

AGENZIA INTERREGIONALE PER IL FIUME PO
UFFICIO OPERATIVO DI MANTOVA
Fiume PO
Comuni di Serravalle a Po e Ostiglia (MN)

classifica A.I.Po : MN-E-1200

**ADEGUAMENTO IN QUOTA DELLA SAGOMA DELL'ARGINATURA MAESTRA
DEL FIUME PO NEI COMUNI DI SERRAVALLE A PO ED OSTIGLIA (MN)**

D.G.R. 542 del 17 settembre 2018 - Interventi PGRA

PROGRAMMA di interventi strutturali idraulici ed idrogeologici in aree individuate a rischio significativo nel Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (P.G.R.A.)(di concerto con l'assessore Rolfi)

CUP: B72H18000710002

PROGETTO ESECUTIVO
IMPORTO COMPLESSIVO PROGETTO: Euro 4.750.000,00
progettazione esecutiva (ai sensi dell'art. 33 del D.P.R. 05/10/2010, n. 207 e s.mm.ii.)

elaborato D.03	titolo elaborato RELAZIONE DI CALCOLO	data Febbraio 2022
		scala elaborato

REV.	DATA	DESCRIZIONE REVISIONE
A
B
C

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
Ing. Gaetano La Montagna

COORDINATORE DELLA PROGETTAZIONE
F.E.T. Arch. Lorella Togliani

TECNICO COLLABORATORE:
Geom. Elisabetta Barba

PROGETTAZIONE



bininipartners

Binini Partners S.r.l.
via Gazzata, 4
42121 Reggio Emilia
tel. +39.0522.580.578
tel. +39.0522.580.586

1. Sommario

1. SOMMARIO.....	1
2. PREMESSA	2
3. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO.....	3
3.1. ELABORATI DI PROGETTO DI RIFERIMENTO.....	4
3.2. MODELLAZIONE GEOTECNICA.....	5
3.3. MURO DI SOSTEGNO IN GABBIONI.....	9
4. IPOTESI DI CALCOLO	12
4.1. ANALISI SECONDO LO SLU	12
4.2. CONDIZIONI IDRAULICHE.....	14
4.3. CONDIZIONI SISMICHE	15
4.4. SOFTWARE DI CALCOLO.....	16
4.5. AZIONI E CARICHI PRESENTI	34
5. ANALISI E VERIFICA DELL'OPERA DI SOSTEGNO.....	36
6. RISULTATI DELLE VERIFICHE	39
6.1. SEZIONE 1	39
6.2. SEZIONE 2	43
7. CONCLUSIONI	47

2. Premessa

La relazione in oggetto intende esporre i criteri di dimensionamento di un muro di sostegno in gabbioni metallici da posizionare al piede di un tratto di rilevato arginale a valle del centro abitato di Ostiglia, in seguito alle operazioni di rialzo e adeguamento in quota degli argini maestri di Po.

Tale muro di sostegno è realizzato al fine di contenere l'ingombro della sagoma arginale nel tratto interessato per consentire di mantenere una fascia di rispetto tra l'argine stesso e le abitazioni presenti per permettere il passaggio e il transito di mezzi e persone.

Attraverso il software di calcolo MACSTARS W 4.0, rilasciato dalla ditta Maccaferri, sono state valutate le condizioni di funzionamento del muro di sostegno, in condizioni di piena fluviale e di magra ordinaria, sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche, secondo le normative vigenti.

3. Descrizione dell'intervento

Il tratto oggetto di intervento è situato in corrispondenza del complesso di abitazioni poste a valle del centro abitato di Ostiglia, tra le sezioni 29 e 30 degli elaborati di progetto.



Figura 1 - Tratto arginale interessato dall'intervento in oggetto, allo stato attuale.

In seguito alle operazioni di adeguamento della quota di sommità arginale e della sagoma del rilevato, il nuovo rilevato arginale in progetto prevedrebbe un piede arginale ad una distanza troppo ravvicinata alle abitazioni interessate (si veda Figura 1).

Al fine di mantenere uno spazio percorribile per i residenti e per i mezzi agricoli, sia in fase di cantiere che durante la fase di esercizio, è stata ipotizzata l'installazione di muri di sostegno in gabbioni metallici per la lunghezza di circa 60 m.

La figura successiva rappresenta l'ipotesi di progetto finale, in cui si prevede la posa delle gabbionate.



Figura 2 - Tratto arginale interessato dall'intervento in oggetto, allo stato di progetto.

3.1. ELABORATI DI PROGETTO DI RIFERIMENTO

Le verifiche sul muro di sostegno in gabbioni sono state effettuate sulla base delle sezioni 1 e 2 relative alla Rampa n. 5, riportate nell'elaborato grafico di progetto esecutivo n. 15.1. La soluzione di progetto con i particolari del muro di sostegno in gabbioni è invece rappresentata nell'elaborato grafico n. 15.2.

3.2. MODELLAZIONE GEOTECNICA

Per le verifiche da eseguire sull'opera di sostegno, per entrambe le sezioni analizzate, è stato definito un modello geotecnico i cui dati di riferimento principali sono desunti dalle risultanze descritte nei documenti redatti dalla ditta ENGEO, allegati al progetto esecutivo.

I dati di riferimento utilizzati per la caratterizzazione stratigrafica del rilevato sono reperiti dalle indagini effettuate in corrispondenza delle sezioni 9 e 10, secondo gli elaborati dalla ditta ENGEO, poste nelle vicinanze del tratto in esame. Tali sezioni sono rappresentate nelle immagini seguenti:



Figura 3 - Planimetria di ubicazione delle indagini geotecniche svolte. Il rettangolo rosso indica l'area di installazione dei gabbioni metallici.

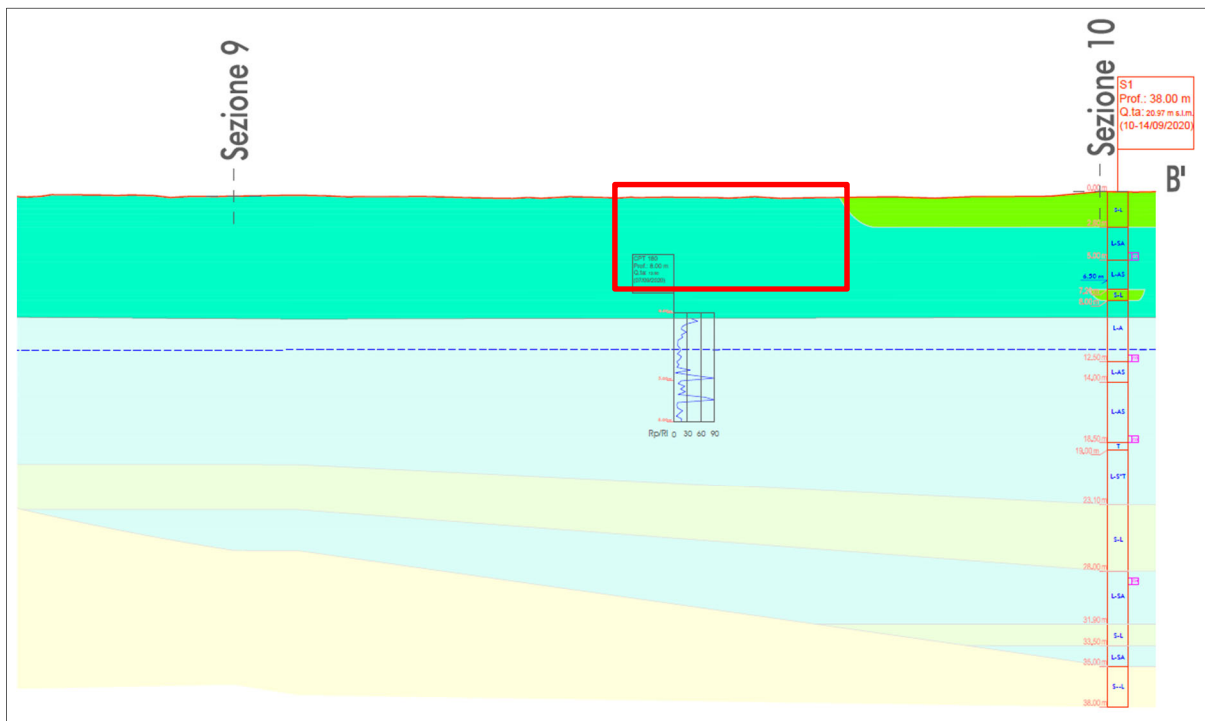


Figura 4 - Sezione longitudinale del tratto del tratto soggetto a rialzo e adeguamento arginale. Il rettangolo rosso individua la posizione di installazione dei gabbioni metallici lato campagna.

Date le risultanze derivate dalle indagini geognostiche effettuate nel tratto interessato dall'intervento (si veda Figura 4), si è deciso di discretizzare il rilevato arginale in due principali profili stratigrafici, riassunti nella tabella seguente:

Caratterizzazione litologica	Quota z [m slm]	Denominazione strato
Strato 1 – corpo arginale	z>11,70	Limi sabbiosi-argillosi
Strato 2 – base arginale	z<11,70	Sabbie limose e Limi sabbiosi-argillosi

Le successioni stratigrafiche sono considerate a partire dalla quota di sommità arginale.

Si deduce che il manufatto arginale, in questo tratto, presenta una certa omogeneità dal punto di vista stratigrafico, poiché risulta costituito prevalentemente di limi, sia per il corpo arginale che per la base di quest'ultimo.

