Regione Autonoma della Sardegna

Servizio del Genio civile di Oristano

REGOLARIZZAZIONE E ADEGUAMENTO DELLE ARGINATURE DEL RIO MOGORO NEL TRATTO INTERMEDIO (TRA IL PONTE FERROVIARIO E LA CONFLUENZA CON IL CANALE ACQUE ALTE) PER IL CONSEGUIMENTO DELLA PERCORRIBILITÀ SUL CORONAMENTO - ARGINE DESTRO

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO



Allegato

B.3

Scala

VERIFICHE DI STABILITÀ DELL'ARGINE

file

rev.	data	oggetto
00	06-2023	
01	09-2023	
02	11-2023	
03	07-2024	
04	07-2024	
05	10-2024	

SarLand Ingegneria e Architettura

European Certification Institute QUALITY MANAGEMENT SYSTEM ISO 9001:2015 CERTIFIED CERTIFICATE N.SARL3559Q2201

ORDINE INGEGNERI PROVINCIA CAGLIARI N. 5044 ALESSANDRO LAI

ORDINE DEI GEOLOGI REGIONE SARDEGNA N. 160 Dott. Geol. Antonello P.L. GELLON

Ing. Alessandro Lai
Dott. Geol. Antonello P.L. Gellon
Ing. Alice Scanu
Ing. Marcello Mesina
Ing. Michele Francesco Mannai
Ing. Francesco Lai
Dott. Alessandro Milia

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
Ing. Stefano Piga

Indice

1 Premessa 1

2 Riferimenti Normativi 2

3 Analisi di filtrazione 3

3.1 Riferimenti teorici 3

3.2 Analisi stato attuale 5

3.3 Analisi stato di progetto 8

4 Verifica di stabilità del pendio 12

4.1 Riferimenti teorici 12

4.1.1 Metodo equilibrio limite (LEM) 13

4.1.2 Metodo dei conci 13

4.1.3 Metodo di Bishop (1955) 14

4.1.4 Metodo di Janbu (1967) 14

4.2 Parametri sismici del sito 16

4.3 Modello geotecnico di riferimento 18

4.4 Considerazioni sui carichi 19

4.5 Verifica stato attuale 20

4.5.1 Simulazione SA01 – Verifica stato attuale in condizioni di massimo invaso 20

4.5.2 Simulazione SA02 – Verifica stato attuale in condizioni di rapido svuotamento 21

4.6 Verifica stato di progetto 22

4.6.1 Simulazione SdP01 – Verifica stato di progetto in condizioni di massimo invaso 22

4.6.2 Simulazione SdP02 – Verifica stato di progetto in condizioni di rapido svuotamento 23

4.6.3 Simulazione SdP03 – Verifica stato di progetto in condizioni di massimo invaso 24

4.6.4 Simulazione SdP04 – Verifica stato di progetto in condizioni di rapido svuotamento 25

4.6.5 Riepilogo dei risultati 26

5 Verifiche stati limite ultimi muro di sostegno in gabbioni metallici 27

5.1 Calcolo delle forze agenti 27

5.1.1 Spinta attiva 27

5.1.2 Spinta passiva 28

5.1.3 Peso proprio 29

5.1.4 Spinta orizzontale trasmessa da passaggio mezzi d'opera 29

5.2 Verifica a scorrimento 30
5.3 Verifica a ribaltamento 30
5.4 Carico limite di fondazioni superficiali 30
5.5 Riassunto calcoli e risultati 32
6 Dimensionamento muro d'ala dei tombini 34
6.1 Riferimenti Normativi 34
6.2 Parametri geotecnici di riferimento 35
6.3 Geometria del muro di sostegno 35
6.4 Verifiche geotecniche del muro di sostegno 36
6.4.1 Scorrimento orizzontale 37
6.4.2 Ribaltamento 38
6.4.3 Capacità portante del terreno 38
6.4.4 Riepilogo verifiche 39
6.5 Dimensionamento e verifica strutturale 40
6.5.1 Copriferro minimo 40
6.5.2 Semplificazioni per il calcolo strutturale 40
6.5.3 Armatura del muro d'ala 41
6.5.4 Verifica a flessione 41
6.5.5 Verifica a taglio 42
6.6 Considerazioni sulla stabilità dei muri esistenti interni all'argine 42
6.6.1 Parametri geotecnici di riferimento 45
6.6.2 Riepilogo verifiche 45
6.6.3 Note importanti 45
6.7 Dettagli e particolari costruttivi 45

1 Premessa

La presente relazione descrive le analisi effettuate per valutare la stabilità dell'argine oggetto di intervento.

Per eseguire le verifiche ci si è basati su un modello geotecnico costruito a partire dalle indagini eseguite in corrispondenza della sezione SN02 in occasione del Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica, integrate mediante una stima della velocità di propagazione equivalente delle onde di taglio (Vs_{eq}) con la tecnica Re.Mi., eseguita nella presente fase progettuale.

Come descritto nella Relazione idrologica e idraulica la sezione attuale del Rio Mogoro nel tratto di intervento è in grado di smaltire una portata con tempo di ritorno 12 anni con franco idraulico di 20 cm ed una portata con tempo di ritorno 24 anni con franco idraulico annullato. Per tempi di ritorno superiori, quindi, potrebbe verificarsi la tracimazione dell'argine, fenomeno particolarmente temibile che può portare al collasso dell'argine stesso.

In questo progetto le verifiche di stabilità dell'argine sono state eseguite nella configurazione stato attuale e nella configurazione di progetto, considerando il livello idrico coincidente con la quota della sommità dell'argine.

È stata effettuata un'analisi di filtrazione in condizioni stazionarie mediante il software agli elementi finiti GFAS sviluppato dalla software house GeoStru, illustrata nel capitolo 3, attraverso cui si è calcolata la distribuzione del carico piezometrico e le linee di flusso all'interno del corpo arginale e degli strati sottostanti.

La linea di saturazione ricavata da questo modello è stata successivamente fornita in input al modello SLOPE, anch'esso sviluppato dalla Geostru, mediante cui si sono effettuate le verifiche di stabilità del pendio descritte nel capitolo 4. Tali verifiche sono state effettuate sia in condizioni di massimo invaso, sia in condizioni di rapido svaso, quando viene a mancare il contributo stabilizzante del peso dell'acqua che agisce sul paramento lato fiume dell'argine. Sia nella configurazione attuale che di progetto, in cui l'argine verrà reso carrabile, è stato tenuto in considerazione anche il carico dovuto al passaggio dei mezzi.

Nel Capitolo 5 sono state descritte le verifiche geotecniche del muro in gabbioni.

Si evidenzia, inoltre, che non sono previste opere o lavorazioni in corrispondenza dell'alveo e del paramento interno dell'argine, di conseguenza, anche i manufatti presenti in tali aree, quali i 3 muri di contenimento in corrispondenza dei guadi (vedi tavv. 7.A, 7.B., 7.C e 10-sezione tipo 3) non saranno interessati dagli interventi in progetto.

2 Riferimenti Normativi

- D.M. 17 Gennaio 2018 - Normative Tecniche delle Costruzioni
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"

Nello specifico, per le opere in progetto occorre far riferimento alle disposizioni indicate nel capitolo 6 delle NTC18.

In particolare, le verifiche di stabilità devono essere effettuate secondo i coefficienti dell'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2), riportati nelle Tabelle 6.2.I., 6.2.II. e 6.8.I delle NTC18 per le verifiche di stabilità globale, mentre l'approccio 2 con la combinazione A1+M1+R3, facendo riferimento ai coefficienti indicati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I delle NTC18, per le verifiche agli stati limite ultimi delle opere di sostegno in gabbioni metallici previste in alcuni tratti dell'intervento.

	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 (1)	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 1: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Fonte: Tab. 6.2.I NTC 2018)

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_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Fonte: Tab. 6.2.II NTC 2018)

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tabella 3: Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo (Fonte: Tab. 6.8.I NTC 2018)

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

Tabella 4 – Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno (Fonte: Tab 6.5.I. NTC18)

3 Analisi di filtrazione

L'analisi di filtrazione è stata effettuata mediante il software GFAS della software house GeoStru, basato sulla modellazione numerica agli elementi finiti (FEM) con l'utilizzo di elementi finiti isoparametrici piani di forma triangolare, quadrangolare, lineare o quadratica.

3.1 Riferimenti teorici

L'equazione differenziale parziale che governa il fenomeno stazionario per un acquifero confinato nel piano orizzontale (x,y) è:

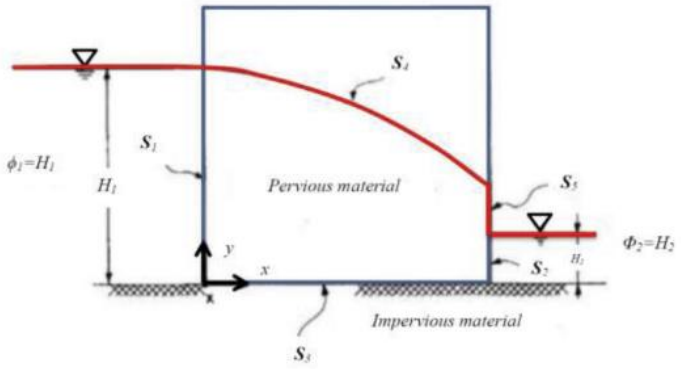
$$k_x \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + k_x \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} + Q = 0$$

dove f è il potenziale del fluido o prevalenza totale misurata dal fondo dell'acquifero, kx e ky sono i coefficienti di permeabilità nella direzione x e y, e Q è il valore della portata di ricarica.

Il carico totale f del fluido in un punto è dato dalla seguente espressione:

$$\phi = y + \frac{p}{\gamma}$$

Dove y è la quota del punto considerato, p è la pressione del fluido e γ il peso di volume del fluido considerato.



In un problema di flusso stazionario come rappresentato nella figura sopra, l'esatta posizione e localizzazione dei contorni S4 e S5 non sono note anche se si conoscono le condizioni al contorno. La superficie S4 è caratterizzata da pressione nei pori nulla lungo la superficie e prevalenza totale uguale alla quota y.

Le condizioni al contorno sono:

- per le superfici a monte e a valle:
- $\phi = \phi_1$ su S_1
- $\phi = \phi_2$ su S_2
- per la superficie di base impermeabile S_3 :

  $\frac{\partial \phi}{\partial n} = 0$ dove n è la normale alla superficie;

- per la superficie S_4 :

$$\begin{cases} \phi = y \\ \dfrac{\partial \phi}{\partial n} = 0 \end{cases}$$

- per la superficie libera S_4:

  $\phi = y$ su S_4

Il processo di discretizzazione ad elementi finiti riduce l'equazione differenziale (198) in un insieme di equazioni di equilibrio nella forma:

$$K_c \Phi = q$$

Dove K_c è la matrice simmetrica di permeabilità, Φ è il vettore nodale del potenziale (carico totale) e q è il vettore nodale afflussi/deflussi.

Per la risoluzione del problema viene eseguita una discretizzazione ad elementi fini in cui la permeabilità è considerata:

a) k, per $\phi \geq y$

b) 0, per $\phi < y$

La permeabilità del materiale di cui sopra corrisponde ad una permeabilità non lineare che viene trattata in due modi differenti:

1) Nonlinear air element

2)True air elements.

Nel caso 1) la permeabilità è impostata ad un valore molto basso per gli elementi che si trovano sopra la superficie freatica e per tutti i nodi dell'elemento.

Nel caso 2) la permeabilità è imposta a zero per gli elementi che si trovano sopra la superficie freatica e per tutti i nodi dell'elemento

3.2 Analisi stato attuale

Dalle indagini geotecniche eseguite, il rilevato dell'argine può essere suddiviso in strati costituiti da materiali caratterizzati da differenti valori di conducibilità idraulica, indicati nella Figura 1 e Tabella 5

Sulla base dei risultati ottenuti dalla prova Re.Mi. (riportati nella Tabella 6 sottostante), in aggiunta ai risultati dei carotaggi e dei pozzetti, è stato possibile adottare uno spessore di 20 m per lo strato sottostante di ghiaia con sabbia argillosa limosa.

Per l'analisi della filtrazione attraverso il corpo dell'argine è stato considerato il livello idrico nella condizione di massimo invaso, immediatamente prima del sormonto.

Nella Figura 2 e Figura 3 sottostanti si riporta il modello agli elementi finiti realizzato con GFAS e risultati ottenuti.

Dalla Figura 3 si può osservare che lo strato di ghiaia e sabbia argillosa limosa dello spessore di 20 metri permette una buona velocità di filtrazione dell'acqua nella direzione verticale, verso gli strati più profondi, evitando quindi elevate velocità di filtrazione attraverso il corpo dell'argine.

L'andamento della piezometrica, riportato in Figura 4, conferma il risultato appena descritto.

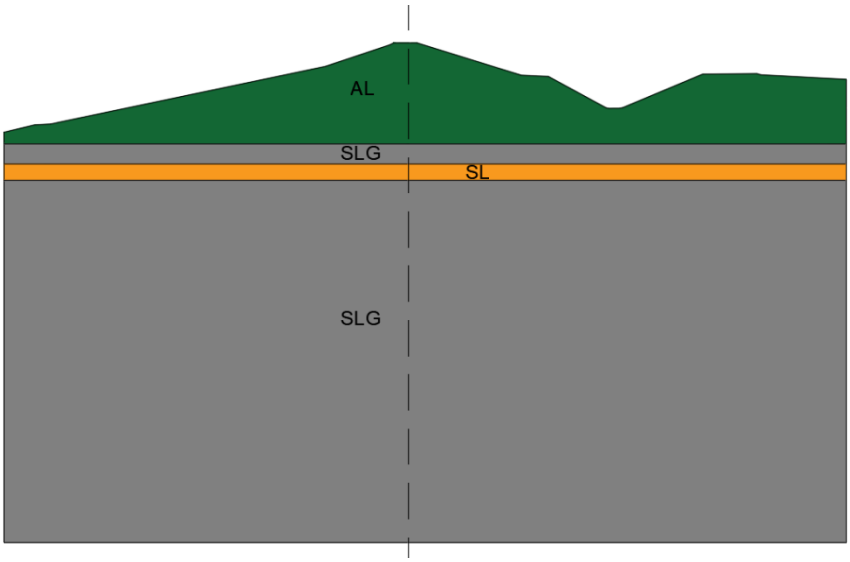


Figura 1: Stratigrafia dello stato attuale

Strato	Materiale	Spessore [m]	Conducibilità [m/s]
AL	Argille limose	5.5	0.0000384
SLG	Ghiaia con sabbia argillosa limosa	1.1	0.0005
SL	Sabbie argilloso limose	0.9	0.0001
SLG	Ghiaia con sabbia argillosa limosa	20	0.0005

Tabella 5 – Caratteristiche degli strati allo stato attuale

N. strato	Profondità (m)	Densità (g/cm³)	Vs (m/s)	Vp (m/s)
1	0.00 – 6.83	1.96	232.51	402.24
2	6.83 – 12.30	2.04	240.68	416.38
3	12.30 – 20.00	1.96	220.93	382.21
4	20.00 – 26.55	2.12	340.79	589.56
5	26.55 – 30.00	2.16	501.51	867.60

Tabella 6 – Risultati prova Re-Mi

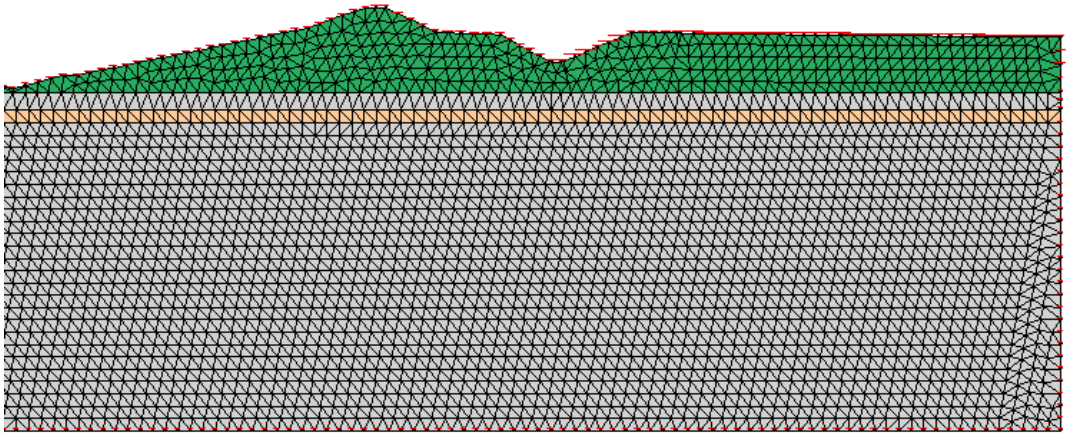


Figura 2: Modello agli elementi finiti dell'argine sulla destra idraulica - Stato attuale

