

LIBERO CONSORZIO COMUNALE DI AGRIGENTO

L.R. 15/2015

Progetto

Lavori di manutenzione straordinaria dell'asse di collegamento tra la SS.115 in corrispondenza del Bivio Borgo Bonsignore e la SS. 189 in contrada Tumarrano - 1° lotto funzionale tratto Bivio Borgo Bonsignore - SP.61



SETTORE
INFRASTRUTTURE STRADALI,
EDILIZIA SCOLASTICA,
PATRIMONIO E
MANUTENZIONE

Elaborati :

1	Relazione Tecnica Generale	11	Calcolo incidenza per la manodopera
2	Corografia 1/150.000	12	Quadro economico di spesa
3	Planimetria Generale 1/10.000	13	Elenco dei Prezzi
4	Planimetria, Piante e Sezioni	14	Capitolato Speciale di Appalto
5	Carta dei Vincoli	15	Piano di Sicurezza e Coordinamento
6	Relazione Paesaggistica	16	Piano di manutenzione
7	Particolari costruttivi opere d'arte		
8	Relazione Geologica, prove e sondaggi geognostici		
9	Relazione di calcolo		
10	Computo metrico estimativo		

Gruppo di Progettazione

(Geom. Totò Cacciatore)
(Geom. Bonfiglio Giuseppe)
(Geom. Armando Spaziani)
Coord. Sicurezza
(Ing. Filippo Napoli)

Geologo

(Dott. Antonio Bunone)

Il Progettista:

(Ing. Filippo Napoli)

Il Verificatore

(Arch. Alessandro Tuttolomondo)

Agrigento, **11 LUG, 2024**



Validato ai sensi dell'art. 42 del D. LGS. n. 36/2023

Il R.U.P.

(Dott. Roberto Bonfiglio)

Il DIRETTORE DEL SETTORE

(Ing. Michelangelo Di Carlo)

PROGETTO STRUTTURALE ESECUTIVO

Lavori di manutenzione straordinaria dell'asse di collegamento tra la SS. 115 in corrispondenza del Bivio Borgo Bonsignore e la SS. 189 in contrada Tumarrano – 1° lotto funzionale tratto Bivio Borgo Bonsignore – S.P. 61.

RELAZIONE DI CALCOLO

INTRODUZIONE 4

DESCRIZIONE GENERALE 5

Dati del Progetto.....5

Materiali Strutturali.....5

Caratteristiche del Terreno.....5

ANALISI DELLA STRUTTURA 6

Generalità.....6

Metodo di Calcolo.....6

Metodo di Verifica.....7

Basi Teoriche.....11

Spinta delle Terre.....11

Azioni Statiche.....11

Azioni Sismiche.....13

Verifiche di Stabilità.....15

Verifica al Ribaltamento.....17

Verifica allo Scorrimento.....17

Verifica al Collasso per Carico Limite Terreno.....19

Verifica al Collasso per Carico Limite dei Pali.....21

Verifica di Stabilità Globale Muro-Terreno.....22

Verifiche di Resistenza Strutturale.....24

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio.....31

Verifiche di Tensione.....31

Verifiche di Deformazione.....31

Verifiche di Fessurazione.....32

Dati ed Esito Verifiche.....34

.....	40
<i>Dati Muro</i>	41
<i>Spinte e Forze sul Muro</i>	46
<i>Verifiche di Stabilità</i>	47
<i>Verifiche di Resistenza Strutturale</i>	52
<i>Verifiche allo Stato Limite di Esercizio</i>	53

INTRODUZIONE

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

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

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

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

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

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

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

DESCRIZIONE GENERALE

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

Dati del Progetto

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

L'opera è ubicata lungo l'asse di collegamento tra la SS. 115 in corrispondenza del Bivio Borgo Bonsignore e la SS. 189 in contrada Tumarrano – 1° lotto funzionale tratto Bivio Borgo Bonsignore – S.P. 61., avente le seguenti coordinate geografiche: Latitudine pari a 38.000 e Longitudine pari a 15.000, entrambe espresse in gradi decimali.

Materiali Strutturali

Il muro è realizzato mediante la sovrapposizione di gabbioni in rete metallica a doppia torsione e riempiti con materiale di peso specifico pari a 2200 daN/m^3 e con porosità del 20 %. La maglia della rete metallica ha dimensioni 8×10 ed è tessuta con filo di diametro pari a 3 mm.

Caratteristiche del Terreno

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

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

Terreno N.	1	2
Peso Specifico (γ) [daN/m³]	1920	1920
Angolo di Attrito interno (ϕ) [grd]	21	24
Coesione Drenata (c) [daN/cm²]	00.27.00	00.22.00
Coesione non Drenata (c_u) [daN/cm²]	01.31.00	01.31.00
Angolo di Attrito Terra-Muro (δ) [grd]	14.00.00	16.00.00
Fattore di Attrito Terra-Muro (f_a)	00.38.00	00.45.00
Modulo Elastico (E) [daN/cm²]	1000	1000
Costante di Winkler (k) [daN/cm³]	07.00.00	07.00.00

ANALISI DELLA STRUTTURA

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

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

Generalità

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

Informativa sull'Affidabilità del Software

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

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

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

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

Metodo di Calcolo

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

La scelta del tipo di opera di sostegno deve essere effettuata in funzione dei requisiti di funzionalità, delle caratteristiche meccaniche del terreno, delle sue condizioni di stabilità, di quella dei materiali di riporto, dell'incidenza sulla sicurezza di dispositivi complementari (rinforzi, drenaggi, tiranti ed ancoraggi) e delle fasi

costruttive. La stabilità di tali manufatti, deve essere garantita con adeguati margini di sicurezza, nelle diverse combinazioni di carico delle azioni, anche nel caso di parziale perdita d'efficacia di dispositivi particolari (sistemi di drenaggio superficiali e profondi, tiranti ed ancoraggi).

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

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

I Muri a Gabbioni sono una particolare tipologia di muri a gravità, la cui stabilità dipende dal peso proprio. Sono realizzati con struttura modulare mediante l'assemblaggio di elementi parallelepipedi in rete metallica (gabbioni), disposti su più strati e riempiti con materiale di grossa pezzatura (pietrame).

Gli strati consecutivi possono avere stessa lunghezza, oppure essere sfalsati l'uno rispetto all'altro assumendo una configurazione a gradoni. I muri con gradoni interni sono spesso preferiti per ragioni estetiche e funzionali, ma quelli a gradoni esterni risultano più razionali dal punto di vista statico.

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.

