipotesi fondamentali di complanarietà della sezione, con resistenza nulla del calcestruzzo tesio e con moduli elastici dei materiali costanti.

Diagrammi costitutivi di calcolo

Come legami costitutivi $\sigma-\varepsilon$ dei materiali vengono utilizzati legami di tipo non lineare, così come indicato dalle Normative nazionali e dagli Eurocodici.

Calcestruzzo

Per il calcestruzzo, si è adottato il diagramma tensioni-deformazioni "parabola-rettangolo", costituito da un tratto parabolico, con asse parallelo a quello delle tensioni, ed uno costante.

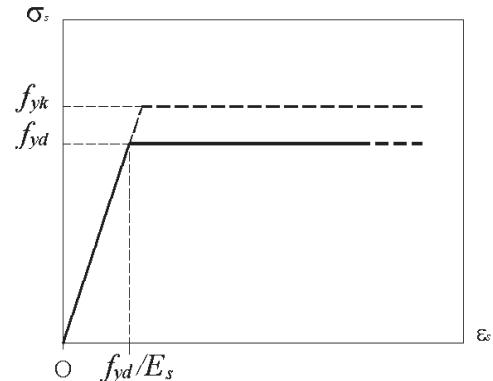
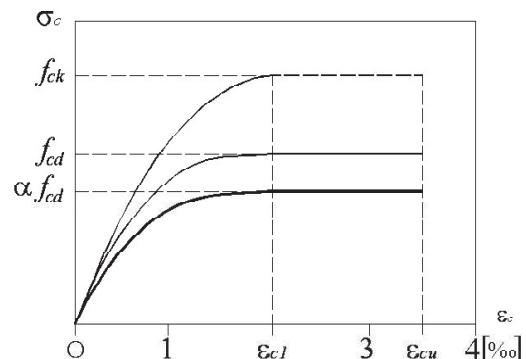
Il vertice della parabola, di tale diagramma costitutivo, ha ascissa $\varepsilon_{c1} = 0.2\%$, mentre l'estremità del segmento di retta ha ascissa $\varepsilon_{cu} = 0.35\%$, a cui corrisponde la deformazione limite massima; l'ordinata massima del diagramma è pari alla resistenza a compressione di calcolo αf_{cd} ottenuta mediante una riduzione della resistenza caratteristica f_{ck} secondo il fattore α / γ_c con $\alpha = 0.85$ per tener conto dell'effetto dei carichi di lunga durata.

Acciaio

Per l'acciaio, invece, come legame costitutivo, si è adottato il diagramma di tipo elastico perfettamente plastico, denominato triangolo-rettangolo, ottenuto a partire dal diagramma caratteristico idealizzato, dividendo la tensione caratteristica f_{yk} per il coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio γ_s .

Il limite di proporzionalità lineare è dato dalla tensione di snervamento di calcolo f_{yd} che dipende dall'acciaio utilizzato e alla quale corrisponde la deformazione ε_{yd} .

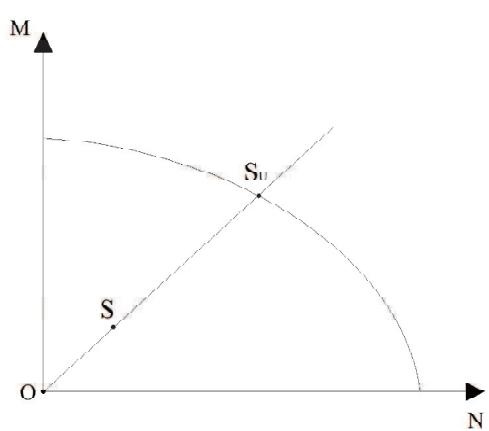
Il legame costitutivo dell'acciaio risulta essere simmetrico, in quanto il materiale presenta lo stesso comportamento sia a trazione che a compressione.



Criteri di Verifica allo Stato Limite Ultimo

La verifica allo Stato Limite Ultimo per la coppia di sollecitazioni costituita da Sforzo Normale e Momento Flettente (N, M), viene condotta costruendo, per ogni sezione del muro di sostegno, un dominio di resistenza, che in tal caso è di tipo piano, fissando un diagramma limite di deformazione e risalendo alle tensioni corrispondenti, tramite i legami costitutivi, non lineari, per ottenere lo stato di sollecitazione ultima, che la sezione può sopportare, e valutare se lo stato della sollecitazione di calcolo è interno al dominio.

Noto il dominio di resistenza della generica sezione e detto S il generico stato di sollecitazione a cui la sezione è sottoposta, è possibile determinare lo stato di sollecitazione ultimo S_u "prolungando" il vettore (O, S) , lungo la sua stessa direzione, dal punto S , fino ad intersecare la curva del dominio di rottura. Il rapporto tra i segmenti $(O, S_u)/(O, S)$ rappresenta il coefficiente di sicurezza della sezione, per la condizione in esame.



Nel caso del Taglio, la verifica risulta ancora più semplice, poiché la sollecitazione agisce lungo una sola direzione ed è quindi possibile determinare il coefficiente di sicurezza come semplice rapporto tra il Taglio resistente e quello sollecitante.

Si considera, pertanto, il problema della Flessione composta disaccoppiato da quello del Taglio, determinando separatamente i corrispondenti coefficienti di sicurezza di ciascuna sezione soggetta alle suddette sollecitazioni.

Flessione Composta

Il raggiungimento dello stato limite ultimo per la sezione soggetta a sforzo normale e flessione avviene, in generale, quando il calcestruzzo ha raggiunto il valore limite di deformazione, in corrispondenza della tensione di rottura a compressione. Difatti, essendo la deformazione associata alla tensione di rottura dell'acciaio molto più alta di quella limite per il calcestruzzo, si è visto, sperimentalmente, che è praticamente impossibile che la sezione in c.a. vada in crisi per la rottura dell'acciaio.

