



CONSORZIO DI BONIFICA DELL'ORISTANESE

Via Cagliari n. 170 – Oristano

PROGETTO PER LA RICOSTRUZIONE DELLE CORRIVAZIONI IN SINISTRA DEL CANALE ACQUE ALTE – LOTTO 1

C.A.T. P0816

C.U.P.: G21E5000590002

C.I.G.:

PROGETTO ESECUTIVO

Progettista
Ing. Gian Luca Zuddas

Studi specialistici
Idraulica: Ing. Gian Luca Zuddas
Geologia: Geol. Giovanni Mele
Calcoli statici: Ing. Gian Luca Zuddas
Archeologia: Dott. Ivan Giovanni Massimo Lucherini

Collaboratori
Ing. Eleonora Trudu
Geom. Lorenzo Matzuzi
Geom. Antioco Motzo

Responsabile del Procedimento
Ing. Giorgio Bravin

Committente
Consorzio di Bonifica dell'Oristanese
Il Presidente
Dott. Carlo Corrias

Titolo

Allegato

RELAZIONE DEI CALCOLI STATICI

G

Rev.	Data	Nome file	Redattore	Verificatore
01	06/04/2022	1509P0816relcalcoloRev1GZ	Ing. G. Zuddas	Ing. M. Sanna
02	15/03/2023	1509P0816relcalcoloRev2GZ	Ing. G. Zuddas	Ing. Giovanni Manca

INDICE

1. PREMESSA	1
2. INTERVENTI IN PROGETTO	3
2.1 <i>Inquadramento territoriale</i>	3
2.2 <i>Descrizione dello stato dei luoghi</i>	3
2.3 <i>Interventi previsti</i>	5
3. VERIFICHE STATICHE	9
3.1 <i>Oggetto delle verifiche</i>	9
3.2 <i>Caratteristiche geotecniche dei litotipi</i>	10
3.3 <i>Caratteristiche meccaniche dei gabbioni</i>	13
3.4 <i>Normativa di riferimento</i>	14
3.5 <i>Verifiche da condurre</i>	17
3.5.1 <i>Verifica a scorrimento</i>	17
3.5.2 <i>Verifica al carico limite</i>	17
3.5.3 <i>Verifica al ribaltamento</i>	19
4. CALCOLI SULLE SEZIONI DI VERIFICA	21
4.1 <i>Definizione delle azioni</i>	21
4.2 <i>Corrivazione n.1</i>	22
4.2.1 <i>Condizioni al contorno</i>	22
4.2.2 <i>Azioni agenti</i>	22
4.2.3 <i>Verifica a scorrimento</i>	27
4.2.4 <i>Verifica al carico limite</i>	28
4.2.5 <i>Verifica al ribaltamento</i>	30
4.3 <i>Corrivazione n.3</i>	31
4.3.1 <i>Condizioni al contorno</i>	31
4.3.2 <i>Azioni agenti</i>	32
4.3.3 <i>Verifica a scorrimento</i>	32
4.3.4 <i>Verifica al carico limite</i>	33
4.3.5 <i>Verifica al ribaltamento</i>	34
5. CONCLUSIONI	35

1. PREMESSA

Nel corso dell'evento alluvionale del 18 novembre 2013, l'eccezionale quantità d'acqua convogliata dalla rete idrografica naturale ed artificiale sfociante nel canale Acque Alte, realizzato negli anni '30-'40 a protezione della rete di bonifica di Marrubiu Uras e Terralba, ha trascinato notevoli quantità di materiale clastico, nel tratto tra lo svincolo sulla SS 131 di Terralba al km 70+000 circa e l'abitato di Uras.

Tale fenomeno ha aggirato, danneggiato o demolito i manufatti di immissione della rete affluente nel canale sopra detto, depositando nell'alveo, ad evento terminato, un notevole quantitativo di materiale sciolto. Per effetto dei danneggiamenti è stata compromessa la stabilità e la transitabilità delle sponde, nonché l'efficienza dello sbocco, rimasto occluso.

Con deliberazione della Giunta Regionale n. 49/46 del 26.11.2013 è stato approvato un programma straordinario con la previsione di un finanziamento per il Consorzio di Bonifica dell'Oristanese di euro 2'000'000,00.