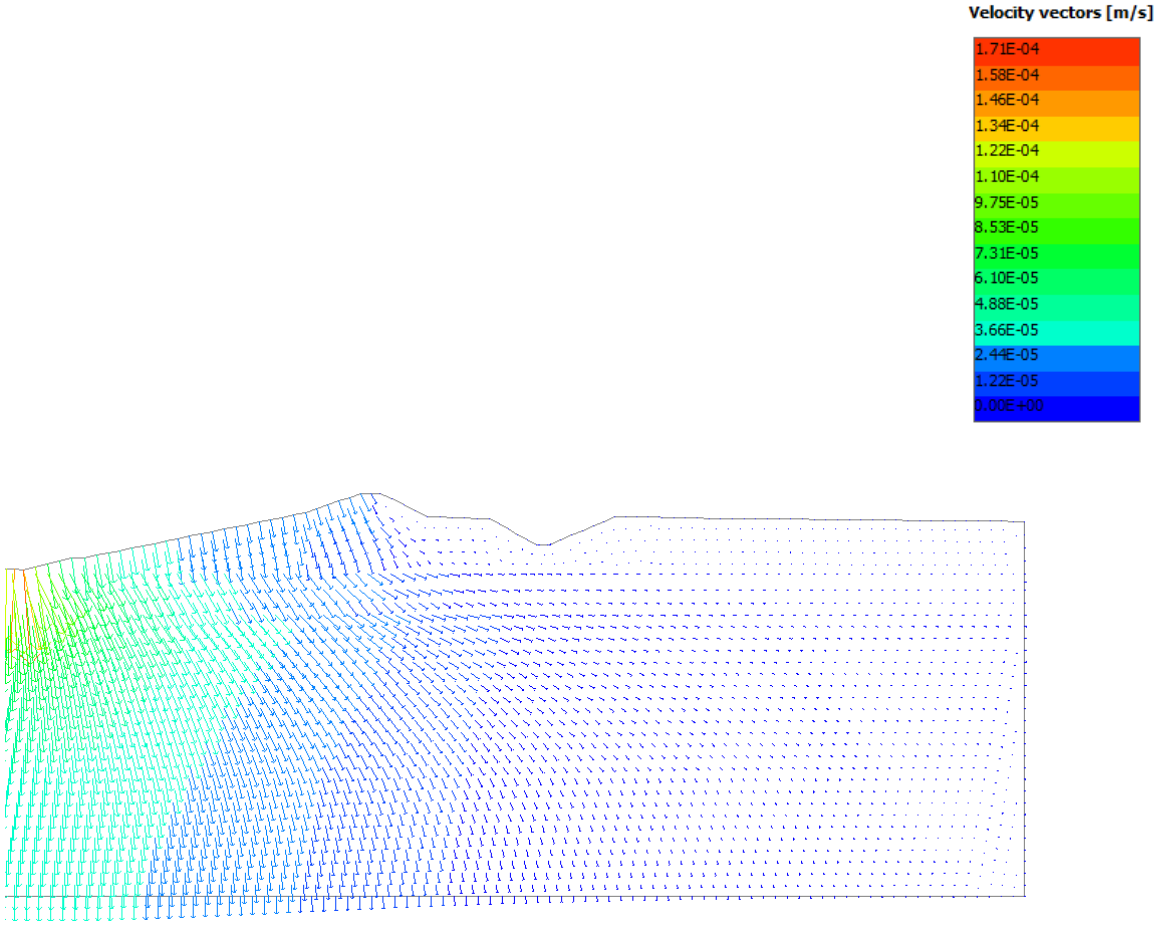


Figura 3: Velocità di filtrazione attraverso gli strati di terreno – Stato attuale

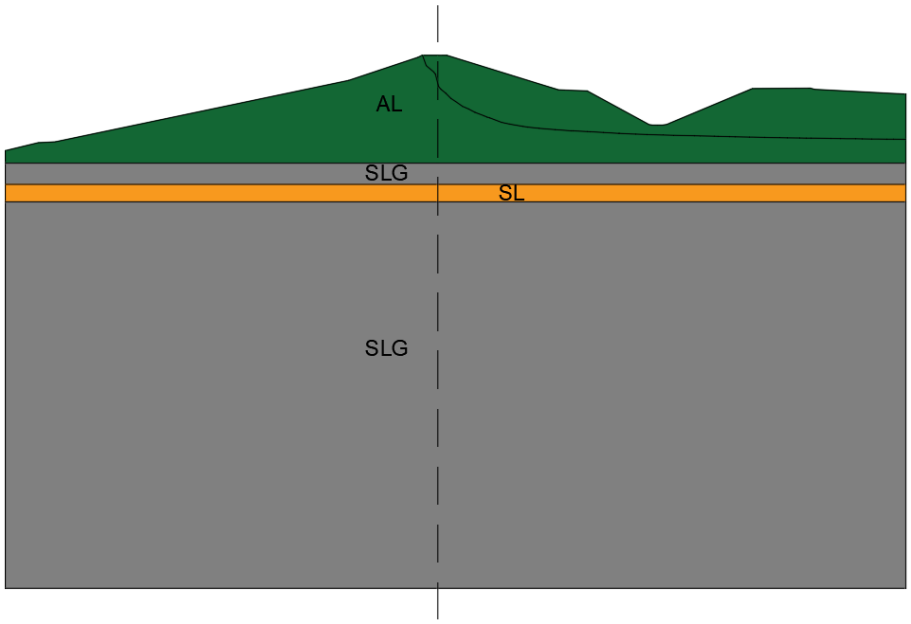


Figura 4: Andamento linea piezometrica – Stato attuale

3.3 Analisi stato di progetto

Nello stato di progetto la conducibilità idraulica dei materiali costituenti i diversi strati resta invariata, ad eccezione dello strato di ringrosso aggiuntivo del corpo dell'argine (strato NR) per il quale, non conoscendo le proprietà di conducibilità idraulica del nuovo materiale, a scopo cautelativo, gli si attribuisce un valore molto alto, pari a 1 m/s (Tabella 7).

Dal punto di vista geometrico, la sezione dell'argine, rispetto alla condizione attuale, risulta leggermente rialzata e allargata in sommità fino alla larghezza di 3.5 metri, in modo tale da poter rendere percorribile la sommità del corpo del rilevato, come visibile nella Figura 5.

Per la verifica a sifonamento è stato considerato il livello idrico nella condizione di massimo invaso, immediatamente prima del sormonto dell'argine.

Nella Figura 6 e Figura 7 si riporta il modello agli elementi finiti realizzato con GFAS e i risultati ottenuti.

Si nota come, rispetto allo stato attuale, l'allargamento del corpo arginale con l'utilizzo di un materiale di cava stabilizzato molto drenante non genera un significativo abbassamento del livello della piezometrica (Figura 8).

Tuttavia, la direzione preferenziale di filtrazione rimane quella verticale verso gli strati più profondi (Figura 7).

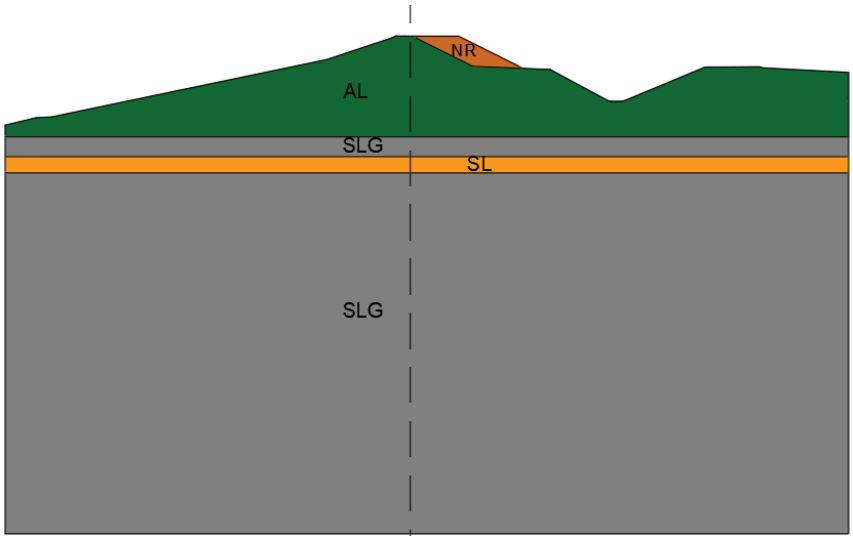


Figura 5 – Stratigrafia dello stato di progetto

Strato	Materiale	Spessore [m]	Conducibilità [m/s]
AL	Argille limose	5.6	0.0000384
SLG	Ghiaia con sabbia argillosa limosa	1.1	0.0005
SL	Sabbie argilloso limose	0.9	0.0001
SLG	Ghiaia con sabbia argillosa limosa	20	0.0005
NR	Misto cava stabilizzato	Da progetto	1

Tabella 7 – Caratteristiche degli strati nello stato di progetto

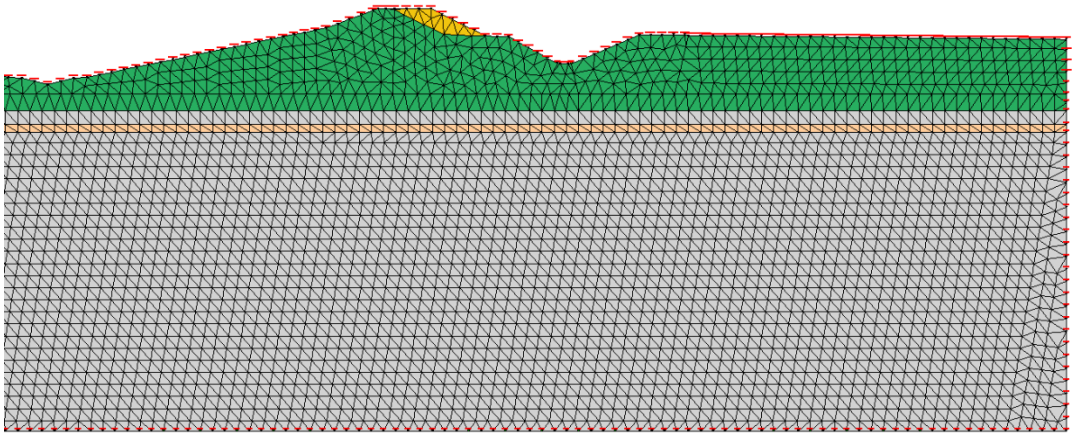


Figura 6 – Modello agli elementi finti dell'argine sulla destra idraulica – Stato di progetto

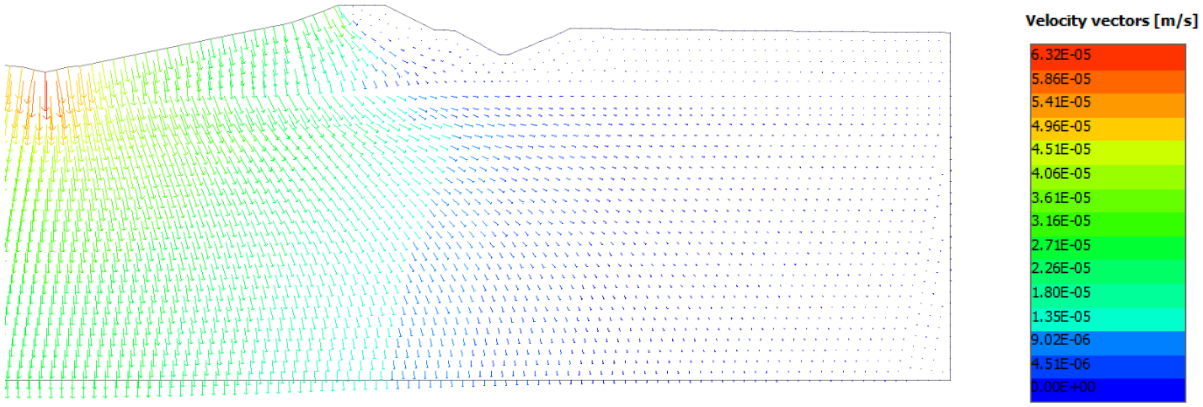


Figura 7 – Velocità di filtrazione attraverso gli stati di terreno – Stato di progetto

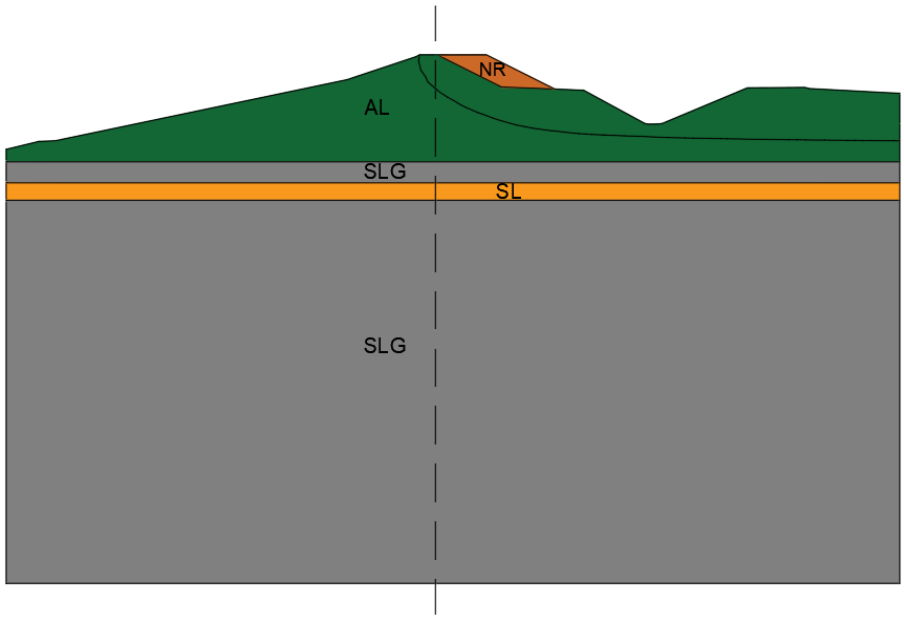


Figura 8 – Andamento linea piezometrica – Stato di progetto

Alcuni tratti dell'argine prevedono la presenza di muri di sostegno a gravità realizzati con gabbioni metallici, posizionati con la funzione di evitare che l'allargamento del rilevato ricopra il controfosso presente sul lato campagna, impedendone il corretto funzionamento.

Nelle figure sottostanti sono riportati i risultati dell'analisi della filtrazione e il profilo della piezometrica relative a queste sezioni, dai quali risulta evidente come la presenza dell'opera di sostegno non altera in modo significativo i risultati precedentemente ottenuti.

Il materiale roccioso di riempimento del gabbione è costituito da ciottoli di elevata pezzatura e risulta essere molto drenante pertanto, a scopo cautelativo, è stato considerato con la stessa conducibilità idraulica del misto di cava stabilizzato utilizzato nell'allargamento dell'argine (vedi Tabella 7).

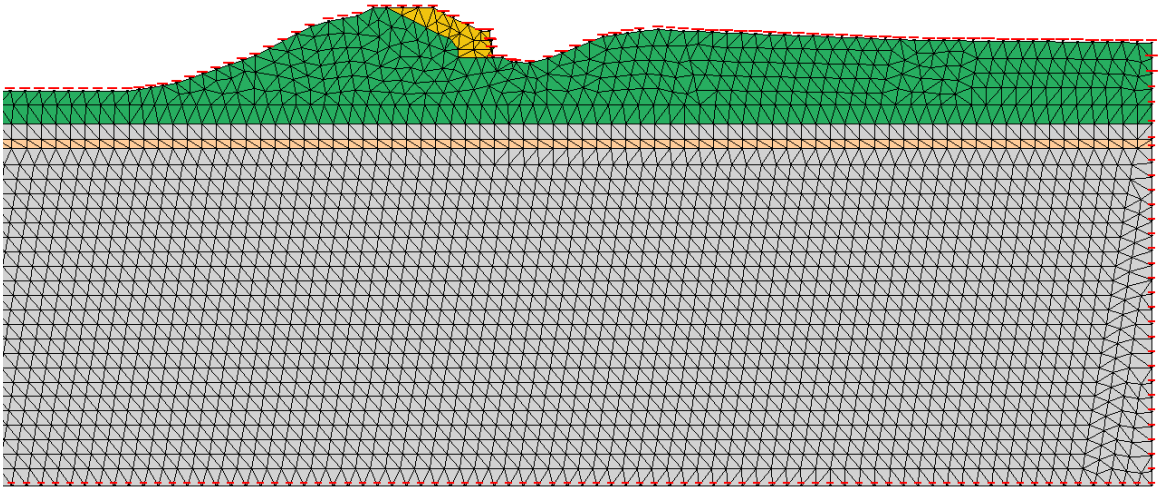


Figura 9 – Modello agli elementi finiti dell'argine sulla destra idraulica – stato di progetto con gabbione metallico

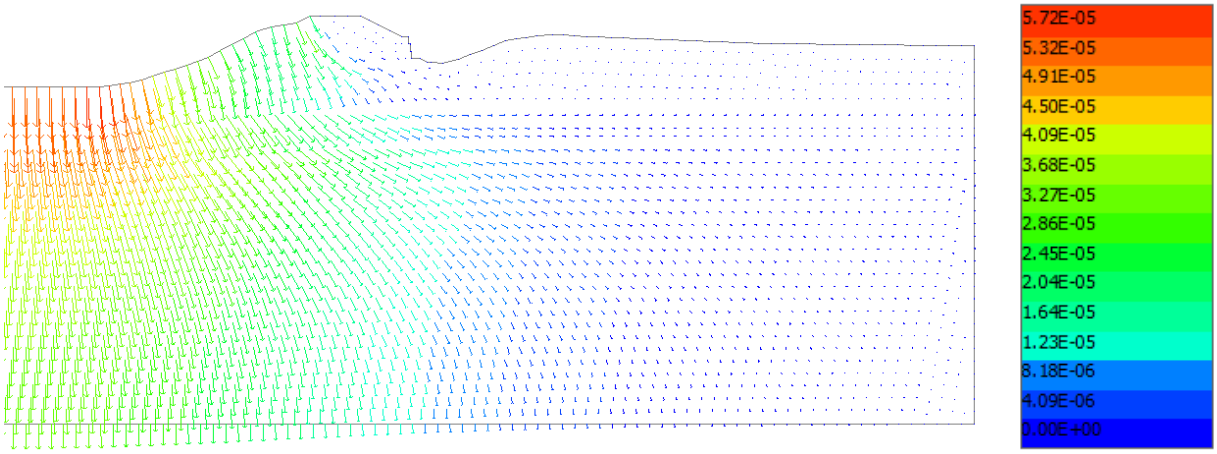


Figura 10 - Velocità di filtrazione attraverso gli stati di terreno – Stato di progetto con gabbione metallico

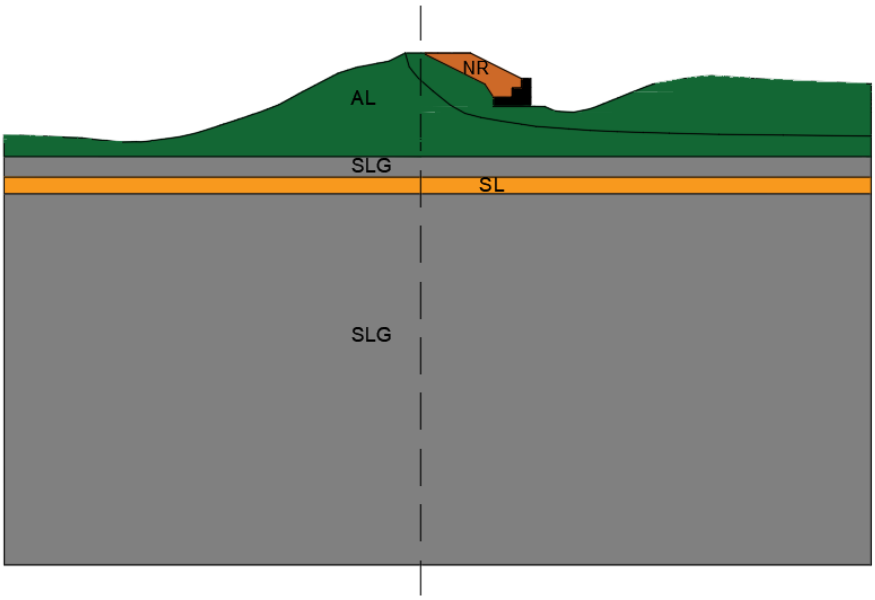


Figura 11 - Andamento linea piezometrica – Stato di progetto con gabbione metallico

.