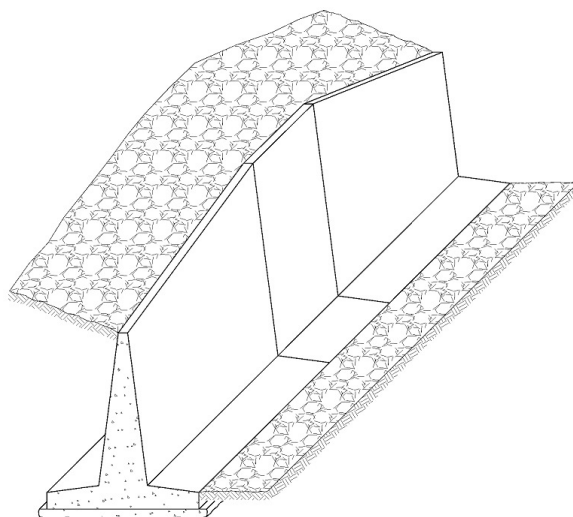
Per verificare la sicurezza dei muri, si adotta il metodo dell'equilibrio limite, allo scopo di considerare efficacemente il comportamento del sistema opera-terreno sotto il regime di spinta definito, anche in presenza di falda o di effetti inerziali generati in occasione di evento sismico.

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.

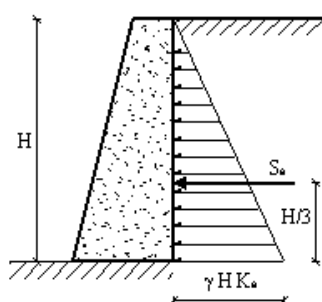
Basi Teoriche

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

Spinta delle Terre

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

Azioni Statiche



Lo schema di calcolo è basato sulla teoria di Coulomb nella ipotesi di fondazione rigida, superficie di rottura piana passante per il piede del muro ed assenza di falda. La spinta attiva, in condizioni statiche, dovuta al terrapieno è pari a:

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

dove:

- γ_t = **Peso specifico del terreno**
- H = **Altezza del muro dalla base della fondazione**
- K_a = **Coefficiente di spinta attiva, valutato tramite l'espressione di Muller-Breslau**

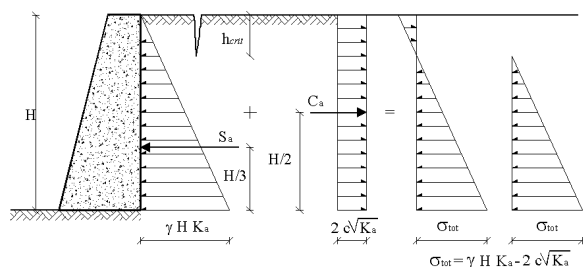
Tale spinta è applicata ad una distanza a partire dalla base della fondazione pari ad $1/3 \cdot H$.

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

Si procede, dunque, alla determinazione del cuneo di massima spinta ricavando l'angolo di inclinazione della corrispondente superficie di scorrimento ed applicando la spinta calcolata al baricentro del diagramma di spinta determinato. In maniera analoga può essere calcolata la spinta passiva, mediante la seguente espressione:

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

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



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

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

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

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

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

In presenza di falda si considera una spinta idrostatica, applicata ad $1/3 H_w$, pari a:

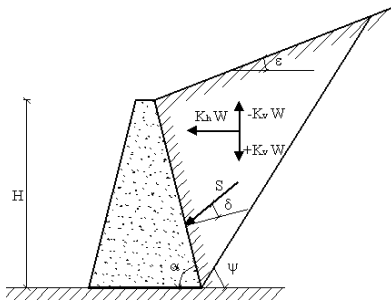
$$S_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$$

dove:

γ_w = **Peso specifico dell'acqua**

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

Azioni Sismiche



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

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

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 sovrappinta 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 $2/3 H$ 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).

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, $\gamma_s > 1$.

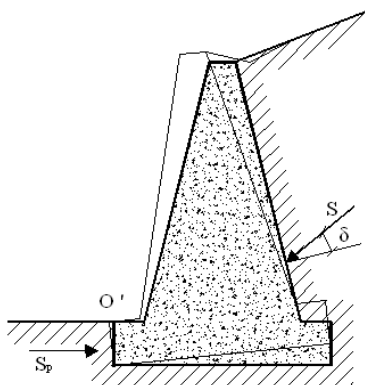
Per muri a gabbioni, i risultati delle verifiche di stabilità per ribaltamento, scorrimento e collasso per carico limite vengono riportati sia rispetto alla base della fondazione dell'intero muro, che rispetto alla base di ogni gabbione, che costituisce il muro.

Verifica al Ribaltamento

La verifica al ribaltamento consiste nell'imporre la sicurezza nei confronti della rotazione dell'opera di sostegno attorno al punto più a valle della fondazione, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti. Si ipotizza pertanto che un eventuale ribaltamento dell'opera di contenimento, possa avvenire per rotazione attorno al punto O esterno inferiore della fondazione, come mostrato in figura.

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

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



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

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

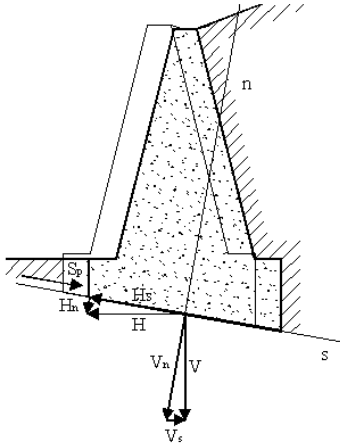
dove:

- γ_R = Coefficiente Parziale Resistenza a Ribaltamento
- Φ_w = Pesi propri e Forze verticali applicate
- Φ_η = Forze di inerzia, Forze orizzontali applicate e Componenti Orizzontali delle Spinte
- Σ_v = Componenti Verticali delle Spinte
- β, η, δ = 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:

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

dove:

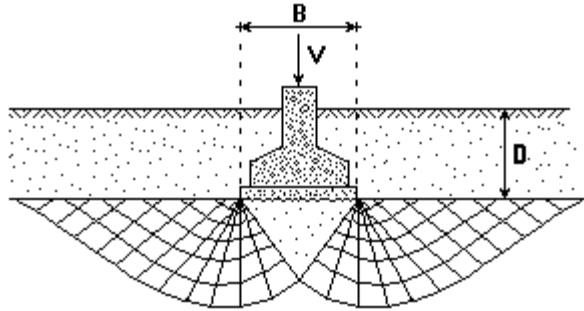
- γ_P = Coefficiente Parziale Resistenza allo Scorrimento
- N_ξ, T_ξ = Componenti di Sforzo Normale e Taglio in fondazione lungo il piano di scorrimento
- N_ψ, T_ψ = Componenti di sforzo Normale e Taglio in fondazione, normali al piano di scorrimento
- θ = Fattore di attrito terreno-fondazione
- $\alpha \Sigma_\pi, \beta \chi$ = Frazione di Spinta Passiva e di Coesione
- Σ_π = 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.