Con determinazione n.21224/1298 del 15.12.2015 e 464/4 del 18.01.2016 l'Assessorato Regionale dell'Agricoltura e Riforma Agro Pastorale – Direzione Generale – Servizio Programmazione e governance dello sviluppo rurale ha delegato al CBO i lavori denominati “Progetto per la ricostruzione delle corrivazione in sinistra del canale acque alte – I Lotto” dell'importo di euro 1'500'000,00.

In data 28.03.2018 è stata indetta da parte di questo Consorzio la Conferenza di servizi decisoria ex art. 14, c.2 legge n.241/1990 da effettuarsi in forma semplificata ed asincrona che ha portato ad un parere non favorevole da parte del Servizio Territoriale Opere Idrauliche di Oristano (S.T.O.I. OR).

Sulla scorta di quanto sopra, il progetto presentato nel 2018 è stato modificato e rivisto al fine di addivenire ad una conclusione condivisa da tutti gli Enti coinvolti.

In origine gli interventi previsti coinvolgevano tre compluvi ma a causa della revisione dei prezzi e delle modifiche richieste dal Genio civile si è scelto di ridurre l'intervento di progetto.

Nel seguito della presente relazione si descriveranno gli interventi proposti, che sostanzialmente prevedono la sistemazione dell'immissione di n.2 compluvi minori, mediante scatolari in cls, e il ripristino dell'argine in sinistra idraulica del Canale delle Acque Alte mediante gabbioni.

2. INTERVENTI IN PROGETTO

2.1 Inquadramento territoriale

Nel presente progetto è prevista la riconfigurazione dell'immissione di n° 2 corrivazioni in sinistra del canale Acque Alte. I compluvi in oggetto hanno origine dalle falde del monte Arci e anticamente confluivano, in modo disordinato, nel tratto finale del rio Mogoro in prossimità dello stagno di Sassu, alla periferia di Terralba. A protezione dei lavori di bonifica realizzati negli anni '30 fu realizzato il canale Acque Alte con il preciso compito di raccogliere tutte le corrivazioni diffuse provenienti dal monte Arci.

Le immissioni che si intende riconfigurare sono individuabili sulla CTR Sez. 539050 e ricadono nel territorio comunale di Uras.

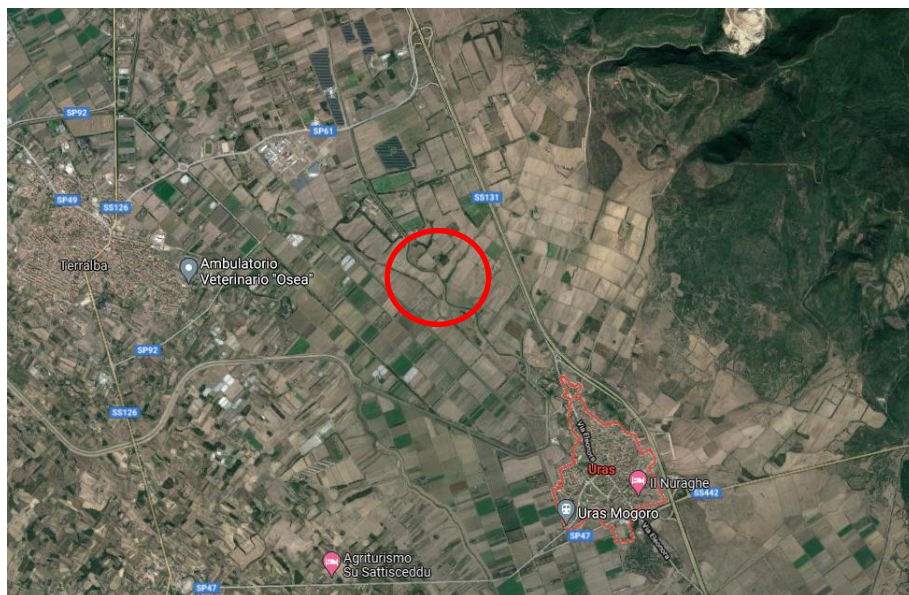


Figura 1 – Inquadramento area intervento in rosso su ortofoto

2.2 Descrizione dello stato dei luoghi

Come accennato in premessa, le forti precipitazioni del 18 novembre 2013 hanno portato all'esondazione di numerosi corsi d'acqua in tutta la Sardegna.

