



COMUNE DI STRESA

PROVINCIA DEL VERBANO-CUSIO-OSSOLA

REALIZZAZIONE DI PARCHEGGIO
ED EDIFICIO SERVIZI ADIACENTI
AL NUOVO PORTO TURISTICO

PROGETTO ESECUTIVO-1°LOTTO

Progettisti:

Ing. FRANCO COLOMBO

Arch. MONTANI ANTONIO

Data:

16 SETTEMBRE 2019

Revisione:

00

Elaborato:

RELAZIONE DI CALCOLO

1. Livelli del Lago Maggiore

Le acque del Lago Maggiore, così come quelle di altri grandi bacini lacustri subalpini, sono sottoposte a regolazioni idraulica con apertura e chiusura della diga di sbarramento a paratie mobili posta al suo incile (località Miorina).

Lo scopo di tali operazioni è l'ottimizzazione dell'utilizzo delle acque del lago in modo tale da poter far fronte alle richieste delle varie utenze di valle, prima fra tutte le irrigue e le idroelettriche.

La regolazione del deflusso è comunque sottoposta a vincoli normativi, per altro ancora non definitivi e spesso contestati, perché considerati non pienamente soddisfacenti alle varie esigenze, non ultimi i loro riflessi sui livelli del lago: per tali motivi la normativa vigente, che fissa limiti e modalità del movimento di apertura delle paratie nei diversi momenti stagionali, secondo quanto a suo tempo proposto da un'apposita Commissione di cui fanno parte esperti italiani e svizzeri, è ora in fase di revisione. Convenzionalmente il livello medio del lago deve essere mantenuto tra la quota di 193,50 mt. s.l.m. e la quota di 194,50 mt. s.l.m.

Fra le vicende idrometriche recenti del Lago Maggiore, il recente evento dell'ottobre 2001 è certamente caratterizzato come piena secolare che ha portato il livello lacustre alla quota di 197,90 mt. s.l.m., la massima dopo la piena storica del 1868, e che ha portato ad estese esondazioni del lago che hanno interessato quasi tutti i più importanti centri rivieraschi. Anche nel 1993 si verificò una piena, che raggiunse una quota idrometrica di 197,61 mt. s.l.m., con relativa tracimazione delle acque, e nel 2000 si raggiunse la quota di 197,84 mt. s.l.m.

Per quanto concerne i livelli minimi ci si deve riferire al 18 Marzo 1956 quando si raggiunse la quota di 192,38 mt. s.l.m., e recentemente al settembre 1995 quando il livello si assestò a mt. 192,68 s.l.m.

Ai fini dei calcoli e delle analisi di cui al presente progetto ci si riferisce ai dati forniti dell'Osservatorio Meteorologico di Pallanza, a seguito riportati:

- Livello medio annuo		mt.	193,88 s.l.m.
- Livello minimo	Marzo 1956	mt.	192,38 s.l.m.
- Livello massimo	Ottobre 2001	mt.	197,90 s.l.m.
- Livello medio invernale		mt.	193,90 s.l.m.
- Livello medio primaverile		mt.	193,86 s.l.m.
- Livello medio estivo		mt.	193,91 s.l.m.
- Livello medio autunnale		mt.	193,85 s.l.m.
- Escursione max giornaliera	02.11.1968	mt.	1,57
- Escursione max mensile	Ottobre 1981	mt.	4,04
- Escursione max annua	1993	mt.	4,81

2. Caratteristiche degli agenti atmosferici

2.1 Venti

L'orientamento, all'incirca meridiana, della valle lacustre fa sì che essa sia soggetta prevalentemente a venti provenienti da Nord e da Sud.

Nell'area oggetto di intervento si può individuare la presenza dei seguenti venti:

1. **TRAMONTANA**: termica che si alza verso le 5.00 del mattino sino alle 11.00, proveniente da 340°.
2. **INVERNA** : termica che si leva verso le 14.00 e cessa verso le 17.00, proveniente da Sud; può durare oltre ed essere forte per cattivo tempo prendendo il nome di Invernone. del mattino e permane sino alle 11.00, proveniente da 340°.
3. **MAGGIORE** : nome dato a due venti, il VALMAGGINO ed il MONTECENERINO quando spirano contemporaneamente. Detto vento proviene dal settore NNW-NE con le maggiori intensità da NNE-NE.
4. **MERGOZZO** : vento proveniente da W-NW generato prevalentemente da cattivo tempo nelle valli dell'Ossola.

Ai fini di verifica delle strutture portuali si è fatto riferimento ai dati reperibili presso l'Osservatorio Meteorologico di Pallanza il cui asse è orientato verso la direttrice NW - SE, che offre all'anemografo un orizzonte completamente libero verso i quadranti Nord Occidentali e Sud Orientali, mentre risulta parzialmente defilato ai venti provenienti dai settori settentrionali e Nord-Orientali.

Per la misurazione di tali venti ci si può riferire all'Osservatorio del C.C.R. Euraton di Ispra.

Per le verifiche delle strutture a lago si ritiene corretto riferirsi alle condizioni registrate dal succitato Osservatorio Meteorologico di Pallanza, ai dati reperibili in letteratura nonché ai dati riportati nelle relazioni tecniche allegate al progetto del nuovo porto turistico limitrofo e di cui il presente progetto risulta il completamento.

A seguito si riportate:

- Velocità massima registrata 100 - 120 Km./h.
- Velocità massima raffica di progetto 30 - 35 Nodi
- Durata 60 - 90 minuti
- Fetch reale circa 12 miglia
- Lunghezza d'onda circa 8 mt.
- Direzione prevalente NE

Dai dati sopra riportati, tramite l'abaco Darbyshire – Draper si ricava

- Hmax10 circa 2.00 mt.
- T1/3 circa 5,5 sec.

Dati in accordo con le osservazioni sperimentali e la bibliografia a disposizione.

2.2 Onde

2.2.1. Generazione delle onde

Il vento genera le onde quando la sua velocità minima (misurata 2 mt. sopra il livello del corpo idrico) supera 1 m/s. Al crescere della velocità e della durata crescono l'altezza ed il particolare dell'onda. Le condizioni di massimo sviluppo, per un vento di una data intensità, sono definite dalla durata di questo e della distanza libera del corpo idrico su cui spira il vento. Le onde reali sono sempre irregolari, poiché risultano dalla sovrapposizione ed intersezione di onde di diversa altezza, lunghezza e direzione. Per un determinato paragone si usa far riferimento ad onde significative, da un'altezza $H \frac{1}{2}$ e da un periodo $T \frac{1}{2}$ che rappresentano la media dei valori relativi al terzo più alto delle onde esistenti di un evento caratteristico, e ciò su base statistica. L'onda significativa, ricavata da misure dirette, viene collegata alla velocità, durata e direzione del vento generatore. Poiché non esistono documentazioni bibliografiche, da cui trarre indagini statistiche, sulla misurazione del moto ondoso in funzione dei rilievi di intensità dei venti, nel presente studio si fa riferimento alle indicazioni di carattere tecnico – esecutivo attuate nel passato nella costruzione di opere portuali similari. In sede di redazione del progetto di ampliamento del porto di Intra della navigazione del lago maggiore, l'Ispettorato di porto di Verbania, con nota prot. N°622/A del 15.12.1975, rilevava:

“Questo ufficio ha ripetutamente esperito, nel corso degli ultimi dieci anni, misurazioni pratiche della lunghezza d'onda nella zona di lago antistante il porto di Intra, con l'impiego di motoscafo matr. 8190 M di dotazione di questo ufficio, misurante mt. 6,70 di lunghezza. Tali misurazioni hanno sempre confermato un valore massimo di lunghezza di mt. 5,00. Si precisa inoltre che il valore massimo in lunghezza si verifica costantemente con valori di vento dominante in diminuzione rispetto al valore massimo”. Dalle medesime fonti si evince un'ampiezza d'onda di mt. 2,00, equivalente ad un'altezza d'onda di $H=1,00$ mt. Nella redazione del progetto del nuovo porto turistico si calcola in mt. 8,10 la lunghezza d'onda per onde vive, ed in mt. 10,40 quella per onde morte.

Pertanto, facendo riferimento a quanto sopra esposto si ritiene di utilizzare i seguenti dati:

- Lunghezza d'onda 8.00 mt.
- Ampiezza d'onda 2.00 mt.
- Altezza d'onda 1.00 mt.

2.2.2. Riflessione delle onde

Quando l'onda progressiva incontra una parete con l'inclinazione minore di $\frac{1}{2}$ viene riflessa, dando luogo ad un'onda stazionaria (clapotis).

Nel caso di parete verticale il clapotis è totale ed è teoricamente il risultato di due onde eguali che viaggiano in direzione opposta, formando in punti fissi dei movimenti nulli (modi) e dei movimenti verticali che raddoppiano l'altezza originaria dell'onda incidente (ventri).

La superficie risultante è quindi quella di un'onda stazionaria con movimenti oscillanti che formano un'onda di altezza variabile teoricamente tra 0 e 2π .

L'altezza del clapotis per un'onda incidente di altezza H vale 2H, ma il livello medio si innalza di un valore

$$h_0 = \pi * H^2 / L * \coth (2\pi * d/L)$$

mentre la pressione massima vale $p_b = \gamma_a * (H + h_0)$

Ove:

- H= altezza dell'onda
- L= lunghezza dell'onda
- d= profondità del fondale
- h_0 = innalzamento del livello medio
- γ_a = densità dell'acqua

Inserendo i dati di progetto si ricava:

$$h_0 = 0,3925 \text{ mt.}$$
$$p_b = 1325 \text{ kg./mq.}$$

2.2.3. Onda frangente

Quando un'onda colpisce frangendo una parete verticale esercita contro essa anche una forte azione dinamica nella zona in cui la cresta colpisce la struttura.

La pressione dinamica viene valutata con le seguenti formule:

$$p_d = \gamma_a * C * C / 2g$$

Ove:

P_d = pressione dinamica dell'onda frangente

g = accelerazione di gravità

γ_a = densità dell'acqua

C = Radice di $db * g$

db = profondità di frangimento

Ponendo la pressione uniformemente distribuita sino all'altezza $h_e = 0,78 H_b$ (altezza dell'onda)

Si ha:

- componente dinamica totale $R_d = \gamma_a * db * h_e / 2 = 2.145 \text{ kg./ml.}$ applicata in h_e

- componente idrostatica totale $R_i = \gamma_a * (h_i + h_e) * (h_i + h_e) / 2 = 21.125 \text{ kg./ml.}$ applicata ad $1/3 db$

2.3. Correnti

2.3.1. Cause della generazione delle correnti

Tra le varie agitazioni di un corpo idrico sono da rilevare i movimenti dovuti alle correnti.

Tali fenomeni possono essere innescati da varie cause, ed in riferimento specifico al Lago maggiore, vi possono essere:

- Correnti generate dai venti.
- Corrente di pendenza.
- Corrente dovuta all'azione emungente del Ticino
- Corrente dovuta alla regolazione del bacino.
- Corrente dovuta dalla spinta a tergo degli immissari.
- Correnti dovute alle stesse superficiali ed interne.
- Correnti dovute al vento precedente.

2.3.2 Schema generale della dinamica delle correnti

Un esame generale della dinamica delle correnti non si presenta agevole per l'intrinseca notevole varietà nel tempo e nello spazio, determinata, oltre che dalla mutevolezza dei fenomeni innescati i movimenti delle masse d'acqua anche e soprattutto da un fattore essenziale condizionate le correnti, la morfologia, che non influenza, solamente, i movimenti delle acque, ma anche lo stesso vento.

In questa analisi è stata riscontrata un'ulteriore complicazione per la particolare situazione anemologica, Tramontana al mattino ed Inverna al pomeriggio.

In conseguenza di ciò i movimenti subiscono un mutamento di direzione o talvolta rallentamenti, a seconda che il nuovo vento avesse un'intensità sufficiente o no a vincere la corrente preesistente legata all'azione del fattore meteorologico che operava precedentemente.

Calcolare valori medi delle direzioni delle correnti sui vari traversi e nell'intero bacino interessato, è pertanto impossibile oltre che illogico, poiché se si prende in esame il comportamento dei moti circolatori lungo una determinata sezione lacustre, limitatamente anche ad una sola profondità, si può notare che in generale, accanto ad un movimento principale, ne esiste un secondo diretto in senso opposto ed atto, in concomitanza o meno con moti ad altre profondità, a compensare il primo.

Non risulta anche possibile giungere a risultati soddisfacenti procedendo ad un tentativo di indagine statistica basata sulla correlazione tra la velocità del vento ed i valori angolari di deviazione tra le direzioni delle correnti lacustri e quelle del vento.