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

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

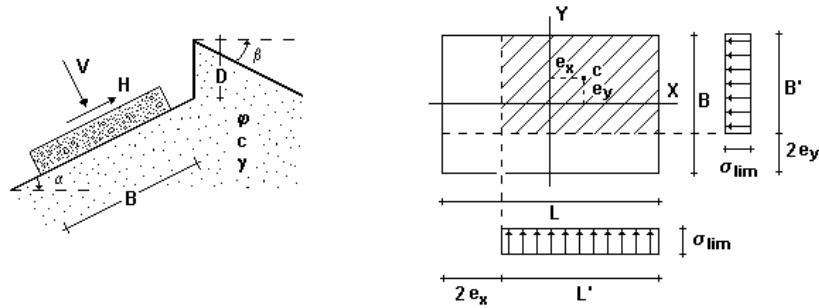
k = $\arctg(D/B)$ se $D > B$ oppure (D/B) se $D \leq B$

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

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

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

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



Per 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:

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

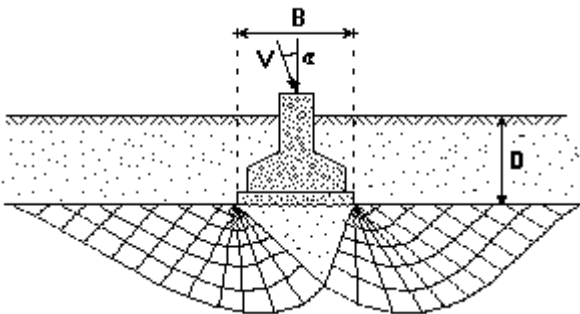
Il coefficiente d_c^0 ha la stessa espressione del caso di terreno con angolo d'attrito non nullo.

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_γ in funzione del coefficiente sismico k_{hk} . Dunque, per tenere conto degli effetti inerziali della scossa sismica, è necessario impiegare le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite i_q , i_c e i_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:

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

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

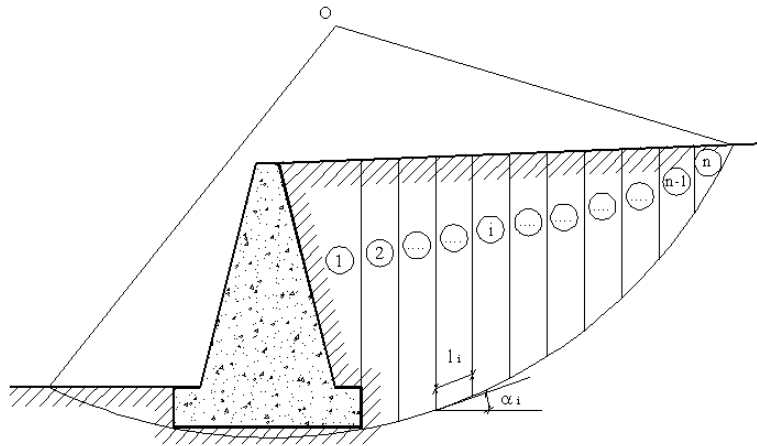
$$e_{\gamma} = \left(\frac{1 - k_{hk}}{\text{tg}\phi} \right)^{0.45}$$

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 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:

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

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

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

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 $c \cdot \delta l_i + (N_i - U_i) \cdot \tan \phi$ [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.

Verifiche di Resistenza Strutturale

Per la tipologia di opera in progetto, si suppone essere nulla la resistenza a trazione del materiale costituente il muro.

Pertanto, ai fini delle verifiche di resistenza strutturale dell'opera, bisogna controllare, per ogni sezione considerata, che la pressione agente sia compatibile con la resistenza a schiacciamento del materiale.

Quanto detto si traduce, per i muri a gravità in pietrame a gabbioni, nel verificare, in tutte le sezioni interne, in corrispondenza della base di ciascun gabbione, che la tensione di compressione non sia superiore alla resistenza a schiacciamento ammissibile del materiale di cui è costituito il muro.

Nelle successive tabelle specifiche, per ogni muro in progetto, si riportano:

- e = Eccentricità della Risultante Forze Verticali [m]
 e_N = Estremo di Nocciolo, pari ad 1/6 della Base del Gabbione [m]
 $\sigma_{max}, \sigma_{amm}$ = Tensione Normale Massima e Ammissibile [daN/cm²]
 τ, τ_{amm} = Tensione Tangenziale Media e Ammissibile [daN/cm²]
 λ_S, λ_T = Coefficiente di Sicurezza allo Schiacciamento e al Taglio

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

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

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

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

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

Verifiche di Deformazione

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

Cedimenti in Fondazione

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

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

dove, per ogni strato:

$\Delta\sigma_i$ = Variazione Pressione del terreno

Δz_i = Spessore Strato di terreno

E_i = Modulo Elastico del terreno

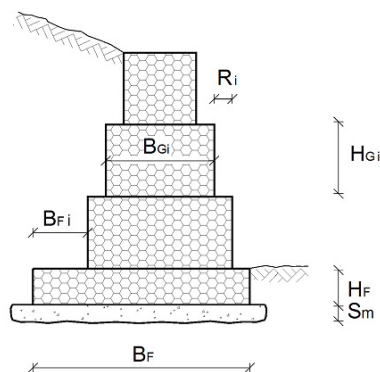
Per ogni muro del presente progetto, nelle successive tabelle specifiche, vengono riportati, riferiti a ciascuna sezione, i Cedimenti Elastici in Fondazione, espressi in cm.

Dati ed Esito Verifiche

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

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

Geometria Elevazione e Fondazione



B_{Gi} = Larghezza dell'i-esimo Gabbione [cm]

H_{Gi} = Altezza dell'i-esimo Gabbione [cm]

R_i = Rientro dell'i-esimo Gabbione [cm]

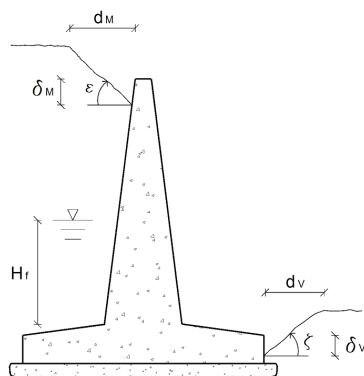
B_F = Larghezza Gabbione in Fondazione [cm]

H_F = Altezza Gabbione in Fondazione [cm]

B_{Fi} = Larghezza della Mensola Interna di Fondazione [cm]

S_m = Spessore dello Strato di Magrone [cm]

Geometria Terreno



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

d_M = Distanza dalla Testa del Muro del Tratto Orizzontale di Terreno [cm]

δ_M = Abbassamento del Terreno lato Monte, rispetto alla Testa del Muro [cm]

ζ = Angolo di Inclinazione del Terreno lato Valle del Muro [grd]

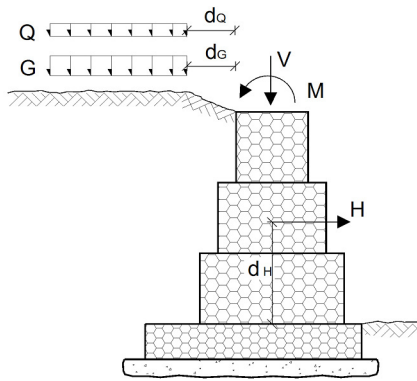
d_V = Distanza dalla Fondazione del Muro del Tratto Orizzontale di Terreno [cm]

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.