Il cosiddetto "Canale delle acque alte", una delle principali opere di protezione della valle di Terralba e Arborea a difesa delle aree oggetto della bonifica degli anni 30, intercetta le acque provenienti

dalla rete idrografica di una parte cospicua del versante sudoccidentale del Monte Arci, ricevendo le immissioni dalla parte sinistra, mentre è dotato di arginatura nella sponda destra che guarda ai territori vallivi. I corsi d'acqua che provengono dal versante intercettato dal canale delle acque alte sono principalmente:

- rio Perdosu - canale Landerucci
- rio S'Acquabella
- rio Fenusu
- rii minori compresi tra i precedenti compluvi.

Durante l'evento del 18 novembre, si è constatato come l'apporto idrico da tali compluvi sia stato particolarmente elevato e causa di situazioni di pericolosità anche per il canale delle acque alte le cui sezioni idrauliche si sono dimostrate insufficienti per accogliere questi apporti.

Dopo il verificarsi del sormonto delle arginature del canale in alcuni punti del tracciato, gli effetti dell'esondazione sono stati riscontrati in particolare nell'abitato di Terralba, mancando ulteriori opere di difesa a guardia di quell'abitato. Da quanto è a disposizione come materiale fotografico utile alla ricostruzione dell'evento, riguardo alla funzionalità del canale delle acque alte possono essere individuati 3 punti critici ove si è avuto il sormonto dell'argine di sponda destra ovvero in corrispondenza delle immissioni notevoli di portata rappresentate dalle confluenze del rio Perdosu e del torrente "Sa Gora" di Uras e dall'immissione del canale acque alte nel rio Mogoro.

L'area di intervento ricade appena a valle della suddetta confluenza del rio Perdosu, uno dei punti più critici manifestatisi in occasione del Ciclone Cleopatra.



Figura 2 – Confluenze oggetto di criticità

Nel corso dell'evento alluvionale, l'eccezionale quantità di acqua convogliata nella rete idrografica naturale e artificiale ha trascinato con sé ingenti volumi di materiale clastico nel tratto compreso tra lo svincolo della SS 131 di Terralba al km 70+000 circa e l'abitato di Uras. Tale fenomeno ha fatto sì che i manufatti di immissione della rete affluente nel canale delle acque alte venissero occlusi, aggirati, danneggiati e in taluni casi demoliti.

Per effetto di quanto sopra, l'efficienza delle immissioni è fortemente inficiata, soprattutto a causa del materiale solido accumulatosi

Inoltre, l'assenza di piste di accesso all'interno del Canale rende difficili le operazioni di manutenzione e pulizia, essenziali per il corretto deflusso delle acque. A tal uopo, infatti, in occasione degli interventi in alveo si rende sempre necessario realizzare una rampa provvisoria.

2.3 Interventi previsti

Gli interventi in progetto prevedono la ricostruzione dei manufatti di immissione nel Canale delle Acque Alte dei tre compluvi minori di cui alla figura 2.

La soluzione progettuale prevede di realizzare l'immissione mediante degli scatolari in cls attraversanti l'argine, a sua volta da ricostruire. L'argine verrà realizzato con una struttura portante in gabbioni modulari di sezione quadrata 1m x 1m e lunghezza di 2 m, disposti come nella figura seguente ad orditura inversa così da garantire una maggiore stabilità e durabilità.