Particolare rilievo assume, inoltre, il raggiungimento del limite di snervamento per l'acciaio, oltre il quale non è possibile contare su ulteriori riserve di resistenza del materiale, ma solo di deformazione, fino alla rottura.

Taglio

Una volta individuate le armature necessarie che soddisfano la verifica a flessione, il programma procede con la verifica al Taglio che risulta soddisfatta fin tanto che il valore di calcolo del taglio sollecitante non risulti inferiore al valore del taglio resistente della sezione.

Criteri di Dimensionamento delle Armature

Per i vari muri del progetto vengono calcolate le aree necessarie di ferro, in ciascuna delle sezioni di verifica, mediante formule dirette di semiprogetto. Vengono, quindi, disposte le armature utilizzando le aree commerciali relative ai tondini scelti, soddisfacendo sia i minimi imposti dalle normative che quelli dettati dalle specifiche di progetto, definite dal progettista in apposite schede di progetto, di seguito riportate, in cui vengono

Le verifiche delle sezioni, vengono quindi effettuate considerando l'effettiva armatura realmente disposta.

Schede Progettazione Armature Muri

Codice	1	2
Copriferro Tond. Long. Elevazione [cm]	3	3
Diametro Tond. Long. Parete Interna [mm]	12	12
Diametro Tond. Long. Parete Esterna [mm]	12	12
Diametro Tond. Ripartizione Elevazione [mm]	8	8
Interferro Max Tond. Parete Interna [cm]	20	20
Interferro Max Tond. Parete Esterna [cm]	20	20
Interferro Max Tond. Ripart. Elevazione [cm]	25	25
N.Minimo 1° Moncone Elevazione	0	0
N.Minimo 2° Moncone Elevazione	0	0
Lungh. Pieg. Estremo Monconi Elevazione [cm]	30	30
Angolo Pieg. Estremo Monconi Elevazione [grd]	45	45
Copriferro Tondino Long. Fondazione [cm]	3	3
Diametro Tondino Inferiore Fondazione [mm]	12	12
Diametro Tondino Superiore Fondazione [mm]	12	12
Diametro Tondino Ripartiz. Fondazione [mm]	10	10
Interferro Max Tond. Sup. Fondazione [cm]	25	25
Interferro Max Tond. Inf. Fondazione [cm]	25	25
Interferro Max Tond. Rip. Fondazione [cm]	25	25

Verifiche di Resistenza delle Sezioni in c.a.

Facendo riferimento alle combinazioni, precedentemente definite, (STR), (S+), (S-), nelle tabelle seguenti, per ogni muro del progetto, e nelle sezioni di verifica successivamente descritte, vengono riportati:

Sezione = Descrizione della sezione di verifica considerata

M,N = Momento Flettente e Sforzo Normale

Af1 = Area Effettiva Armatura Ferri Interni per la parete in elevazione ed Inferiori per la fondazione

Af2 = Area Effettiva Armature Ferri Esterni per la parete in elevazione e Superiori per la fondazione

$\varepsilon_c, \varepsilon_f$ = Deformazioni Max di lavoro del Calcestruzzo e dell'Acciaio

λ = Coefficiente minimo di sicurezza

T, τ_c = Sforzo Tagliante e Tensione Tangenziale massima dovuta a Taglio

E = Esito delle Verifiche: "V" se risulta verificato, "-" se non verificato

Le sezioni di verifica considerate sono di seguito elencate ed individuate nel successivo schema grafico:

S_{Fe}, S_{Fi} = Sezioni di incastro delle mensole di fondazione esterna ed interna

S_0 = Sezione di incastro al piede della parete del muro

S_1, S_2 = Sezione a un terzo e a due terzi dell'altezza della parete del muro

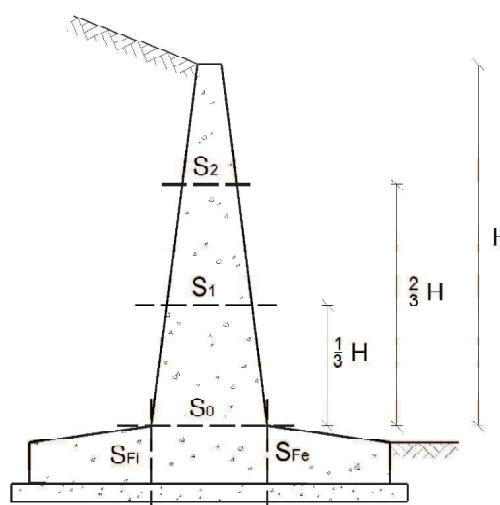


Tabella verifiche delle sezioni muro di sostegno - Scheda Muri n. 1

Sezione	M [daN·m]	N [daN]	Af1 [cm ²]	Af2 [cm ²]	ε_c [0]	ε_f [0]	λ	T [daN]	τ [daN/cm ²]	E
Mensola Esterna (SFe)	1063	0	4.52	4.52	0.30	2.34	4.28	2076	0.80	V
Mensola Interna (SFi)	-12	0	4.52	4.52	0.00	0.03	99.99	-241	0.09	V
Sezione Spiccato (S0)	1028	2252	5.65	5.65	0.25	1.33	7.49	1230	0.46	V
Sezione ad 1/3 H (S1)	288	1323	5.65	5.65	0.07	0.24	41.86	591	0.22	V
Sezione ad 2/3 H (S2)	44	605	5.65	5.65	0.01	0.00	99.99	181	0.07	V