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

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

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

Ai fini della definizione delle azioni sismiche, il sito in cui è ubicato il progetto in esame, con riferimento alla caratterizzazione topografica e in base alle caratteristiche orografiche, è classificabile come appartenente alla Categoria T2. Inoltre, il sito si sviluppa.

La Pericolosità sismica di base viene determinata partendo dalle coordinate geografiche del sito in esame, ovvero Latitudine e Longitudine, rispettivamente pari a 38.00000 e 15.00000, 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:

Tipo di Spettro	SLV	SLD	SLO	SLC
Accelerazione max al suolo (a_g/g)	0.199	0.082	0.065	0.251
Categoria Sottosuolo	C	C	C	C
Fattore Stratigrafico (S_s)	1.410	1.500	1.500	1.322
Fattore Topografico (S_T)	1.000	1.000	1.000	1.000
Coefficiente di riduzione accelerazione max al suolo (β_m)	0.380	0.470	0.470	0.380
Coefficiente sismico orizzontale (k_h)	0.107	0.058	0.045	0.126
Coefficiente sismico verticale (k_v)	0.053	0.029	0.023	0.063
Periodo di ritorno dell'azione sismica (T_r)	474.561	50.289	30.107	974.786
Fattore di amplificazione spettrale (F_o)	2.431	2.421	2.438	2.508
Periodo all'inizio del tratto a velocità costante (T_c)	0.331	0.278	0.264	0.344

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:

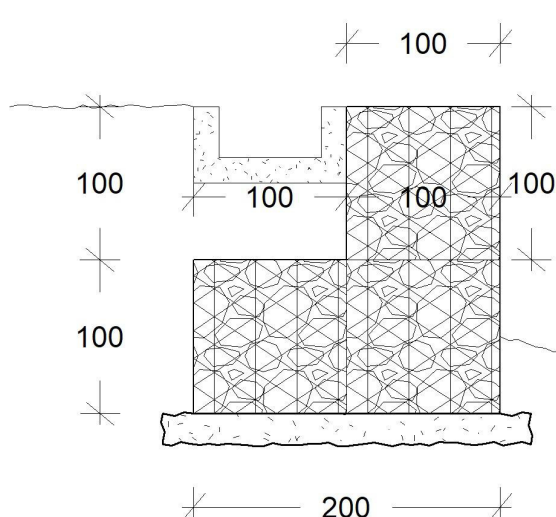
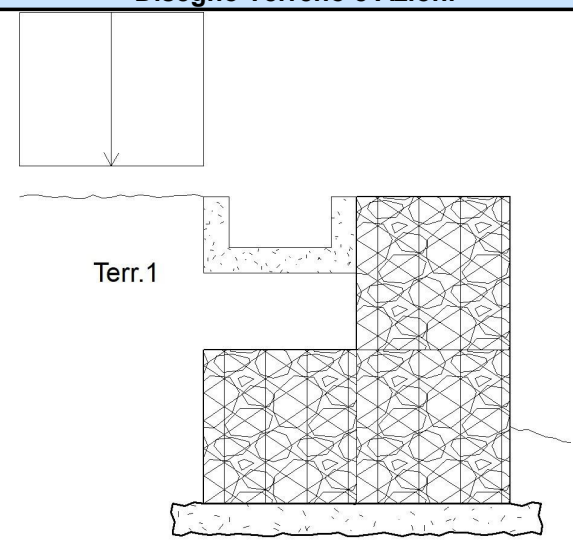
Spinta Passiva [%]	10
Spinta Statica Coesione [%]	0
Coesione a Scorrimento [%]	50

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

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

Oltre ai valori riferiti alla base della fondazione, vengono riportati anche quelli in corrispondenza dei vari conci del muro, individuati da ciascun gabbione.

Muro 1

Disegno Geometria	Disegno Terreno e Azioni
	

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

Dati Geometria Riseghe**Dati Geometria Fondazione**

Larghezza (B_F) [cm]	200
Altezza Centrale (H_{Fc}) [cm]	100
Larghezza Mensola Esterna (B_{Fe}) [cm]	0
Larghezza Mensola Interna (B_{Fi}) [cm]	100
Profondità Mensola Esterna (P_F) [cm]	50
Spessore Strato Magrone (S_m) [cm]	20

Dati Terreno

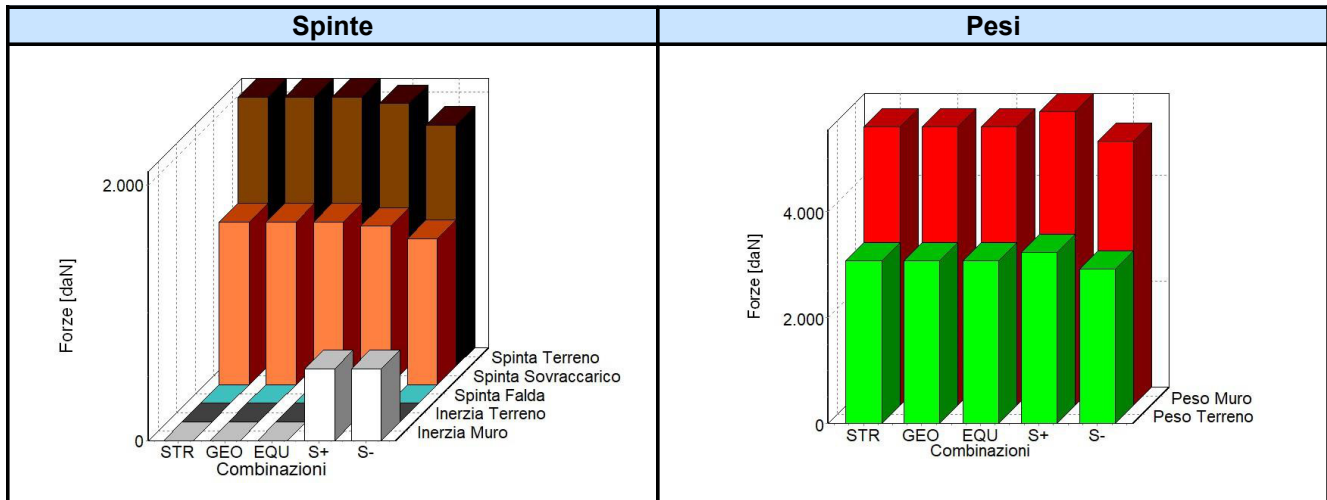
Angolo di Inclinazione a Monte (ε) [grd]	0
Angolo di Inclinazione a Valle (ζ) [grd]	-15
Distanza Tratto Orizzontale a Valle (d_v) [cm]	0
Abbassamento a Valle (δ_v) [cm]	-50

Dati Azioni

Carico Permanente	
Intensità (G) [daN/m]	2000
Distanza dalla Testa del Muro (d_G) [cm]	100