Per quanto riguarda la scelta dei parametri geotecnici da utilizzare nelle verifiche, si è proceduto come sotto indicato:

- per la definizione dei parametri relativi allo strato di base del rilevato arginale, sono stati considerati i valori ottenuti dalla prova triassiale drenata di laboratorio effettuata sul campione n.2 del Sondaggio S1 (S1C2), situato in corrispondenza della Sezione 10, che si trova immediatamente a valle della zona considerata;
- per la definizione dei parametri geomeccanici del corpo arginale, si è ricorso all'utilizzo dei dati relativi al campione n.2 del Sondaggio S2 (S2C2). Secondo gli elaborati forniti dalla ditta ENGEO, il campione S2C2 è stato acquistato ad una profondità compresa tra 12,70 e 13,20 m slm (che rientra all'interno del corpo arginale oggetto di studio) e il terreno in cui è stato prelevato farebbe parte della stessa categoria di terre della porzione di rilevato arginale oggetto di studio (ovvero rientrano entrambi nella categoria "Argille e limi prevalenti del rilevato arginale", come riportato nella sezione longitudinale).

I parametri geotecnici di resistenza meccanica dei 2 strati, utilizzati per le verifiche, sono riportati in tabella seguente:

Tabella 1 - Caratterizzazione dei parametri di resistenza meccanica del modello per le sezioni 1 e 2.

Livello/strato	c' [kPa]	φ' [°]	γ_{Sat} [kN/m³]	γ_{Dry} [kN/m³]
Strato 1	13,2	28,3	18,6	13,8
Strato 2	8,8	30,3	19,5	15,3

dove:

- **c'** è la coesione efficace;

- φ' è l'angolo di resistenza al taglio;
- γ_{Sat} è il peso specifico del terreno in condizioni sature;
- γ_{Dry} è il peso specifico del terreno secco.

Per quanto riguarda il modello geotecnico relativo alla sezione di progetto, si è considerata un'operazione di ringrosso e rinfiacco lato campagna con terreno di riporto, come riportato nella figura successiva.

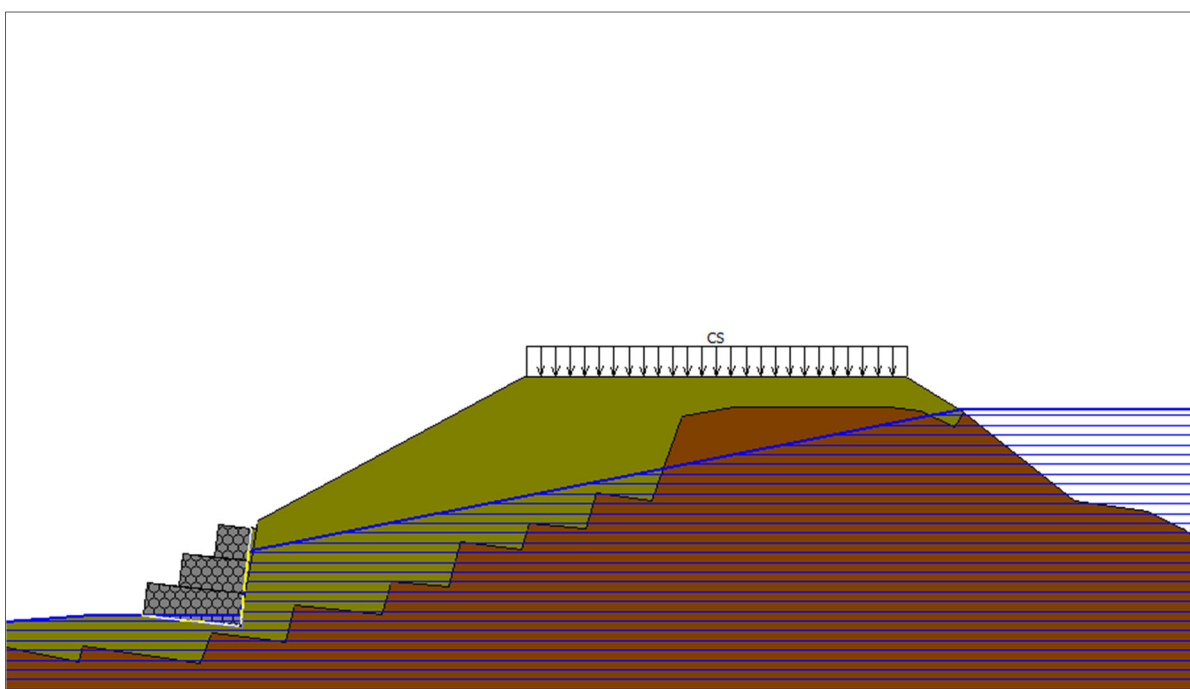


Figura 5 - Sezione 1 allo stato di progetto.

Per la sezione di progetto (in cui si prevede un rialzo della sommità arginale e una risagomatura della porzione del rilevato lato campagna), poiché è prevista un'operazione di scavo e successivo reinterro con materiale ottenuto dalla miscelazione con materiale esistente e materiale proveniente da aree demaniali esterne (i terreni situati lungo il Canal Bianco), si è scelto di assegnare al materiale di riporto delle caratteristiche geotecniche simili a quelle appartenenti al corpo arginale.

Ne risulta quindi che il riporto presenta le seguenti caratteristiche geotecniche:

Livello/strato	c' [kPa]	φ' [°]	γ_{Sat} [kN/m ³]	γ_{Dry} [kN/m ³]
Riporto	13,2	28,3	18,6	13,8

3.3. MURO DI SOSTEGNO IN GABBIONI

I gabbioni sono opere di sostegno a gravità a struttura modulare realizzati mediante l'assemblaggio di elementi parallelepipedi in rete metallica riempiti con pietrame direttamente in cantiere. I gabbioni sono formati da teli di reti di acciaio a maglia esagonale a doppia torsione e hanno solitamente dimensioni standard, pari a larghezza ed altezza di 1m e una lunghezza di 2m.

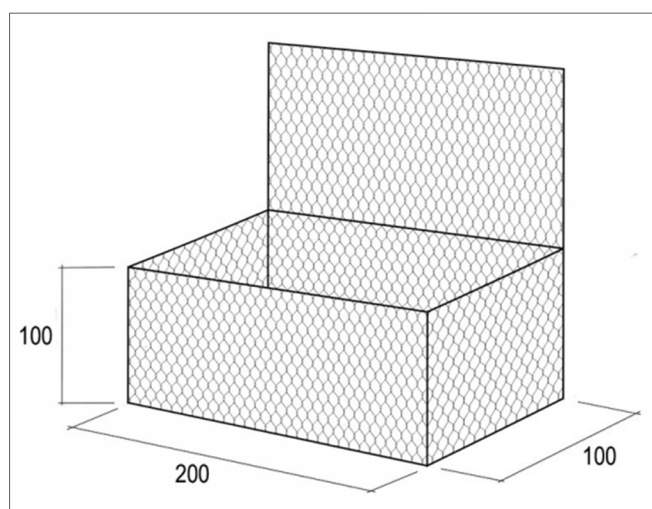


Figura 6 - Rappresentazione schematica di un gabbione metallico.

I gabbioni sono costituiti in maglia tipo 8x10 (filo zincato e plastificato avente diametro 2.70 e 3.70 mm), secondo le norme UNI EN 10244-2 in rete metallica a doppia torsione e maglia esagonale tessuta con trafilato di ferro a forte zincatura, che deve essere conforme alle norme UNI EN 10223-3, mentre il filo d'acciaio.

Per il pietrame di riempimento dei gabbioni si assumono le seguenti caratteristiche:

- Peso specifico: $17,5 \text{ kN/m}^3$
- Tensione ammissibile a compressione c' : $12,5 \text{ kPa}$
- Angolo di attrito interno Φ' : 40°

Il materiale lapideo di riempimento dovrà essere non gelivo, non friabile, non dilavabile e di buona durezza.

Sono stati previsti 3 strati di gabbioni (per uno sviluppo totale in altezza di 3 m), di cui nel primo strato sono previste 3 file (pari quindi a 3 m di larghezza), 2 file nel secondo strato (pari quindi a 2 m di larghezza) e una fila nel terzo strato costituita da un gabbione largo 1 m, dalla sezione 1 alla sezione 3, mentre tra la sezione 3 e 5 si prevedono solo due strati di gabbionate. Il tutto come rappresentato nell'elaborato di progetto esecutivo 15.2.

Per favorire la stabilità della struttura di sostegno, all'interno delle verifiche è stata ipotizzata un'inclinazione di 6° del muro di sostegno rispetto all'orizzontale.

La schematizzazione del muro in gabbioni è descritta nella figura seguente:

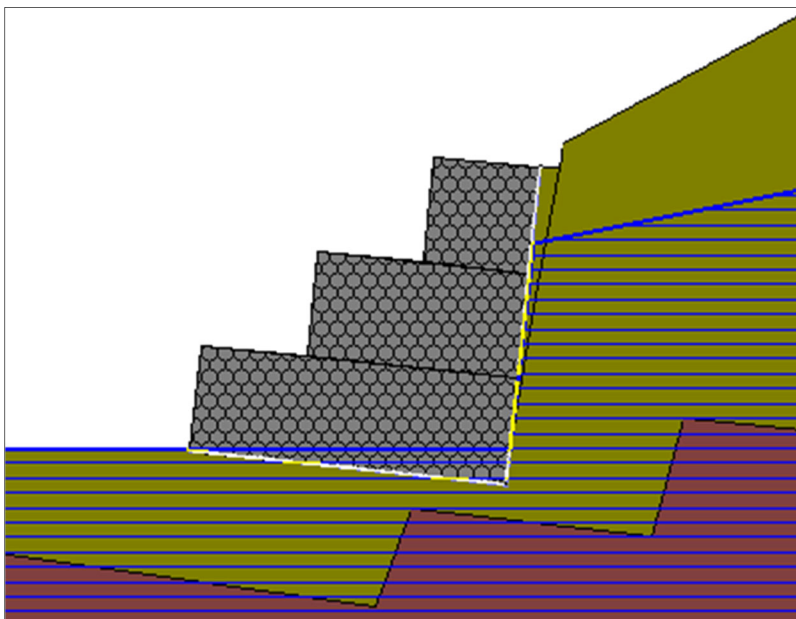


Figura 7 - Rappresentazione della gabbionata all'interno del software di calcolo.