L'esame delle direzioni dei processi circolatori è basata pertanto essenzialmente su un'indagine frequenziale, cioè su un'analisi della distribuzione percentuale di tali caratteristiche delle correnti durante un ciclo delle osservazioni, in relazione ai venti, raccolti in due gruppi, quelli provenienti dai quadranti settentrionali e quelli dei quadranti meridionali, poiché data l'orientazione meridiana della valle lacustre, essi generano processi circolatori completamente differenti.

Da quanto sopra per in traverso Stresa - Punta della Castagnola si rilevano degli influssi del "Maggiore" sulle correnti che provocano una parziale deviazione verso destra della corrente proveniente dal bacino settentrionale, secondo la nuova orientazione della Valle lacustre.

Con vento da Sud gli spostamenti della corrente avvengono più regolarmente verso sinistra che non verso destra, la corrente deviante a sinistra ha inoltre, in corrispondenza del bacino delle Isole Borromee, un più ampio spazio libero per svilupparsi e mantenere la propria direzione.

Quanto sovra esposto è tratto dalle "Memorie dell'Istituto di Idrobiologia dott. Marco De Marchi, ci porta a considerare ininfluyente ai fini dei nostri calcoli, l'aspetto dinamico legato ai moti correntizi del corpo idrico.

3. Verifiche di stabilità

Vengono effettuate due verifiche di stabilità corrispondenti alle situazioni di minimo e massimo livello lacustre con il software Walls - Software Calcolo e Verifica Muri di Sostegno della società © S.I.S. - Software Ingegneria Strutturale S.r.l.

3.1. Verifica di minimo livello lacustre

Con applicazione dei seguenti parametri:

Quota di fondo	192.00 mt. s.l.m.
Livello lacustre	192.38 mt. s.l.m.
Quota superiore muro	198,50 mt. s.l.m.
Quota di falda	192,38 mt.s.l.m.
Peso specifico delle terre	1.800 kg./mc.
Sovraccarico passeggiata pedonale	500 kg./mq.

3.2. Verifica di massimo livello lacustre

Con applicazione dei seguenti parametri:

Quota di fondo	192.00 mt. s.l.m.
Livello lacustre	197.90 mt. s.l.m.
Quota superiore muro	198,50 mt. s.l.m.
Quota di falda	197,90 mt. s.l.m.
Peso specifico delle terre	1.800 kg./mc.
Sovraccarico passeggiata pedonale	500 kg./mq.
Risultante componente dinamica	2.145 kg.
Quota di applicazione componente dinamica	198.30 mt. s.l.m.
Risultante componente idrostatica	21.125 kg.
Quota di applicazione componente dinamica	194.10 mt. s.l.m.
Risultante delle componenti	23.270 kg.
Quota di applicazione della risultante	194.50 mt. s.l.m.
Risultante della spinta di Archimede	18.300 kg.

4. Caratteristiche strutturali

Il muro di sostegno è composto da un elemento monolitico in c.a. rivestito da un paramento in granito.

Il fondale di riferimento è posto ad una quota media di mt. 192.00 s.l.m. e la sommità del manufatto è prevista a quota 198,50 mt. s.l.m.

Le dimensioni e le caratteristiche di progetto sono le seguenti:

- micropali con perforazione diametro 220 mm. eseguiti con tubi in acciaio del diametro di 130/160 mm. spessore 8 mm., posti ad interasse di 150 cm. sia nella parte anteriore che in quella posteriore con lunghezza di entrambi di cm. 800
- sottofondazione in calcestruzzo non strutturale dosato a q.li 1.50 per mc. di impasto di larghezza pari a 310 cm. e spessore di 40 cm.
- fondazione in calcestruzzo classe di resistenza C 25/30 classe di esposizione XC2 S4 di larghezza pari a 300 cm. ed altezza di 100 cm.
- elevazione in calcestruzzo classe di resistenza C 25/30 classe di esposizione XC2 S4 di altezza di cm. 500 e larghezza in sommità di cm. 45 con base di cm. 95
- acciaio di armatura del tipo B450C come da quantità e dimensioni dei disegni di progetto

DESCRIZIONE GENERALE

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

Dati del Progetto

Il presente progetto prevede la verifica, il calcolo ed il disegno del muro a lago per la formazione di un nuovo parcheggio in fregio al porto.

Le opere sono ubicate in STRESA, avente le seguenti coordinate geografiche: Latitudine pari a 45.884 e Longitudine pari a 8.533, entrambe espresse in gradi decimali.

Materiali Strutturali

I muri sono realizzati in calcestruzzo armato ordinario, il cui peso specifico è pari a 2400 daN/m³. Si è previsto l'impiego di Calcestruzzo di Classe C25/30, avente Resistenza a compressione cilindrica (f_{ck}) pari a 249 daN/cm², ed Acciaio tipo B450C, avente Tensione minima di snervamento (f_{yk}) pari a 4500 daN/cm².

Caratteristiche del Terreno

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

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

Terreno N.	1	2	3	4
Peso Specifico (γ) [daN/m³]	2000	1700	1800	2500
Angolo di Attrito interno (ϕ) [grd]	30	26	30	35
Coesione Drenata (c) [daN/cm²]	0.70	0.00	0.00	2.00
Coesione non Drenata (c_u) [daN/cm²]	0.00	0.00	0.00	0.00
Angolo di Attrito Terra-Muro (δ) [grd]	20.00	17.33	20.00	23.33
Fattore di Attrito Terra-Muro (f_a)	0.58	0.49	0.58	0.70

ANALISI DELLA STRUTTURA

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

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

Generalità

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

Informativa sull'Affidabilità del Software

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

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

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

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

Metodo di Calcolo

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

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

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

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

I Muri a 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.

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

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

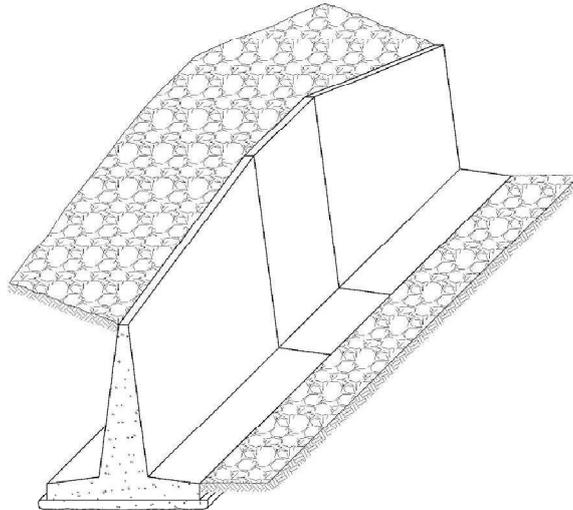
Il modello che si assume per l'analisi è costituito dall'opera di sostegno e dalla sua fondazione, da un cuneo di terreno spingente a monte della struttura, ovvero che si trovi in stato di equilibrio limite attivo, e da una

massa di terreno posto a valle dell'opera in genere in stato di equilibrio limite passivo, ma per il quale può decidersi o meno di considerare il contributo di resistenza passiva.

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

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

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



Metodo di Verifica

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

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

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

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

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

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

Nel caso di concomitanza di più sovraccarichi di origine diversa si definisce un valore di combinazione $F_k \psi_0$, ove $\psi_0 \leq 1$ è un opportuno coefficiente di combinazione che tiene conto della ridotta probabilità che più azioni di diversa origine si realizzino simultaneamente con il loro valore caratteristico.

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

Lo **Stato Limite di Esercizio** è uno stato al di là del quale non risultano più soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti e comprende tutte le situazioni che comportano un rapido deterioramento della struttura, (tensioni

di compressione eccessive o fessurazione del calcestruzzo) o la perdita di funzionalità. Per la verifica viene effettuata un'analisi strutturale di tipo elastica-lineare.

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

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

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

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

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

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

mentre per gli stati limite ultimi si distinguono:

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

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

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

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

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

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

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

Per la verifica a ribaltamento i coefficienti di resistenza (R3) si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Unicamente per le verifiche di stabilità globale, è prevista l'applicazione della Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) dell'Approccio 1. I valori assunti per i coefficienti parziali sono riportati successivamente.

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

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

Coefficienti Parziali Parametri Terreno

Comb.	$\text{tg}\phi$	c	c_u	q_u	γ
M1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
M2	1.25	1.25	1.40	1.60	1.00

Coefficienti Parziali Azioni

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

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

Unità di Misura

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

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

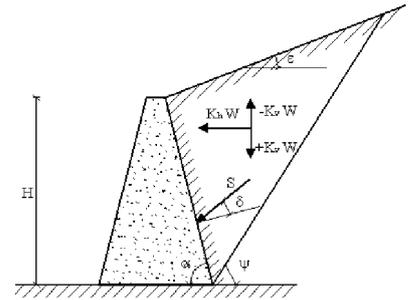
Dichiarazione di Attendibilità e Affidabilità dei risultati

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

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

Azioni Sismiche

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



$$k_h = \beta_m \cdot S_s \cdot S_T \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right) \quad k_v = \pm \frac{1}{2} \cdot k_h$$

dove:

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

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

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

in cui:

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

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

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

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

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

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

$$S_{ws} = \frac{7}{12} \cdot \gamma_w \cdot k_h \cdot H_w^2$$

in cui:

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

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

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

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.

Verifiche di Stabilità

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

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

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

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

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

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

In presenza di pali, invece, si considerano solo i seguenti Stati Limite Ultimi di tipo Geotecnico: Collasso per Carico Limite dei Pali (somma di due aliquote di resistenza date dalla Portata alla Punta e dalla Portata Laterale) e Stabilità Globale Muro-Terreno.

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

Coefficienti Parziali Resistenze

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

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

$$R_d > S_d$$

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

Per muri in c.a. su pali, le verifiche allo scorrimento e al ribaltamento non vengono effettuate.

Verifica al Ribaltamento

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

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

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

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

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

$$R_d = \left(\frac{1}{\gamma_R} \right) \cdot \Sigma \cdot F_v \cdot b \quad S_d = \Sigma \cdot F_h \cdot h - \Sigma \cdot S_y \cdot d$$

dove:

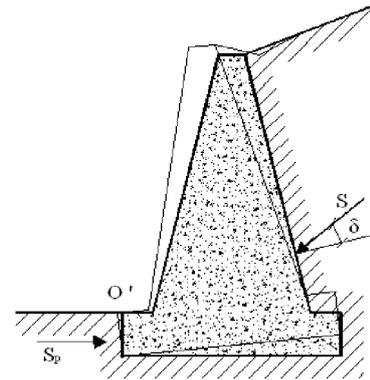
γ_R = Coefficiente Parziale Resistenza a Ribaltamento

F_v = Pesì propri e Forze verticali applicate

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

S_y = Componenti Verticali delle Spinte

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



Verifica allo Scorrimento

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

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

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

$$R_d = \left(\frac{1}{\gamma_R} \right) \cdot [(N_y + T_y) \cdot \theta + N_x + \alpha \cdot S_p + \beta \cdot c] \quad S_d = T_x$$

dove:

γ_R = Coefficiente Parziale Resistenza allo Scorrimento

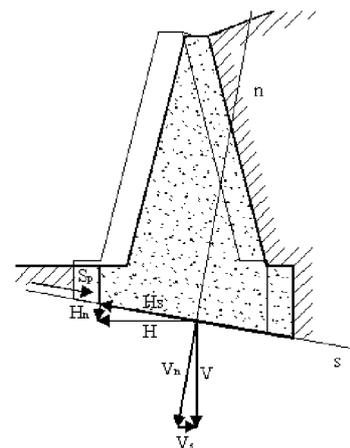
N_x, T_x = Componenti di Sforzo Normale e Taglio in fondazione lungo il piano di scorrimento

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

θ = Fattore di attrito terreno-fondazione

$\alpha S_p, \beta c$ = Frazione di Spinta Passiva e di Coesione

S_p = Spinta Passiva



Verifica al Collasso per Carico Limite Terreno

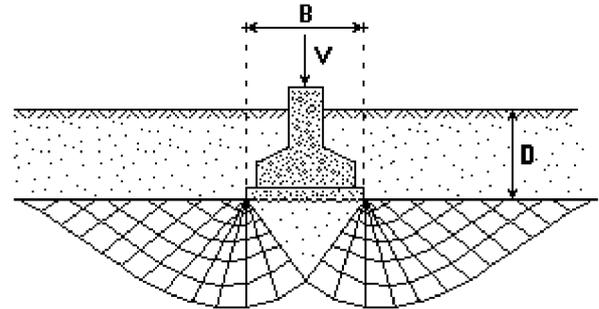
Tale verifica impone che il carico verticale di esercizio trasmesso attraverso la fondazione sul terreno, sia minore, od al più uguale, al carico limite dello stesso.