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

Gabbione N.	Comb.	K_a	K_p	S_a	S_c	S_q	S_w	S_{ws}	S_p	S_{pm}	W_M	F_{IM}	W_T
Base Fond.	STR	0.42	2.12	2102	0	1268	0	--	508	50	5280	--	3077
	GEO	0.42	2.12	2102	0	1268	0	--	508	50	5280	--	3077
	S+	0.51	2.76	2052	--	1237	0	0	698	69	5561	563	3241
	S-	0.52	2.72	1886	--	1137	0	0	619	61	4998	563	2913
Gabb. 1	STR	0.42	2.12	525	0	634	0	--	--	--	1760	--	0
	GEO	0.42	2.12	525	0	634	0	--	--	--	1760	--	0
	S+	0.51	2.76	513	--	618	0	0	--	--	1853	187	0
	S-	0.52	2.72	471	--	568	0	0	--	--	1666	187	0

Verifiche di Stabilità

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

Risultati Verifiche al Ribaltamento e allo Scorrimento

Gabbione N.	Ribaltamento (/m)					Scorrimento (/m)				
	Comb.	R_d	S_d	γ_s	E	Comb.	R_d	S_d	γ_s	E
Base Fond.	GEO	6817	1240	5.50	V	GEO	5702	3220	1.77	V
	S+	9497	2172	4.37	V	S+	6455	4017	1.61	V
	S-	8535	2074	4.12	V	S-	6080	3759	1.62	V
Gabb. 1	GEO	665	197	3.38	V	GEO	1345	1125	1.20	V
	S+	926	450	2.06	V	S+	1559	1286	1.21	V
	S-	833	434	1.92	V	S-	1404	1197	1.17	V

Risultati Verifica al Collasso per Carico Limite Terreno

Comb.	Condiz. Termine	B	N _q	N _c	N _γ	i _q	i _c	i _γ	d _q	d _c	d _γ	b _q	b _c	b _γ	g _q	g _c	g _γ	q _{lim}	q _{es}	γ _s	E
GEO	Lungo	1.79	7.07	15.81	6.20	0.75	0.71	0.65	1.09	1.11	1.00	1.00	1.00	1.00	0.94	0.94	0.94	55209	11680	4.73	V
	Breve	1.79	1.00	5.14	0.48	1.00	0.92	0.00	1.00	1.11	1.00	1.00	1.00	1.00	0.94	1.10	0.94	68494	11680	5.86	V
S+	Lungo	1.59	7.07	15.81	6.20	0.65	0.59	0.52	1.10	1.13	1.00	1.00	1.00	1.00	0.94	0.94	0.94	47236	9599	4.92	V
	Breve	1.59	1.00	5.14	0.48	1.00	0.89	0.00	1.00	1.13	1.00	1.00	1.00	1.00	0.94	1.10	0.94	69552	9599	7.25	V
S-	Lungo	1.57	7.07	15.81	6.20	0.65	0.59	0.52	1.10	1.13	1.00	1.00	1.00	1.00	0.94	0.94	0.94	46810	8643	5.42	V
	Breve	1.57	1.00	5.14	0.48	1.00	0.90	0.00	1.00	1.13	1.00	1.00	1.00	1.00	0.94	1.10	0.94	69050	8643	7.99	V

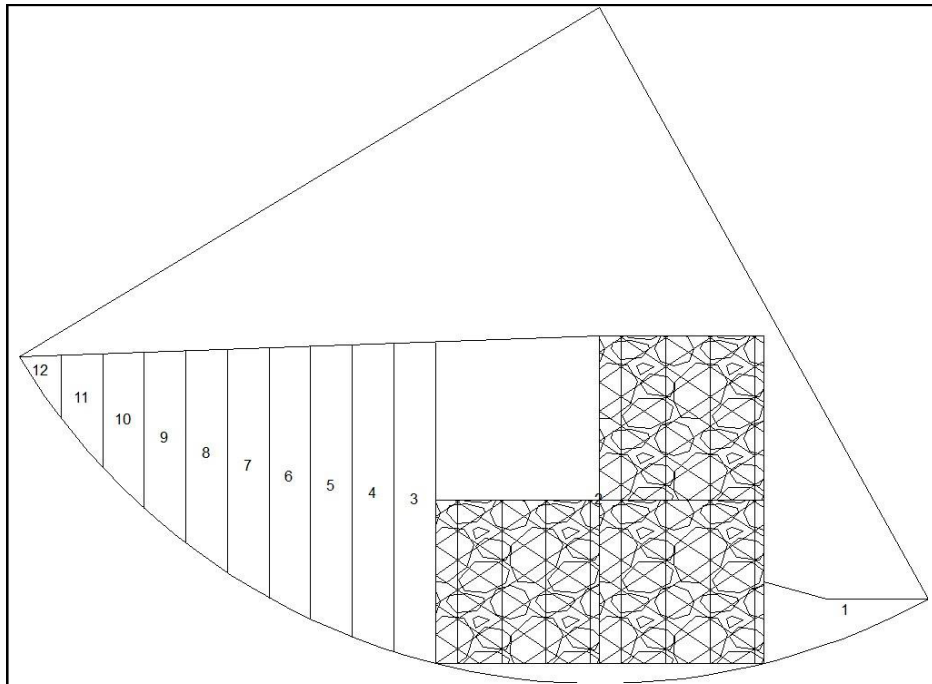
Risultati Verifica di Stabilità Globale

Comb.	R _d	S _d	γ _s	E
GEO	16355	4265	3.83	V
S+	18912	4216	4.49	V
S-	18606	4216	4.41	V

Dati Pendio

Numero dei conci	12
Larghezza dei conci [m]	0.25
Raggio cerchio critico [m]	4.12
Lunghezza arco cerchio critico [m]	4.25

Concio N.	H _i	δ _i	cδ _i	W _i	α _i	N _i	hw _i	U _i	T _i	S _i
1	0.25	0.73	1967	254	-43.31	185	0.00	0	89	-174
2	2.00	2.00	5400	9173	0.00	9173	0.00	0	4401	0
3	1.84	0.26	711	1190	15.86	1144	0.00	0	549	325
4	1.76	0.27	726	1150	19.56	1084	0.00	0	520	385
5	1.66	0.28	745	1102	23.34	1012	0.00	0	485	436
6	1.54	0.29	769	1044	27.24	928	0.00	0	445	477
7	1.40	0.30	800	975	31.28	833	0.00	0	399	506
8	1.23	0.31	840	893	35.49	727	0.00	0	349	518
9	1.04	0.33	892	798	39.95	612	0.00	0	293	512
10	0.81	0.36	962	686	44.71	487	0.00	0	234	482
11	0.53	0.39	1062	552	49.91	355	0.00	0	170	422
12	0.20	0.45	1215	389	55.74	219	0.00	0	105	322



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 Schiacciamento

Gabbione N.	Comb.	e	e _N	$\sigma_{\max}$	σ_{amm}	λ_s	τ	τ_{amm}	λ_T	E
Gabb. 1	STR	0.33	0.17	0.62	5.86	9.49	0.11	0.49	4.34	V
	S+	0.22	0.17	0.39	5.86	15.20	0.13	0.46	3.56	V
	S-	0.21	0.17	0.33	5.86	17.86	0.12	0.44	3.70	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

Gabbione N.	S _a	S _c	S _q	S _w	S _p	S _{pm}	W _M	W _T
Base Fond.	1617	--	975	0	508	50	5280	3077
Gabb. 1	404	--	487	0	--	--	1760	0

Riguardo alle verifiche di deformazione, per il muro in esame, il valore massimo del Cedimento Elastico in Fondazione è pari a **0.17 cm**.