4 Verifica di stabilità del pendio

La verifica di stabilità dell'argine destro è stata eseguita utilizzando il metodo di calcolo di Janbu. sia nella situazione attuale che nella situazione di progetto, considerando le seguenti condizioni:

- massimo riempimento dell'alveo, nella quale il livello idrico arriva alla sommità del rilevato, immediatamente precedente alla condizione di sormonto;
- rapido svuotamento, per il quale la terra del corpo dell'argine risulta satura d'acqua e l'andamento della piezometrica segue la quota del terreno del rilevato.

In particolare,sia per la verifica dello stato attuale che per quella dello stato di progetto, sono stati considerati i carichi concentrati trasmessi dalle ruote di un mezzo di lavoro in transito sulla sommità dell'argine.

Nella tabella sottostante sono schematizzate le diverse condizioni considerate nell'esecuzione delle verifiche di stabilità:

Simulazioni Stato Attuale	SA01	Massimo invaso	Lato fiume Lato campagna	Sezione dell'argine allo stato attuale
	SA02	Rapido svuotamento	Lato fiume Lato campagna	Sezione dell'argine allo stato attuale
Simulazioni Stato di Progetto	SdP01	Massimo invaso	Lato fiume Lato campagna	Sezione dell'argine allo stato di progetto con ringrosso
	SdP02	Rapido svuotamento	Lato fiume Lato campagna	Sezione dell'argine allo stato di progetto con ringrosso
	SdP03	Massimo invaso	Lato fiume Lato campagna	Sezione dell'argine allo stato di progetto con ringrosso e muro di sostegno in gabbioni metallici
	SdP04	Rapido svuotamento	Lato fiume Lato campagna	Sezione dell'argine allo stato di progetto con ringrosso e muro di sostegno in gabbioni metallici

Tabella 8: Schema condizione considerata per eseguire le verifiche di stabilità

Le verifiche di stabilità globale sono state eseguite seguendo l'approccio 1 della combinazione 2 (A2-M2-R2) indicato nelle Normative Tecniche delle Costruzioni del 2018 al punto 6.5.3.1.1, come precedentemente indicato.

4.1 Riferimenti teorici

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

1 Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (φ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
2 In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

4.1.1 Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau}$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.

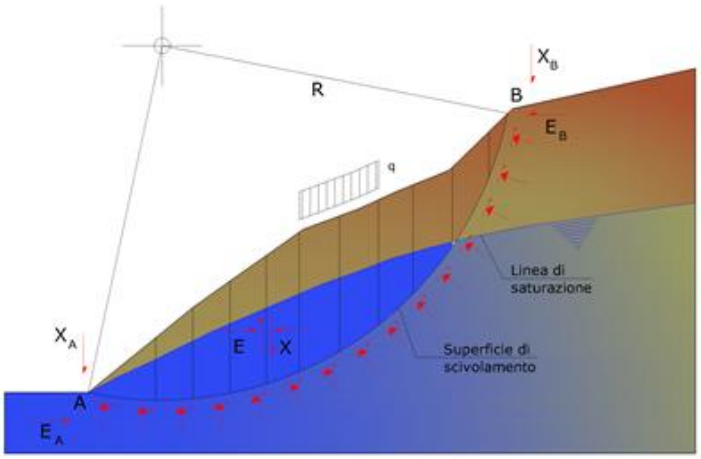


Figura 12 – Superficie di scorrimento

4.1.2 Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a *n*, il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i;
- (n-1) forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- (n-1) forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i;
- (n-1) valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F.

Complessivamente le incognite sono (6n-2).

Mentre le equazioni a disposizione sono:

- equazioni di equilibrio dei momenti n;
- equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n;
- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n;
- equazioni relative al criterio di rottura n.

Totale numero di equazioni 4n.

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a :

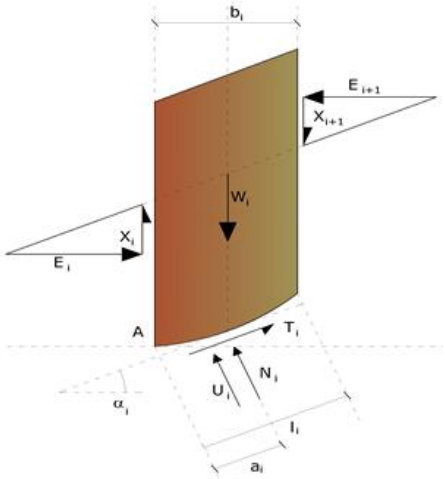
$$i = (6n-2)-(4n) = 2n-2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a (n-2) in quanto si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le (n-2) indeterminazioni.

4.1.3 Metodo di Bishop (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali. Le equazioni usate per risolvere il problema sono:



$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \qquad \textbf{Criteriodi rottura}$$

$$F = \frac{\Sigma\{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan\varphi_i\} \times \frac{\sec\alpha_i}{1+\tan\alpha_i \times \tan\varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin\alpha_i}$$

I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario,** gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

4.1.4 Metodo di Janbu (1967)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio). A tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\Sigma\{c_i \times b + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan\varphi_i\} \times \frac{\sec^2\alpha_i}{1+\tan\alpha_i \times \tan\varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \tan\alpha_i}$$

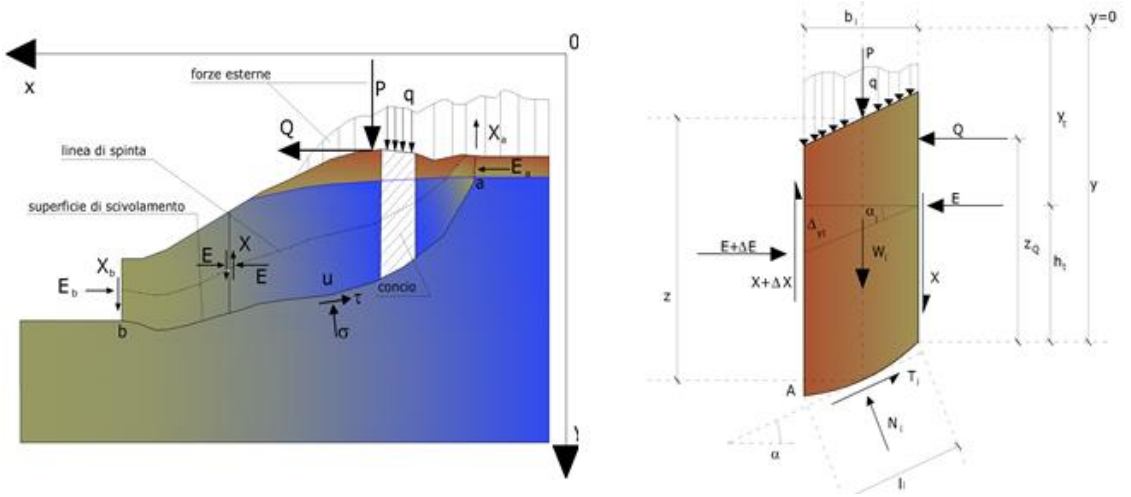


Figura 13: Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Assumendo $\Delta X_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario. Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{corretto} = f_0 \cdot F$$

dove f_0 è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici. Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.

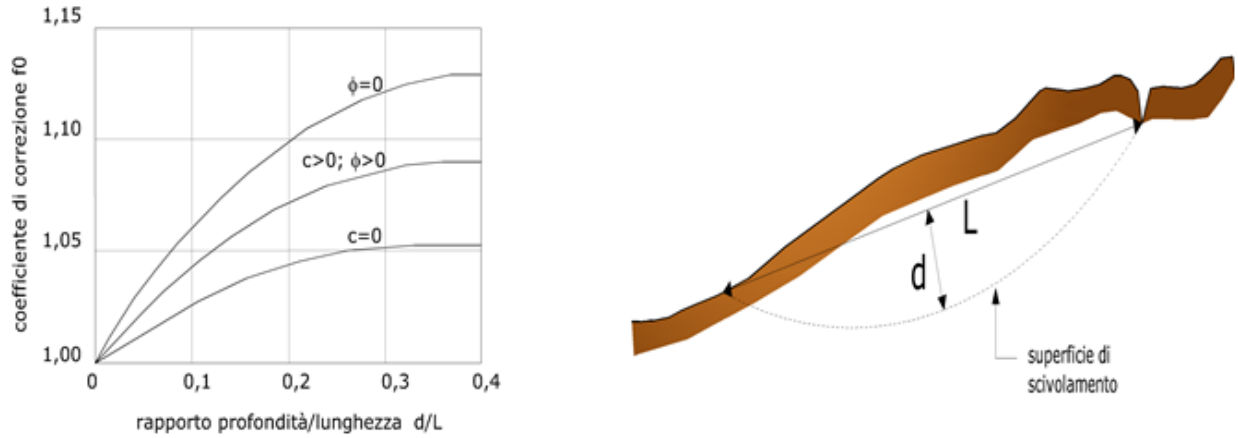


Figura 14 – Coefficiente di correzione del fattore di sicurezza secondo Janbu

4.2 Parametri sismici del sito

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie

Classe d'uso: Classe II

Vita nominale: 50 anni

Vita di riferimento: 50 anni

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T_1

Sulla base delle indicazioni riportate nelle NTC18 e con l'ausilio del software AztecSisma sono stati ottenuti i parametri sismici relativi alla zona di intervento per gli stati limite di esercizio (SLO e SLD) e gli stati limite ultimi (SLV e SLC) in funzione del tempo di ritorno, in particolare:

- a_g = accelerazione massima attesa sulla superficie topografica orizzontale;
- F_0 = fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* = valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I parametri ricavati sono riportati nella Tabella 9 che segue.

S.L. Stato limite	**TR Tempo ritorno [anni]**	**a_g [m/s²]**	**F_0 [-]**	**T_c^* [s]**
S.L.O.	30	0.1863	2.6104	0.2732
S.L.D.	50	0.2356	2.6705	0.2961
S.L.V.	475	0.4999	2.8799	0.34
S.L.C.	975	0.603	2.98	0.372

Tabella 9: Parametri sismici per l'area di intervento

A partire dai parametri sismici del sito si sono calcolati i coefficienti sismici orizzontali (k_h) e verticali (k_v), presentati nella Tabella 10 sottostante:

S.L. Stato limite	**a_{max} [m/s²]**	**β [-]**	**kh [-]**	**kv [-]**
S.L.O.	0.2795	0.2	0.0057	0.0028
S.L.D.	0.3534	0.2	0.0072	0.0036
S.L.V.	0.7498	0.2	0.0153	0.0076
S.L.C.	0.9044	0.2	0.0184	0.0092

Tabella 10 – Coefficienti sismici orizzontali e verticali dell'area di intervento per i diversi stati limite

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa in sito

β = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa in sito

$k_h = \beta \cdot \frac{a_{max}}{g}$ = coefficiente sismico orizzontale

$k_v = 0.5 \cdot k_h$ = coefficiente sismico verticale

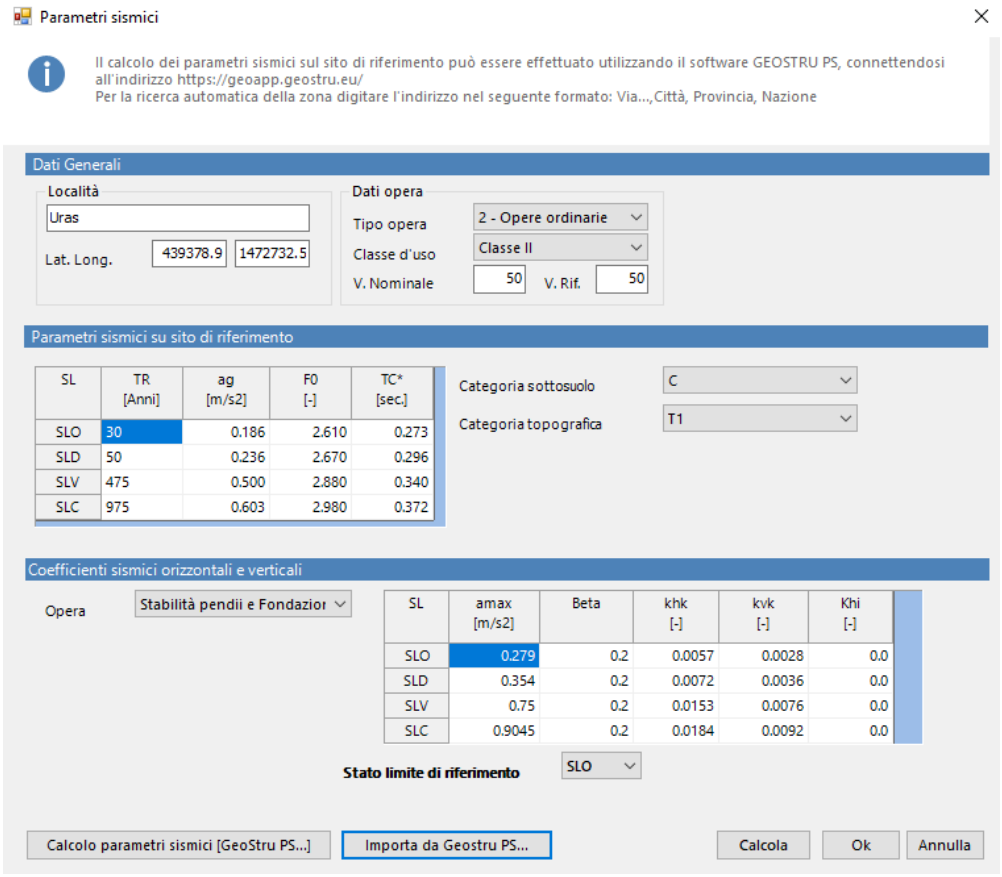


Figura 15: Schermata del software Slope per il calcolo dei coefficienti sismici

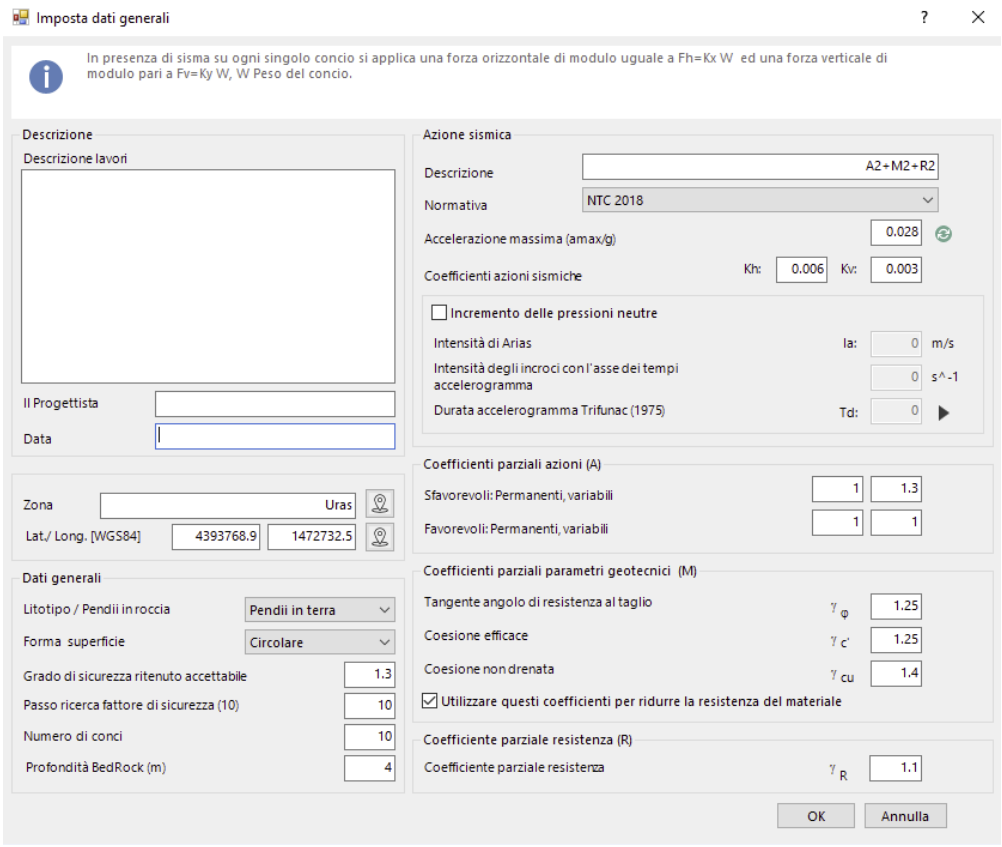


Figura 16: Schermata del software Slope per i coefficienti delle azioni sismiche e i coefficienti parziali imposti dalle NTC 2018

4.3 Modello geotecnico di riferimento

Per l'esecuzione delle verifiche di stabilità dell'argine si considerano la stratigrafia e i parametri geotecnici ottenuti dalle indagini geologiche riportate nella Relazione di Stabilità degli Argini presente nel Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica, sia per la valutazione dello stato attuale (SA01 e SA02), mentre per lo stato di progetto (SdP01, SdP02, SdP03 e SdP04) gli strati superiori del rilevato presentano materiali differenti.