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

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

Il primo termine dell'espressione precedente 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 e la formula è valida per verifiche a lungo termine di terreni incoerenti, nella condizione, quindi, di sostanziale dissipazione delle sovrappressioni.

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



$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \phi} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

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

$$\begin{aligned} i_q &= [1 - H / (V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \theta)]^m & i_c &= i_q - [(1 - i_q) / (N_c \cdot \tan \phi)] & i_\gamma &= [1 - H / (V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \theta)]^{(m+1)} \\ d_q &= 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot k & d_c &= 1 + 0.4 \cdot k & d_\gamma &= 1 \\ b_q &= (1 - \alpha \cdot \tan \phi)^2 & b_c &= b_q - [(1 - b_q) / (N_c \cdot \tan \phi)] & b_\gamma &= b_q \\ g_q &= (1 - \tan \beta)^2 \cdot \cos \beta & g_c &= g_q - [(1 - g_q) / (N_c \cdot \tan \phi)] & g_\gamma &= g_q / \cos \beta \end{aligned}$$

dove:

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

V, H = Azioni Verticali ed Orizzontali in fondazione

c, γ , ϕ , β = Coesione, Peso Specifico, Angolo d'attrito ed Inclinazione terreno fondazione

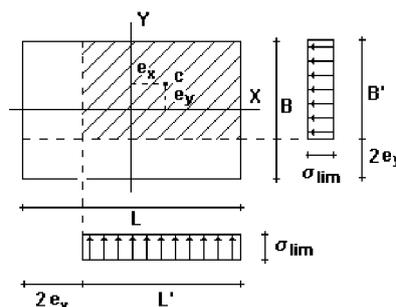
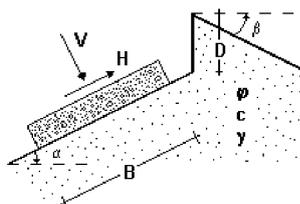
k = arctg (D / B) se D > B oppure (D / B) se D ≤ B

m = (2 + L/B) / (1 + L/B) · cos² θ + (2 + B/L) / (1 + B/L) · sin² θ

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

$$q_{lim} = \gamma \cdot D \cdot N_q^0 + c_u \cdot N_c^0 \cdot i_c^0 \cdot d_c^0 \cdot b_c^0 \cdot g_c^0 + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma^0$$

dove:

$$\begin{aligned} N_q^0 &= 1 & N_c^0 &= 5.14 & N_\gamma^0 &= -2 \cdot \text{sen} \beta \\ i_c^0 &= 1 - m \cdot H / (N_c^0 \cdot B \cdot L \cdot c_u) & b_c^0 &= 1 - 2 \cdot \alpha / 5.14 & g_c^0 &= 1 - 2 \cdot \beta / 5.14 \end{aligned}$$

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

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

$$R_d = \left(\frac{1}{\gamma_R} \right) \cdot (q_{lim} \cdot B \cdot L) \quad S_d = \Sigma F_v$$

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

Effetti delle azioni sismiche

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

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

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

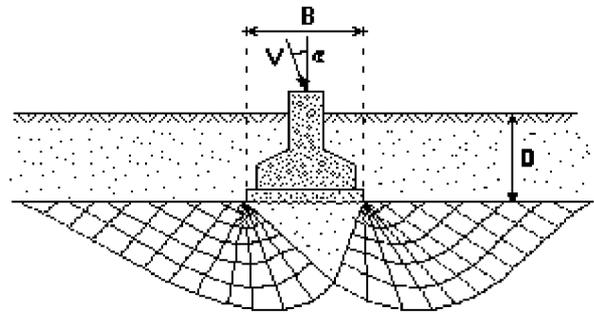
Pertanto, l'effetto inerziale produce variazioni di tutti i tre coefficienti N del carico limite in funzione del coefficiente sismico k_{hi} , mentre l'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_g in funzione del coefficiente sismico k_{hk} . Dunque, per tenere conto degli effetti inerziali della scossa sismica, è necessario impiegare le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite i_q , i_c e i_g in funzione dell'inclinazione 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:

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

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

$$e_\gamma = \left(\frac{1 - k_{hk}}{\text{tg} \phi} \right)^{0.45}$$

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



Verifica al Collasso per Carico Limite dei Pali

Per muri con fondazioni su pali, la capacità portante Q_{lim} del palo si ottiene valutando le resistenze alla punta Q_{punta} e quella laterale $Q_{laterale}$ in condizioni di equilibrio limite:

$$Q_{lim} = Q_{punta} + Q_{laterale}$$

$$Q_{punta} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot (\gamma \cdot L \cdot N_q + c \cdot N_c)$$

$$Q_{laterale} = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot D \cdot L^2 \cdot k \cdot \gamma \cdot \text{tg} \phi$$

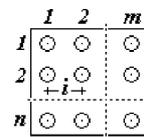
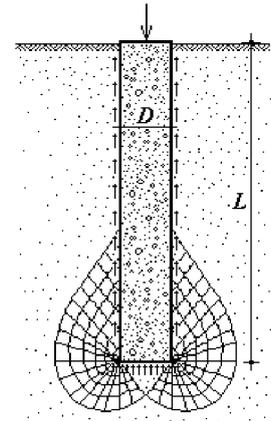
dove:

N_q, N_c = Valori di carico limite, secondo Berezantzev

D, L = Diametro e Lunghezza del palo

γ, ϕ, c = Peso specifico, Angolo d'attrito e Coesione del terreno

k = Coefficiente di addensamento del terreno, pari a $\text{tg}^2(\pi/4 + \phi/2)$



Il carico limite di più pali collegati da una testata (base del muro), è pari alla somma del carico limite dei singoli pali, ridotto della Efficienza della palificata, che secondo l'equazione di Converse-Labarre, vale:

$$E_p = 1 - \theta \cdot \left[\frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n} \right]$$

dove:

$\theta = \text{arctg}(D/i)$, espresso in gradi

n, m = Numero di pali in direzione x e y

i = Interasse tra i pali

Per terreno puramente coesivo, il carico limite del palo è:

$$Q_{lim} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot (\gamma \cdot L + 9 \cdot c) + \pi \cdot D \cdot L \cdot \alpha \cdot c$$

dove:

c = Coesione non drenata del terreno

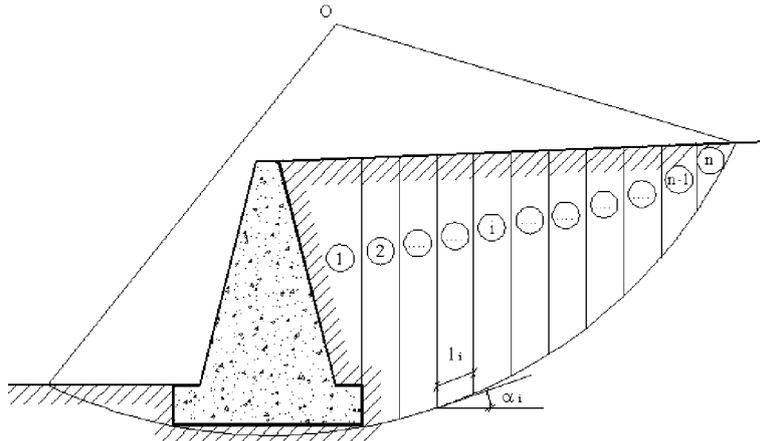
α = Adesione tra palo-terreno

Nelle tabelle che riportano i risultati della presente verifica, viene specificato l'esito mediante indicazione del coefficiente di sicurezza, pari al rapporto tra il valore del Carico Limite totale (ridotto della Efficienza della palificata) ed il Carico di Esercizio.

Verifica di Stabilità Globale Muro-Terreno

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

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



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

$$R_d = \left(\frac{1}{\gamma_R} \right) \cdot \left[\sum_i (c_i \cdot \delta l_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i \cdot \delta l_i) \cdot \operatorname{tg} \phi) \right]$$

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

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

dove:

R_d = Resistenza al Taglio [daN]

S_d = Taglio Sollecitante [daN]

γ_s = Coefficiente di sicurezza nei confronti della verifica

γ_R = Coefficiente parziale sulle resistenze per la verifica

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

$\delta l_i, W_i, \alpha_i$ = Larghezza, Peso e Inclinazione della base, per il concio elementare

u_i = Pressione idrostatica sul concio elementare

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

H_i, h_{w_i} = Altezza Totale e della Falda, misurate rispetto al punto medio del concio [m]

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

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

T_i = Componente Tangenziale della Reazione del terreno alla base
pari a $c \cdot \delta l_i + (N_i - U_i) \cdot \operatorname{tg} \phi$ [daN]

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

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

Nel caso di fondazione del muro su pali, il cerchio di rottura passa al di sotto della punta dei pali.

Verifiche di Resistenza Strutturale

Nel presente capitolo si riportano le basi teoriche relative al dimensionamento e alla 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 progetto della generica proprietà f_d del materiale è ottenuto riducendo il valore caratteristico f_k per il coefficiente parziale del materiale γ_M ($f_d = f_k / \gamma_M$).

I Fattori di Sicurezza parziali dei materiali sono i seguenti:

Fattore di Sicurezza Calcestruzzo (γ_c)	1.50
Fattore di Sicurezza Acciaio (γ_s)	1.15

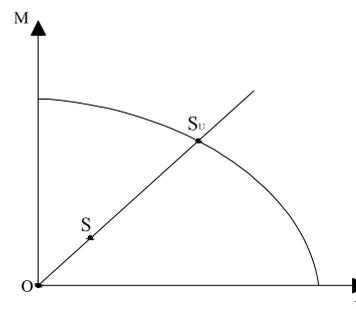
Il metodo di calcolo utilizzato, per il progetto delle armature e la verifica di resistenza delle opere in c.a. ordinario, è quello semiprobabilistico allo Stato Limite Ultimo, con le ipotesi fondamentali di complanarità della sezione, con resistenza nulla del calcestruzzo teso e con i moduli elastici dei materiali costanti.

Come legami costitutivi σ - ϵ dei materiali vengono utilizzati legami di tipo non lineare, in accordo con le indicazioni contenute nella normativa NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019).

Criteri di Verifica

La verifica allo Stato Limite Ultimo, per la coppia di sollecitazioni costituita da Sforzo Normale e Momento Flettente (N, M) condotta costruendo, per ogni elemento strutturale del muro di sostegno, un dominio di resistenza piano, fissando un diagramma limite di deformazione e risalendo alle tensioni corrispondenti, tramite i legami costitutivi non lineari, ottenendo lo stato di sollecitazione ultima, il massimo sopportabile, e valutare se lo stato della sollecitazione di calcolo è interno al dominio.

Noto il dominio di resistenza del generico elemento e detto **S** il generico stato di sollecitazione a cui esso è sottoposto, 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 per l'elemento verificato nella condizione in esame.



Nel caso del Taglio, la verifica risulta ancora più semplice, poichè 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 per ciascun elemento soggetto alle suddette sollecitazioni.

Sollecitazioni sui Pali

Alla testa di ciascun palo agisce uno sforzo di taglio T_p ottenuto dividendo l'azione orizzontale alla base della fondazione F_h per il numero di pali n_p ricadenti nell'unità di profondità di muro:

$$T_p = \frac{F_h}{n_p}$$

Nel caso di due o più file di pali, lo sforzo normale N_p è dato da due componenti: la prima è l'aliquota di forze verticali in fondazione F_v che competono al singolo palo; la seconda è pari al modulo delle forze verticali agenti sulle file di pali, che determinano il sistema di forze in equilibrio con il momento M_f agente alla base della fondazione:

$$N_p = \frac{F_v}{n_p} + \frac{M_f \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$

dove x_i è la distanza della fila di pali dal baricentro della fondazione.

Il momento agente lungo il palo viene determinato considerando il palo vincolato alla fondazione con un doppio pendolo e sottoposto ad una azione orizzontale in testa pari al taglio, ipotizzando uno schema di trave di lunghezza infinita.

Per terreno con modulo di Winkler orizzontale di tipo costante con la profondità, le sollecitazioni del momento flettente e dello sforzo di taglio valgono, alla generica sezione **z**:

$$M_p(z) = T_p \cdot e^{-\alpha z} \cdot (\cos \cdot \alpha z + \sin \cdot \alpha z) / 2\alpha$$

$$T_p(z) = T_p \cdot e^{-\alpha z} \cdot \cos \cdot \alpha z / 2$$

dove:

$$\alpha = \sqrt[4]{(k_h \cdot D_p / 4 \cdot E_c \cdot I_p)}$$

T_p = Taglio alla testa del palo

E_c = Modulo elastico del calcestruzzo

I_p = Momento di Inerzia del palo

k_h = Modulo di Winkler orizzontale

Nel caso di fondazione su una sola fila di pali, lo sforzo normale trasmesso sarà pari alla risultante delle forze verticali in fondazione, mentre al momento flettente dovuto alle forze orizzontali si dovrà sommare il momento trasmesso dalla fondazione più il momento dovuto alla eccentricità dei pali rispetto al baricentro della fondazione.

$$M_p = M_{\text{taglio}} + M_{\text{fond}} + N_{\text{fond}} \cdot e$$

La verifica delle armature dei pali viene condotta per una sezione circolare in cemento armato soggetta a presso o tenso-flessione.