Di seguito 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.

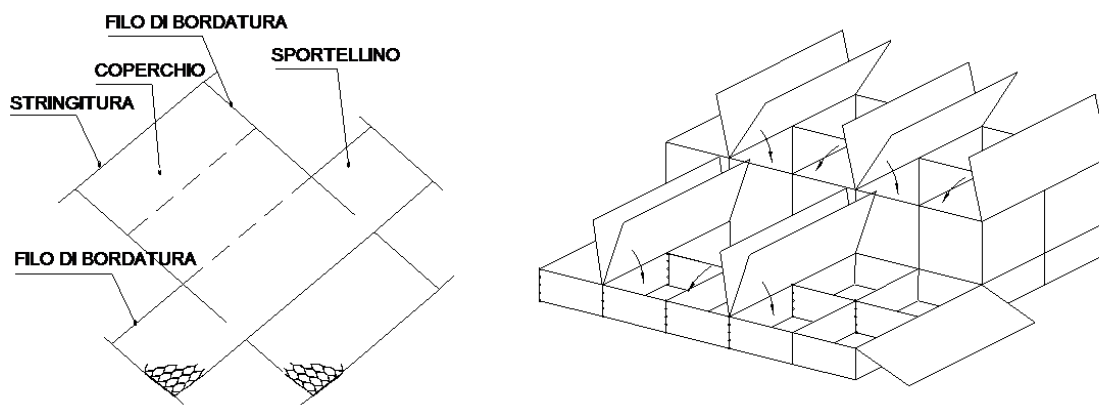
L'esecuzione dei muri a gabbioni, prevede la formazione e la sagomatura a scatola di ciascun gabbione (utilizzando le indicazioni delle case produttrici), l'assemblaggio dei gabbioni, il loro riempimento ed infine il rinverdimento. Prima della messa in opera, ciascun gabbione deve essere aperto, appoggiandolo su un terreno stabile e in piano, quindi deve essere stirato, eliminando ogni grinza e controllando che le linee di piegatura siano nella corretta posizione, in modo da poter formare la scatola.

Aiutandosi con eventuale tavola di legno, per sollevare le facce laterali del gabbione, lungo le linee di piegatura, si devono sollevare gli sportellini laterali e fissare gli spigoli superiori del gabbione, utilizzando delle cimose di filo predisposte nei singoli pannelli, in modo da assicurare l'allineamento dei bordi superiori dello scatolare. Per realizzare lo scatolare, è necessario fissare gli sportellini in uno o più punti, utilizzando il filo fornito insieme con il gabbione, oppure adoperando dei punti metallici, posati manualmente o mediante pistola pneumatica.

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

L'assemblaggio dei gabbioni, avviene accostando gli scatolari, per ciascuno strato, allineandoli e legandoli l'uno all'altro, prima di procedere al riempimento con pietrame. I gabbioni vanno accostati fronte contro fronte o retro contro retro, in modo da facilitare l'operazione di riempimento degli stessi.

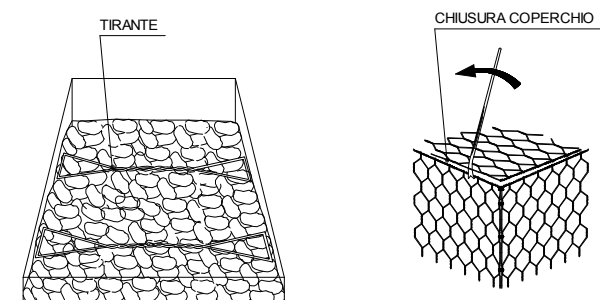
Dopo averli posizionati e legati l'uno all'altro, i gabbioni devono essere riempiti con materiale lapideo non gelivo, avente pezzatura non superiore a 25 cm e di dimensioni non inferiori al diametro della maglia. Le dimensioni ottimali sono comprese in un intervallo tra 7,5 e 20 cm.



È importante che il riempimento, manuale o meccanico, avvenga per strati successivi, dello spessore di 30 cm, partendo dall'estremità della fila di gabbioni, collegata alla serie che è stata riempita in precedenza.

Il materiale deve essere ben assestato, garantendo un elevato addensamento, in modo da evitare possibili deformazioni, durante la messa in opera. Al termine di ogni strato di riempimento, si devono realizzare dei tiranti in filo metallico, da disporsi in numero pari almeno a 4 per metro di altezza di gabbione.

Per i gabbioni alti 1 m, si hanno quindi un tirante a 1/3 dell'altezza e l'altro a 2/3. In quelli alti 50 cm, invece, si predispone un tirante a metà altezza. Questi tiranti consentono di evitare deformazioni indesiderate della struttura. Inoltre agli angoli dei gabbioni di estremità, vanno posti anche tiranti a 45°. Infine può essere previsto, ai fini estetici, il rinverdimento delle gabbionate.



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.

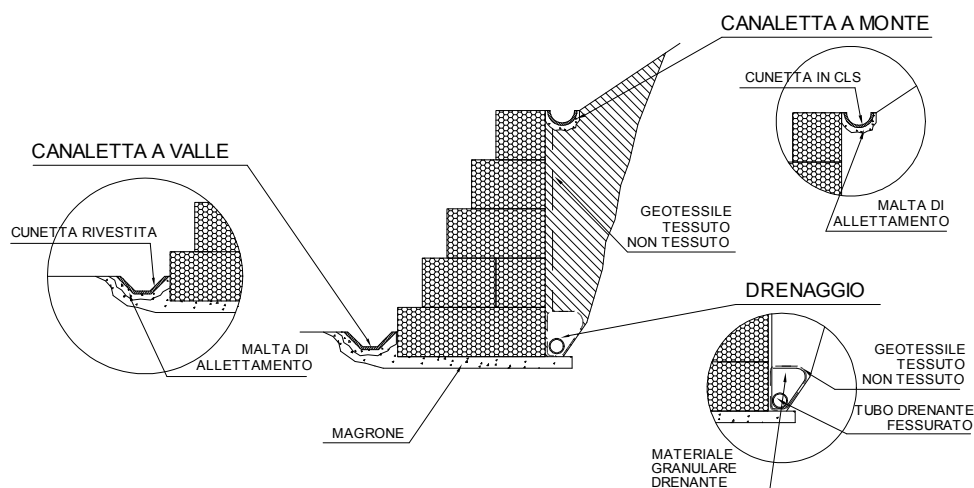
Il sistema di drenaggio migliore, ma che comporta dei costi maggiori, consiste nel predisporre opportunamente dreni orizzontali o sub-orizzontali, i quali riducono notevolmente la spinta dell'acqua.