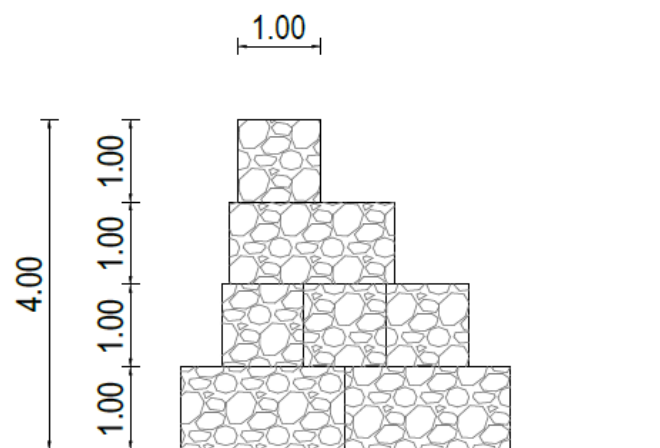


Figura 3 – Schema tipo per la posa dei gabbioni

A tergo del nuovo argine, sul lato interno del Canale delle Acque Alte, sono previste le rampe di discesa e risalita per i mezzi meccanici da ottenere previa sagomatura dell'argine esistente con un'inclinazione di circa 7° da rivestire in cls. Nel punto di intervento n.1 la larghezza della pista è variabile da 5.00 m in sommità a 9.48 m alla base, mentre nel punto di intervento n.3 varia da 5,00 m a 9,29 m.

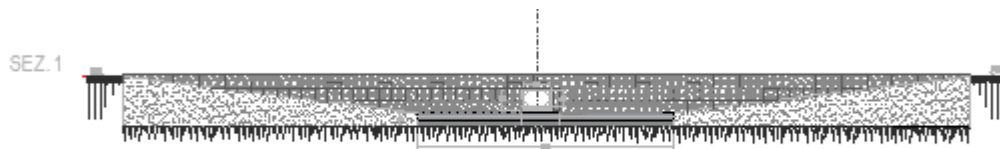


Figura 4 – Vista da valle della confluenza della corrivazione 1

Sul lato campagna dell'argine è prevista la realizzazione di un rilevato con materiale sciolto di scavo rivestito superiormente con pannelli di cls tipo blockflex così da garantire una protezione da erosione e dilavamento e una continuità ai mezzi che transitano sullo stradello laterale al canale. Il rilevato avrà una sponda inclinata a 29° (compluvio n.1) e 26° (compluvio n.3) e larghezza in sommità di 4,80 m.

Le rampe di accesso e il rilevato, oltre alla loro funzione, garantiscono anche una maggiore protezione alle gabbionate rispetto all'azione delle intemperie, degli animali e soprattutto della corrente.

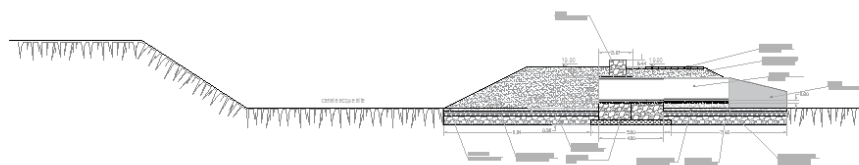


Figura 5 – Sezione lungo l'asse dello scatolare

Contestualmente, si procederà anche a sagomare circa gli ultimi 70 metri della corrivazione n.3 e gli ultimi 130 metri della corrivazione n.1 così da favorire l'arrivo delle acque sul rilevato arginale e l'immissione nello scatolare.

3. VERIFICHE STATICHE

3.1 Oggetto delle verifiche

Sulla scorta degli interventi descritti in precedenza appare chiaro come l'elemento di maggior interesse ai fini della presente relazione è costituito dalle gabbionate.

I muri in gabbioni sono un particolare tipo di opere di sostegno a gravità a struttura modulare, realizzati mediante l'assemblaggio di elementi parallelepipedi in rete metallica riempiti con pietrame e legati tra loro per garantire una continuità tra i moduli.

Il muro in progetto è costituito da numero 4 file di gabbioni sovrapposti di cui la prima, costituita da due elementi posti trasversalmente per una lunghezza di 4 m, funge da fondazione.