Sollecitazioni sulla Piastra di collegamento dei Pali

La piastra alla testa dei pali viene calcolata come mensola incastrata al piede del muro e sollecitata dalla reazione del palo. La sezione di tale mensola ha come altezza lo spessore H dell'ala di fondazione e come base una ampiezza pari a $D_p + 2H_f$, avendo considerato una diffusione a 45° dello sforzo del palo attraverso la piastra.

Verifica a punzonamento dei Pali sulla piastra

Viene effettuata la verifica al punzonamento del palo attraverso la piastra di fondazione.

Considerando una distribuzione uniforme delle tensioni tangenziali lungo il cilindro proiezione del palo attraverso la piastra, si ha:

$$\tau_{\text{punz}} = \frac{N}{(H_f \cdot D_p \cdot \pi)}$$

dove:

N = Sforzo normale sul palo

H_f = Spessore piastra di fondazione

D_p = Diametro del palo

Criteri di Dimensionamento Armature

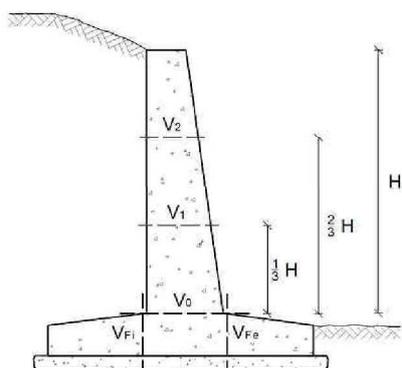
Le aree necessarie di ferro vengono calcolate mediante formule dirette di semiprogetto. Vengono, quindi, disposte le armature utilizzando le aree commerciali relative ai tondini scelti, soddisfacendo anche i minimi imposti dalle norme che quelli imposti dalle specifiche di progetto adottate. Infine, le verifiche degli elementi strutturali vengono effettuate considerando l'effettiva armatura disposta.

Verifiche Armature

Facendo riferimento alle combinazioni precedentemente definite, per ogni muro del progetto vengono successivamente riportati in tabella:

- Verifica** = Descrizione dell'elemento considerato per la verifica
- h** = Altezza della sezione oggetto di verifica [cm]
- M, N, T** = Momento Flettente [daNm], Sforzo Normale e Sforzo Tagliante [daN]
- A_s, A'_s** = Area Ferri di Armatura in zona tesa e in zona compressa [cm²]
- c, c'** = Copriferro in zona tesa e in zona compressa [cm]
- λ** = Coefficiente minimo di sicurezza
- E** = Esito della Verifica: "V" se risulta verificato e "X" se non verificato

Le verifiche vengono condotte con riferimento alle sezioni, per unità di lunghezza, degli elementi strutturali di seguito elencati e rappresentati nel successivo schema grafico:



- V_{Fe}, V_{Fi}** = Verifica all'Incastro delle Mensole di Fondazione Esterna ed Interna
- V_0** = Verifica al Piede della Parete
- V_1, V_2** = Verifica ad Un Terzo e a Due Terzi dell'Altezza della Parete

Inoltre, per muri con fondazione su pali, oltre a quelli sopra elencati, vengono riportati, i risultati della verifica a flessione e punzonamento della piastra di collegamento.

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

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

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

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

- S_a = Spinta del Terreno [daN]**
- S_c = Controspinta da Coesione [daN]**
- S_q, S_w = Spinta Sovraccarico e Idrostatica [daN]**
- S_p, S_{pm} = Spinta Passiva Totale/Mobilitata [daN]**
- W_M, W_F = Peso del Muro e della Fondazione [daN]**
- W_T = Peso Terreno ed eventuale Sovraccarico su Fondazione Interna [daN]**

Per i muri in c.a. occorre considerare tutte quelle situazioni di normale impiego, che possono comportare un rapido deterioramento della struttura, limitando tensioni e deformazioni e controllando lo stato fessurativo del calcestruzzo. Si possono identificare tre diversi stati limite di esercizio per l'opera, a cui corrispondono le rispettive verifiche:

**Verifiche di Tensione
Verifiche di Deformazione
Verifiche di Fessurazione**

Verifiche di Tensione

La verifica delle tensioni di esercizio consente di controllare le tensioni di lavoro massime nel calcestruzzo e nell'acciaio, in modo da evitare i fenomeni fessurativi nel calcestruzzo e lo snervamento dell'acciaio. E' necessario, pertanto, verificare che le tensioni di lavoro massime, σ_c nel calcestruzzo compresso e σ_f nell'acciaio teso, rispettino le seguenti condizioni:

$$\begin{aligned} \sigma_{c,max} &\leq 0.60 \cdot f_{ck} && \text{per Combinazione Rara} \\ \sigma_{c,max} &\leq 0.45 \cdot f_{ck} && \text{per Combinazione Quasi-Permanente} \\ \sigma_{s,max} &\leq 0.80 \cdot f_{yk} && \text{per Combinazione Rara e Quasi-Permanente} \end{aligned}$$

Nel caso specifico di muri di sostegno, si assumono unitari i coefficienti di combinazione ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 , quindi le combinazioni Rara e Quasi-Permanente, di fatto, coincidono.

Pertanto, la verifica delle tensioni di esercizio viene effettuata con riferimento alla sola combinazione Quasi-Permanente, essendo previsto per essa l'utilizzo di tensioni di lavoro massime dei materiali più restrittive.

Per ogni muro del progetto vengono successivamente riportati in tabella:

- Verifica = Descrizione dell'elemento considerato per la verifica**
- M, N = Momento Flettente [daNm] e Sforzo Normale [daN]**
- σ_c, σ_s = Tensione Max di lavoro del Calcestruzzo e dell'Acciaio [daN/cm²]**
- λ_c, λ_s = Coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto tra la tensione limite e la massima tensione di lavoro del Calcestruzzo e dell'Acciaio**
- E = Esito della Verifica: "V" se risulta verificato e "X" se non verificato**

Le verifiche vengono condotte con riferimento ai medesimi elementi strutturali oggetto delle verifiche di resistenza strutturale.

Verifiche di Deformazione

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

Cedimenti in Fondazione

Per il calcolo dei cedimenti che il terreno potrebbe subire a causa dell'aumento di carico, si segue il Metodo Edometrico, considerando strati di spessore pari ad 1 metro, fino alla profondità in cui l'incremento di carico

dovuto alla struttura è minore del 20% del carico lisostatico preesistente. Per il calcolo del cedimento si adotta la seguente espressione:

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

dove, per ogni strato:

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

Δz_i = **Spessore Strato di terreno**

E_i = **Modulo Elastico del terreno**

Per le fondazioni su pali, per il calcolo dei cedimenti si applica il metodo della fondazione superficiale equivalente, ovvero si considera il cedimento della palificata equivalente a quello di una fondazione piana posta ad una profondità di terreno pari a:

H = 1/2 della lunghezza del palo, se il palo ha prevalentemente portata laterale

H = 3/4 della lunghezza del palo, se il palo porta sia di punta che di lato

H = lunghezza del palo, se il palo ha solo portata laterale

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

Verifiche di Fessurazione

Per le opere in cemento armato il fenomeno della fessurazione è quasi inevitabile, ma può essere limitato assicurando un sufficiente ricoprimento delle armature in zona tesa con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità.

Le verifiche di fessurazione prevedono il controllo dei successivi stati limite, definiti come:

- Stato limite di decompressione

in cui la tensione normale è ovunque di compressione

- Stato limite di formazione delle fessure

in cui il calcestruzzo raggiunge la massima tensione di fessurazione, in corrispondenza della quale, si ha la formazione della prima fessura

- Stato limite di apertura delle fessure

in cui l'ampiezza della fessura raggiunge il valore nominale massimo, definito in base alle caratteristiche ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione

Si ha formazione delle fessure quando la tensione di trazione del calcestruzzo, nella fibra più sollecitata, (calcolata in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata) raggiunge il valore limite:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1.2}$$

essendo f_{ctm} la resistenza media a trazione del calcestruzzo.

Una volta innescata la fessurazione è necessario valutare l'ampiezza delle fessure, in funzione delle deformazioni medie dell'armatura tesa e della distanza media tra le fessure stesse.

Il valore limite di apertura delle fessure, invece, può assumere, in accordo con la normativa NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019), uno dei tre valori seguenti:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm} \quad w_2 = 0.3 \text{ mm} \quad w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

La scelta del valore limite deve essere fissato compatibilmente con le condizioni ambientali e con il grado di sensibilità delle armature alla corrosione ed in funzione della combinazione di carico considerata, come riportato nella seguente tabella:

Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
		Sensibile		Poco sensibile	
		Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
	quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
	quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
	quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Stante i limiti sopra esposti, la verifica dell'ampiezza della fessura viene condotta, senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, ad un massimo, che è correlato al diametro delle barre e alla loro spaziatura, come riportato nei prospetti seguenti.

Tensione nell'acciaio [MPa]	Diametro massimo delle barre [mm]		
	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$
160	25	32	40
200	16	25	32
240	12	16	20
280	8	12	16
320	6	10	12
360	-	8	10

Tensione nell'acciaio [MPa]	Spaziatura massima delle barre [mm]		
	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$
160	200	300	300
200	150	250	300
240	100	200	250
280	50	150	200
320	-	100	150
360	-	50	100

Diametri e Spaziatura massimi barre per controllo fessurazione

Per ogni muro del progetto vengono successivamente riportati in tabella:

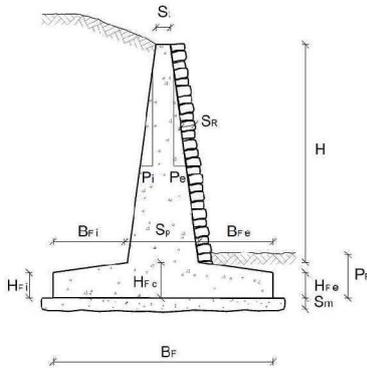
- Verifica** = Descrizione dell'elemento considerato per la verifica
- M, N** = Momento Flettente [daNm] e Sforzo Normale [daN]
- $\sigma_s, \sigma_{s,lim}$ = Tensione Max di lavoro e Limite dell'Acciaio [daN/cm²]
- λ = Coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto tra la tensione limite e la massima tensione di lavoro dell'Acciaio ($\sigma_{s,lim} / \sigma_s$)
- E** = Esito della Verifica: "V" se risulta verificato e "X" se non verificato

Dati ed Esito Verifiche

Per ogni muro del presente progetto, di seguito vengono riportati i dati geometrici, le azioni ed i valori di spinta agenti, nonché i risultati delle verifiche geotecniche e strutturali.