Nella Tabella 11 sottostante è riportata la stratigrafia del modello di calcolo impiegato impiegata per le verifiche dello stato attuale (SA01, SA02) derivata dai risultati dei sondaggi, dalle analisi dei campioni raccolti e dalle prove SPT, mentre nella Tabella 12 quella impiegata per gli stati di progetto.

Come precedentemente anticipato, i risultati della prova sismica con tecnica Re.Mi. confermano la stratigrafia indicata.

Strato		**Coesione (kN/m²)**	**Coesione non drenata (kN/m²)**	**Angolo resistenza al taglio (°)**	**Peso unità di volume (kN/m³)**	**Peso unità di volume saturo (kN/m³)**	**Litologia**	
1	AL	15	-	20	20	21.9	Argille limose	
2		18.6	-	28.4	18.6	21	Argille e limi con sabbia	
3	SGL	7.8	-	32.1	17.8	20.4	Ghiaie e sabbie argilloso limose	
4	SL	5	-	26	18	20	Sabbie argilloso limose	
5	SGL	7.8	-	32.1	17.8	20.4	Ghiaie e sabbie argilloso limose	

Tabella 11 – Stratigrafia e parametri geotecnici dei materiali costituenti l'argine – Stato attuale.

Strato		**Coesione (kN/m²)**	**Coesione non drenata (kN/m²)**	**Angolo resistenza al taglio (°)**	**Peso unità di volume (kN/m³)**	**Peso unità di volume saturo (kN/m³)**	**Litologia**	
1	NR	0	-	40	18	20	Misto di cava stabilizzato	
2	AL	15	-	20	20	21.9	Argille limose	
3		18.6	-	28.4	18.6	21	Argille e limi con sabbia	
4	SGL	7.8	-	32.1	17.8	20.4	Ghiaie e sabbie argilloso limose	
5	SL	5	-	26	18	20	Sabbie argilloso limose	
6	SGL	7.8	-	32.1	17.8	20.4	Ghiaie e sabbie argilloso limose	

Tabella 12 - Stratigrafia e parametri geotecnici dei materiali costituenti l'argine – Stato di progetto

4.4 Considerazioni sui carichi

Per ottenere una simulazione più realistica possibile, nelle simulazioni relative allo stato di progetto è stata presa in considerazione anche la forza indotta dal transito di un mezzo d'opera sulla sommità dell'argine, condizione che si può presentare durante la fase di realizzazione dell'opera, oppure nel caso dell'esecuzione di interventi di manutenzione o di ripristino del manufatto in caso di piena.

Per effettuare una stima di questo carico, non avendo reperito normative tecniche specifiche per le opere di materiale sciolto, si è fatto riferimento al paragrafo 5.1.3.3.5. delle Nome Tecniche delle Costruzioni del 2018 e al paragrafo C5.1.3.3.5.1. della relativa Circolare del 2019, in cui, anche se riferito alla realizzazione di ponti, viene descritto un metodo semplificato su come ottenere una stima dei carichi mobili in tandem agenti a contatto di terreni, rilevati e terrapieni.

In particolare, il paragrafo C5.1.3.3.5.1 indica che i carichi in tandem dello schema di carico 1 descritto al paragrafo 5.1.2.2.5. delle NTC 2018, possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare di larghezza 3 m e lunghezza 2.2 m.

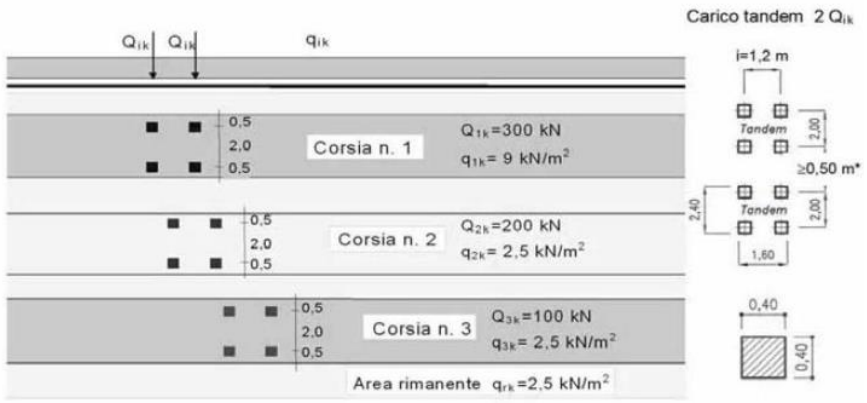


Figura 17 – Schema di carico 1 - carichi concentrati su assi in tandem

Come indicato nel paragrafo delle NTC 2018 sopra indicato, per ogni impronta di pneumatico si considera un carico trasmesso di 150 kN per cui, considerando quattro impronte, si ha un carico totale di 600 kN che deve essere considerato distribuito in una superficie di 6.6 m^2.

Si ottiene così un carico di progetto pari a 91 kN/m^2 da applicare nella sommità dell'argine; nel calcolo si considera un valore di poco inferiore, pari 70 kN/m^2, circa 7 tonnellate per ogni metro quadrato.

Ciascuna delle simulazioni relative allo stato di progetto sono state effettuate sia considerando il carico indotto dai mezzi, sia non considerandoli.

Allo stato attuale si considera il passaggio di un veicolo in sommità dell'argine; il carico da considerare è ottenuto come indicato nel paragrafo 4.6 relativo alla verifica dello stato di progetto. A differenza dello stato di progetto, per il quale l'impronta del carico sulla sommità dell'argine ha una larghezza di 3 m, nella condizione di stato attuale viene considerata un'impronta di larghezza 2.50 m per cui, per ottenere una condizione di carico equivalente tra lo stato attuale e di progetto, occorre utilizzare un valore di 85 kN/m^2 anziché 70 kN/m^2.

Ovvero, considerando una porzione di argine di lunghezza unitaria, il carico totale che grava su essa risulta:

- Stato attuale: $85\ \frac{kN}{m^2} \cdot 2.50\ m \cong 210\ \frac{kN}{m}$
- Stato di progetto: $70\ \frac{kN}{m^2} \cdot 3\ m = 210\ \frac{kN}{m}$

4.5 Verifica stato attuale

4.5.1 Simulazione SA01 – Verifica stato attuale in condizioni di massimo invaso

Carico di 85 kN/m² su un'impronta di larghezza 2.50 m

La superficie di scorrimento più critica risulta sulla sponda lato fiume. Il coefficiente di sicurezza minimo risulta pari a 1.09.

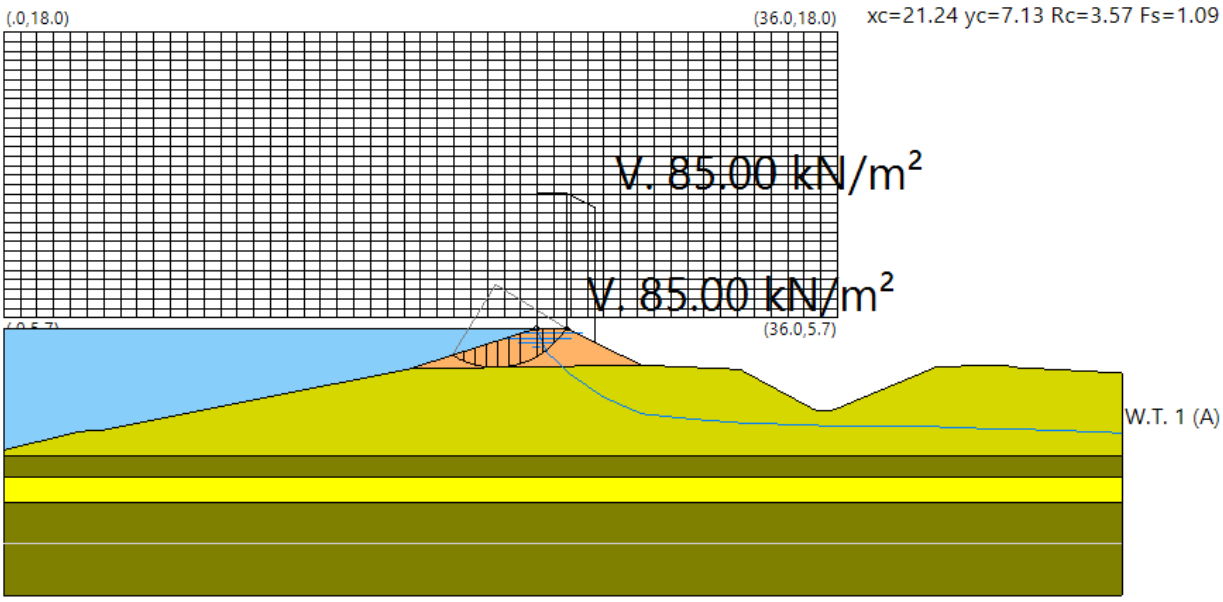


Figura 18 – Verifica del pendio – Stato attuale in condizioni di massimo invaso – SA01

4.5.2 Simulazione SA02 – Verifica stato attuale in condizioni di rapido svuotamento

Carico di 85 kN/m^2 su un'impronta di larghezza 2.50 m

Anche nel caso di rapido svuotamento la superficie di scorrimento più critica risulta quella sulla sponda lato fiume; il coefficiente di sicurezza minimo risulta 1.00, inferiore rispetto al caso SA01.

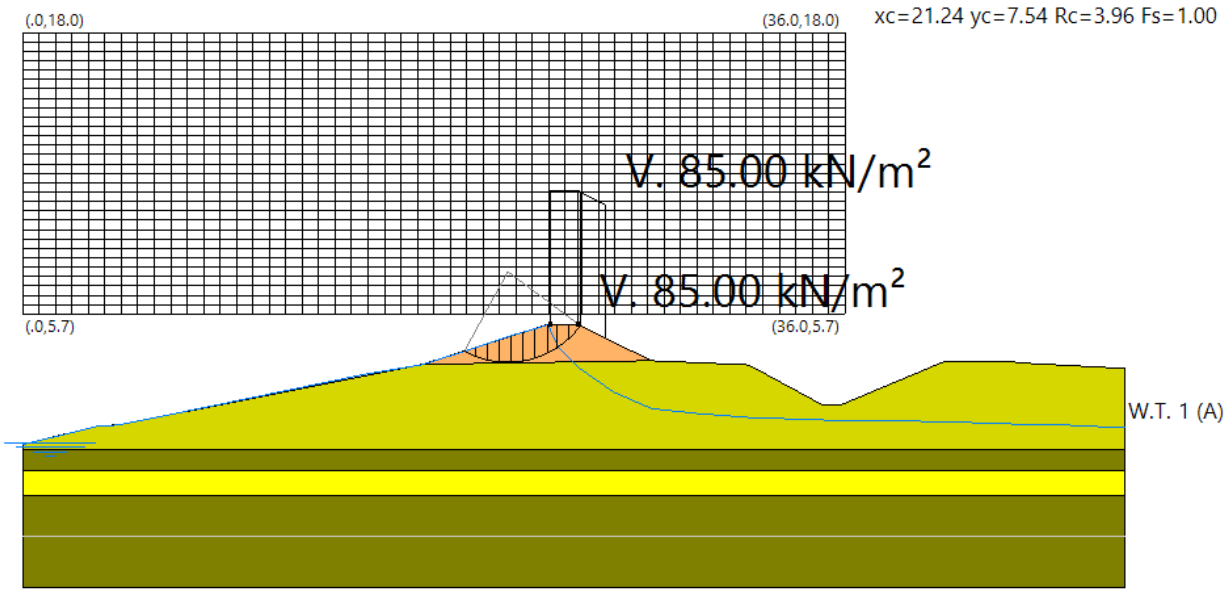


Figura 19 – Verifica del pendio – Stato attuale in condizione di rapido svuotamento – SA02

4.6 Verifica stato di progetto

4.6.1 Simulazione SdP01 – Verifica stato di progetto in condizioni di massimo invaso

Carico di 70 kN/m^2 su un'impronta di larghezza 3.00 m.

Questa configurazione risulta quella più gravosa di tutte quelle considerate. La superficie di scivolamento più critica risulta quella lato terra e nel caso con carico dei mezzi risulta appena pari a 1.12. In assenza del carico dovuto al transito dei mezzi, invece, il coefficiente di sicurezza minimo è pari a 1.44.

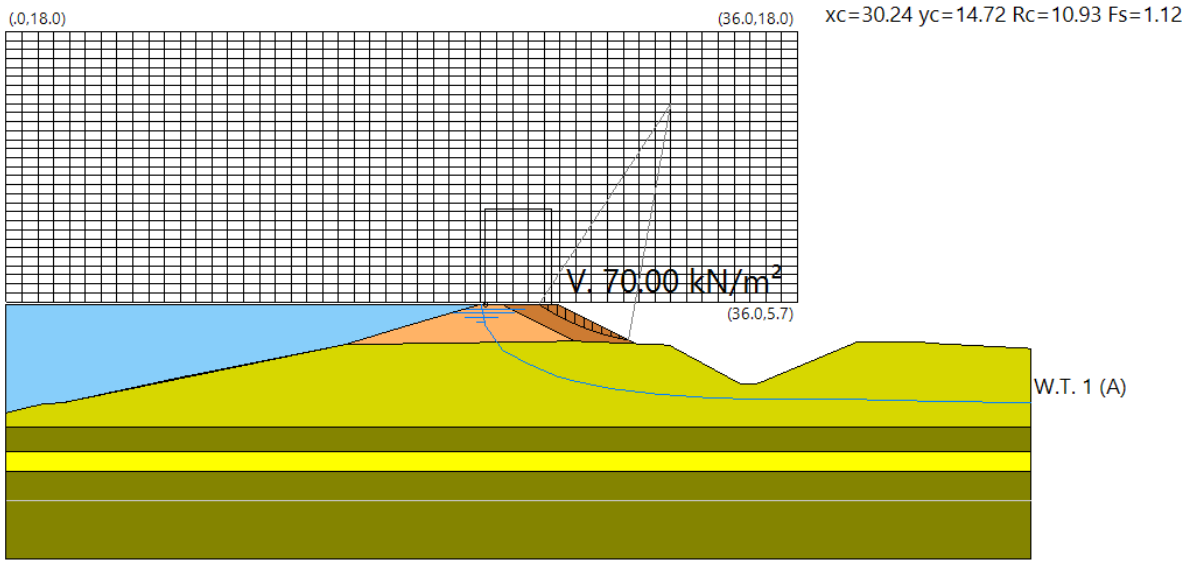


Figura 20 – Verifica del pendio – Stato di progetto in condizioni di massimo invaso con carico esterno – SdP01

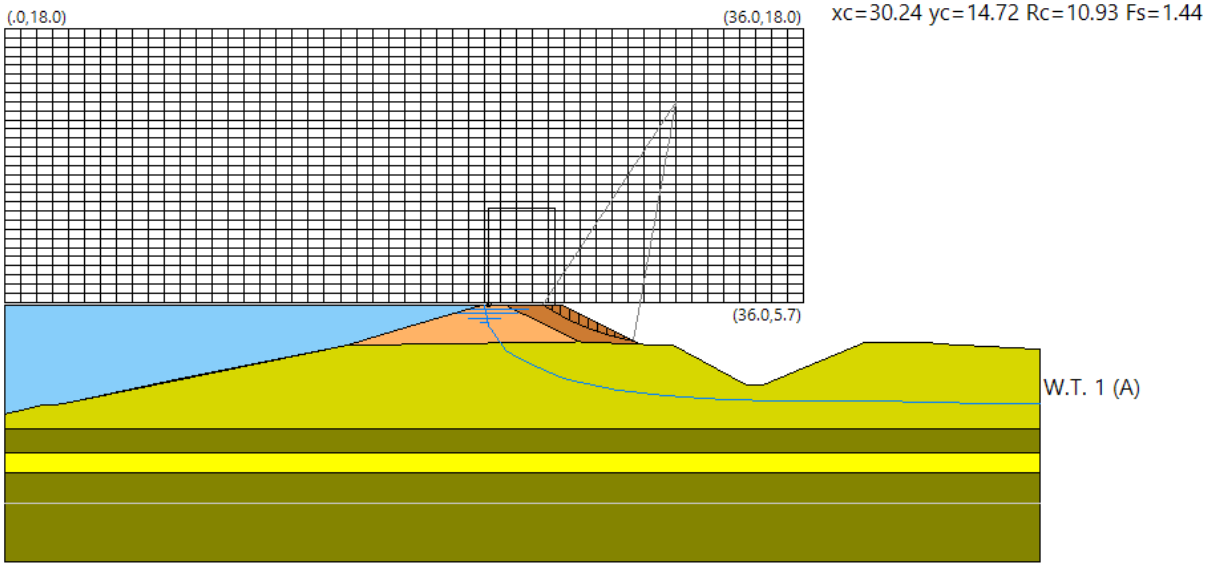


Figura 21 – Verifica del pendio – Stato di progetto in condizioni di massimo invaso senza carico esterno – SdP01

4.6.2 Simulazione SdP02 – Verifica stato di progetto in condizioni di rapido svuotamento

Carico di 70 kN/m^2 su un'impronta di larghezza 3.00 m.