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.

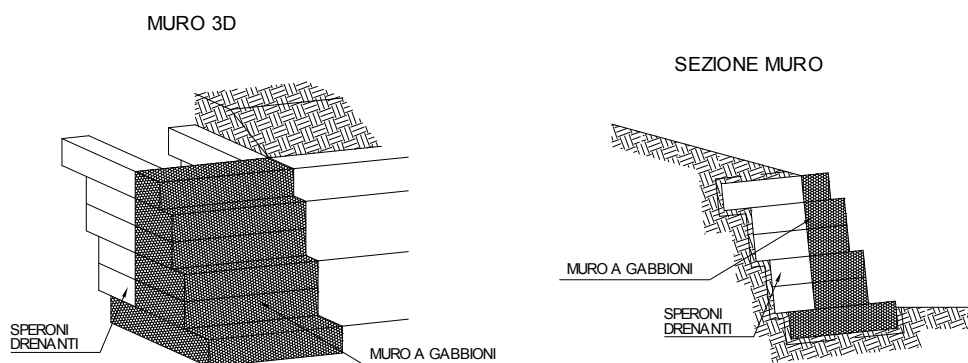
Inoltre, le caratteristiche di permeabilità, proprie della particolare tipologia a gabbioni, garantiscono un'ottimo drenaggio dell'acqua attraverso il materiale che li sostituiscono, impedendo che questa si accumuli a tergo del muro stesso, causando un incremento delle spinte ed evitando che queste ultime siano notevolmente superiori a quelle considerate in fase di progetto.

In alcuni casi, può essere utile, al fine di migliorare i sistemi di drenaggio, realizzare una soletta di calcestruzzo magro alla base del muro, per il convogliamento delle acque, utilizzando dei tubi di raccolta.



Per migliorare le condizioni di drenaggio, possono anche essere inseriti a tergo del muro, degli speroni drenanti in gabbioni, la cui estensione verso monte può avere lunghezza variabile, da un valore massimo in corrispondenza della testa del muro, a un valore minimo, in corrispondenza del piede.

Questo tipo di accorgimento, oltre che migliorare la capacità drenante dell'opera di sostegno, ne aumenta la resistenza in termini di stabilità. Infatti, se gli speroni sono ben ammorsati al muro a gabbioni, le forze di attrito che si generano in corrispondenza delle loro superfici laterali inducono un incremento di resistenza.



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.

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

Di seguito si riporta il computo dei materiali in uso nell'opera. In particolare, vengono riportati il Peso della rete metallica che costituisce i gabbioni e il Volume del pietrame di riempimento:

Peso Rete = Peso [daN] della rete metallica
Vol.Riemp. = Volume [m³] del pietrame di riempimento

Il computo dei materiali, riportato per ciascun muro del progetto distinto per fondazione, elevazione e ogni eventuale elemento presente, viene eseguito con riferimento ad un metro lineare di muro; nel caso di opera avente lunghezza indefinita.

Muro 1

Computo Gabbioni

Elementi	Peso Rete	Vol.Riemp.
Elevazione	12	1.0
Fondazione	24	2.0

Introduzione

Il presente Piano di Manutenzione prevede, pianifica e programma l'attività di manutenzione delle parti strutturali, al fine di mantenere nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza ed il valore economico dell'opera. Esso si articola nei seguenti documenti operativi:

Manuale d'Uso
Manuale di Manutenzione
Programma di Manutenzione

Nel caso specifico, viene fatto esplicito riferimento alla tipologia di Opere di Sostegno a Gabbioni, riempiti di pietrame, fornendo le indicazioni necessarie per una corretta manutenzione edile.

Manuale d'Uso

Le Opere di Sostegno presenti hanno la funzione di assorbire la spinta del terreno, ovvero sostenere un fronte di terreno instabile quando quest'ultimo non può disporsi secondo la pendenza naturale di equilibrio.

Si tratta di opere per le quali i fenomeni di interazione terreno-struttura assumono un ruolo fondamentale, visto che il terreno costituisce sia il sistema di forza agenti, sia il sistema di reazioni che lo vincolano.

La scelta della tipologia di opere adottata è stata effettuata in funzione dei requisiti di funzionalità, delle caratteristiche meccaniche del terreno, delle sue condizioni di stabilità e di quella dei materiali di riporto.

Il terreno di riempimento a tergo del muro deve essere posto in opera con opportuna tecnica di costipamento e deve avere una opportuna granulometria, in modo da consentire efficace drenaggio nel tempo. E' consentito l'utilizzo di geotessili in tessuto non tessuto, da interporre tra il terreno in sede e quello di riempimento, con funzione di separazione e filtrazione.

Il materiale filtrante va posto in opera, evitando la separazione delle frazioni granulometriche, ed è consigliato eseguire regolari controlli della granulometria, durante la costruzione dell'opera stessa.

Per i dettagli tecnici e per la collocazione delle diverse parti strutturali si rimanda agli Elaborati Grafici.

Modalità di uso corretto

Non è consentito apportare modifiche o comunque compromettere l'integrità delle strutture per nessuna ragione, né modificare le condizioni di impiego previste in progetto, in particolare per quanto riguarda i carichi agenti sul muro. Prima di eseguire eventuali modifiche occorre sempre contattare un tecnico abilitato. Occorre controllare con cadenza annuale i manufatti, effettuando operazioni di scavo anche a campioni scelti, in misura di uno ogni 20 metri lineari di sviluppo delle opere di sostegno, al fine di riscontrare eventuali anomalie, come spancianti dei gabbioni, mancata efficienza dei tiranti, perdite di verticalità dei manufatti o dei loro componenti, tagli nelle maglie della rete componente i gabbioni, corrosione della rete metallica, qualora questa fosse in contatto con ambienti aggressivi.

In caso di accertata anomalia occorre consultare al più presto un tecnico abilitato.

Manuale di Manutenzione

Per eseguire le manutenzioni, contemplate nel presente piano di manutenzione dell'opera, occorre affidarsi ad idonea impresa edile.

Le opere in oggetto devono garantire la durabilità nel tempo, in modo da assicurare la giusta resistenza alle diverse condizioni di esercizio previste in fase di progettazione e garantire la stabilità.

Per i livelli minimi prestazionali si rimanda alle specifiche in materia al momento della progettazione.

Anomalie riscontrabili

Fuoriuscita di pietrame: dovuta a eccessiva rottura delle maglie della rete metallica.

Intasamento dei filtri o dei drenaggi: dovuto a presenza di detriti e materiale incoerente, che comporta l'occlusione dei vuoti tra le particelle del materiale drenante.

Lacerazione dei gabbioni: tagli nella maglia della rete costituente i gabbioni, dovuti a cause meccaniche o fisiche, legate alla corrosione da agenti ambientali esterni.