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

Geometria Elevazione e Fondazione

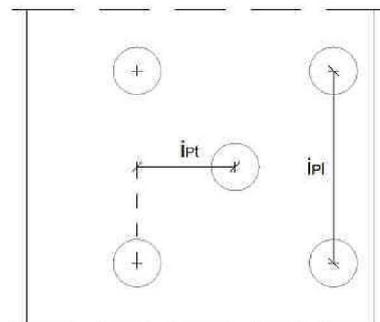
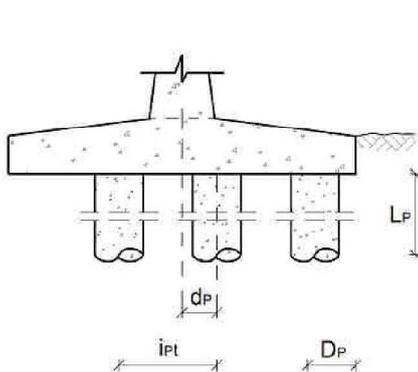


- H** = Altezza della Parete del Muro [cm]
- S_t, S_p** = Spessore del Muro in Testa e al Piede della Parete [cm]
- P_e, P_i** = Pendenza della Parete Esterna ed Interna [%]
- S_R, γ_R** = Spessore [cm] e Peso Specifico [daN/m³] dell'eventuale Strato di Rivestimento
- B_F** = Larghezza totale della Fondazione [cm]
- H_{Fc}** = Altezza della Fondazione in corrispondenza della sezione centrale [cm]
- H_{Fe}, B_{Fe}** = Altezza e Larghezza della Mensola Esterna di Fondazione [cm]
- H_{Fi}, B_{Fi}** = Altezza e Larghezza della Mensola Interna di Fondazione [cm]
- P_F** = Profondità del Piano di Fondazione [cm]
- S_m** = Spessore dello Strato di Magrone [cm]

Micropali

- N** = Numero di File di Pali
- D_P, L_P** = Diametro e Lunghezza dei Pali [cm]
- i_{Pt}, i_{Pl}** = Interasse Trasversale e Longitudinale tra i Pali [cm]
- d_P** = Disassamento Trasversale della Palificata, rispetto al centro della Fondazione [cm]
- S_P** = Spessore del tubo d'acciaio, che riveste ciascun Micropalo [cm]

PIANTA PALIFICATA



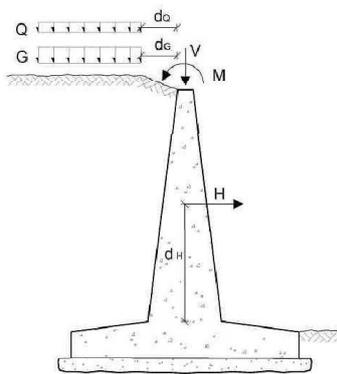
Geometria Terreno

- ε** = Angolo di Inclinazione del Terreno lato Monte del Muro [grd]



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

Valori caratteristici dei Carichi



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

Spinte e Forze

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

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

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

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

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

La Pericolosità sismica di base viene determinata partendo dalle coordinate geografiche del sito in esame, ovvero Latitudine e Longitudine, rispettivamente pari a 45.88400 e 8.53300, entrambe in gradi decimali.

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

Accelerazione max al suolo (a_g/g)	0.043
Categoria Sottosuolo	E
Fattore Stratigrafico (S_s)	1.600
Fattore Topografico (S_T)	1.000
Coefficiente di riduzione accelerazione max al suolo (β_m)	0.380
Coefficiente sismico orizzontale (k_h)	0.026
Coefficiente sismico verticale (k_v)	0.013

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

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

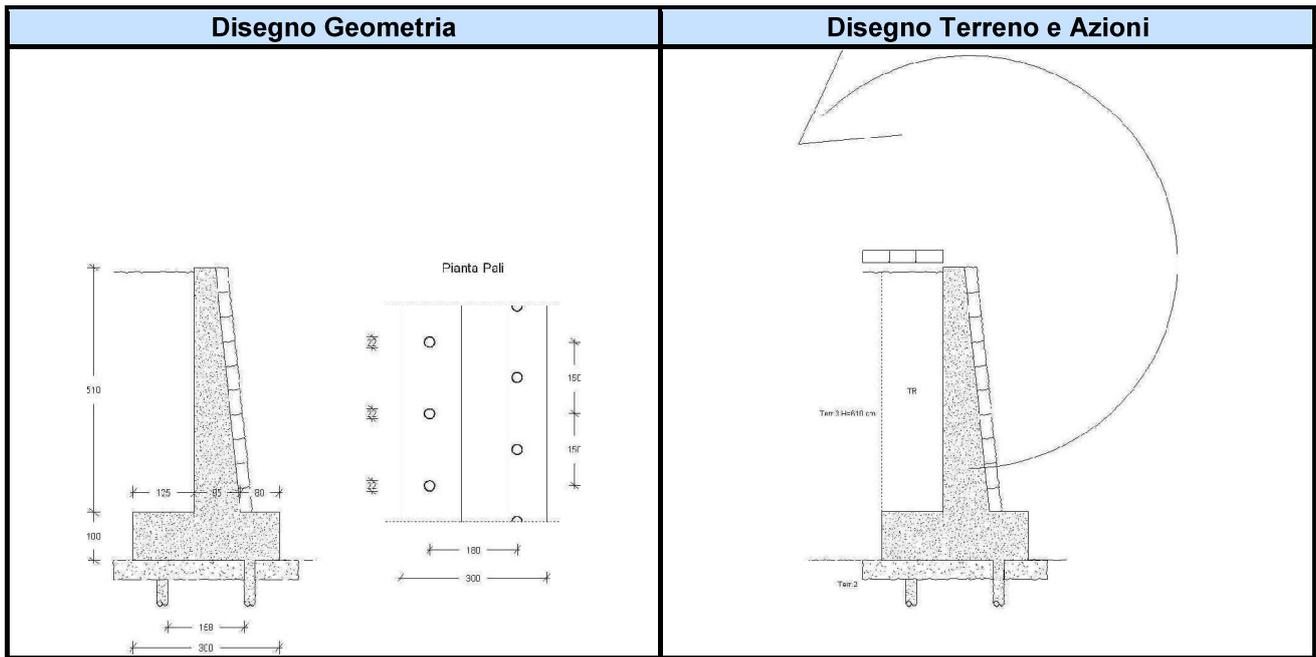
I suddetti parametri sono considerati nel calcolo secondo il contributo percentuale seguente:

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

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

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

Muro 1 - LAGO 198.30 CON ONDA FRANGENTE



Dati Muro

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

Dati Geometria Elevazione

Parete	
Altezza (H) [cm]	510
Spessore in Testa (S _t) [cm]	45
Spessore al Piede (S _p) [cm]	95
Pendenza Esterna (P _e) [%]	10
Pendenza Interna (P _i) [%]	0
Rivestimento Esterno	
Spessore (S _R) [cm]	25
Peso Specifico (γ _R) [daN/m ³]	2500

Dati Geometria Fondazione

Larghezza (B _F) [cm]	300
Altezza Centrale (H _{Fc}) [cm]	100
Larghezza Mensola Esterna (B _{Fe}) [cm]	80
Larghezza Mensola Interna (B _{Fi}) [cm]	125
Profondità Mensola Esterna (P _F) [cm]	0
Spessore Strato Magrone (S _m) [cm]	40

Dati Geometria Pali

Tipo File di Pali	Sfalsati
Numero File di Pali (N)	2
Diametro Pali (D_P) [cm]	22
Spessore del Rivestimento (S_P) [cm]	1
Lunghezza Pali (L_P) [cm]	750
Interasse Trasversale Pali (i_{Pt}) [cm]	180
Interasse Longitudinale Pali (i_{Pl}) [cm]	150
Disassamento Trasversale Palificata (D_t) [cm]	49

Dati Terreno

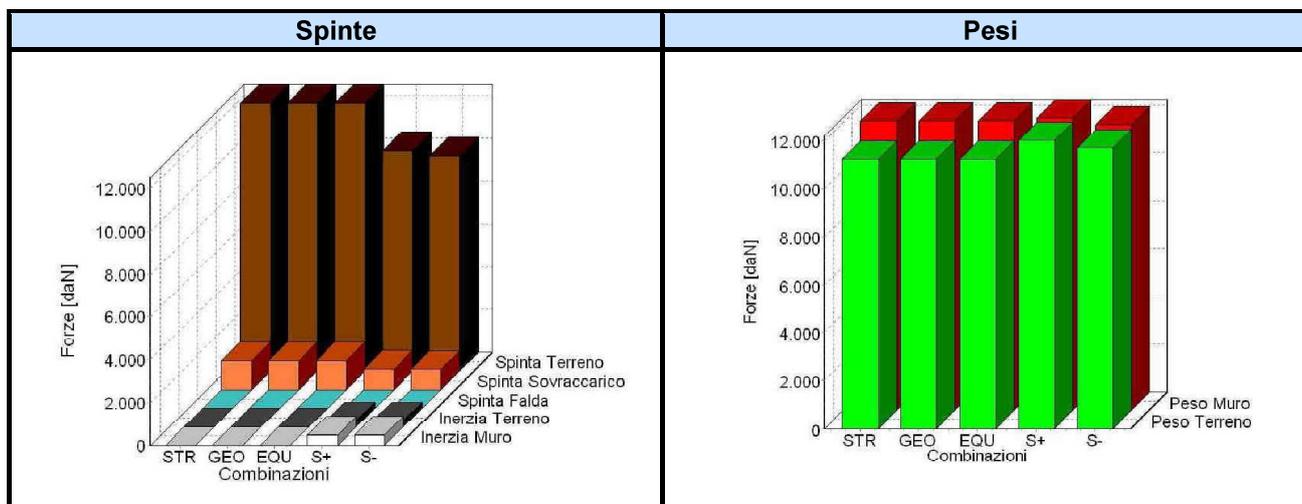
Angolo di Inclinazione a Monte (ϵ) [grd]	0
Abbassamento a Monte (δ_M) [cm]	10
Angolo di Inclinazione a Valle (ζ) [grd]	0
Abbassamento a Valle (δ_V) [cm]	-100

Dati Azioni

Momento Flettente in Testa (M) [daNm]	-21417
Carico Variabile	
Intensità (Q) [daN/m]	500
Distanza dalla Testa del Muro (d_Q) [cm]	0

Spinte e Forze sul Muro

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



Spinte e Forze

Comb.	K _a	K _p	S _a	S _c	S _q	S _w	S _{ws}	S _p	S _{pm}	W _M	F _{IM}	W _T	F _{IT}	W _F	F _{IF}
STR	0.30	2.56	12522	0	1337	0	--	0	0	12064	--	11250	--	7500	--
GEO	0.30	2.56	12522	0	1337	0	--	0	0	12064	--	11250	--	7500	--
S+	0.31	5.96	10287	--	952	0	0	0	0	12221	313	12029	308	7597	195
S-	0.31	5.96	10037	--	929	0	0	0	0	11907	313	11720	308	7402	195

Azioni Massime sui Pali

Combinazione	STR	GEO	S+	S-
Sforzo Normale Fila Esterna [daN]	10689	10689	19718	18835
Sforzo Normale Fila Interna [daN]	42643	42643	33820	33337
Sforzo di Taglio [daN]	9768	9768	8534	8342
Momento Flettente [daNm]	0	0	0	0

Verifiche di Stabilità

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

Risultati Verifica al Collasso per Carico Limite dei Pali

Comb.	N _c 1	N _q 1	N _c 2	N _q 2	N _c 3	N _q 3	N _c 4	N _q 4	Q _p	c _p	c _A	Q _l	E _p	Q _{lim}	Q _{es}	γ _s	E
GEO	14.06	7.89	27.01	16.66	61.86	44.47	0.00	0.00	41432	1.00	0.00	18485	0.90	53918	11402	4.73	V
S+	14.06	7.89	27.01	16.66	61.86	44.47	0.00	0.00	41432	1.00	0.00	18485	0.90	53918	20431	2.64	V
S-	14.06	7.89	27.01	16.66	61.86	44.47	0.00	0.00	41432	1.00	0.00	18485	0.90	53918	19548	2.76	V

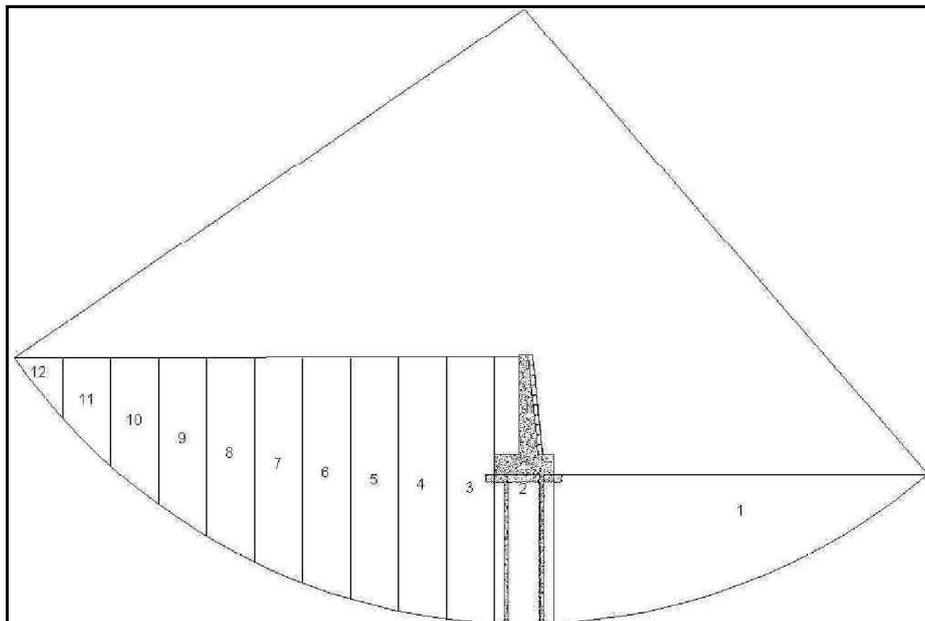
Risultati Verifica di Stabilità Globale

Comb.	R_d	S_d	γ_s	E
GEO	228189	97064	2.35	V
S+	266998	102369	2.61	V
S-	266626	102369	2.60	V