In questo caso si ottengono risultati analoghi a quelli della simulazione SdP01. I risultati risultano molto simili a meno di differenze ascrivibili ad arrotondamenti di discretizzazione numerica.

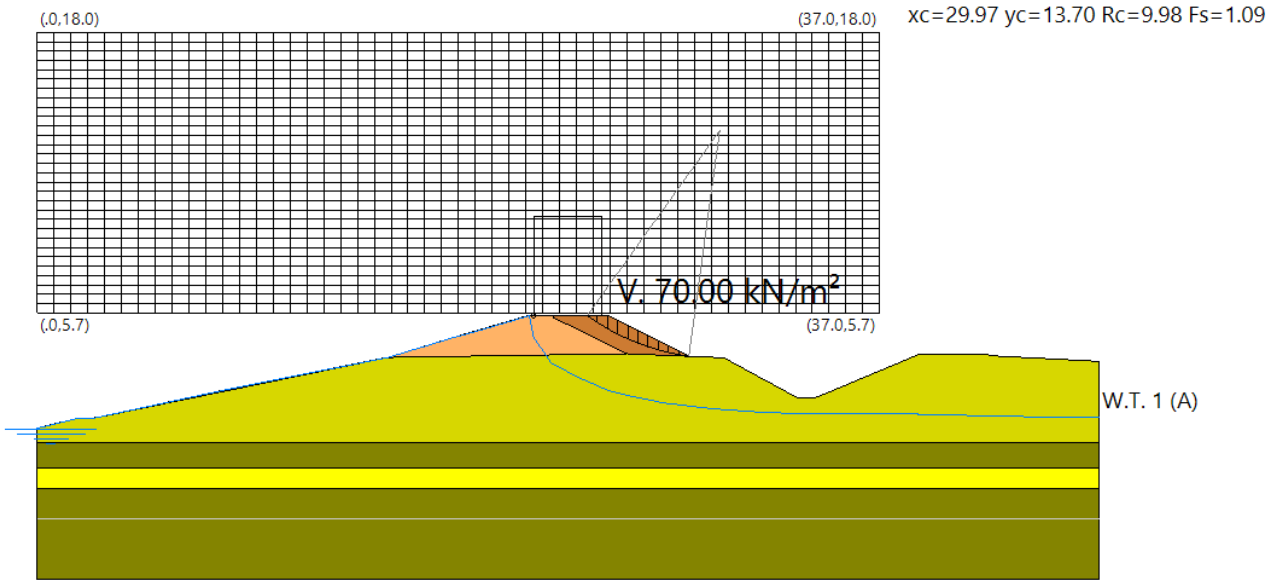


Figura 22 – Verifica del pendio – Stato di progetto in condizioni di rapido svuotamento con carico esterno - SdP02

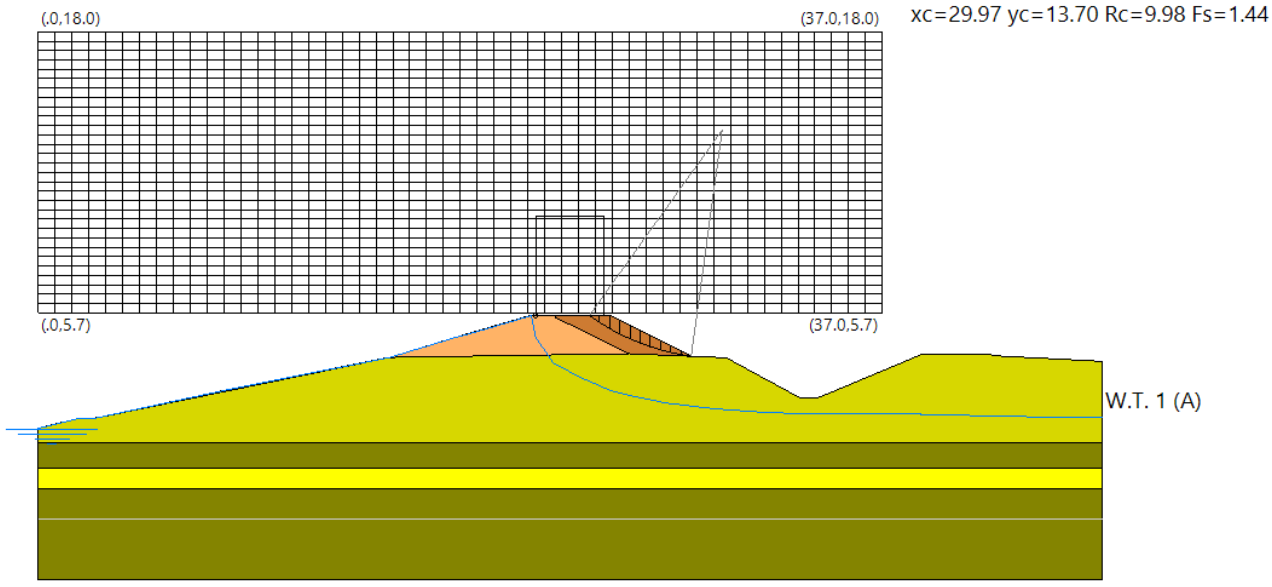


Figura 23 - Verifica del pendio – Stato di progetto in condizioni di rapido svuotamento senza carico esterno – SdP02

4.6.3 Simulazione SdP03 – Verifica stato di progetto in condizioni di massimo invaso

Nella simulazione con carico esterno del transito dei mezzi, la superficie di scorrimento più critica risulta sulla sponda lato fiume con un coefficiente di sicurezza 1.04.

Nella simulazione senza il carico esterno, la superficie di scorrimento più critica risulta sulla sponda lato fiume con un coefficiente di sicurezza 1.52.

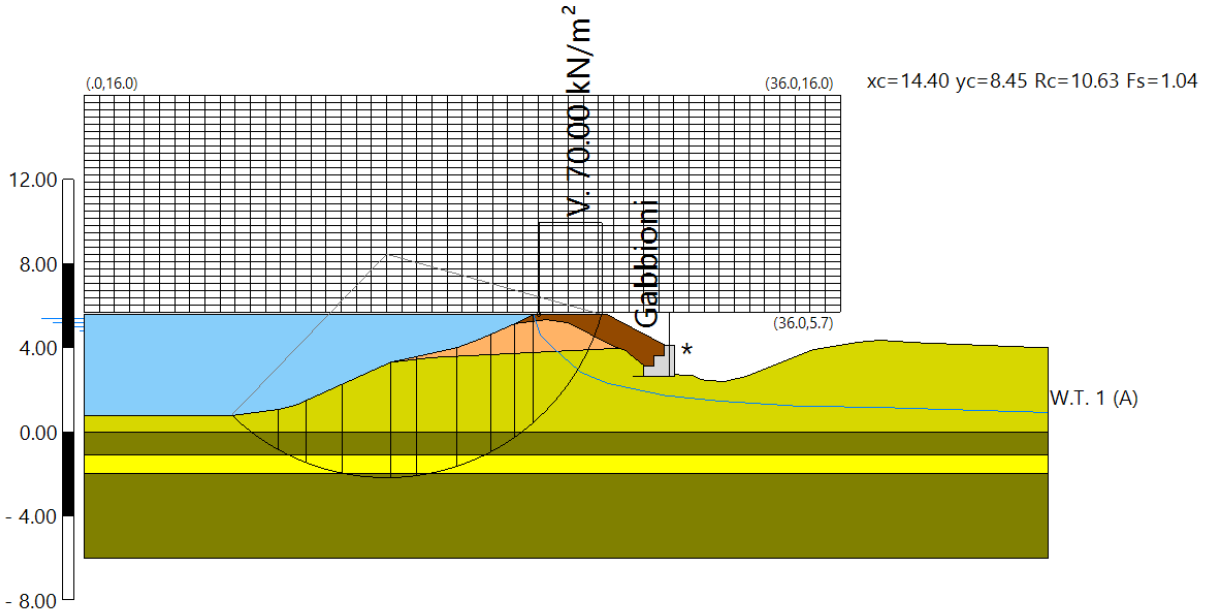


Figura 24 - Verifica del pendio – Stato di progetto in condizioni di massimo invaso con carico esterno – SdP03

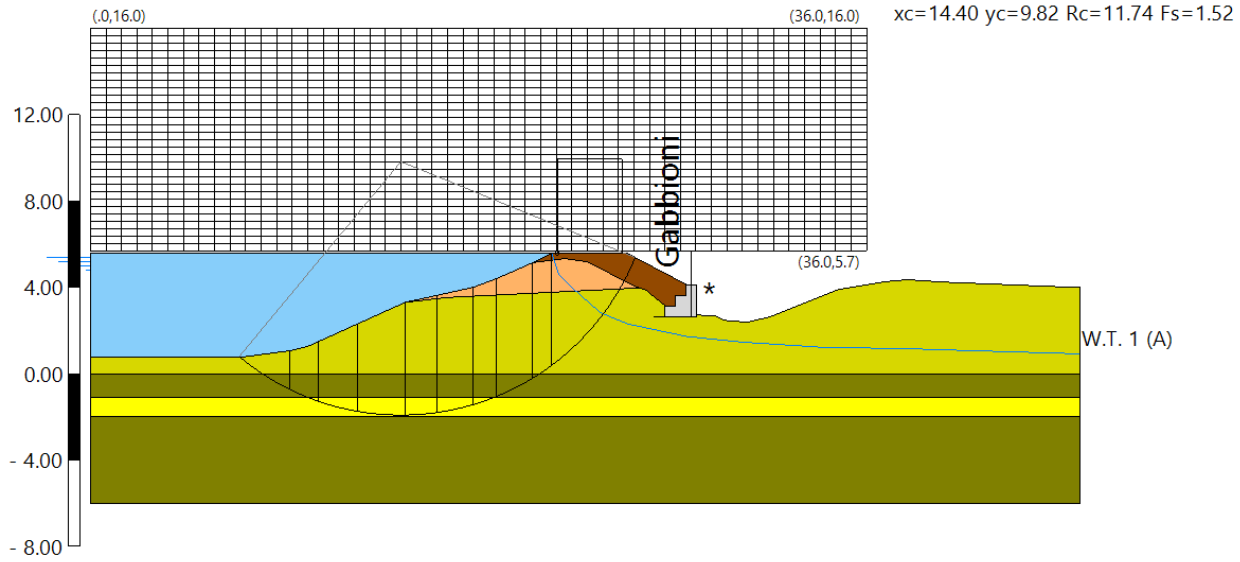


Figura 25 - Verifica del pendio – Stato di progetto in condizioni di massimo invaso senza carico esterno – SdP03

4.6.4 Simulazione SdP04 – Verifica stato di progetto in condizioni di rapido svuotamento

Nel caso di rapido svuotamento, sia considerando il carico dei mezzi, sia non considerandolo, la superficie di scorrimento più critica risulta lato fiume; nel primo caso si ottiene un coefficiente di sicurezza 1.02 mentre nel secondo 1.49.

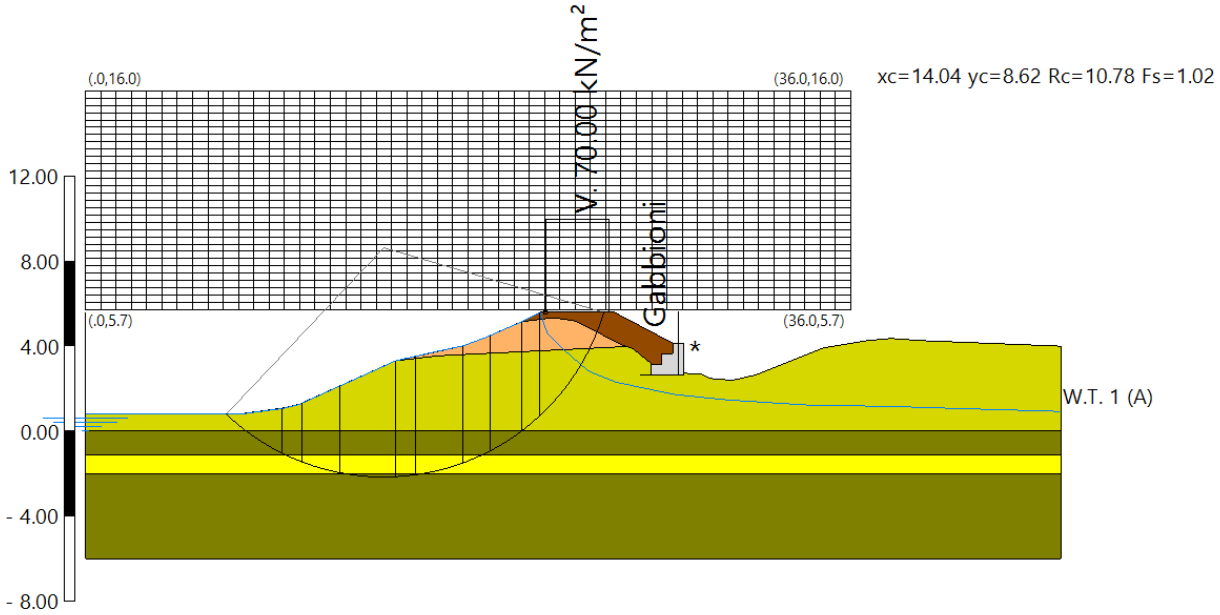


Figura 26 - Verifica del pendio – Stato di progetto in condizioni di rapido svuotamento con carico esterno – SdP04

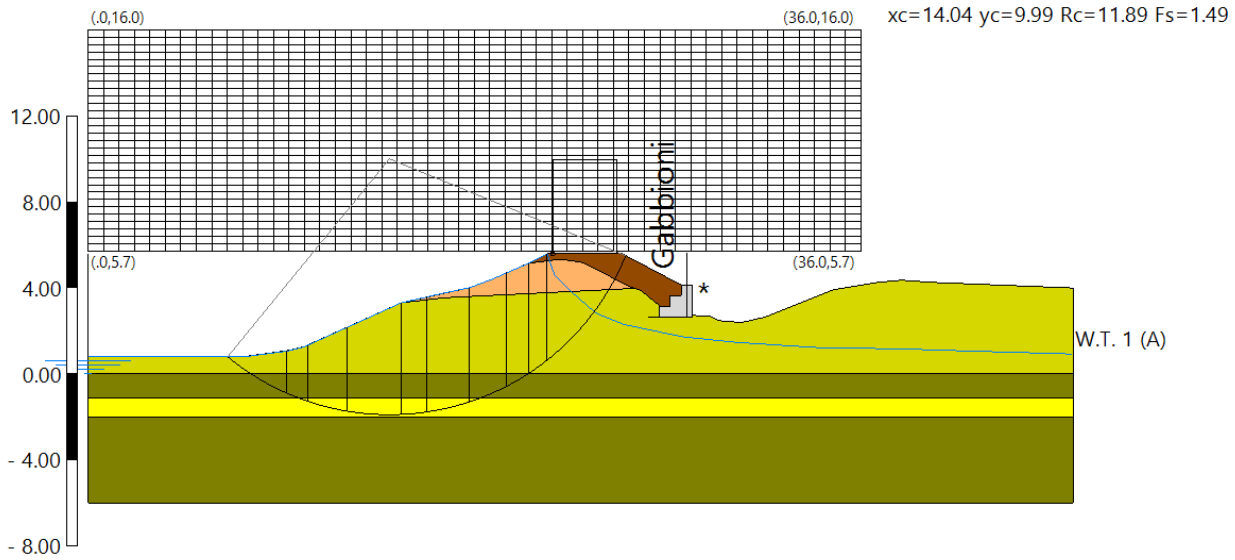


Figura 27 - Verifica del pendio – Stato di progetto in condizioni di rapido svuotamento senza carico esterno – SdP04

4.6.5 Riepilogo dei risultati

I valori dei coefficienti di sicurezza relativi alle verifiche di stabilità dell'argine destro nella condizione attuale e nelle differenti condizioni operative di progetto sono riassunti nella Tabella 13 sottostante.