Perdita di capacità statiche e idrauliche: dovuta alla occlusione dei paramenti di valle delle opere di sostegno, a causa della presenza di detriti o parti di terreno colato da monte.

Non perpendicolarità: specifica per muri a parete verticale, dovuta a dissesti o eventi di varia natura.

Spanciamento: variazione della sagoma del muro, dovuto alla mancata tenuta dei gabbioni.

Manutenzioni eseguibili

Nessuna manutenzione può essere eseguita direttamente dall'utente, se non i controlli a vista dello stato di conservazione del manufatto, trattandosi di lavori da affidare a impresa edile.

In particolare, potrà essere individuata la eventuale presenza di processi di corrosione della maglia della rete metallica, con conseguente lacerazione della stessa e possibile fuoriuscita di pietrame dai gabbioni.

In seguito alla comparsa di segni di cedimenti strutturali (lesioni, fessurazioni, rotture), occorre consultare tecnici qualificati, per effettuare accurati accertamenti per la diagnosi e la verifica delle strutture. In particolare, una volta individuate la causa/effetto del dissesto, occorre procedere al consolidamento delle parti necessarie, a secondo del tipo di dissesto riscontrato, come di seguito descritto.

Ricucitura della rete metallica: mediante sovrapposizione di nuova rete opportunamente estesa per 1.00 m² intorno al taglio e legata allo stesso modo dei gabbioni.

Ripristino dei sistemi di drenaggio: pulitura dei paramenti di valle dell' opera di sostegno da detriti o da parti di terreno colati, in modo da mantenere capacità statiche e idrauliche dell'opera.

Programma di Manutenzione

Il Programma di Manutenzione si articola nei seguenti punti:

Sottoprogramma delle Prestazioni

Sottoprogramma dei Controlli

Sottoprogramma degli Interventi

Sottoprogramma delle Prestazioni

Il Sottoprogramma delle Prestazioni prende in considerazione, per ciascuna classe di requisito di seguito riportata, le prestazioni fornite dall'opera nel corso del suo ciclo di vita.

Le strutture in sottosuolo devono impedire, in modo idoneo, eventuali dispersioni elettriche. Tutte le parti metalliche, facenti parte delle strutture in sottosuolo, devono essere connesse ad impianti di terra, mediante dispersori, in modo che esse vengano a trovarsi allo stesso potenziale elettrico del terreno.

Le strutture in sottosuolo non devono subire dissoluzioni o disgregazioni, nè mutamenti di aspetto, a causa dell'azione di agenti aggressivi chimici. Inoltre, devono conservare nel tempo, sotto l'azione di agenti chimici presenti in ambiente (anidride carbonica, solfati, ecc.), le proprie caratteristiche funzionali.

Le strutture in sottosuolo non devono subire disgregazioni e variazioni dimensionali o di aspetto, a causa della formazione di ghiaccio, e devono conservare nel tempo le proprie caratteristiche funzionali, se sottoposte a fenomeni di gelo e disgelo, o all'insorgere di pressioni interne che ne provocano la degradazione.

Le opere di sostegno, sotto l'effetto di carichi statici, dinamici e variabili devono assicurare stabilità e resistenza. Deve essere garantita la stabilità rispetto a tutti i meccanismi di stato limite, quali, scorrimento sul piano di posa, ribaltamento, rottura per carico limite dell'insieme fondazione-terreno, stabilità globale del complesso opera-terreno.

Inoltre, devono essere scongiurati i fenomeni di instabilità legati alla resistenza a schiacciamento del materiale di riempimento dei gabbioni e di scivolamento di una parte di muro rispetto a quella sottostante.

Le strutture in elevazione e nel sottosuolo devono essere in grado di contrastare le eventuali manifestazioni di deformazioni e cedimenti rilevanti, dovuti all'azione di sollecitazioni, come carichi e forze sismiche.

I cedimenti al di sotto della fondazione dell'opera devono essere controllati, considerando un adeguato spessore di terreno.

In presenza di costruzioni preesistenti, interagenti con l'opera di sostegno, il comportamento di quest'ultima deve garantirne i previsti livelli di funzionalità e stabilità. In particolare, si devono valutare gli spostamenti del terreno a tergo dell'opera e verificare la loro compatibilità con le condizioni di sicurezza e funzionalità delle costruzioni preesistenti.

L'installazione di opportuna strumentazione, che permetta la misurazione delle grandezze significative (spostamenti, tensioni, forze e pressioni interstiziali), prima, durante e dopo la realizzazione del manufatto, permette il monitoraggio del complesso opera-terreno e il controllo della sua funzionalità nel tempo.

Sottoprogramma dei Controlli

Il Sottoprogramma dei Controlli definisce il programma delle verifiche e dei controlli, al fine di rilevare il livello prestazionale (qualitativo e quantitativo) nei successivi momenti della vita dell'opera. Per i controlli di seguito riportati è previsto, esclusivamente, un tipo di controllo a vista.

Il **controllo dei paramenti di valle** delle opere di sostegno deve essere eseguito accertandosi che non ci sia presenza di detriti o parti di terreno colato da monte. Frequenza del controllo: **annuale**.

Il **controllo dello stato della rete metallica** consiste nel controllare che non vi siano lacerazioni della maglia dei gabbioni, con possibile fuoriuscita e perdita di materiale lapideo di riempimento. Frequenza del controllo: **annuale**.

Controlli strutturali approfonditi vanno effettuati in occasione di manifestazioni e calamità naturali (sisma, nubifragi, ecc.) o manifestarsi di smottamenti circostanti. Frequenza del controllo: **all'occorrenza**.

Sottoprogramma degli Interventi di Manutenzione

La **raccolta delle acque superficiali** di ruscellamento deve essere effettuata mediante canalizzazioni, in modo da ridurre la loro infiltrazione nel terreno a ridosso dell'opera di sostegno. Frequenza dell'intervento: **all'occorrenza**.

Il **consolidamento dell'opera** deve essere eseguito in seguito ad eventi straordinari (dissesti, cedimenti) o a cambiamenti di sovraccarichi. Tale intervento va progettato da tecnico abilitato ed eseguito da impresa idonea. Frequenza dell'intervento: **all'occorrenza**.

La **pulitura dei paramenti di valle** da detriti o da parti di terreno colato, deve effettuarsi per mantenere nel tempo le capacità statiche e idrauliche delle opere di sostegno. Frequenza dell'intervento: **annuale**.

La **ricucitura della rete metallica** deve eseguirsi se sono stati ravvisati tagli nella rete romboidale a doppia o singola torsione componente i gabbioni, e consiste nella sovrapposizione di nuova rete, opportunamente estesa per 1.00 m², intorno al taglio, e legata allo stesso modo dei gabbioni. Frequenza dell'intervento: **all'occorrenza**.

La **sostituzione dei tiranti**, nel caso di perdita di efficienza, deve effettuarsi in modo da evitare spanciamenti dei gabbioni e perdita di stabilità dell'opera. Frequenza dell'intervento: **all'occorrenza**.

Il Progettista
(Ing. Filippo Napoli)