4. Ipotesi di calcolo

4.1. ANALISI SECONDO LO SLU

Le analisi e le verifiche di sicurezza vengono svolte facendo riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018.

Poiché i muri in gabbioni sono opere di sostegno, nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Per i muri di sostegno devono essere effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati SLU di tipo geotecnico (GEO):

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite del complesso fondazione terreno;
- ribaltamento;
- stabilità globale.

La verifica di stabilità globale del complesso opera-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 con la combinazione 2, equivalente alla combinazione A2+M2+R2, tenendo conto dei coefficienti parziali relativi alle azioni e ai parametri geotecnici e alle resistenze, riportate in Tabella 2, Tabella 3 e Tabella 4.

Si precisa che il programma Macstars W, nelle verifiche di stabilità globale divide (fattorizza) automaticamente il coefficiente di sicurezza ottenuto dal calcolo, per il fattore di sicurezza previsto dalle NTC 2018; il valore del suddetto coefficiente, direttamente espresso nelle verifiche e nei file di output del programma, deve essere confrontato con il valore limite di 1.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, ma con la combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle seguenti tabelle Tabella 2, Tabella 3, Tabella 5.

Tabella 2 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

	Effetto	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 3 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_V	γ_V	1,0	1,0

Tabella 4 - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1,1

Tabella 5 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	1,4
Scorrimento	1,1
Ribaltamento	1,15
Resistenza del terreno a valle	1,4

Nel caso di azioni sismiche, ciascuna combinazione verrà analizzata considerando gli effetti del sisma, introducendo i coefficienti calcolati nel paragrafo 4.3.

4.2. CONDIZIONI IDRAULICHE

All'interno delle seguenti verifiche sono state analizzate due tipologie di condizioni idrauliche:

- La fase di piena, in cui il livello idrico a monte corrisponde a quello che si otterrebbe in un evento di piena ottenuto dalla simulazione dell'evento SIMPO '82, corrispondente a 20,32 m slm nel tratto interessato.
La fase di piena porta alla completa saturazione del corpo arginale, in cui la falda a valle è situata al piano campagna.
- La fase di magra, in cui la linea di falda si trova al di sotto del piano campagna, alla quota di 10 m slm.

4.3. CONDIZIONI SISMICHE

Per la verifica dei muri di sostegno in gabbioni, i coefficienti sismici sono stati ricavati attraverso i metodi pseudo-statici, secondo le NTC2018.

In primo luogo si è definita l'accelerazione sismica, da cui sono stati considerati i seguenti fattori riguardanti il sito in esame:

- il complesso ricade all'interno del Comune di Ostiglia, in provincia di Mantova, le cui coordinate sono: 45.06 N , 11.17 E;
- la categoria di sottosuolo ricade all'interno del tipo C (Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s), in base alle NTC 2018;
- la categoria topografica risulta essere di tipo T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$), in base alle NTC 2018;
- per quanto riguarda l'intero sviluppo arginale, si è considerato per i manufatti una vita nominale di 100 anni e una classe d'uso di categoria IV (appartenente alla categoria delle opere pubbliche o strategiche importanti), trattandosi di un'opera di difesa idraulica;
- come ulteriore condizione si è considerato lo stato limite al collasso (SLC).

Dalle suddette variabili impostate all'interno del programma Slope, è stata ricavata l'accelerazione al suolo e i coefficienti di amplificazione stratigrafica (S_T) e topografica (S_S), pari a:

$$a_g = 0,144 \text{ g}$$

$$S_S = 1,47$$

$$S_T = 1,00$$

Sulla base di tali valori, è stato possibile calcolare il valore dell'accelerazione orizzontale massima attesa al sito a_{max} :

$$a_{max} = S_S S_T a_g = 2,08 \text{ m/s}^2$$

In funzione del valore di β_s (coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito), posto pari a 0,38 (valore caratteristico da utilizzare per opere quali scavi e rilevati nelle verifiche allo stato limite ultimo) è stato possibile calcolare infine i valori dei coefficienti sismici orizzontale e verticale k_h e k_v , utilizzati nelle analisi di stabilità, secondo le relazioni seguenti:

$$k_h = \beta_s \frac{a_{max}}{g} = 0,080$$

$$k_v = 0,5 k_h = 0,040$$

Quindi i parametri utilizzati nelle verifiche seguenti corrispondono a: $k_h = 0,080$ e $k_v = 0,040$.

4.4. SOFTWARE DI CALCOLO

Per la verifica dell'opera di sostegno è stato utilizzato il programma MacStars W 4.0 di Maccaferri. Il programma consente di svolgere tutte le verifiche imposte dalla normativa.

La verifica in oggetto viene svolta con un procedimento che si articola nelle seguenti fasi:

- 1) Definizione del muro
- 2) Calcolo delle forze stabilizzanti

- 3) Calcolo della massima spinta
- 4) Verifiche allo scorrimento
- 5) Verifica al ribaltamento
- 6) Verifica per capacità portante

Definizione del muro

Il programma provvede automaticamente a definire la struttura del muro, considerando il muro in gabbioni selezionato e quelle parti di terreno che li sovrastano in verticale, delimitate dalla linea gialla in figura successiva.

Tale scelta è rilevante in quanto tutto ciò che si trova all'interno di tale profilo costituisce muro di sostegno e quindi tutti i relativi pesi sono stabilizzanti sia ai fini dello scorrimento che del ribaltamento.



Figura 8 - Definizione del muro all'interno del programma MacStars.

Calcolo delle azioni interne al muro

Il procedimento che consente il calcolo delle azioni interne al muro (forze e momenti) si basa sui dati che derivano dalla sezione del programma che esegue le verifiche di stabilità all'equilibrio limite.

Il muro, assegnato come superficie di scorrimento singola fittizia, viene suddiviso in conci e per ciascun concio si utilizzano le seguenti grandezze:

- 1) Peso totale;
- 2) Forze dovute a carichi distribuiti;
- 3) Forze dovute a carichi lineari (in questa verifica senza diffusione trasversale);
- 4) Forze dovute a carichi puntuali ripetuti o isolati (in questa verifica senza diffusione trasversale);
- 5) Forze dovute a tiranti (in questa verifica senza diffusione trasversale);
- 6) Forze sul contorno libero dovute alla presenza di falde;
- 7) Pressione interstiziale alla base;
- 8) Forze dovute a carichi di natura sismica;
- 9) Forze interne dovute alla variazione di quota della falda (filtrazione o spinta idrostatica).

Il programma procede quindi calcolando la forza totale stabilizzante lungo la base, la forza orizzontale instabilizzante, il momento stabilizzante e il momento ribaltante.

Forza totale stabilizzante

Si applica il seguente procedimento:

- h) calcolo della forza verticale totale agente sulla base (F_v)
- i) calcolo della forza orizzontale stabilizzante (F_h) dovuta alle forze da 2 a 6
- j) calcolo della risultante (sottospinta) delle pressioni interstiziali alla base (U)
- k) calcolo della forza totale efficace agente sulla base $N = F_v - U$
- l) calcolo della forza resistente dovuta alla coesione (F_{coes}) sulla base
- m) calcolo dell'angolo d'attrito interno medio (f_{med}) sulla base
- n) calcolo della forza resistente complessiva stabilizzante (F_{stab}), la cui formula è espressa di seguito:

$$F_{stab} = N \tan \varphi_{med} + F_{coes} + F_h$$

Forza totale instabilizzante

La forza totale instabilizzante (orizzontale) interna al muro di sostegno (F_{hin}) è ottenuta sommando le forze 8 e 9.

Momento totale stabilizzante

Il momento totale stabilizzante (M_s) è ottenuto sommando i contributi dovuti ai singoli momenti delle forze da 1 a 6 rispetto allo spigolo di valle del muro.

Momento totale ribaltante

Il momento totale ribaltante (M_r) è ottenuto sommando i contributi dovuti ai singoli momenti delle forze da 8 a 9 rispetto allo spigolo di valle del muro.

Si considera altresì il momento instabilizzante (M_u) dovuto alle pressioni interstiziali alla base.

Calcolo delle massime azioni agenti sul muro

Il calcolo delle azioni agenti sul muro, dovute alle spinte del terreno a tergo, viene ottenuto con un procedimento basato ancora sui dati che derivano dalla sezione del programma che esegue le verifiche di stabilità all'equilibrio limite.

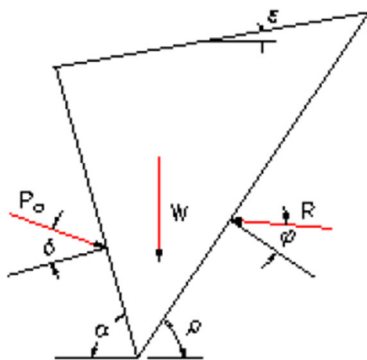
Il procedimento utilizzato è il seguente:

- si analizzano 200 di superfici di scorrimento fittizie che comprendono tutta la base del muro e quindi terminano a monte secondo direzioni casuali o direzioni date dalla formulazione di Rankine + Mononobe e Okabe
- si analizza ciascuna superficie per determinare la spinta applicata al muro ed il relativo momento Ribaltante;
- la porzione di terreno interna ad una superficie viene suddivisa in conci e per ciascun concio si determinano tutte le forze già viste nella sezione precedente relativa al muro di

sostegno, sottraendo tutte le forze già considerate nel muro; le forze così ottenute sono quelle da cui deriva la spinta sul muro;

- la spinta sul muro viene calcolata sommando i contributi dei singoli conci
- la spinta dovuta al singolo concio viene ottenuta risolvendo il poligono delle forze composto da quattro forze complessive: la risultante delle componenti orizzontali, la risultante delle componenti verticali, la reazione alla base del concio inclinata dell'angolo di attrito rispetto alla base, la spinta attiva ipotizzata in direzione orizzontale (ipotesi conforme all'assunzione di Bishop nelle analisi di stabilità).