Confrontando la simulazione stato attuale SA01 con la corrispondente progettuale SdP01 e la simulazione SA02 con la corrispondente SdP02, considerando il carico indotto dal passaggio dei mezzi, si osserva un miglioramento dei coefficienti di sicurezza. Nelle simulazioni SA01 e SA02 la superficie di scorrimento più critica risulta sul lato fiume mentre in quelle SdP01 e SdP02 risulta sul lato campagna, in corrispondenza del nuovo materiale di ringrosso arginale. In particolare, come mostrato nei rispettivi paragrafi, nelle simulazioni SdP01 e SdP02 la superficie di scorrimento peggiore risulta sullo strato più superficiale.

Tale circostanza è ascrivibile alla scelta cautelativa di considerare nelle simulazioni il materiale di ringrosso puramente attritivo con angolo d'attrito Φ=40° e privo di coesione.

Condizione operativa analizzata	Coefficiente di sicurezza (FS)
SA01	1.09
SA02	1.00
SdP01 con carico	1.12
SdP01 senza carico	1.44
SdP02 con carico	1.09
SdP02 senza carico	1.44
SdP03 con carico	1.04
SdP03 senza carico	1.52
SdP04 con carico	1.02
SdP04 senza carico	1.49

Tabella 13 – Coefficienti di sicurezza ottenuti nelle condizioni operative analizzate

5 Verifiche stati limite ultimi muro di sostegno in gabbioni metallici

I gabbioni, trattandosi di muri di sostegno, devono rispettare le indicazioni riportate nel capitolo 6 delle Normative Tecniche delle Costruzioni del 2018 al paragrafo 6.5.3.1.1, nel quale sono indicate le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (SLU–GEO) e strutturale (SLU–STR) alle quali devono essere sottoposti per il corretto dimensionamento dell'opera.

SLU di tipo geotecnico:

- Scorrimento sul piano di posa;
- Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno
- Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

SLU di tipo strutturale:

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica a stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno è già stata descritta ed eseguita con esiti positivi.

Le restanti verifiche che verranno descritte in questo capitolo sono state essere effettuate secondo l'approccio 2 con la combinazione A1+M1+R3 delle NTC 2018.

Le verifiche sono state effettuate con il software GDW sviluppato da GeoStru; i risultati ottenuti sono stati validati attraverso calcoli alternativi sviluppati mediante fogli di calcolo autoprodotti.

5.1 Calcolo delle forze agenti

Per il calcolo è stato utilizzato uno schema semplificato e cautelativo dove si è trascurata una parte del gabbione superiore non interessato dalla spinta del terreno, quindi si è sottostimato il peso del muro e di conseguenza la sua azione stabilizzante, e si è trascurato il rinterro a valle che in può fornire un contributo alla resistenza dell'opera (vedi schema in Figura 28).

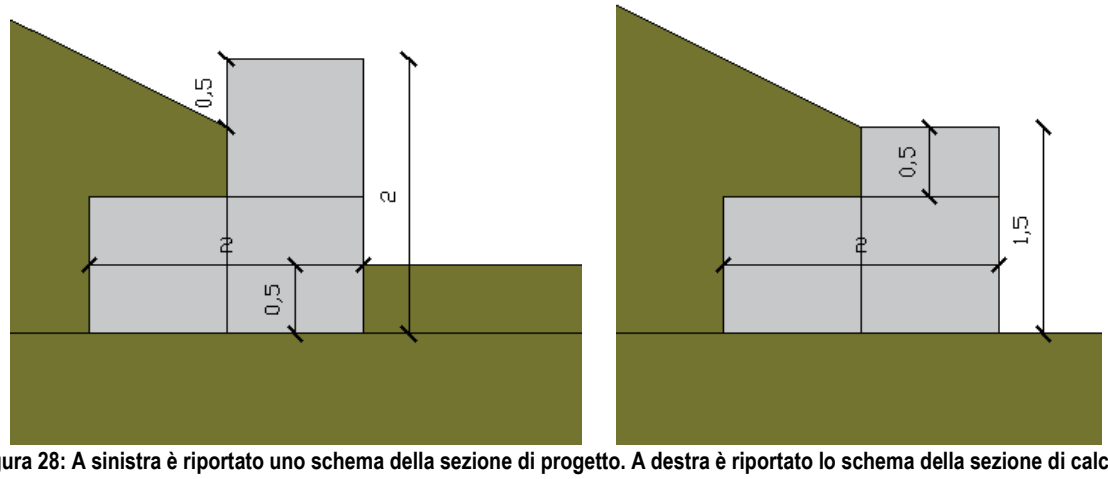


Figura 28: A sinistra è riportato uno schema della sezione di progetto. A destra è riportato lo schema della sezione di calcolo

5.1.1 Spinta attiva

Per il calcolo della spinta attiva è stato adottato il metodo di *Coulomb,* il quale è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dalla briglia e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida.

Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_t = K_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta S_t è applicata ad 1/3 H di valore

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

Avendo indicato con:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta - \varphi)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\beta - \varepsilon)}}\right]^2}$$

dove

γ_t = Peso unità di volume del terreno;

β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

φ = Angolo di resistenza al taglio del terreno;

δ = Angolo di attrito terra-muro;

ε = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;

H = Altezza della parete.

La spinta attiva agisce su una direzione inclinata di un angolo δ rispetto all'orizzontale, deve poi quindi essere scomposta in una componente orizzontale e una verticale:

$$S_{tx} = S_t \cos(\delta)$$

$$S_{ty} = S_t \operatorname{sen}(\delta)$$

Calcolo della spinta attiva con Mononobe & Okabe

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Mononobe & Okabe* riguarda la valutazione della spinta in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico. Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo ε, di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo β, di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità θ tale che:

$$\tan\theta = \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v verticale.

5.1.2 Spinta passiva

La spinta passiva del terreno a valle è stata trascurata. Tale scelta è cautelativa.

5.1.3 Peso proprio

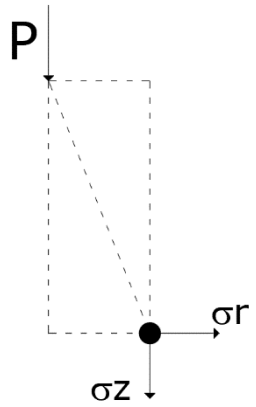
Il muro in gabbioni previsto è costituito da due gabbioni 1x1m alla base più un gabbione 1x1m sovrastante, col paramento dell'argine che arriva all'incirca a metà del gabbione superiore. In questo caso, cautelativamente, il muro è stato schematizzato considerando il gabbione superiore alto soltanto 50 cm, a cui corrisponde quindi un peso minore. Per i gabbioni è stato assunto un peso specifico di 16 kN/m^3.

Non è stata considera l'azione stabilizzante del peso del terreno che grava sul paramento di monte del muro in gabbioni.

5.1.4 Spinta orizzontale trasmessa da passaggio mezzi d'opera

Le spinte orizzontali generate dal passaggio e dalla sosta dei mezzi d'opera in sommità del rilevato sono state stimate attraverso il metodo di Boussinesq, considerando gli effetti di una forza concentrata di 150 kN posizionata a circa 45 cm dal bordo esterno della sommità del rilevato, e mediante un abaco di diffusione di un carico distribuito applicato in sommità del rilevato, scegliendo successivamente il risultato maggiore tra i due metodi. La pressione così ottenuta è stata considerata come applicata uniformemente su tutta la superficie verticale del muro di sostegno (pari a 1.5 m^2), ottenendo una stima cautelativa della forza risultante orizzontale da applicare nelle verifiche a scorrimento. La forza così ottenuta verrà applicata all'altezza di 1 m rispetto alla base del gabbione (scelta cautelativa).

Il metodo di Boussinesq è basato sull'applicazione di un carico concentrato P su una superficie orizzontale ipotizzando che il terreno sia elastico, omogeneo e isotropo. In base a queste ipotesi ha ottenuto le seguenti formulazioni per la stima delle pressioni verticale e orizzontale:



$$\sigma_r = -\frac{P}{2\pi R^2} \cdot \left[-\frac{3r^2 z}{R^3} + \frac{(1-2\nu)R}{R+z} \right]$$

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{R^5}$$

Dove:

P= forza concentrata verticale;

r = distanza trasversale del punto analizzato rispetto alla posizione del carico;

z = profondità del punto analizzato sulla verticale;

$R = \sqrt{r^2 + z^2}$

υ = Coefficiente di Poisson, considerato pari a 0.3.

Calcolando un valore di pressione media sulla faccia verticale del muro in gabbioni pari a 1.65 kN/m^2 e, moltiplicando questo valore per la superficie verticale del muro, è stata ottenuta una forza orizzontale risultante di 2.48 kN.

5.2 Verifica a scorrimento

Azione agente

$$E_d = S_{Ax,d} + S_{traffico,d}$$

Dove

$S_{Ax,d}$ è il valore di calcolo della componente orizzontale di spinta attiva

$S_{traffico,d}$ è il valore di calcolo della spinta orizzontale indotta dal passaggio dei mezzi

Azione resistente:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R}\left(G_{gabbioni,d} + S_{Ay,d}\right)\tan(\delta')$$

$G_{gabbioni,d}$ è il valore di calcolo del peso del muro in gabbioni

$S_{Py,d}$ è il valore di calcolo della componente verticale della spinta attiva

$\delta' = 2/3\,\phi'$ è l'angolo di attrito all'interfaccia fondazione-terreno

5.3 Verifica a ribaltamento

Azione agente

$$E_d = S_{Ax,d}\frac{H}{3} + S_{traffico,d}\Delta_y$$

Dove

H è l'altezza del muro e $H/3$ è il braccio della spinta attiva rispetto al piede della fondazione

Δ_y è il braccio della forza indotta dal passaggio dei mezzi rispetto al piede della fondazione

Azione resistente:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R}\left(G_{gabbioni,d}\,\Delta_x + S_{Ay,d}\,B\right)$$

dove

Δ_x è il braccio della forza peso del muro, pari alla distanza orizzontale tra centro di rotazione e il baricentro di massa

B è il braccio della componente verticale della spinta attiva, pari alla base della fondazione

5.4 Carico limite di fondazioni superficiali

Metodo di Vesic

Affinché la fondazione di un muro possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$\mathbf{V_d \leq R_d}$$

Dove V_d è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso del muro; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine. Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$\frac{R}{A'} \le (2+\pi)\cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + q$$

Dove:

A' = B' L' area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u= coesione non drenata

q= pressione litostatica totale sul piano di posa

s_c= fattore di forma

$s_c = 0.2 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$ per fondazioni rettangolari, il valore di s_c viene assunto pari ad 1 per fondazioni nastriformi

$i_c = 1 - \frac{2H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$ Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

A_f = area efficace della fondazione

c_a= aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$\frac{R}{A'} \le c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan\phi'} \tan^2\left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right)$$
$$N_c = (N_q - 1)\cdot \cot\varphi'$$
$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1)\cdot \tan\varphi'$$

Fattori di forma

$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\cdot \tan\varphi'$ per forma rettangolare

$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$ per forma rettangolare

$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c}\cdot\frac{B'}{L'}$ per forma rettangolare, quadrata o circolare.

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot\varphi'}\right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot\varphi'}\right)^{m+1}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan\varphi'}$$

$$m = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'}$$

5.5 Riassunto calcoli e risultati

In Tabella 14 sono riportate le singole azioni di progetto calcolate dal programma e in Tabella 15 le risultanti ed i momenti risultanti di queste azioni. Come si può vedere in Tabella 16 la verifica a scorrimento è quella più gravosa con un coefficiente di sicurezza pari a 1.12; le altre verifiche risultano largamente soddisfatte.

Nome	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	y [m]
Peso muro	0.00	40.00	0.00	1.10	0.65
Spinta terreno monte	10.15	7.10	0.00	0.00	0.50
Peso terreno mensola	0.00	0.00	0.00	0.50	1.25
Acqua mensola	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta idrostatica monte	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta Sismica monte X	0.20	0.00	0.00	0.00	0.50
Spinta Sismica monte Y	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
Spinta idrostatica valle	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta terreno valle	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta sismica valle X	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta sismica valle Y	0.00	0.00	0.00	2.00	0.00
Sottospinta idrostatica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acqua gaveta	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00
Spinta mezzi	2.48	0.00	0.00	0.00	1.00

Tabella 14: Azioni di progetto considerate

Combinazione	Momento stabilizzante [kNm/m]	Momento ribaltante [kNm/m]	Forze resistenti [kN/m]	Forze sollecitanti [kN/m]	Carico limite [kN/m²]	Carico esercizio [kN/m²]
1	43.66	7.65	14.41	12.82	333.47 Nq=14.72 Ng=16.72 Nc=25.8 sq=1 sc=1 sg=1 iq=0.78 ic=0.77 ig=0.7	28.21

Tabella 15: Azioni sollecitanti e resistenti di progetto

Combinazione	Fs ribaltamento [-]	Fs scorrimento [-]	Fs carico limite [-]	Fs Scorrimento interno [-]	Fs Schiacciamento interno [-]
1	5.71	1.12	11.82	99.64	3.72
1	Verificato	Verificato	Verificato	Verificato	Verificato

Tabella 16: Coefficienti di sicurezza

6 Dimensionamento muro d'ala dei tombini

6.1 Riferimenti Normativi

- D.M. 17 Gennaio 2018 - Normative Tecniche delle Costruzioni
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"

Al punto 6.4.3.1 la Normativa Tecnica delle Costruzioni del 2018 prescrive che, agli stati limite ultimi, i muri di sostegno vengano dimensionati secondo l'approccio 2 con la combinazione A1+M1+R3, facendo riferimento ai coefficienti indicati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I delle NTC18.

	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 (1)	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 17: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Fonte: Tab. 6.2.I NTC 2018)

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_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 18: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Fonte: Tab. 6.2.II NTC 2018)

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tabella 19: Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo (Fonte: Tab. 6.8.I NTC 2018)

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

Tabella 20 – Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno (Fonte: Tab 6.5.I. NTC18)

6.2 Parametri geotecnici di riferimento

Per le caratteristiche del terreno di fondazione su cui poggia il muro e per la stima delle spinte del terreno a tergo del muro, si fa riferimento ai parametri geotecnici indicati nella Relazione Geologica e Geotecnica presente negli elaborati progettuali in allegato e i parametri geotecnici del misto di cava impiegato per la formazione del rilevato.

Terreno di fondazione: Argille e limi con sabbia

- Peso di volume naturale saturo $\gamma = 21$ kN/m^3
- Angolo di attrito $\Phi = 28.4°$
- Coesione efficace C = 18.6 kPa (si considera cautelativamente un valore di coesione inferiore e pari a 10 kPa)

Materiale di cava impiegato per la formazione del rilavato

- Peso di volume naturale saturo $\gamma = 20$ kN/m^3
- Angolo di attrito $\Phi = 40°$
- Coesione efficace C = 0