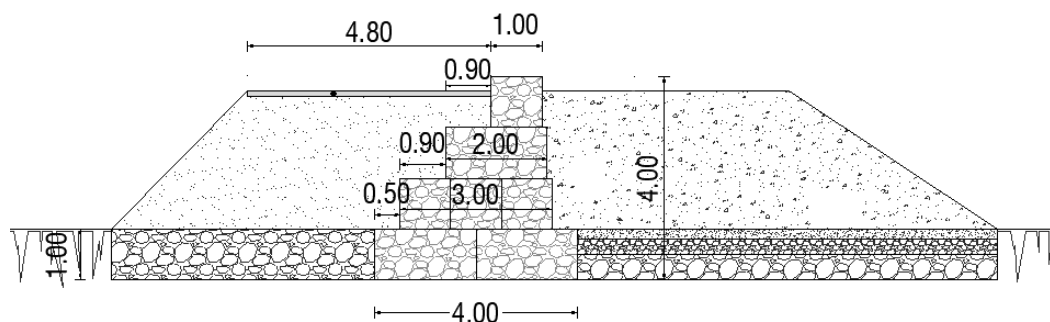


Figura 6 – Sezione agli estremi dei nuovi rilevati arginali

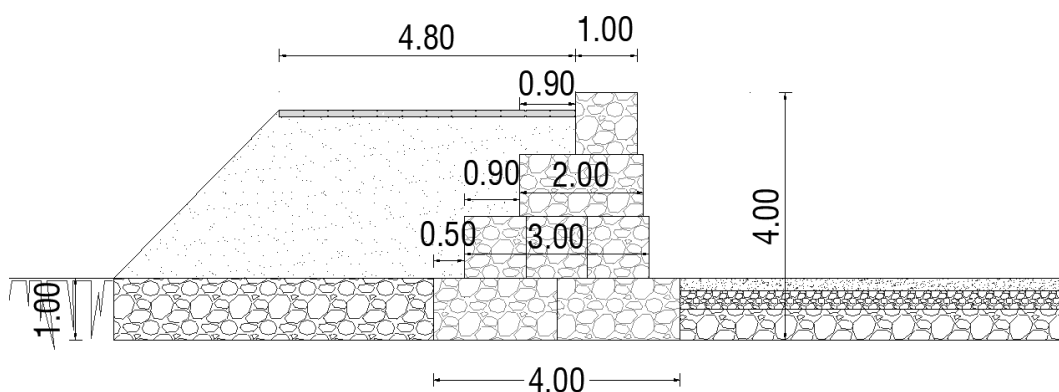


Figura 7- Sezione in prossimità dello scatolare

Quella rappresentata in figura 7 è la configurazione evidentemente più critica per cui rispetto ad essa si sono eseguiti i calcoli statici di seguito riportati.

Per il progetto di un muro in gabbioni si procede allo stesso modo di un muro a gravità di calcestruzzo o muratura, tuttavia, la sua particolare struttura modulare con n strati di gabbioni richiede che le verifiche di stabilità vengano eseguite sia con riferimento all'intero muro che rispetto a ogni singolo strato, andando quindi a verificare l'interazione tra i vari elementi che costituiscono l'opera.

3.2 Caratteristiche geotecniche dei litotipi

Prese in considerazione due delle tre corrivazioni indicate in figura 2, si riporta di seguito la disposizione planimetrica dei pozzetti geognostici e una tabella che riporta i dati delle prove di laboratorio ed i risultati delle NSPT per ciascuna corrivazione. I dati estrapolati dalle suddette analisi sono stati utilizzati per caratterizzare i litotipi ai fini delle analisi richieste dalla normativa.

Per il dettaglio sulle analisi effettuate in Situ ed in laboratorio si rimanda all'elaborato "B.2 – Indagini geognostiche" del Geologo Dott. Mele Giovanni.

Il modello geotecnico riportato di seguito è stato valutato per fornire uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche e delle caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali presenti:

- Litotipo **LB** "Livello Base": si tratta dello strato di alluvioni più antiche.
- Litotipo **SA** "Sabbia Argillosa": costituito da un'alternanza di composizioni granulometriche che sono emerse dalle prove NSPT. In questo litotipo sono quindi contenute: Sabbia Argillosa, Argilla Sabbiosa, Sabbia Limosa etc. Considerata la notevole eterogeneità da tale strato sia in senso verticale che in senso longitudinale, si utilizzeranno parametri geotecnici molto cautelativi, al di sotto dei valori medi che risultano dalle analisi di laboratorio.
- LITOTIPO **TV** "Terreno Vegetale": copertura vegetale che caratterizza lo strato superficiale.
- LITOTIPO **Ar**, materiale che caratterizza la struttura dell'Argine. Considerando che questo materiale è di origine antropica si sono assunti parametri geotecnici desunti dalla letteratura.
- LITOTIPO **TB**, Sottofondazione costituito da materiale arido (tipo scarto di cava) di dimensioni decimetriche adeguatamente assortito o compattato, utilizzato per garantire la necessaria portanza al piano di imposta della fondazione.