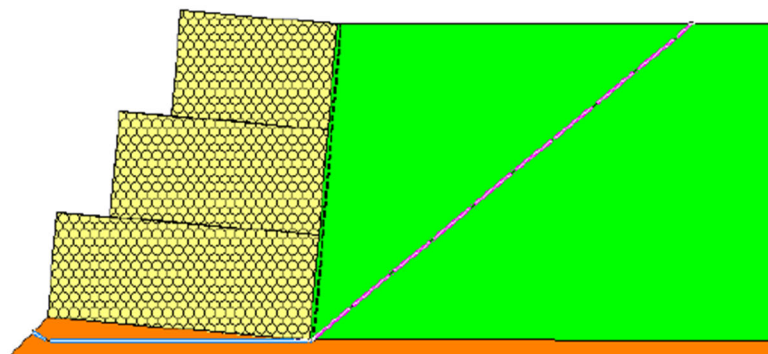
Nel caso particolare in cui le caratteristiche di resistenza del terreno sono uniformi e la spinta del terreno è assimilabile a quella di un cuneo, risultando note le direzioni delle forze d'attrito alla base del cuneo e tra muro e cuneo, è facile determinare l'intensità di tali forze (nell'ipotesi di cuneo rigido) utilizzando semplicemente le equazioni di equilibrio globale delle forze.



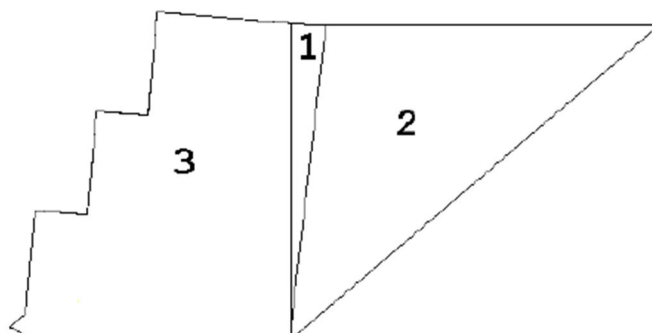
Nel caso in cui la superficie di scorrimento sia generica e le caratteristiche del terreno non siano uniformi la determinazione della spinta richiede un metodo che sia generalizzabile ma che dia la stessa soluzione nota nel caso di semplice cuneo.

Si è scelto quindi di utilizzare il metodo dell'equilibrio limite per la determinazione della spinta adattando la procedura di calcolo come illustrato in seguito.

Esaminando il semplice caso seguente:

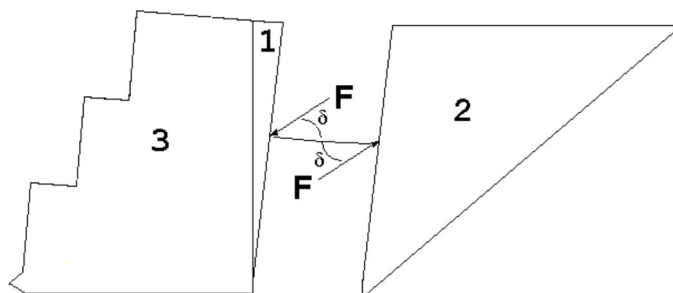


si passa allo schema:

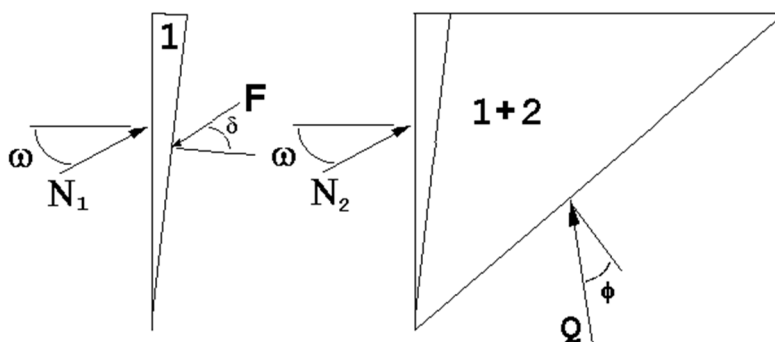


Le spinte da determinare sono sull'interfaccia tra il cuneo 1 e 2, data l'impossibilità di applicare direttamente il metodo dell'equilibrio limite al cuneo 2, si determinano le azioni col metodo dell'equilibrio limite ai cunei 1, 1+2, che possono essere suddivisi in strisce verticali come richiesto col metodo stesso.

L'incognita da determinare è l'azione F che viene scambiata tra il cuneo 2 e il gabbione 1+3, tale forza risulta inclinata dell'angolo d'attrito d rispetto alla normale alla superficie di contatto tra i due cunei.

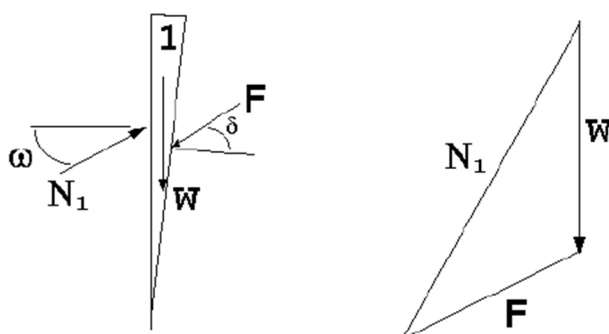


Per determinare l'azione F viene risolto il sistema dei cunei 1 e 1+2 variando l'angolo w fino a che risultano uguali le forze N_1 e N_2 vedi schema:

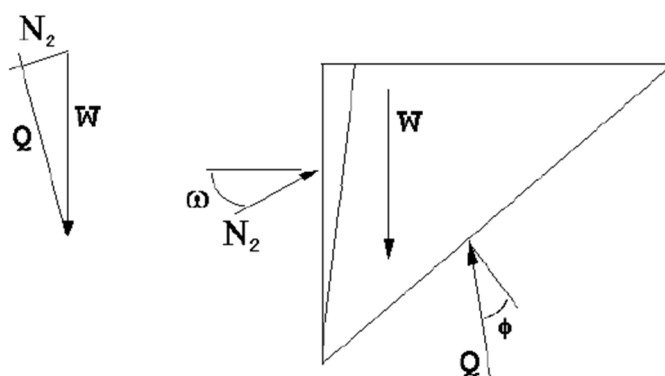


Si procede come segue:

Nel cuneo 1 note le due direzioni delle forze F e N_1 se ne determina la loro intensità facendo in modo di chiudere la poligonale delle forze su esso agenti. Per esemplificazione supponiamo che sul cuneo agisca il solo peso W , dalla seguente poligonale si determina l'intensità delle forze:



Similmente sul cuneo 1+2 considerando noto il peso e le direzioni della forza N_2 e Q (inclinata dell'angolo d'attrito f rispetto alla normale alla base del cuneo) si determinano le intensità.



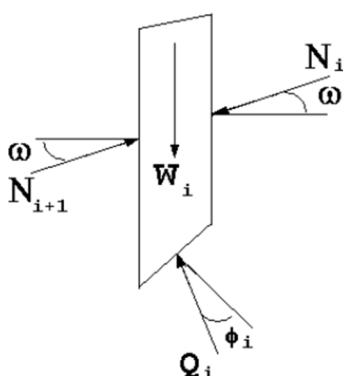
L'algoritmo implementato nel programma permette di variare l'angolo w fino ad ottenere $N_1 = N_2$.

Si può quindi considerare che l'equilibrio del cuneo 2 sia ottenuto come differenza del cuneo 1+2 e del cuneo 1, con tale operazione il cuneo 1 si elide e così come le forze N_1 e N_2 , risulta così calcolata la forza F .

Nota la forza F è possibile determinare l'equilibrio del gabbione 1+3 come equilibrio di corpo rigido.

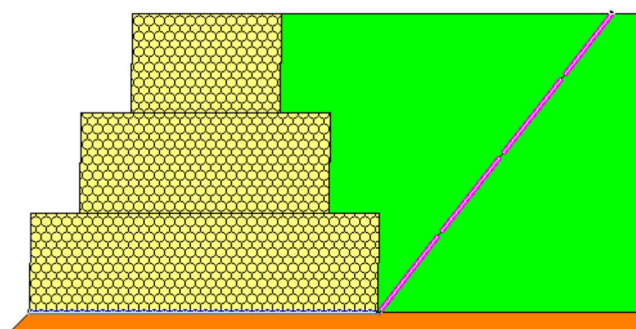
La suddivisione in conci dei cunei 1 e 1+2 non altera la procedura di calcolo in quanto si considera che le forze sulle facce verticali del concio agiscano secondo la direzione w costante da cui si derivano le forze N_1 e N_2 come somma dei contributi dei singoli conci. I pesi dei singoli conci le forze esterne e la spinta alla base dei conci sono invece variabili legati alla geometria della superficie di scorrimento alle proprietà dei materiali e alle condizioni di carico.

L'equilibrio del concio generico risulterà quindi dallo schema seguente:

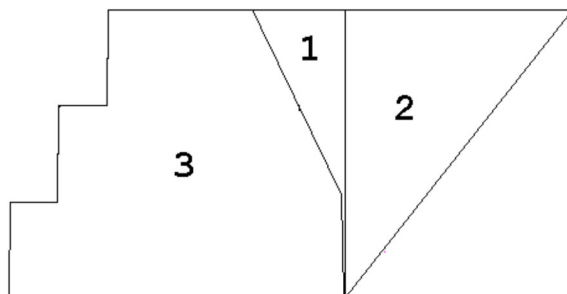


dove l'unica incognita è l'intensità di N_{i+1} .