6.3 Geometria del muro di sostegno

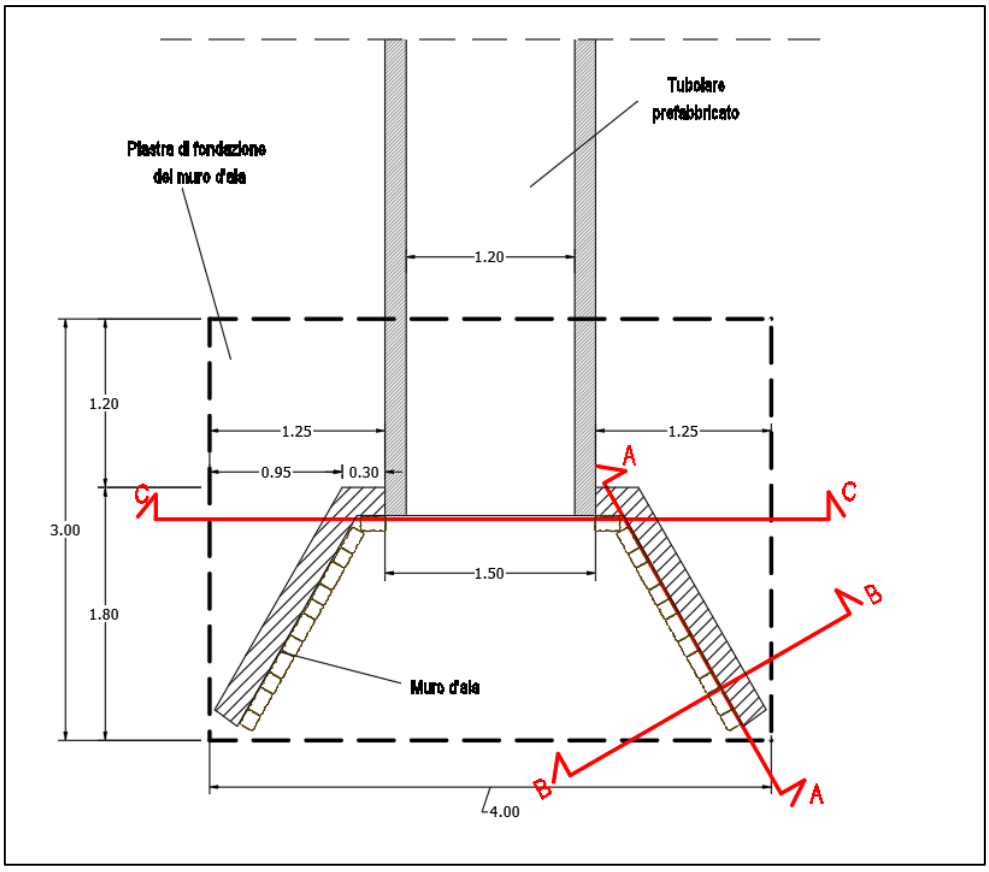


Figura 29 – Pianta e dimensioni del muro d'ala

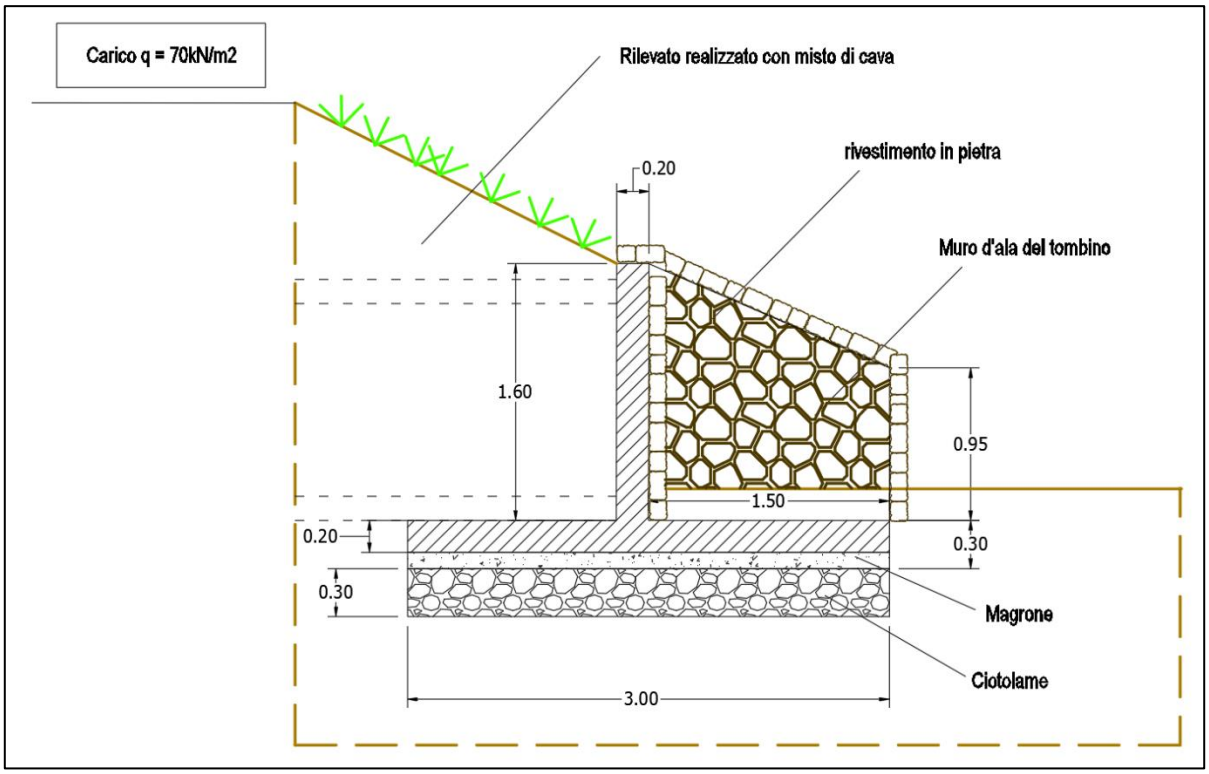


Figura 30 - Sezione del muro d'ala

6.4 Verifiche geotecniche del muro di sostegno

Per le verifiche geotecniche e di stabilità del muro di sostegno sono stati impiegati più software ed è stato scelto di utilizzare i risultati ottenuti con il software gratuito MB Muro.

Per semplicità non si considera il muro inclinato rispetto alla direzione del rilevato, ma si considera parallelo ad esso, come una mensola sollecitata dalla spinta derivante dal carico sulla rampa che simula il passaggio del veicolo di progetto.

La fondazione dell'opera è costituita da una piastra di calcestruzzo di spessore 20 cm avente lati di lunghezza 3 m e 4 m.

Il muro così schematizzato ha una mensola di lunghezza 1.20 m che si inserisce all'interno del rilevato e che ha la funzione di stabilizzare la struttura sfruttando il peso del materiale di cava che costituisce il corpo del rilevato.

La mensola del muro ha spessore 20 cm e lunghezza 160 cm.

Il rilevato di accesso all' argine è caratterizzato da un materiale di cava che possiede delle buone capacità autoportanti.

Dal punto di vista statico, la spinta che deve sostenere è dovuta al materiale di cava del rilevato e al sovraccarico dovuto al passaggio del veicolo per eventuali lavori di manutenzione, considerato uniformemente distribuito e del valore stimato a 70 kN/m^2.

Il carico di 70 kN/m^2 si considera a ridosso del muro; questa scelta è cautelativa in quanto la reale posizione di esso risulta distanziata dalla parete del muro.

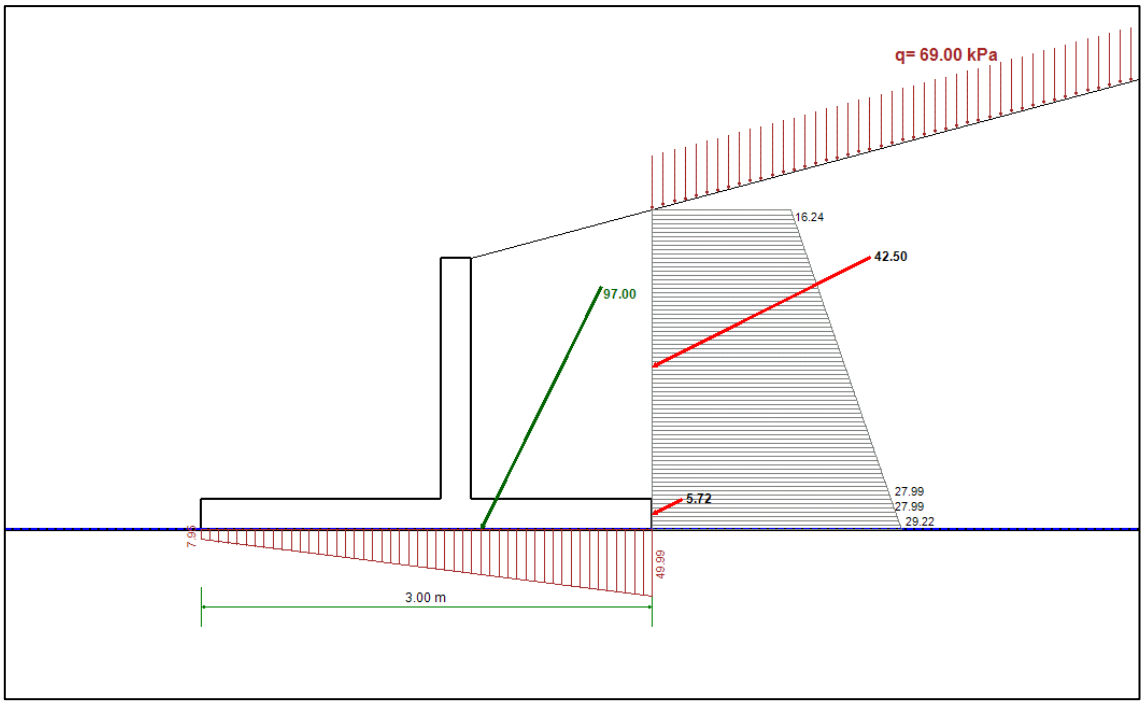


Figura 31 – Azioni agenti sul muro di sostegno e all'interfaccia terreno – fondazione (schermata del software MB Muro)

Le verifiche previste dalle normative tecniche sono:

- Verifica a scorrimento orizzontale sul piano di fondazione;
- Verifica a ribaltamento del muro;
- Verifica a carico limite del complesso fondazione – terreno.

6.4.1 Scorrimento orizzontale

La spinta attiva esercitata dal terreno sul paramento verticale del muro è stata calcolata mediante la Teoria di Coulomb:

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_A$$

Dove:

- $K_A = \frac{cos^2(\varphi-\beta)}{cos^2\beta \cdot \cos(\beta+\delta) \cdot \left[1+\sqrt{\frac{\sin(\delta+\varphi)\cdot\sin(\varphi-i)}{\cos(\beta+\delta)\cdot\cos(\beta-i)}}\right]^2}$ è $il\ coefficiente\ di\ spinta\ attiva$;
- $\delta = angolo\ attrito\ muro - terreno = 2/3\varphi$;
- $\varphi = angolo\ attrito\ terreno$;
- $\beta = inclinazione\ faccia\ parete\ a\ monte$
- $i = pendenza\ terreno\ a\ monte\ del\ muro$
- $\gamma = peso\ specifico\ del\ terreno$;
- $H = altezza\ totale\ muro$.

La distribuzione delle pressioni orizzontali derivanti dal terreno agenti sulla superficie di monte del muro di sostegno ha andamento triangolare, crescente al crescere della profondità.

Vengono indicate le formulazioni che sono state utilizzate per il calcolo della spinta orizzontale incrementati con il coefficiente 1.3 per le azioni, secondo gli Stati Limite Ultimi.

$$N_{Ed} = P_{A\,SLU} = 1.3 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_A\right)$$

La distribuzione delle pressioni orizzontali derivanti dal sovraccarico distribuito q al di sopra del rilevato agenti sulla superficie di monte del muro di sostegno ha andamento costante al crescere della profondità.

$$N_{Ed,carico,\ SLU} = \ 1.5 \ \cdot K_A \cdot H \cdot q$$

La resistenza allo scorrimento è dovuta alla forza di attrito tra il terreno e la base della fondazione:

$$R_d = \frac{N_d \cdot tan\delta}{\gamma_R}$$

- N_d è $l'azione\ verticale\ dovuta\ al\ peso\ proprio\ del\ muro\ e\ alla\ componente\ verticale\ della\ spinta\ attiva$;
- $\gamma_R = 1.10$, è $il\ coefficiente\ di\ sicurezza\ per\ le\ resistenza\ (NTC18, Tab\ 6.5.I)$;

La verifica risulta soddisfatta quando vale: $\frac{R_d}{N_{Ed}} > 1$

6.4.2 Ribaltamento

La verifica al ribaltamento è eseguita confrontando i valori di momento delle forze stabilizzanti con quelle ribaltanti, opportunamente ridotte o incrementate mediante i coefficienti di sicurezza forniti dalle NTC18.

La verifica risulta soddisfatta quando vale:

$$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = \frac{M_{stab}/\gamma_R}{M_{rib}} > 1, \text{ con } \gamma_R = 1.15 \text{ (NTC18 – Tabella 6.5.I)}$$

6.4.3 Capacità portante del terreno

Per il calcolo della capacità portante in via cautelativa la fondazione del muro di sostegno è stata considerata posizionata sopra un materiale avente le medesime caratteristiche geotecniche.

Il carico limite del terreno si ottiene mediante la formulazione di Vesic:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} B_{eff} N_\gamma \gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma + c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma D N_q s_q d_q i_q g_q b_q$$

- $B_{eff} = Larghezza\ dell'area\ efficace\ del\ terreno\ al\ di\ sotto\ della\ fondazione\ del\ muro$;
- $N_\gamma, N_c, N_q = fattori\ di\ capacità\ portante\ dipendenti\ dall'angolo\ di\ attrito$

Si determina l'eccentricità della forza risultante trasmessa al terreno di fondazione: $e = \frac{B}{2} - \frac{(M_{stab} - M_{rib})}{N_d}$

La base efficace, nel caso di fondazione nastriforme, vale: $B_{eff} = B - 2 \cdot |e|$

La resistenza totale del terreno di fondazione vale: $Q_{lim} = q_{lim} \cdot B_{eff}$

La verifica risulta soddisfatta quando vale: $\frac{N_{Rd}}{N_{Ed}} = \frac{Q_{lim}/\gamma_R}{N_{Ed}} < 1$, con $\gamma_R = 1.40$ (NTC18 – Tabella 6.5.I)

6.4.4 Riepilogo verifiche

	Azione sollecitante $N_{Ed}\ [M_{rib}]$	**Azione resistente** $R_d\ [M_{stab}]$	$\frac{R_d}{N_{Ed}}\ \left[\frac{M_{stab}}{M_{rib}}\right]$	
Scorrimento	43.08 kN	45.31 kN	1.05	Verificata
Ribaltamento	0 kNm	140.77 kNm	-	Verificata
Carico limite	86.91 kN	281.28 kN	3.24	Verificata

6.5 Dimensionamento e verifica strutturale

Il muro ha la funzione è di contenere il materiale incoerente impiegato per la formazione del rilevato che costituisce la rampa di accesso all'argine del Rio Mogoro e pertanto devono sopportare, oltre alla spinta derivante dal peso proprio del materiale stesso, anche quella del peso del veicolo che può transitare sulla sommità della rampa di accesso all'argine (pari a 70 kN/m^2).

Il calcestruzzo impiegato è di classe C32/40, con classe di esposizione XC4.

6.5.1 Copriferro minimo

Facendo riferimento alle indicazione riportate nella tabella C4.1.IV (vedere Figura 32) della Circolare delle Normative Tecniche delle Costruzioni del 2018, il copriferro minimo che deve essere garantito per questo tipo di opere è di 25 mm.

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Figura 32 - Valore minimo di copriferro (espresso in mm) secondo la Circolare allegata alle NTC18 (Tabella C4.1.IV)

Si considera un valore di copriferro pari a 30 mm.

6.5.2 Semplificazioni per il calcolo strutturale

Per il dimensionamento del setto verticale si può considerare come una trave a mensola incastrata alla base di lunghezza 160 cm e con sezione di base 100 cm e altezza 20 cm (pari allo spessore del muro), sollecitata da una forza orizzontale dovuta alla spinta del terreno accumulato a ridosso del muro e del passaggio del veicolo sulla rampa soprastante (corrispondente alla forza di scorrimento precedentemente calcolata per le verifiche di stabilità del muro), con schema statico di mensola incastrata alla base.

Tale forza è pari all'azione di scorrimento pari a 43.08 kN e cautelativamente si considera applicata a metà dell'altezza del muro rispetto alla base della mensola, ovvero circa 0.90 m.

Il valore del momento flettente massimo sollecitante la sezione di incastro alla base del muro vale:

$$M_{Ed} = 43.08\ kN\ \cdot 0.90\ m = 38.77\ kNm$$

Lo schema di trave a mensola così semplificato viene verificato a flessione e a taglio, agli stati limite ultimi.

6.5.3 Armatura del muro d'ala

L'armatura di rinforzo del muro è costituita da una gabbia di barre di acciaio B450C di diametro ϕ14 per quelle verticali, con interasse di 20 cm e ϕ12 per i ferri ripartitori orizzontali, aventi interasse di 20 cm.

Per i dettagli costruttivi, la posizione e la quantità delle armature si rimanda alla relativa tavola esecutiva di progetto.

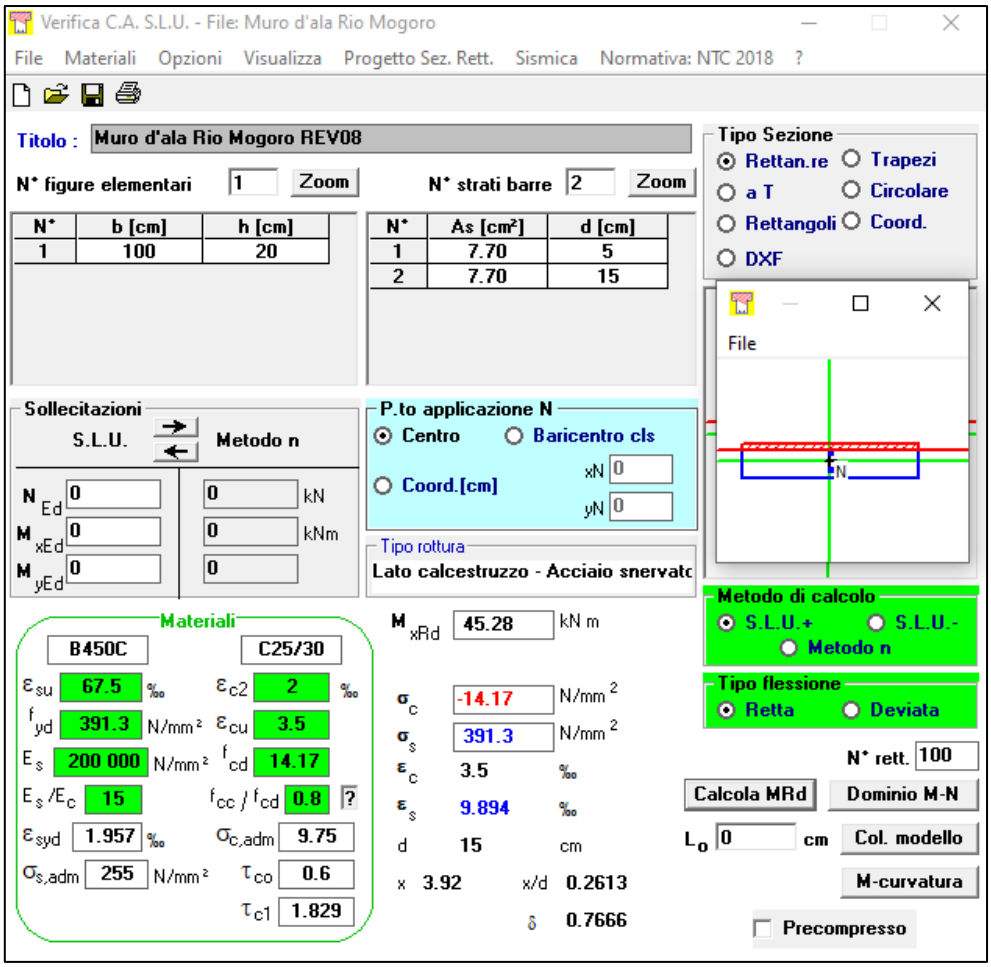
6.5.4 Verifica a flessione

Come precedentemente detto, le verifiche strutturali sul muro sono semplificate a quelle su una trave a sezione rettangolare di base 100 cm e altezza 20 cm.