Dati Pendio

Numero dei conci	12
Larghezza dei conci [m]	2.43
Raggio cerchio critico [m]	31.30
Lunghezza arco cerchio critico [m]	30.35

Concio N.	H _i	δ _i	cδ _i	W _i	α _i	N _i	hw _i	U _i	T _i	S _i
1	3.75	22.72	0	136706	-19.28	129041	3.75	0	79020	-45131
2	13.60	3.00	0	73818	0.00	73818	7.50	0	45204	0
3	13.48	2.44	0	59004	4.98	58781	0.00	0	42421	5120
4	13.17	2.46	0	57655	9.47	56870	0.00	0	41043	9482
5	12.67	2.51	0	55444	14.01	53794	0.00	0	38823	13425
6	11.96	2.57	0	52326	18.65	49577	0.00	0	35779	16735
7	11.02	2.65	0	48233	23.42	44259	0.00	0	31941	19173
8	9.84	2.76	0	43067	28.37	37894	0.00	0	27348	20464
9	8.38	2.92	0	36681	33.56	30565	0.00	0	22058	20279
10	6.59	3.13	0	28856	39.09	22397	0.00	0	16164	18195
11	4.40	3.44	0	19244	45.09	13586	0.00	0	9805	13629
12	1.65	3.93	0	7238	51.81	4476	0.00	0	3230	5689



Verifiche di Resistenza Strutturale

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

Verifica Armature

Verifica	h	M	N	c	A _s	c'	A' _s	λ	T	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	100	625	0	3.0	20.36	3.0	20.36	118.44	5126	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	100	9466	0	3.0	20.36	3.0	20.36	7.82	14055	V
Parete al Piede (V0)	95	-18869	15441	3.0	14.70	3.0	14.70	7.54	9276	V
Parete ad 1/3 H (V1)	78	-27809	6770	3.0	14.70	3.0	14.70	2.27	4356	V
Parete a 2/3 H (V2)	61	-31539	2691	3.0	14.70	3.0	14.70	1.27	1264	V
Collegamenti Pali	22	27675	0	3.0	7.92	3.0	--	1.06	10689	V
Punzonamento Palo	22	0	10689	3.0	0.00	3.0	0.00	--	0	V

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

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

Spinte e Forze sul Muro

S _a	S _c	S _q	S _w	S _p	S _{pm}	W _M	W _T	W _F
9632	--	891	0	0	0	12064	11875	7500

Verifiche di Tensione

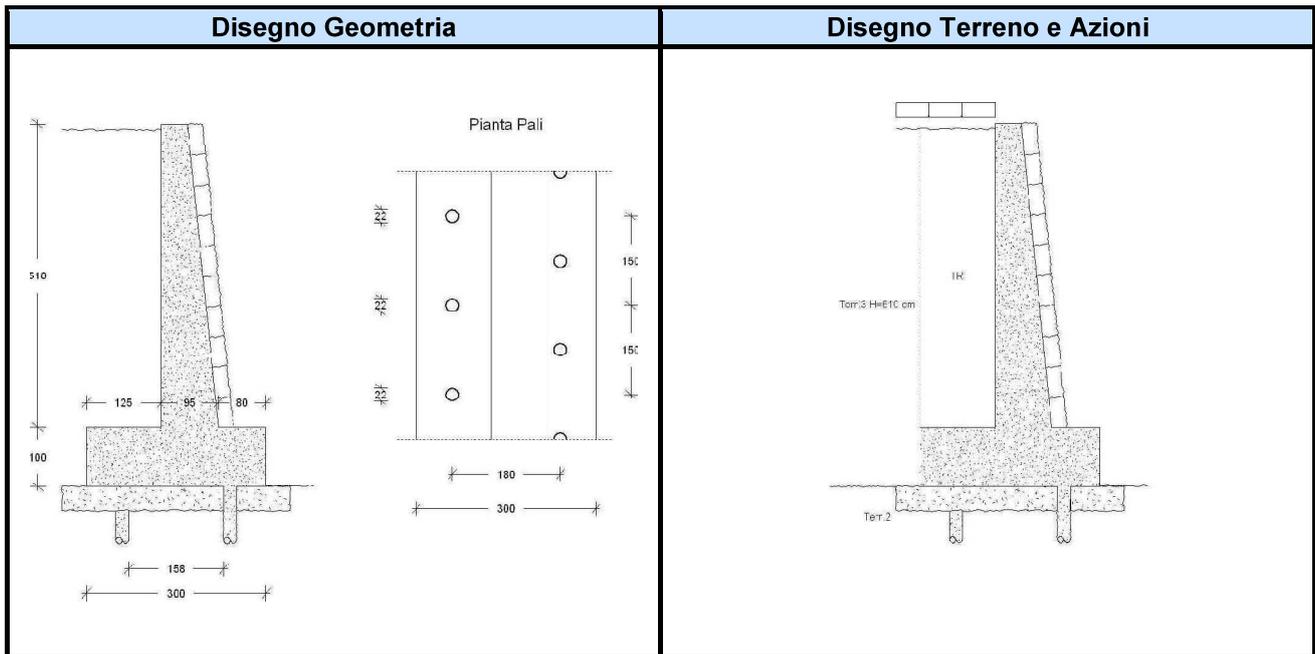
Verifica	M	N	σ _c	σ _s	λ _c	λ _s	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	1353	0	1	73	91.84	49.04	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	6380	0	6	346	19.35	10.40	V
Parete al Piede (V0)	-11892	14622	10	1416	10.68	2.54	V
Parete ad 1/3 H (V1)	-18300	6378	28	1988	3.98	1.81	V
Parete a 2/3 H (V2)	-21013	2572	50	2762	2.26	1.30	V
Collegamenti Pali	23632	0	20	2510	5.60	1.43	V

Verifiche di Fessurazione

Verifica	M	N	σ _s	σ _{s, lim}	λ	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	1353	0	73	2800	38.14	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	6380	0	346	2800	8.09	V
Parete al Piede (V0)	-11892	14622	1416	2800	1.98	V
Parete ad 1/3 H (V1)	-18300	6378	1988	2800	1.41	V
Parete a 2/3 H (V2)	-21013	2572	2762	2800	1.01	V
Collegamenti Pali	23632	0	2586	2800	1.08	V

Riguardo alle verifiche di deformazione, per il muro in esame, il valore massimo del Cedimento Elastico in Fondazione è pari a **0.05 cm**.

Muro 2 - LAGO 192,38 - MINIMO STORICO



Dati Muro

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

Dati Geometria Elevazione

Parete	
Altezza (H) [cm]	510
Spessore in Testa (S _t) [cm]	44
Spessore al Piede (S _p) [cm]	95
Pendenza Esterna (P _e) [%]	10
Pendenza Interna (P _i) [%]	0
Rivestimento Esterno	
Spessore (S _R) [cm]	25
Peso Specifico (γ _R) [daN/m ³]	2500

Dati Geometria Fondazione

Larghezza (B _F) [cm]	300
Altezza Centrale (H _{Fc}) [cm]	100
Larghezza Mensola Esterna (B _{Fe}) [cm]	80
Larghezza Mensola Interna (B _{Fi}) [cm]	125
Profondità Mensola Esterna (P _F) [cm]	0
Spessore Strato Magrone (S _m) [cm]	40

Dati Geometria Pali

Tipo File di Pali	Sfalsati
Numero File di Pali (N)	2
Diametro Pali (D_P) [cm]	22
Spessore del Rivestimento (S_P) [cm]	1
Lunghezza Pali (L_P) [cm]	750
Interasse Trasversale Pali (i_{Pt}) [cm]	180
Interasse Longitudinale Pali (i_{Pl}) [cm]	150
Disassamento Trasversale Palificata (D_t) [cm]	49

Dati Terreno

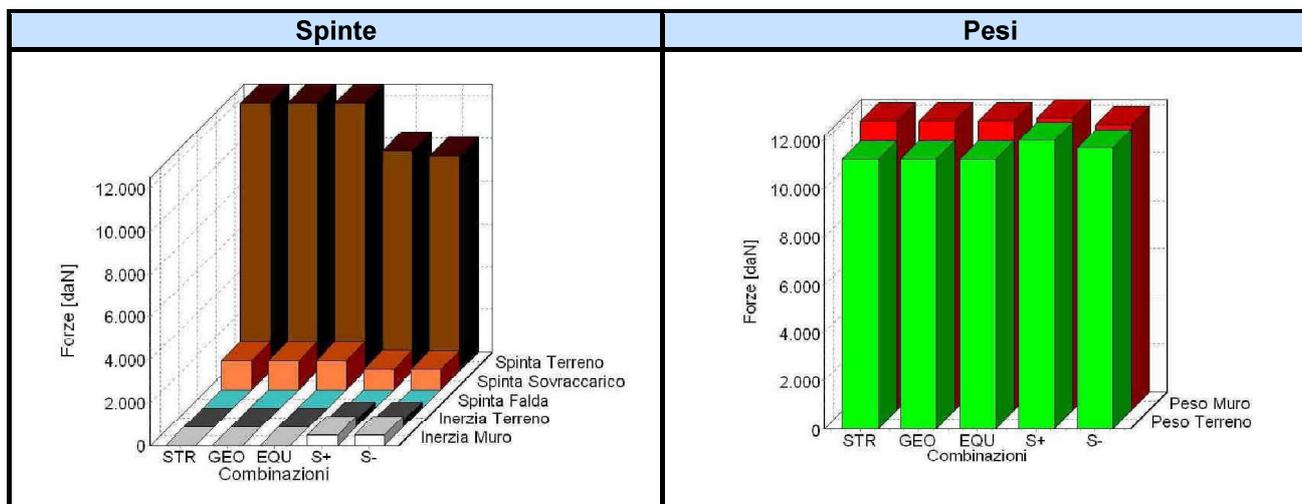
Angolo di Inclinazione a Monte (ϵ) [grd]	0
Abbassamento a Monte (δ_M) [cm]	10
Angolo di Inclinazione a Valle (ζ) [grd]	0
Abbassamento a Valle (δ_V) [cm]	-100

Dati Azioni

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

Spinte e Forze sul Muro

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



Spinte e Forze

Comb.	K _a	K _p	S _a	S _c	S _q	S _w	S _{ws}	S _p	S _{pm}	W _M	F _{IM}	W _T	F _{IT}	W _F	F _{IF}
STR	0.30	2.56	12522	0	1337	0	--	0	0	12064	--	11250	--	7500	--
GEO	0.30	2.56	12522	0	1337	0	--	0	0	12064	--	11250	--	7500	--
S+	0.31	5.96	10287	--	952	0	0	0	0	12221	313	12029	308	7597	195
S-	0.31	5.96	10037	--	929	0	0	0	0	11907	313	11720	308	7402	195

Azioni Massime sui Pali

Combinazione	STR	GEO	S+	S-
Sforzo Normale Fila Esterna [daN]	37460	37460	37566	36682
Sforzo Normale Fila Interna [daN]	15872	15872	15972	15489
Sforzo di Taglio [daN]	9768	9768	8534	8342
Momento Flettente [daNm]	0	0	0	0

Verifiche di Stabilità

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

Risultati Verifica al Collasso per Carico Limite dei Pali

Comb.	N _c 1	N _q 1	N _c 2	N _q 2	N _c 3	N _q 3	N _c 4	N _q 4	Q _p	c _p	c _A	Q _l	E _p	Q _{lim}	Q _{es}	γ _s	E
GEO	14.06	7.89	27.01	16.66	61.86	44.47	0.00	0.00	41432	1.00	0.00	18485	0.90	53918	38173	1.41	V
S+	14.06	7.89	27.01	16.66	61.86	44.47	0.00	0.00	41432	1.00	0.00	18485	0.90	53918	38278	1.41	V
S-	14.06	7.89	27.01	16.66	61.86	44.47	0.00	0.00	41432	1.00	0.00	18485	0.90	53918	37395	1.44	V