Nel caso di gradonatura del gabbione verso monte (vedi figura sotto):



si passa allo schema equivalente:

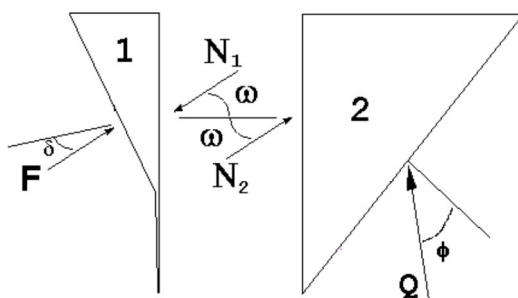


in cui l'incognita è la forza che i cunei 1+2 esercitano sul gabbione 3; di tale forza è nota la direzione, normale all'inclinazione media del cuneo 1 e ruotata dell'angolo d'attrito d tra il cuneo 1 e il gabbione 3.

Similmente a quanto già fatto evidenziamo le forze interconco tra il cuneo 1 e 2; tali forze potranno essere calcolate (come già precedentemente esposto) se si fissa la loro direzione.

Anche in questo caso quindi l'algoritmo è basato sulla determinazione dell'angolo w che permette l'equilibrio tra i cunei 1 e 2, cioè si cerca l'angolo w per il quale le forze N_1 e N_2 si equilibrano.

Vedi figura seguente.



In questo caso la somma dei cunei 1 e 2 elide la forza N_1 con N_2 per cui F risulta l'incognita cercata.

- il momento ribaltante dovuto alla spinta è ottenuto considerando i singoli contributi di tutte le forze rispetto allo spigolo di valle del muro.
- il valore della spinta (S_a) per le verifiche di stabilità del muro di sostegno è ottenuto considerando il massimo delle spinte calcolato su tutte le superfici; il relativo momento (M_a) viene a sua volta utilizzato nelle verifiche al ribaltamento

Verifiche allo scorrimento

Il coefficiente di sicurezza F_{ss} è dato dal seguente rapporto:

$$F_{ss} = F_{stab}/F_{htot}$$

Essendo:

$$F_{htot} = (S_a + F_{hin})$$

Dove riepilogando:

F_{stab} = forza totale stabilizzante agente alla base del muro

S_a = Spinta attiva massima agente sul muro

F_{hin} = forza orizzontale instabilizzante agente nel muro (per sisma o forze idrauliche)

Verifica al ribaltamento

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento (F_{sr}) è dato dal seguente rapporto:

$$F_{sr} = (M_{stab} - M_u)/(M_a + M_r)$$

Dove, riepilogando:

M_{stab}= momento stabilizzante dovuto alle forze agenti sul muro

M_u= momento ribaltante dovuto alle forze interstiziali alla base del muro

M_a= momento ribaltante dovuto alla spinta (attiva) massima agente sul muro

M_r= momento ribaltante dovuto alle forze orizzontali instabilizzanti agente nel muro (per sisma o forze idrauliche)

Verifica per capacità portante

La verifica della capacità portante della fondazione del muro può essere eseguita sia assegnando la pressione ultima dei terreni di fondazione (**p_u**), sia facendo calcolare tale grandezza al programma stesso, come descritto di seguito.

Il procedimento per la verifica della capacità portante alla base del muro si articola nelle seguenti fasi:

- si determina il valore dell'eccentricità (**e**) dalla relazione:

$$e = \frac{B}{2} - [(M_{stab} - M_u) - (M_a + M_r)]/N$$

- si determina la larghezza ridotta (**B_r**) della base di fondazione:

$$\begin{aligned} B_r &= B & e < 0 \\ B_r &= B - 2e & e > 0 \end{aligned}$$

- Nel caso di pressione ultima assegnata dall'utente si determina la pressione media equivalente (**p_{meq}**) dalla relazione:

$$p_{meq} = N / B_r$$

- Nel caso di pressione ultima calcolata dal programma si determina la pressione media equivalente dalla relazione:

$$p_{meq} = R / B_r$$

Dove **R** = risultante vettoriale inclinata del carico verticale (**N**) e della forza totale orizzontale agente sulla base (**F_{htot}**)

- si determina il coefficiente di sicurezza per capacità portante (**F_{scp}**) dalla relazione

$$F_{scp} = p_u / p_{meq}$$

Dove **p_u** = pressione ultima dei terreni di fondazione assegnata dall'utente (intesa allora verticale) o calcolata dal programma (intesa allora inclinata come **R**)

Calcolo della pressione ultima

La pressione ultima dei terreni di fondazione viene calcolata con un metodo generale, che riprende i classici metodi all'equilibrio limite (Terzaghi, Hansen, Meyerhof), e che consente di tenere in conto situazioni stratigrafiche o geometriche complesse.

Il procedimento utilizzato, con riferimento alla figura successiva, è il seguente:

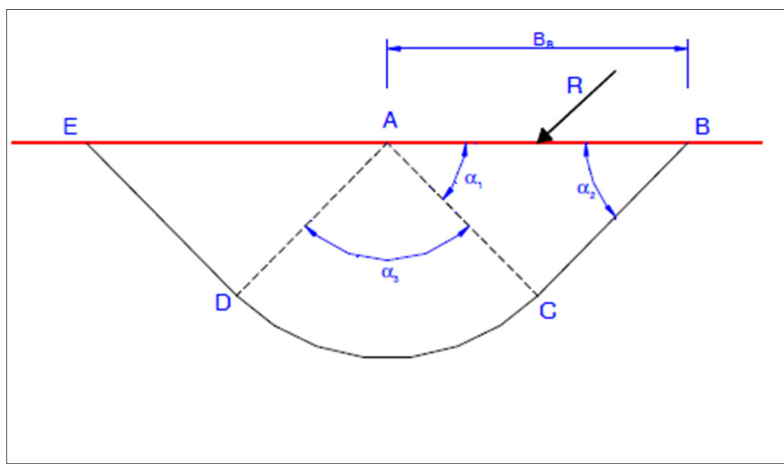


Figura 9 - Schema per il calcolo della pressione ultima.

- si considera una fondazione di larghezza **B_r** soggetta a carico inclinato **R** , considerato nastriforme, cioè infinitamente esteso nella terza direzione;
- si definiscono 225 superfici del tipo retta (**BC**) – spirale (**CD**) – retta (**DE**); per ogni superficie il punto **C** è ottenuto intersecando le semirette uscenti da **A** e **B** con gli angoli α_1 e α_2 (variabili tra 10° e 70° ad intervalli di 4°), mentre il tratto **CD** è del tipo spirale logaritmica con angolo $\alpha_3 = 90^\circ$, tangente in **C** al tratto **BC**; il tratto **DE** infine è tangente in **D** alla stessa spirale logaritmica; alcuni controlli geometrici consentono di scartare eventuali superfici non compatibili con la geometria del problema;
- per ogni superficie definita si esegue una analisi di stabilità all'equilibrio limite con il metodo di Janbu incrementando la pressione agente dal valore iniziale (**R/B_r**) sino ad un valore (**p1**) tale da fornire **$F_s=1.0$** ;
- il più piccolo di tutti i valori **p1** calcolati per tutte le superfici generate è la pressione ultima dei terreni di fondazione del muro.

Verifica di stabilità interna (verifica di scorrimento e ribaltamento tra un corso di gabbioni e quello sottostante)

La verifica di stabilità interna di un'opera di sostegno in gabbioni è la verifica a scorrimento e ribaltamento di un corso che la costituisce rispetto a quelli sottostanti ed utilizza un procedimento analogo a quello utilizzato nelle verifiche per l'intera struttura.

Le fasi essenziali della verifica sono:

- scelta del corso di gabbioni soggetto a verifica;
- si generano 200 superfici di potenziale scorrimento (100 superfici in modo casuale e 100 superfici secondo la teoria di Rankine + Mononobe Okabe);
- per ogni superficie si adotta una schematizzazione del tipo muro di sostegno, nella quale il muro è definito a monte dalla linea gialla di figura successiva;
- si determina la superficie che fornisce la massima spinta sul muro e per questa si determina la forza resistente alla base e quindi il coefficiente di sicurezza allo scorrimento e ribaltamento, utilizzando le stesse formulazioni viste per il muro di sostegno.

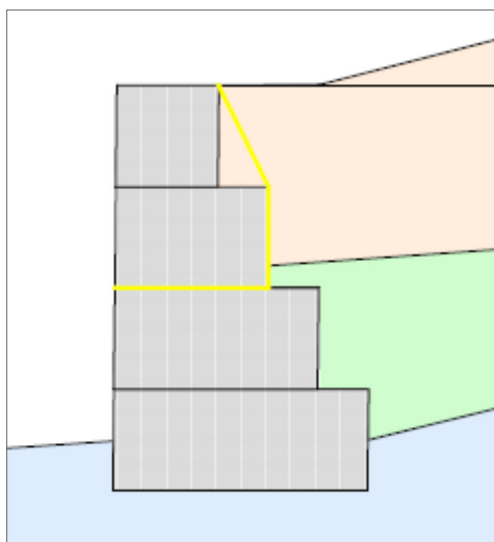


Figura 10 - Analisi di stabilità interna per il corso superiore di gabbioni.

Verifiche di stabilità globale

Per l'analisi di stabilità dei pendii esistono diversi metodi di calcolo, ognuno dei quali fornisce un'equazione finale che permette di determinare il coefficiente di sicurezza. Ogni metodo assume una serie di ipotesi semplificative così da poter rendere risolvibile il sistema di equazioni.