L'armatura longitudinale della sezione semplificata considerata è costituita da 2 strati di armatura costituiti da 5 barre Φ14 di acciaio B450C considerati, considerando il copriferro, ad una distanza tra loro di 10 cm.

Per il calcolo del momento resistente agli stati limite ultimi è stato utilizzato il Software VCA SLU.

Nell'immagine sottostante è indicata la schermata di VCA SLU contenente la geometria della sezione e i quantitativi e le posizioni degli strati di armatura, nonché il valore del momento resistente agli Stati Limite Ultimi.



$$M_{Rd} = 45.28\ kNm > M_{Ed} = 38.77\ kNm$$

La verifica a flessione della mensola in calcestruzzo risulta verificata.

6.5.5 Verifica a taglio

Nel caso in esame, la presenza delle armature a flessione e delle armature di ripartizione longitudinale ad esse collegate fanno si che il muro di contenimento abbia un comportamento strutturale che permetta di omettere l'inserimento dell'armatura minima a taglio.

La verifica si esegue considerando la struttura priva di armatura predisposta per il taglio.

In particolare, nell'eseguire questa verifica si utilizza una ulteriore semplificazione cautelativa, ovvero si considera una sezione di calcestruzzo rettangolare di base 80 cm e altezza 30 cm, considerando solo 2 strati di armatura longitudinale costituiti da 4 barre Φ14 ciascuno.

La forza di taglio sollecitante coincide sempre con la forza di scorrimento ottenuta dalle verifiche di stabilità.

La formula di verifica è la seguente:

$$V_{Rd} = \max\left\{\left[0{,}18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}\right] b_w \cdot d;\ (v_{\min} + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d\right\}$$

$$V_{Rd} = 115.28\ kN > V_{Ed} = 43.08\ kN$$

La verifica a taglio della mensola in calcestruzzo è verificata.

6.6 Considerazioni sulla stabilità dei muri esistenti interni all'argine

Lungo l'argine sono presenti tre muri in pietra in corrispondenza dei vecchi guadi lungo l'alveo. Essi non sono oggetto di intervento nel presente progetto che, come detto in premessa, interesserà solamente il coronamento e il paramento esterno degli argini, escludendo qualsiasi tipo di intervento in alveo, in golena e nel paramento interno dell'argine stesso.

Tuttavia, sono state effettuate alcune considerazioni circa la stabilità degli stessi poiché prossimi alle aree di ricarico e rimodellazione dell'argine, prescindendo dalle capacità strutturali dei muri che esulano dal presente intervento e per i quali occorrerà eventualmente procedere ad approfondimenti durante le fasi di lavorazione. Si è considerato il muro che si presenta nella condizione più sfavorevole.

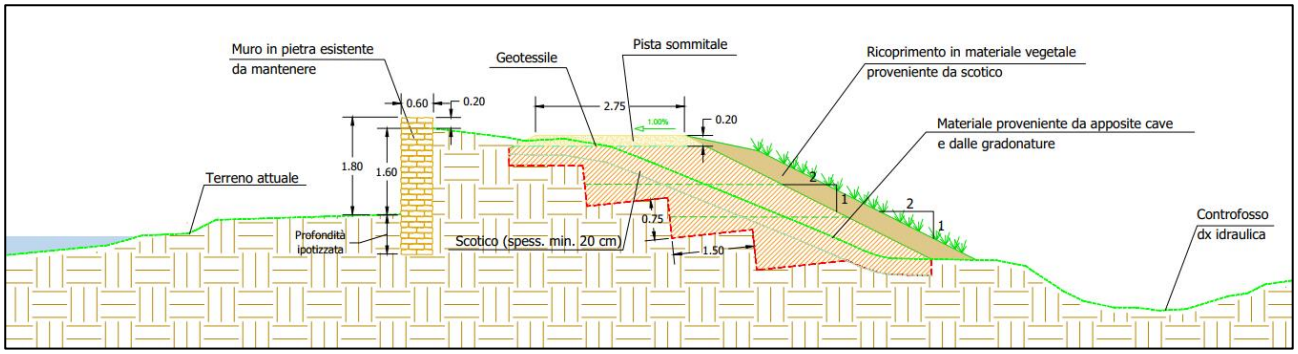


Figura 33 - Muro in pietra esistente

Per effettuare la verifica si considera il grafico di Lambe e Whitman (1997) che descrive l'andamento con la profondità degli sforzi indotti da un carico applicato in superficie. Il valore degli sforzi è ottenuto come percentuale del carico applicato all'interfaccia superficiale tra carico e terreno.

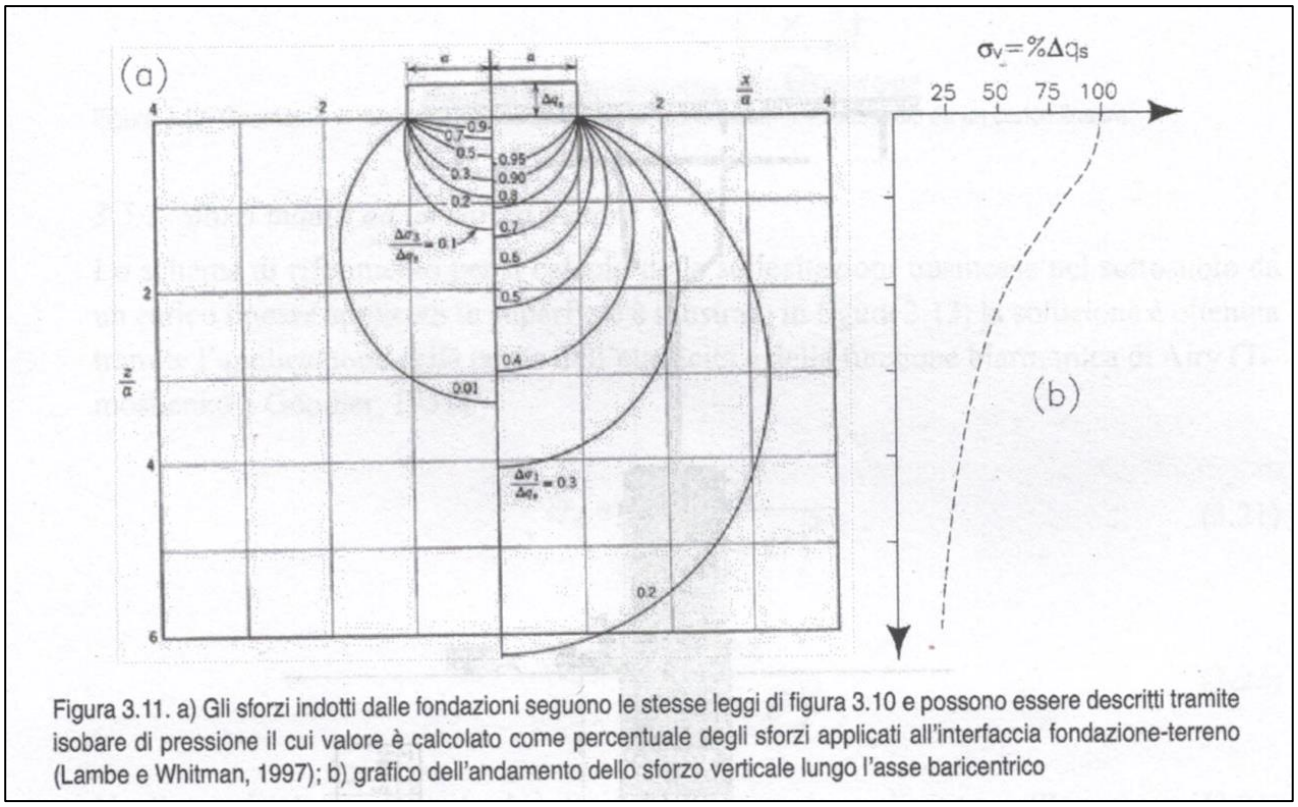


Figura 3.11. a) Gli sforzi indotti dalle fondazioni seguono le stesse leggi di figura 3.10 e possono essere descritti tramite isobare di pressione il cui valore è calcolato come percentuale degli sforzi applicati all'interfaccia fondazione-terreno (Lambe e Whitman, 1997); b) grafico dell'andamento dello sforzo verticale lungo l'asse baricentrico

Figura 34 - Propagazione degli sforzi con la profondità

(Fonte: "Progettazione geotecnica e strutturale delle fondazioni", Romolo Di Francesco, Paolo Petrella – Dario Flaccovio Editore)

Il grafico mostra il bulbo delle pressioni generate in profondità dal carico applicato in superficie. A destra è rappresentato l'andamento delle pressioni verticali, mentre a sinistra quelle orizzontali indotte nel sottosuolo, espresse come percentuale del carico in superficie. Ovvero, considerato il carico in superficie di larghezza 2a, alla profondità di 4a lo sforzo verticale è ridotto al 30% di quello iniziale in superficie (grafico a destra); per quanto riguarda quello orizzontale, si nota che viene dissipato molto più velocemente e che alla distanza pari ad a dal bordo del carico, la pressione è pari all'1% di quella iniziale in superfici (grafico a sinistra).

Nel nostro caso in esame possiamo considerare il carico di 70 kN/m^2 distribuito su un'impronta di larghezza pari a 2 m (2a) , ad una distanza di 30 cm dal bordo della pista sommitale, come riportato nella Figura 35.

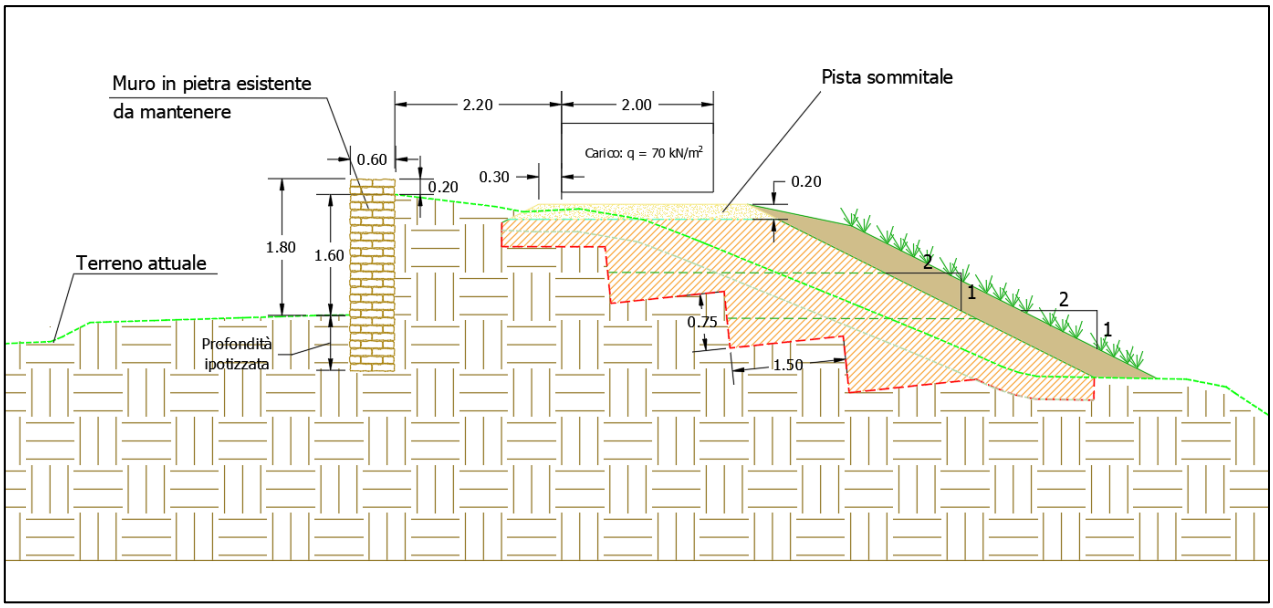


Figura 35 - Schema di carico considerato

Dalla lettura del grafico in Figura 34, ad una distanza pari ad a = 1 m, gli sforzi orizzontali sono pari all'1% di quelli applicati, (pari a $0.01 \cdot 70 = 0.70 \frac{kN}{m^2} = 71 \frac{kg}{m^2}$) e che il muro dista 2.20 m rispetto alla posizione del carico applicato. Pertanto il muro risulta essere esterno al bulbo delle pressioni orizzontali.

Considerando il muro nelle attuali condizioni di carico, ovvero inserito nel materiale costituito da argille limose del corpo dell'argine:

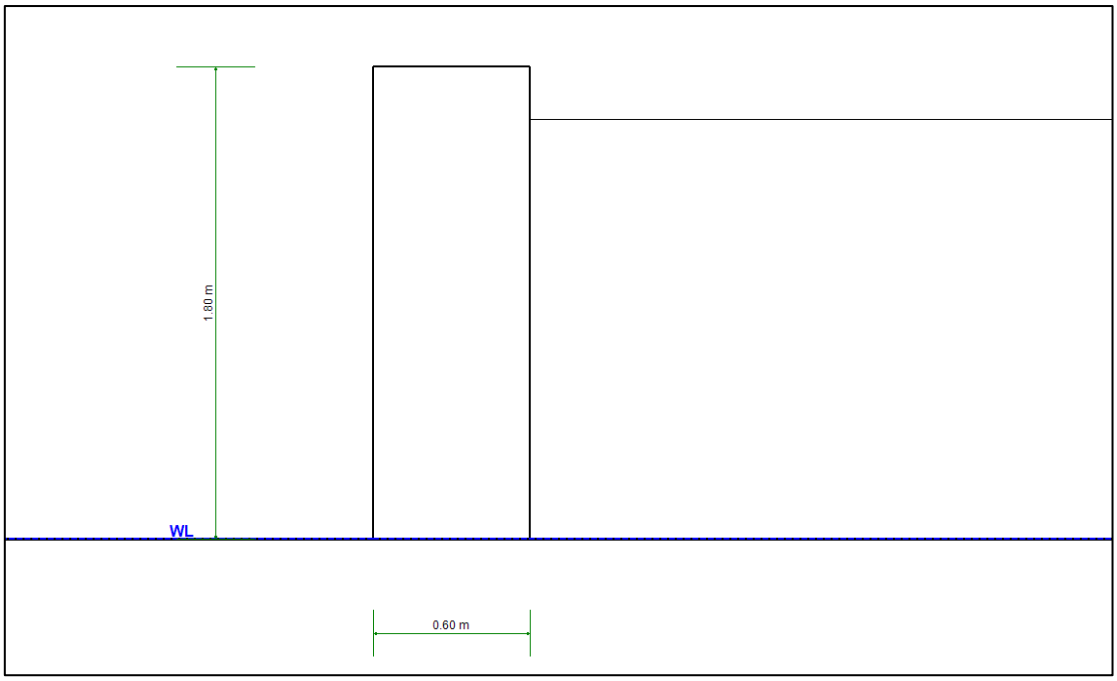


Figura 36 - Condizione di carico ipotizzata per la verifica di stabilità

A favore di sicurezza è stata considerata la seguente condizione di carico:

- Si è ipotizzato un comportamento a sola gravità del muro;
- I muri sono stati considerati di larghezza 60 cm e di altezza di altezza 180 cm, considerando un peso specifico del materiale costituente il muro di 24 kN/m^3;

- Il muro si considera semplicemente poggiato sul terreno dell'argine e non inserito in esso.

6.6.1 Parametri geotecnici di riferimento

Per le caratteristiche del terreno di fondazione su cui poggia il muro e per la stima delle spinte del terreno a tergo del muro, si fa riferimento ai parametri geotecnici indicati nella Relazione Geologica e Geotecnica presente negli elaborati progettuali in allegato.

Terreno di fondazione e a ridosso del muro: Argille limose

- Peso di volume naturale saturo γ = 21 kN/m^3
- Angolo di attrito Φ = 20°
- Coesione efficace C = 15 kPa

Per le verifiche geotecniche e di stabilità del muro è stato utilizzato il software gratuito MB Muro.

Le verifiche eseguite sono:

- Verifica a scorrimento orizzontale sul piano di fondazione;
- Verifica a ribaltamento del muro;
- Verifica a carico limite del complesso fondazione – terreno

6.6.2 Riepilogo verifiche

	Azione sollecitante N_{Ed} $[M_{rib}]$	**Azione resistente** R_d $[M_{stab}]$	$\frac{R_d}{N_{Ed}}$ $\left[\frac{M_{stab}}{M_{rib}}\right]$	
Scorrimento	0 kN	11.04 kN	-	Verificata
Ribaltamento	0 kNm	6.76 kNm	-	Verificata
Carico limite	25.92 kN	102.98 kN	3.97	Verificata

6.6.3 Note importanti

Le verifiche eseguite non considerano le condizioni strutturali dei muri, i quali richiedono studi per la valutazione delle attuali condizioni statiche e per eventuali interventi di consolidamento o di rinforzo strutturale.

Durante le fasi di cantiere si utilizzeranno apposite opere provvisionali a contenimento e salvaguardia della struttura esistente.

6.7 Dettagli e particolari costruttivi

I dettagli esecutivi relativi alle opere in calcestruzzo sono riportati negli elaborati di cantiere, in particolare nella tavola 16 – SEZIONI TIPO, PARTICOLARI COSTRUTTIVI E ARMATURE.