Figura 8 – Distribuzione dei pozzetti geognostici nella Corrivazione 1

			PROVA TAGLIO			NSPT		STRATIGRAFIA	
	H p.c.(m)	LIMITI ATT.	PROF. CAMP.	φ	C (Kpa)		DIN6		
POZZ 1	18,3	SABBIA ARGILLOSA	1,3m	20,66	1,8	cm.0-30	TV	Cm. 0-50: terreno vegetale	
						cm 30 -250	SA	Cm. 50-130: sabbione argilloso (cm. 130 campione 1)	
						cm 250 -300	GS	Cm. 130-200:ghiaia con sabbia e argilla a tratti sciolta	
						cm 300 -330	LB	Cm.200-250 ghiaia con sabbia e argilla più compatta	
						3,3 m - rifiuto infissione			
							DIN5		
POZZ 2	18,34	SABBIA ARGILLOSA	1,5 m	28,53	8,1	cm.0-50	TV	Cm. 0-50 : terreno vegetale sabbioso	
						cm 50-260	AL	Cm. 50-200: ghiaia con sabbia e argilla (cm.150 campione 2)	
						cm 260 -320	SL	Cm.200-250: ghiaia con sabbia e argilla più compatta(livello	
						cm 320-340	LB		
						3,4 m - rifiuto infissione			
POZZ 3	19,33							Cm. 0-100: terreno vegetale sabbioso	
								Cm.100-130: ghiaia con sabbia e argilla	
								Cm.130-250: ghiaia compatta con sabbia e argilla (livello bas	
POZZ 4	19,46	SABBIA ARGILLOSA	1,1	19,57	14,6			Cm. 0 – 80 : terreno vegetale sabbioso	
								Cm. 80-250 : ghiaia compatta con sabbia e argilla. (livello bas	
POZZ 5	17,87							Cm.0-200: argilla sabbiosa scura	
								Cm. 200-300: ghiaia con sabbia e argilla (livello base)	
POZZ 6	18,34							Cm. 0-20: terreno vegetale	
								Cm.20-100: sabbia giallastra con ciottoli (probabile riporto)	
								Cm. 100-170 : sabbia argillosa scura	
								Cm. 100-170 : sabbia argillosa scura	
								Cm. 100-170 : sabbia argillosa scura	



Figura 9 - Distribuzione dei pozzetti geognostici nella Corrivazione 3

			PROVA TAGLIO				NSPT			STRATIGRAFIA					
	H p.c.(m)	LIMITI ATT.	PROF. CAMP.	φ	C (Kpa)		DIN1								
POZZ 1	17,9					cm 0-50	A	Cm. 0-50: argilla torbosa con radici							
						cm 50-150	AS	Cm. 40-180: argilla sabbiosa scura umida con frequenti ciottoli							
						cm 150-230	SG	Cm.180-250: ghiaia con argilla e sabbia (Livello base)							
						cm 230-250	LB								
						2,5m rifiuto infissione									
POZZ 2	18,3						DIN2								
						cm 0-90	TV	Cm. 0-50; Terreno vegetale , argilla torbosa con radici							
						cm 90-130	AL	Cm.40-200: argilla sabbiosa nerastra.							
						cm 130-180	SG	Cm. 200-250: ghiaia con Sabbia e argilla (livello base)							
						cm 230-250	LB								
POZZ 3	19,5					2,5m rifiuto infissione									
						Cm. 0-40; Terreno vegetale , argilla torbosa con radici									
						Cm.40-200: argilla sabbiosa nerastra.									
POZZ 4	20,6					Cm. 200-250: ghiaia con Sabbia e argilla (livello base)									
						Cm. 0-40: Argilla torbosa con radici									
						Cm.40-130: Argilla sabbiosa									
								Cm.120-200: ghiaia con sabbia e argilla (livello base)							

In definitiva, sulla scorta dei risultati delle indagini, si ottengono i seguenti valori caratteristici

LITOTIPI	COD.	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)
Livello base	LB	20,70	21,70	25	7
Sabbia argillosa	SA	19,20	20,22	20	2
Argine	Ar	17,65	19,61	20	10
Terreno vegetale	TV	12,75	14,75	22	0
Terreno Bonificato	TB	21,00	22,00	40	0

3.3 Caratteristiche meccaniche dei gabbioni

Nel verificare la stabilità interna del muro a gravità è stata considerata la resistenza per attrito, la resistenza a taglio e quella a compressione del sistema rete-pietrame di riempimento, all'interfaccia tra uno strato e il sottostante.