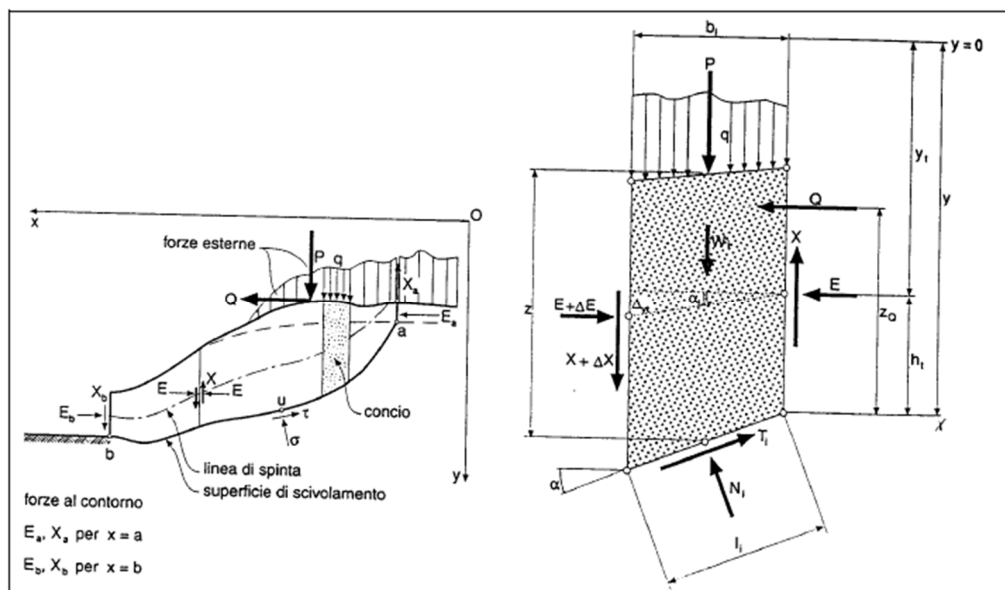
Alcuni di questi metodi sono stati risolti con metodo iterativo, vale a dire creando una procedura di calcolo che facilita la loro implementazione su macchina. Tra questi ci interessa maggiormente approfondire i metodi implementati dal programma di calcolo MACSTARS W, che sono il metodo di Bishop (1955) e il metodo di Janbu (1954) o le loro semplificazioni.

Entrambi i metodi sono basati sul concetto dell'equilibrio limite globale ed hanno in comune le seguenti assunzioni:

- poiché spesso le superfici di rottura al contorno sono delle superfici di scivolamento ben definite, l'analisi di stabilità è effettuata considerando l'equilibrio della massa di terreno individuata da tale superficie sottoposta alle forze al contorno;
- la resistenza al taglio necessaria all'equilibrio e agente lungo la superficie di scivolamento (ipotizzata o reale) è calcolata solo attraverso le equazioni della statica. Il coefficiente di sicurezza è inteso come il fattore per il quale possono essere divisi i parametri di resistenza per portare il pendio alle condizioni di equilibrio limite (rottura), ed è implicitamente assunto costante lungo tutta la superficie di scivolamento;
- l'analisi è effettuata in condizioni di deformazioni piane;
- poiché il pendio può non essere omogeneo è usuale il ricorso a metodi che suddividono la massa interessata dallo scivolamento in un numero conveniente di conci.

La verifica si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura si suddivide in conci la parte instabile, si studia l'equilibrio della singola striscia e poi si passa alla stabilità globale.

Dato l'elevato numero di incognite, ogni metodo assume delle ipotesi semplificative che rendono risolvibile il sistema e sono proprio tali ipotesi che differenziano un metodo dall'altro. Qui di seguito sono riportate schematicamente le azioni agenti su di un singolo concio:



Per ogni concio sono disponibili per la risoluzione del sistema le tre equazioni della statica (equilibrio traslazione verticale, orizzontale ed equilibrio dei momenti), quindi per **n** conci si avranno **3n** equazioni linearmente indipendenti.

Metodo di Bishop (1955)

Questo metodo assume le seguenti semplificazioni:

- superficie di rottura circolare
- le azioni agenti all'interfaccia dei conci hanno risultante orizzontale ($X_i + X_{i+1} = 0$)

Utilizzando tali ipotesi è possibile ottenere un numero d'incognite uguali al numero d'equazioni (**3n** equazioni in **3n** incognite).

Risolvendo il sistema si ottiene un coefficiente di sicurezza dato dal rapporto tra la risultante dei momenti stabilizzanti e la risultante dei momenti destabilizzanti, nella forma:

$$F_s = \sum M_{stab} / \sum M_{destab}$$

Metodo di Bishop semplificato (utilizzato da MACSTARS W 4.0)

Questo metodo assume le seguenti semplificazioni:

- superficie di rottura circolare;
- le azioni agenti all'interfaccia dei conci hanno risultante orizzontale ($X_i + X_{i+1} = 0$);
- sono nulle le forze agenti parallelamente alla superficie laterale del concio.

Il sistema sarà, così, di **2n** equazioni in **2n** incognite. Le equazioni considerate sono quelle dell'equilibrio alla traslazione verticale e dei momenti, ne segue che non è garantito l'equilibrio complessivo alla traslazione orizzontale.

Il coefficiente di sicurezza risulta essere sempre del tipo:

$$F_s = \sum M_{stab} / \sum M_{destab}$$

4.5. AZIONI E CARICHI PRESENTI

Poiché il tratto arginale interessato dall'intervento si trova in corrispondenza di una rampa di discesa, all'interno delle analisi è stato considerato l'effetto del traffico veicolare, tradotto come carico distribuito lungo tutto lo sviluppo della sommità arginale nella Sezione 1, mentre nella Sezione 2 tale carico è stato considerato sia in sommità che in corrispondenza della rampa intermedia, come descritto nelle figure successive:

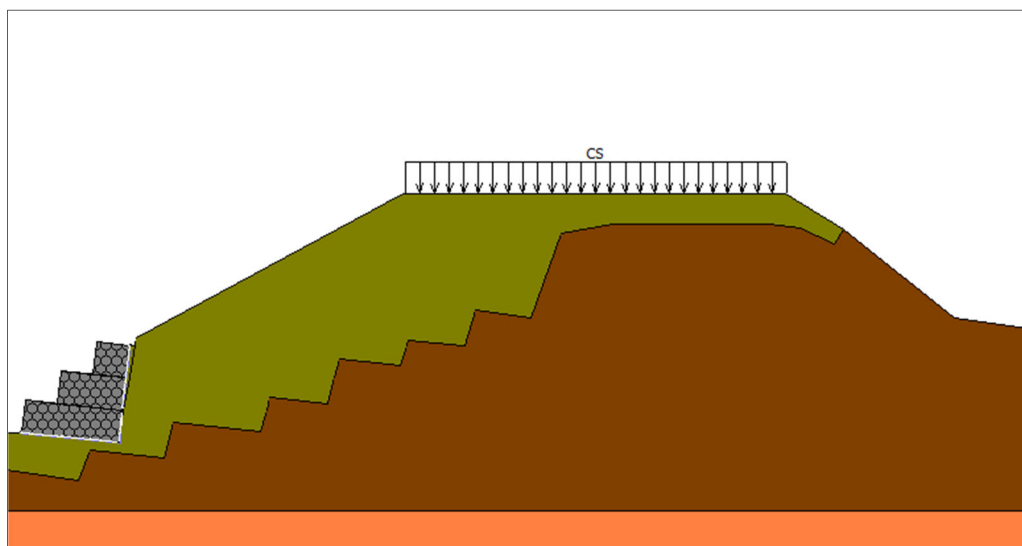


Figura 11 - Rappresentazione del carico distribuito nella sezione 1, che simula il traffico veicolare sulla sommità arginale.

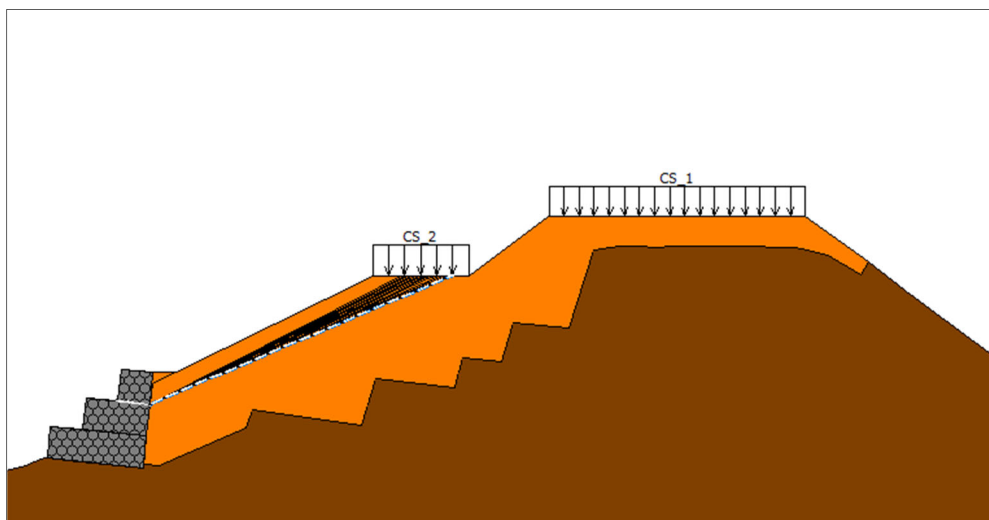


Figura 12 - Rappresentazione dei carichi distribuiti nella sezione 2, che simulano il traffico veicolare.

In condizioni statiche è stato considerato un carico distribuito pari a 20 kN, mentre in condizioni dinamiche si è considerato il 20% del carico in condizioni statiche, quindi pari a 4 kN.

5. Analisi e verifica dell'opera di sostegno

Sulla base delle combinazioni illustrate nei capitoli precedenti, vengono studiati principalmente 2 casi:

- stato di magra, in condizioni statiche e sismiche;
- stato di piena, in condizioni statiche e sismiche.