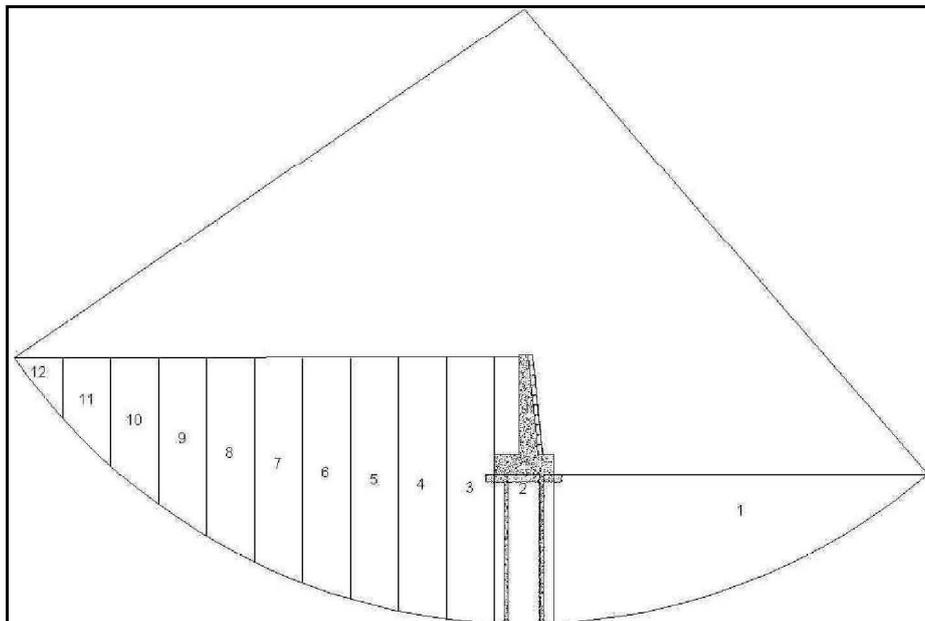
Risultati Verifica di Stabilità Globale

Comb.	R_d	S_d	γ_s	E
GEO	228189	97064	2.35	V
S+	266998	102369	2.61	V
S-	266626	102369	2.60	V

Dati Pendio

Numero dei conci	12
Larghezza dei conci [m]	2.43
Raggio cerchio critico [m]	31.30
Lunghezza arco cerchio critico [m]	30.35

Concio N.	H _i	δ _i	cδ _i	W _i	α _i	N _i	hw _i	U _i	T _i	S _i
1	3.75	22.72	0	136706	-19.28	129041	3.75	0	79020	-45131
2	13.60	3.00	0	73818	0.00	73818	7.50	0	45204	0
3	13.48	2.44	0	59004	4.98	58781	0.00	0	42421	5120
4	13.17	2.46	0	57655	9.47	56870	0.00	0	41043	9482
5	12.67	2.51	0	55444	14.01	53794	0.00	0	38823	13425
6	11.96	2.57	0	52326	18.65	49577	0.00	0	35779	16735
7	11.02	2.65	0	48233	23.42	44259	0.00	0	31941	19173
8	9.84	2.76	0	43067	28.37	37894	0.00	0	27348	20464
9	8.38	2.92	0	36681	33.56	30565	0.00	0	22058	20279
10	6.59	3.13	0	28856	39.09	22397	0.00	0	16164	18195
11	4.40	3.44	0	19244	45.09	13586	0.00	0	9805	13629
12	1.65	3.93	0	7238	51.81	4476	0.00	0	3230	5689



Verifiche di Resistenza Strutturale

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

Verifica Armature

Verifica	h	M	N	c	A _s	c'	A' _s	λ	T	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	100	4195	0	3.0	20.36	3.0	20.36	17.65	22974	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	100	-2116	0	3.0	20.36	3.0	20.36	34.98	-3792	V
Parete al Piede (V0)	95	13255	15441	3.0	14.70	3.0	4.52	14.65	9276	V
Parete ad 1/3 H (V1)	78	4316	6770	3.0	14.70	3.0	4.52	33.12	4356	V
Parete a 2/3 H (V2)	61	585	2691	3.0	11.31	3.0	4.52	163.34	1264	V
Collegamenti Pali	22	10301	0	3.0	4.52	3.0	--	1.64	37460	V
Punzonamento Palo	22	0	37460	3.0	0.00	3.0	0.00	--	0	V

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

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

Spinte e Forze sul Muro

S _a	S _c	S _q	S _w	S _p	S _{pm}	W _M	W _T	W _F
9632	--	891	0	0	0	12064	11875	7500

Verifiche di Tensione

Verifica	M	N	σ _c	σ _s	λ _c	λ _s	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	3732	0	3	202	33.05	17.78	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	-1341	0	1	73	92.60	49.48	V
Parete al Piede (V0)	9524	14622	8	1233	14.09	2.92	V
Parete ad 1/3 H (V1)	3116	6378	3	515	33.85	6.99	V
Parete a 2/3 H (V2)	403	2572	0	180	--	20.01	V
Collegamenti Pali	12049	0	14	2503	8.00	1.44	V

Verifiche di Fessurazione

Verifica	M	N	σ _s	σ _{s,lim}	λ	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	3732	0	202	2800	13.83	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	-1341	0	73	2800	38.48	V
Parete al Piede (V0)	9524	14622	1233	2800	2.27	V
Parete ad 1/3 H (V1)	3116	6378	515	2800	5.44	V
Parete a 2/3 H (V2)	403	2572	180	2800	15.56	V
Collegamenti Pali	12049	0	2175	2800	1.29	V

Riguardo alle verifiche di deformazione, per il muro in esame, il valore massimo del Cedimento Elastico in Fondazione è pari a **0.05 cm**.

Il Tecnico
DOTT. ING. FRANCO
COLOMBO

PROGETTO STRUTTURALE ESECUTIVO**PROGETTO DI PARCHEGGIO ED EDIFICIO SERVIZI
ADIACENTI AL NUOVO PORTO TURISTICO - 1° LOTTO**

ELABORATO: Relazione sui Materiali

COMMITTENTE: COMUNE DI STRESA

STUDIO DI INGEGNERIA

PROGETTISTA

DOTT. ING. FRANCO
COLOMBO - DOTT. ARCH.
ANTONIO MONTANI

STRUTTURISTA

DOTT. ING. FRANCO
COLOMBO

DIRETTORE DEI LAVORI

IMPRESA

COLLAUDATORE IN C.O.

Walls 2019 - Software Calcolo e Verifica Muri di Sostegno

© S.I.S. - Software Ingegneria Strutturale S.r.l.
C.P.4 (CT15) - 95127 CATANIA - Tel. 095.7122189 - Fax 095.7122188
<http://www.sis.ingegneria.it> - email: info@sis.ingegneria.it



Introduzione	3
Calcestruzzo	3
<i>Componenti</i>	3
<i>Lavorabilità e Durabilità</i>	4
<i>Controllo di Accettazione</i>	5
Acciaio	6

Introduzione

Il presente elaborato riporta i dati necessari all'identificazione e alla qualificazione dei materiali strutturali adoperati nell'opera in oggetto, nonché le specifiche procedure di accettazione previste.

L'opera in esame è realizzata interamente in conglomerato cementizio armato; tale materiale, meglio definito calcestruzzo 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.

Di seguito vengono riportate le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo armato impiegato, illustrando le prescrizioni relative al conglomerato cementizio e quelle relative all'acciaio e, successivamente, sono analizzate anche le indicazioni atte a garantire la lavorabilità dell'impasto e la durabilità dell'opera, in relazione alle condizioni ambientali del sito di costruzione.

Calcestruzzo

Per il calcestruzzo preconfezionato o confezionato in opera, viene garantito il rispetto dei requisiti previsti dalle seguenti norme:

- NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019)
- UNI-EN 206-1 , UNI-EN 12620 , UNI 197/1

Nella tabella seguente si riportano i parametri di resistenza che caratterizzano il comportamento, sia a compressione che a trazione, del calcestruzzo impiegato nell'opera in esame.

Classe Calcestruzzo	C25/30
Resistenza a Compressione Cubica (R_{ck}) [daN/cm²]	300
Resistenza a compressione cilindrica (f_{ck}) [daN/cm²]	249
Valore medio della Resistenza cilindrica (f_{cm}) [daN/cm²]	329
Modulo Elastico (E_c) [daN/cm²]	314471
Coefficiente parziale di sicurezza (γ_c)	1.50
Resistenza di progetto a compressione (f_{cd}) [daN/cm²]	166
Resistenza di progetto per carichi di lunga durata (αf_{cd}) [daN/cm²]	141
Resistenza media a trazione (f_{ctm}) [daN/cm²]	25.6
Resistenza caratteristica a trazione (f_{ctk}) [daN/cm²]	17.9
Resistenza caratteristica a trazione per flessione (f_{ctk}) [daN/cm²]	21.5
Resistenza di progetto a trazione (f_{ctd}) [daN/cm²]	11.9
Resistenza di progetto a trazione per flessione (f_{ctd}) [daN/cm²]	14.3

Componenti

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 in generale 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 nella normativa NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019).

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

Eventuali aggregati da impiegare per la produzione del calcestruzzo per uso strutturale, sono 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 deve essere commisurata, per l'assettamento del getto, ai vuoti tra le armature e tra i casseri tenendo presente che il diametro massimo dell'inerte non deve superare: la distanza minima tra due ferri contigui ridotta di 5 mm, 1/4 della dimensione minima della struttura e 1/3 del copriferro.

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

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

L'impiego di aggiunte, in particolare di ceneri volanti, loppe granulate d'altoforno e fumi di silice, è ammesso purché non vengano modificate negativamente le caratteristiche prestazionali del calcestruzzo.

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 e UNI 11104. I fumi di silice, infine, devono soddisfare i requisiti della norma europea UNI EN 13263-1.

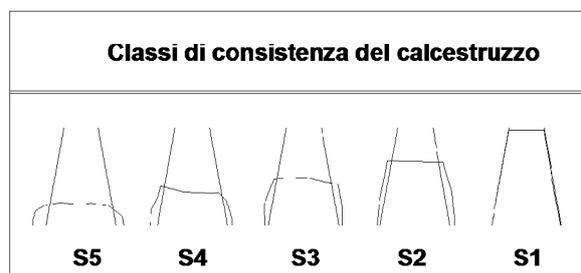
Lavorabilità e Durabilità

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 [mm]. La lavorabilità cresce all'aumentare del numero della 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



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 riferirsi, in accordo alla normativa NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019), a condizioni ambientali ordinarie, aggressive e molto aggressive, a cui corrispondono determinate classi di esposizione, come di seguito indicato:

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

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), spessore minimo del copriferro e dosaggio di cemento.

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 si riportano i parametri adottati in funzione della classe di esposizione:

Classe di Esposizione	XC2
Valore max del rapporto acqua-cemento	0.6
Dosaggio minimo di cemento [kg/m^3]	300
Resistenza minima a compressione [daN/cm^2]	300
Copriferro minimo [mm]	25

Controllo di Accettazione

In accordo con la normativa NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019) è obbligatorio eseguire controlli sistematici 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 deve essere eseguito secondo le modalità prescritte nella suddetta normativa.

In particolare, occorre 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 Resistenza di prelievo, che costituisce il valore mediante il quale vengono eseguiti i controlli di accettazione del calcestruzzo adoperato.

Per la preparazione, la forma, le dimensioni e la stagionatura dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nelle norme UNI EN 12390-1:2012 e UNI EN 12390-2:2009.

In merito alle modalità di 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.

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

Il controllo di accettazione è positivo ed il quantitativo di calcestruzzo accettato se risultano verificate, per un numero di prelievi pari a tre, le seguenti disuguaglianze:

$$R_{c,\min} \geq R_{ck} - 3.5$$

$$R_{cm28} \geq R_{ck} + 3.5$$

dove:

$R_{c,\min}$ = Minore valore di Resistenza dei prelievi [N/mm^2]

R_{cm28} = Resistenza media dei prelievi [N/mm^2]

Acciaio

L'acciaio dolce da carpenteria utilizzato è qualificato in conformità a quanto previsto nelle seguenti norme:

- NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019)
- UNI-EN 7438 , UNI 10080

Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche meccaniche che caratterizzano il comportamento dell'acciaio impiegato nell'opera in esame.

Tipo Acciaio	B450C
Tensione caratteristica minima di snervamento (f_{yk}) [daN/cm²]	4500
Tensione caratteristica a carico massimo (f_{tk}) [daN/cm²]	5400
Allungamento ($A_{gt,k}$) [%]	7.5
Rapporto tra tensione effettiva e nominale (f_y/f_{yn})_k	1.2
Tensione di progetto di snervamento (f_{yd}) [daN/cm²]	3913
Modulo Elastico Normale (E_s) [daN/cm²]	2100000

Il campionamento e le prove di accettazione sono condotte secondo quanto previsto nelle suddette norme. In particolare, la documentazione di qualifica, attestante i valori caratteristici dei vari requisiti geometrici e prestazionali richiesti dalle normative tecniche, 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.

**Il Tecnico
DOTT. ING. FRANCO
COLOMBO**

PROGETTO STRUTTURALE ESECUTIVO

PROGETTO DI PARCHEGGIO ED EDIFICIO SERVIZI ADIACENTI AL NUOVO PORTO TURISTICO - 1° LOTTO

ELABORATO: Relazione Esecutiva

COMMITTENTE: COMUNE DI STRESA

STUDIO DI INGEGNERIA

PROGETTISTA

STRUTTURISTA

DOTT. ING. FRANCO
COLOMBO - DOTT. ARCH.
ANTONIO MONTANI

DOTT. ING. FRANCO
COLOMBO

DIRETTORE DEI LAVORI

IMPRESA

COLLAUDATORE IN C.O.