Di seguito sono riportate le schematizzazioni delle sezioni 1 e 2, nelle varie condizioni di analisi:

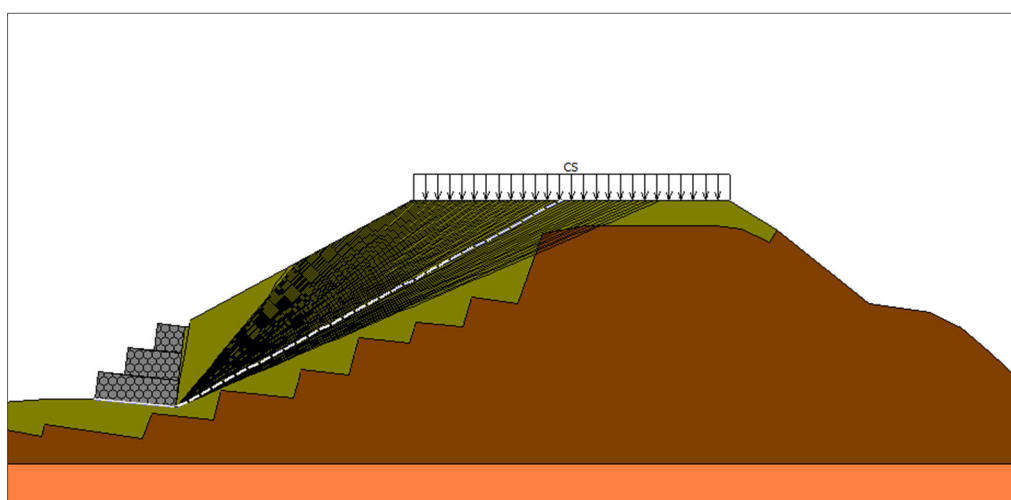


Figura 13 - Rappresentazione della Sezione 1 in condizioni di magra.

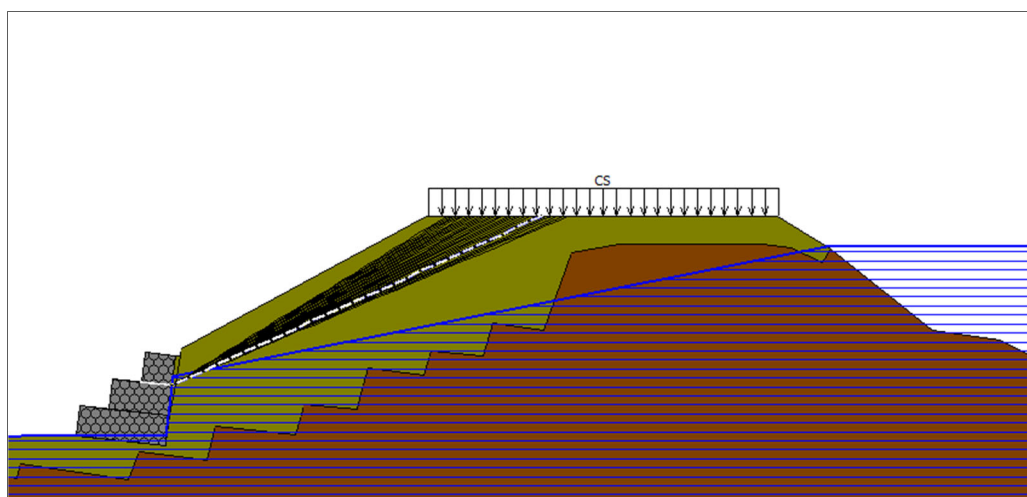


Figura 14 - Rappresentazione della Sezione 1 in condizioni di piena.

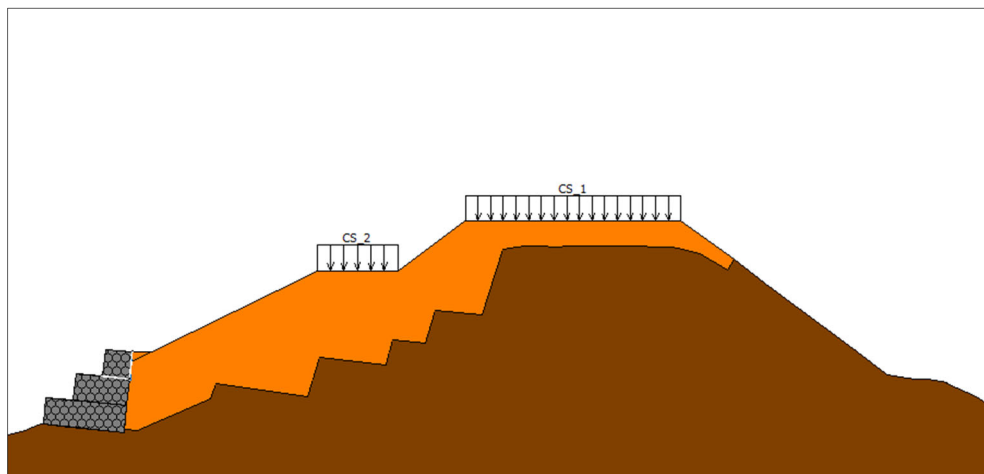


Figura 15 - Rappresentazione della Sezione 2 in condizioni di magra.

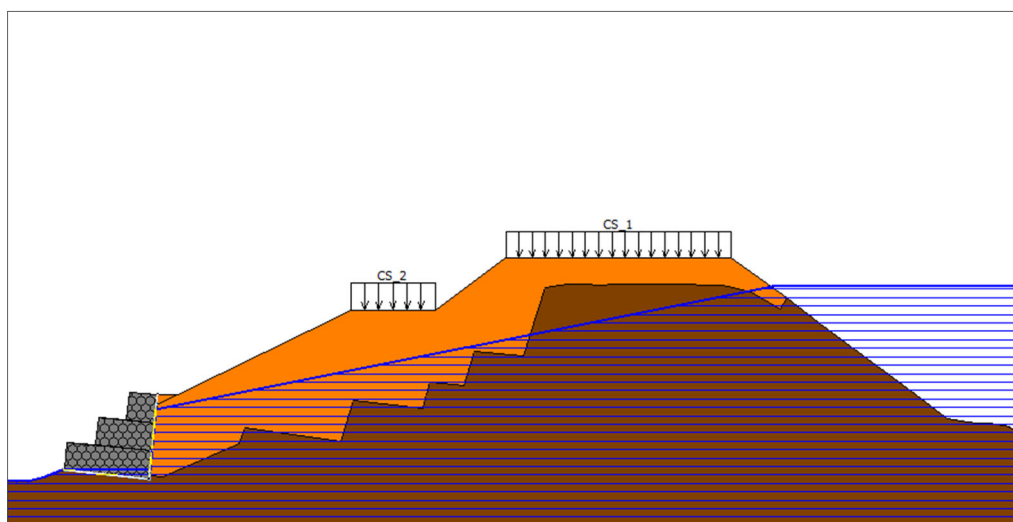


Figura 16 - Rappresentazione della Sezione 2 in condizioni di piena.

Sono quindi eseguite, per ciascuna sezione, per uno specifico stato (magra/piena), in determinate condizioni (statiche/sismiche):

- 1 verifica di stabilità globale;
- 1 verifica a scorrimento per l'intero muro di sostegno;

- 1 verifica a ribaltamento per l'intero muro di sostegno;
- 1 verifica di capacità portante per l'intero muro di sostegno;
- 1 verifica a scorrimento per il corso 1 del muro di sostegno (che rientra nelle analisi di stabilità interna);
- 1 verifica a ribaltamento per il corso 1 del muro di sostegno (che rientra nelle analisi di stabilità interna);
- 1 verifica a scorrimento per il corso 2 del muro di sostegno (che rientra nelle analisi di stabilità interna);
- 1 verifica a ribaltamento per il corso 2 del muro di sostegno (che rientra nelle analisi di stabilità interna).

Per Corso 1 si intende la porzione di gabbionata comprendente le due file superiori, mentre per Corso 2 si intende l'ultima fila di gabbioni posta in sommità.

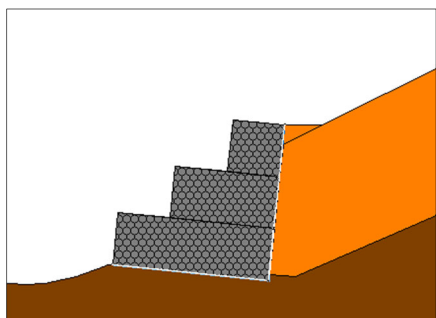


Figura 18 - Definizione della gabbionata nella sua interezza per l'analisi a muro di sostegno.

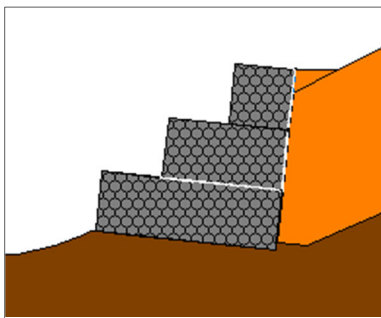


Figura 17 - Definizione del Corso 1 della gabbionata per le analisi a ribaltamento e scorrimento.

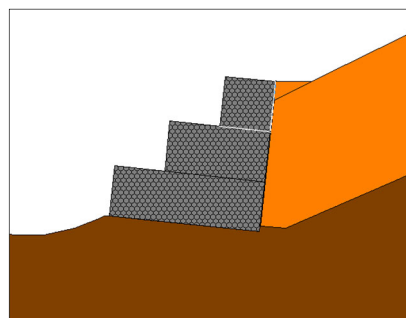


Figura 20 - Definizione del Corso 2 della gabbionata per le analisi a ribaltamento e scorrimento.

All'interno di tale studio sono state quindi eseguite 64 analisi.

6. Risultati delle verifiche

All'interno di questo capitolo verranno esplicitati tutti i risultati derivanti dalle verifiche effettuate per il muro in gabbioni.

6.1. SEZIONE 1

Di seguito si riportano gli output delle verifiche seguite in fase di magra:

Tabella 6 - Riepilogo dei Fattori di sicurezza risultanti per le verifiche effettuate per la sezioni 1 in condizioni di magra.