Walls 2019 - Software Calcolo e Verifica Muri di Sostegno

© S.I.S. - Software Ingegneria Strutturale S.r.l.
C.P.4 (CT15) - 95127 CATANIA - Tel. 095.7122189 - Fax 095.7122188
<http://www.sis.ingegneria.it> - email: info@sis.ingegneria.it



Introduzione.....	3
Calcestruzzo	3
Acciaio.....	5
Accorgimenti Costruttivi.....	6

Introduzione

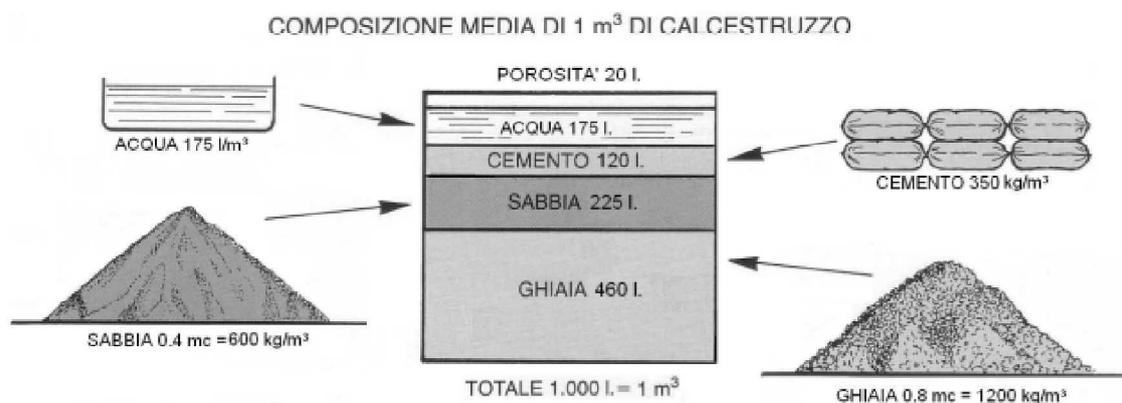
Nel presente elaborato vengono fornite le informazioni utili al corretto stoccaggio e alla messa in opera dei materiali strutturali, nonché le procedure di accettazione e controllo degli stessi in cantiere. Vengono inoltre forniti i particolari esecutivi necessari alla corretta realizzazione dell'opera 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, come riportato nella Relazione sui materiali.

Calcestruzzo

Il conglomerato cementizio da impiegarsi deve essere dosato rispettando i seguenti rapporti di miscelazione, con le quantità riferite ad un m³ di conglomerato.



Per i micropali (del tipo Tubfix), la miscela di cemento normalmente iniettata è composta da: 100 Kg di cemento, 50 Kg di acqua, 2,50 Kg di bentonite, con aggiunta di 3 Kg di fluidificanti.

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

Cemento

Il cemento deve essere conservato esclusivamente in locali coperti, asciutti e privi di correnti d'aria.

Se fornito in sacchi, questi non devono essere tenuti all'aperto, ma conservati in ambienti asciutti e chiusi, lasciando sempre delle intercapedini fra piano di appoggio e 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 deve essere prelevata esclusivamente da fiumi e da fossi; e costituita da elementi prevalentemente silicei, di forma angolosa e di grossezza assortita; deve inoltre essere aspra al tatto e senza lasciare traccia di sporco; deve essere esente da cloruri e scevra di materie terrose, argillose, limacciose e polvulenti; non deve contenere fibre organiche.

Ghiaia e Pietrisco

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

Il pietrisco e la graniglia devono provenire dalla spezzatura di rocce silicee, basaltiche, porferee, granitiche e calcaree, rispondenti in genere ai requisiti prescritti per pietre naturali nonché a quelli prescritti in precedenza per la ghiaia. Deve 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 normative tecniche, a condizione che la miscela di calcestruzzo confezionata con aggregati riciclati, venga preliminarmente qualificata e documentata attraverso idonee prove di laboratorio.

Acqua

L'acqua deve essere dolce, limpida non aggressiva e priva di terre. Non devono 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 deve 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 eseguito con attenzione, seguendo le indicazioni del fornitore. Infatti, un loro uso scorretto, specie con riferimento alle quantità, può comportare effetti secondari negativi.

Accettazione e Controllo

Ai fini del controllo del materiale impiegato, occorre 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 Resistenza di prelievo, che rappresenta il valore mediante il quale vengono eseguiti i controlli di accettazione del calcestruzzo adoperato.

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.

In merito alle modalità di controllo, il controllo di tipo A è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m³. Ogni controllo di accettazione di tipo A è rappresentato da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m³ di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m³ massimo di getto.

Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Nelle costruzioni con meno di 100 m³ 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 normative tecniche.

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 devono essere poste in opera prive di tracce di ruggine e praticando all'estremità gli opportuni ancoraggi ed in ogni caso devono 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 calcestruzzo 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 $7,85 \text{ kg/dm}^3$.

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 per l'acciaio tipo B450C:

Diametro della barra \varnothing	Diametro del mandrino β
$\varnothing < 12 \text{ mm}$	$4\varnothing$
$12 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 16 \text{ mm}$	$5\varnothing$
$16 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 25 \text{ mm}$	$8\varnothing$
$25 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 40 \text{ mm}$	$10\varnothing$
Lunghezza di ancoraggio $L_b \geq 20 \varnothing$	Lunghezza della piega $L \geq 5 \varnothing$

Per i micropali (del tipo Tubfix) si prevede l'impiego di tubi in acciaio, aventi caratteristiche geometriche e qualità dell'acciaio, conformi a quanto indicato nei disegni di progetto.

I tubi devono essere del tipo senza saldature, con giunzioni a mezzo di manicotto filettato esterno. Le caratteristiche delle giunzioni (filettatura, lunghezza, sezioni utili) devono consentire una trazione ammissibile pari almeno all'80% del carico ammissibile a compressione. Le valvole di iniezione, ove previste, sono del tipo a "manchette", ovvero costituite da una guarnizione in gomma, tenuta in sede da due anelli metallici saldati esternamente al tubo, sul quale, in corrispondenza di ciascuna valvola, sono praticati almeno 2 fori da 8 mm.

Accettazione

La documentazione di qualifica, attestante i valori caratteristici dei vari requisiti geometrici e prestazionali richiesti dalle normative tecniche, 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 riportano di seguito le 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.

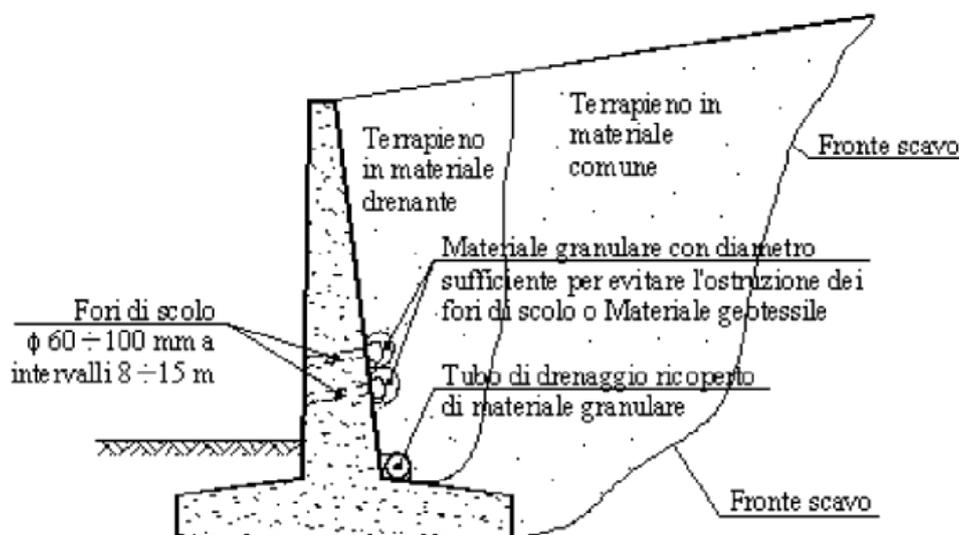
Considerato che dietro il muro, l'accumulo di acqua fa aumentare notevolmente il peso specifico del terreno (quindi, la pressione laterale agente sul muro), risulta necessario rivolgere particolare attenzione al materiale impiegato ed alle modalità esecutive del terrapieno posizionato a monte del muro.

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 che comporta dei costi maggiori, consiste nel 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, si deve considerare 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 deve essere posta nell'esecuzione di muri realizzati in zone con temperature rigide, dato 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.

Micropali

La realizzazione dei micropali (tipo Tubfix) avviene direttamente in opera e si articola in più fasi. La loro costruzione, infatti, prevede prima l'esecuzione del foro, mediante asportazione del terreno, con l'attrezzatura e la metodologia più adatta al tipo di sottosuolo, facendo in modo da liberare il foro dai detriti con l'ausilio di fanghi bentonitici, per sostenere la parete del foro stesso.

Successivamente, a perforazione avvenuta, raggiunta la profondità desiderata, si introduce nel foro un tubo di acciaio di forte spessore, munito di fori con valvole di ritorno, disposte ad un interasse di 30 - 50 cm, in corrispondenza degli strati di terreno ai quali si vuole trasmettere i carichi. Si procede, quindi, alla formazione della guaina, iniettando, attraverso la valvola più profonda, una miscela di cemento che va ad occupare lo spazio anulare compreso fra il tubo e la parete del foro. Una volta che la guaina ha iniziato la presa, si inietta a pressione, una valvola dopo l'altra, eventualmente in più riprese successive.

E' necessario utilizzare tecniche di perforazione idonee, in relazione alla natura del terreno attraversato. In particolare, devono essere adottati tutti gli accorgimenti atti ad evitare il franamento delle pareti del foro, la contaminazione delle armature e l'interruzione e/o inglobamento di terreno nella guaina cementizia, che solidarizza l'armatura al terreno circostante. Di norma le perforazioni devono, quindi, essere eseguite in presenza di rivestimento, con circolazione di fluidi di perforazione, necessari per l'allontanamento dei detriti e per il raffreddamento dell'utensile.

I fluidi di perforazione di comune utilizzo sono: acqua, fanghi bentonitici, schiuma, o ancora aria, in caso di perforazione a rotopercolazione con martello a fondo foro, o in altri casi approvati dalla Direzione Lavori.

La perforazione "a secco" senza rivestimento non è di norma ammessa, ma può eventualmente essere adottata, previa comunicazione alla Direzione Lavori, solo in terreni uniformemente argillosi, caratterizzati da valori della coesione non drenata c_u , che alla generica profondità di scavo H , soddisfino la seguente condizione:

$$c_u \geq \gamma \cdot \frac{H}{3}$$

in cui γ è il peso di volume totale.

La perforazione "a secco" è ammissibile solo dove possa essere eseguita senza alcun ingresso in acqua nel foro. La perforazione a rotazione a secco, o con impiego di aria è, invece, raccomandata in terreni argillosi sovraconsolidati. Nel caso di impiego della rotopercolazione, sia mediante martello a fondo-foro, che mediante dispositivo di battuta applicati alla testa di rotazione, l'Impresa Esecutrice deve assicurare il rispetto delle norme in merito ai limiti delle vibrazioni. In caso contrario, per modalità di impiego della rotopercolazione, i necessari provvedimenti devono essere comunicati alla Direzione Lavori.

La tipologia delle attrezzature ed i principali dettagli esecutivi devono essere comunicati dall'Impresa Esecutrice alla Direzione Lavori.

Se richiesto dalla Direzione Lavori, in relazione a particolari condizioni stratigrafiche o all'importanza dell'opera, l'idoneità di tali attrezzature di esecuzione può essere verificata mediante l'esecuzione di prove tecnologiche preliminari.

I micropali devono essere realizzati nella posizione e con le dimensioni di progetto, con le seguenti tolleranze ammissibili, salvo più rigorose limitazioni indicate in progetto:

- **coordinate planimetriche del centro del micropalo: ± 2 cm**
- **scostamento dell'inclinazione dell'asse teorico: $\pm 2\%$**
- **lunghezza: ± 15 cm**
- **diametro finito: $\pm 5\%$**
- **quota testa micropalo: ± 15 cm**

Per le altre prescrizioni in fase di esecuzione lavori si richiamano le disposizioni della normativa NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019).

**Il Tecnico
DOTT. ING. FRANCO
COLOMBO**