Caso di studio	Condizioni	Verifica	Combinazione	FS
Magra	Statiche	Stabilità globale	A2+M2+R2	1.539
		Muro di sostegno - scorrimento	A1+M1+R3	9090.000
		Muro di sostegno - ribaltamento	A1+M1+R3	8694.783
		Muro di sostegno – capacità portante	A1+M1+R3	7142.143
		Stabilità interna – Scorrimento Corso 1	A1+M1+R3	9090.000
		Stabilità interna – ribaltamento Corso 1	A1+M1+R3	8694.783
		Stabilità interna – Scorrimento Corso 2	A1+M1+R3	96.119
		Stabilità interna – ribaltamento Corso 2	A1+M1+R3	68.840
	Sismiche	Stabilità globale	M2+R2+ Kh±Kv	1.675

		Muro di sostegno - scorrimento	$M1 + R3 + Kh \pm Kv$	9999.000
		Muro di sostegno - ribaltamento	$M1 + R3 + Kh \pm Kv$	9999.000
		Muro di sostegno - capacità portante	$M1 + R3 + Kh \pm Kv$	8332.500
		Stabilità interna - Scorrimento Corso 1	$M1 + R3 + Kh \pm Kv$	9999.000
		Stabilità interna - ribaltamento Corso 1	$M1 + R3 + Kh \pm Kv$	9999.000
		Stabilità interna - Scorrimento Corso 2	$M1 + R3 + Kh \pm Kv$	105.290
		Stabilità interna - ribaltamento Corso 2	$M1 + R3 + Kh \pm Kv$	104.676

Dai risultati ottenuti per l'analisi della sezioni 1 in condizioni di magra si può riscontrare che, sia in condizioni statiche che sismiche, il muro di sostegno risulta verificato per tutte le analisi eseguite, sia per le verifiche di stabilità che per le verifiche a scorrimento, ribaltamento e a capacità portante.

In alcuni casi, le analisi risultanti restituiscono dei valori molto alti del coefficiente di sicurezza, in particolare per le analisi di scorrimento e ribaltamento condotte sull'intera gabbionata e quelle condotte sul Corso 1. Ciò è giustificato dal fatto che l'inclinazione verso monte della gabbionata prevista in progetto rende praticamente impossibile che avvenga il ribaltamento o lo scorrimento del corso studiato.

Di seguito si riportano gli output delle verifiche seguite in fase di piena fluviale (considerando il profilo SIMPO'82):

Tabella 7 - Riepilogo dei Fattori di sicurezza risultanti per le verifiche effettuate per la sezioni 1 in condizioni di piena.

Caso di studio	Condizioni	Verifica	Combinazione	FS
Piena	Statiche	Stabilità globale	A2+M2+R2	1.290
		Muro di sostegno - scorrimento	A1+M1+R3	9090.000
		Muro di sostegno - ribaltamento	A1+M1+R3	8694.783
		Muro di sostegno – capacità portante	A1+M1+R3	7142.143
		Stabilità interna – Scorrimento Corso 1	A1+M1+R3	9090.000
		Stabilità interna – ribaltamento Corso 1	A1+M1+R3	8694.783
		Stabilità interna – Scorrimento Corso 2	A1+M1+R3	9090.000
		Stabilità interna – ribaltamento Corso 2	A1+M1+R3	8694.783
	Sismiche	Stabilità globale	M2+R2+ Kh±Kv	1.339
		Muro di sostegno - scorrimento	M1 + R3 + Kh±Kv	2.214
		Muro di sostegno - ribaltamento	M1 + R3 + Kh±Kv	3.765

		Muro di sostegno – capacità portante	$M1 + R3 + Kh \pm Kv$	3.027
		Stabilità interna – Scorrimento Corso 1	$M1 + R3 + Kh \pm Kv$	9999.000
		Stabilità interna – ribaltamento Corso 1	$M1 + R3 + Kh \pm Kv$	9999.000
		Stabilità interna – Scorrimento Corso 2	$M1 + R3 + Kh \pm Kv$	9999.000
		Stabilità interna – ribaltamento Corso 2	$M1 + R3 + Kh \pm Kv$	9999.000

Anche dai risultati ottenuti per l'analisi della sezione 1 in condizioni di piena, si evince che le tutte le verifiche sono soddisfatte. Anche per la situazione di piena in condizioni statiche si denotano elevati valori dei coefficienti di sicurezza nelle verifiche di scorrimento e ribaltamento, sia per l'intero muro di gabbioni che per le file di gabbioni considerati separatamente (corsi 1 e 2).

In condizioni sismiche, invece, i coefficienti di sicurezza relativi alle verifiche condotte sull'intero muro di sostegno si abbassano considerevolmente, mentre rimangono pressoché invariate le condizioni di stabilità per i corsi superiori.

6.2. SEZIONE 2

Tabella 8 - Riepilogo dei Fattori di sicurezza risultanti per le verifiche effettuate per la sezioni 2 in condizioni di magra.

Caso di studio	Condizioni	Verifica	Combinazione	FS
Magra	Statiche	Stabilità globale	A2+M2+R2	1.870
		Muro di sostegno - scorrimento	A1+M1+R3	9090.000
		Muro di sostegno - ribaltamento	A1+M1+R3	8694.783
		Muro di sostegno – capacità portante	A1+M1+R3	7142.143
		Stabilità interna – Scorrimento Corso 1	A1+M1+R3	9090.000
		Stabilità interna – ribaltamento Corso 1	A1+M1+R3	8694.783
		Stabilità interna – Scorrimento Corso 2	A1+M1+R3	9090.000
		Stabilità interna – ribaltamento Corso 2	A1+M1+R3	8694.783
	Sismiche	Stabilità globale	M2+R2+ $Kh \pm Kv$	1.878
		Muro di sostegno - scorrimento	M1 + R3 + $Kh \pm Kv$	9999.000
		Muro di sostegno - ribaltamento	M1 + R3 + $Kh \pm Kv$	9999.000
		Muro di sostegno – capacità portante	M1 + R3 + $Kh \pm Kv$	8332.500
		Stabilità interna –	M1 + R3 + $Kh \pm Kv$	641.933

		Scorrimento Corso 1		
		Stabilità interna – ribaltamento Corso 1	$M1 + R3 + Kh \pm Kv$	9999.000
		Stabilità interna – Scorrimento Corso 2	$M1 + R3 + Kh \pm Kv$	9999.000
		Stabilità interna – ribaltamento Corso 2	$M1 + R3 + Kh \pm Kv$	9999.000

Dai risultati ottenuti per l'analisi della sezione 2 in condizioni di magra si può asserire che le verifiche risultano tutte soddisfatte. Anche per questo caso si può notare come le verifiche di stabilità interna allo scorrimento e ribaltamento per l'intero muro di sostegno e per le file superiori della gabbionata restituiscano coefficienti di sicurezza piuttosto alti.

Inoltre non si denotano particolari differenze tra le condizioni statiche e quelle sismiche.

Di seguito si riportano gli output delle verifiche seguite in fase di piena (considerando il profilo SIMPO'82):

Tabella 9 - Riepilogo dei Fattori di sicurezza risultanti per le verifiche effettuate per la sezioni 2 in condizioni di piena.

Caso di studio	Condizioni	Verifica	Combinazione	FS
Piena	Statiche	Stabilità globale	A2+M2+R2	1.427
		Muro di sostegno - scorrimento	A1+M1+R3	9090.000
		Muro di sostegno - ribaltamento	A1+M1+R3	8694.783
		Muro di sostegno – capacità portante	A1+M1+R3	7142.143
		Stabilità interna –	A1+M1+R3	9090.000

		Scorrimento Corso 1		
		Stabilità interna – ribaltamento Corso 1	A1+M1+R3	8694.783
		Stabilità interna – Scorrimento Corso 2	A1+M1+R3	9090.000
		Stabilità interna – ribaltamento Corso 2	A1+M1+R3	8694.783
	Sismiche	Stabilità globale	M2+R2+ Kh±Kv	1.415
		Muro di sostegno - scorrimento	M1 + R3 + Kh±Kv	9999.000
		Muro di sostegno - ribaltamento	M1 + R3 + Kh±Kv	9999.000
		Muro di sostegno – capacità portante	M1 + R3 + Kh±Kv	8332.500
		Stabilità interna – Scorrimento Corso 1	M1 + R3 + Kh±Kv	4.076
		Stabilità interna – ribaltamento Corso 1	M1 + R3 + Kh±Kv	5.155
		Stabilità interna – Scorrimento Corso 2	M1 + R3 + Kh±Kv	9999.000
		Stabilità interna – ribaltamento Corso 2	M1 + R3 + Kh±Kv	9999.000

Dai risultati ottenuti per l'analisi della Sezione 2 in condizioni di piena si può riscontrare che, come per le analisi condotte in fase di magra, tutte le verifiche e le analisi risultano soddisfatte. Se in condizioni statiche si ricavano dei coefficienti di sicurezza molto elevati, in condizioni sismiche si verifica un sostanziale calo dei coefficienti di sicurezza nelle analisi di scorrimento e ribaltamento

nel Corso 1 della gabbionata. Seppur più bassi, questi risultati confermano in ogni caso la stabilità del rilevato.

7. Conclusioni

In relazione ai risultati delle verifiche e delle analisi ottenuti per le condizioni esaminate, secondo le sezioni utilizzate e i parametri geotecnici impiegati, si è potuto constatare che il muro di sostegno risulta verificato per tutte le casistiche analizzate, quindi si può asserire che la gabbionata metallica, secondo quanto prescritto nel presente progetto esecutivo in merito alla posa e alla disposizione dei singoli elementi, risulta verificata nei confronti della normativa vigente, sia per le condizioni in fase statica che nella fase di sisma. Tali verifiche, in particolare, risultano soddisfatte anche in condizioni di piena.

Si evidenzia il fatto che in tali analisi sono stati associati allo strato di riporto (che verrà ricavato dalla miscelazione del terreno preesistente derivante da scavo con il materiale proveniente dalle aree di prelievo) gli stessi parametri geomeccanici del terreno sottostante e preesistente.

Pertanto, in fase di esecuzione dei lavori, bisognerà assicurarsi che le operazioni di costipazione per strati successivi del terreno di riporto siano tali da garantire il raggiungimento di una coesione almeno pari a quella considerata nelle presenti verifiche.