Il peso specifico dei gabbioni dipende dal peso specifico del pietrame utilizzato come riempimento degli stessi (variabile tra 25 kN/m³ di un'arenaria ai 29 kN/m³ di un basalto) dall'indice dei vuoti (variabile dal 30% al 40%). Assumendo un peso specifico tipico del pietrame di 25 kN/m³ e prendendo in considerazione una roccia sufficientemente dura e un indice dei vuoti del 30% per tenere conto di un corretto riempimento delle unità dei gabbioni si ottiene:

$$\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$$

Il valore dell'angolo di attrito del materiale di riempimento dei gabbioni dipende da diversi fattori: la spigolosità delle rocce/pietre (ϕ aumenta con la spigolosità), la granulometria (ϕ aumenta con la non uniformità dei grani) e la densità (ϕ aumenta con la densità). Come valore conservativo si è assunto:

$$\phi = 40^\circ$$

Per la coesione apparente dei gabbioni i riferimenti devono essere presi dalla relazione empirica che considera il peso dei gabbioni in riferimento ad ogni metro cubo di rete metallica (vedi "Flexiblegabionstructures in earthretainingwalls – Officine Maccaferri, 1987" at par. 4.4.1.).

$$C_g = 0.03 P_u - 0.05 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

- C_g = effetto coesivo globale sulla rete metallica della struttura dei gabbioni kg/cm^2
- P_u = peso della rete metallica in kg per m^3 di gabbione (escludendo il peso del PVC)

Si considera che si utilizzeranno gabbioni costituiti da rete metallica romboidale con dimensioni 8×10 e diametro del filo di 2.7 mm per i quali $P_u = 9 \text{ kg/m}^3$.

Il valore della coesione apparente è stato calcolato in maniera cautelativa assumendo un fattore di sicurezza pari a 1.1 ottenendo in tal modo:

$$c = 20 \text{ kN/m}^2$$

3.4 Normativa di riferimento

Le verifiche sono state condotte sulla base delle Norme Tecniche per le Costruzioni approvate con Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 (di seguito brevemente NTC 2018) che sostituiscono integralmente quelle approvate con Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008.

Come già anticipato in precedenza, il muro in gabbioni si può considerare parimenti ad un muro a gravità di calcestruzzo o muratura, per cui sarà soggetto alle medesime verifiche di sicurezza. A differenze delle altre tipologie, però, le gabbionate sono suddivisibili in strati per cui risulta necessario eseguire le verifiche di stabilità sia con riferimento all'intero muro nel suo insieme, sia nei confronti di ogni singolo strato, tenendo altresì conto dell'interazione tra i vari elementi che costituiscono l'opera.

Sulla scorta di quanto sopra e con riferimento al paragrafo 6.5.3.1.1 del capitolo 6.5 "Opere di sostegno" delle NTC 2018, le verifiche agli stati limite da eseguire per il caso di specie sono:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
 - ribaltamento;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali;

L'EuroCodice 7 definisce due diversi approcci di progetto, denominati DA1 e DA2 (Design Approach). Rimandando al testo della normativa per i dettagli, ci si limita a dire che le presenti

verifiche verranno condotte secondo il DA2 con la combinazione A1+M1+R3, ai sensi del citato art. 6.5.3.1.1, tenendo conto dei coefficienti parziali di cui alle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Carichi	Effetto	Coeff.	EQU	A1	A2
Permanente	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	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 nelle verifiche SLU (rif. Tab. 6.2.I delle NTC 2018)

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coeff. parziale	Coeff. γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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	1.0	1.0

Tabella 2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno nelle verifiche SLU (rif. Tab. 6.2.II delle NTC 2018)

Verifica	Coeff.	R3
Capacità portante	γ_R	1.4
Scorrimento	γ_R	1.1
Ribaltamento	γ_R	1.15
Resistenza terreno a valle	γ_R	1.4

Tabella 3 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche SLU di muri di sostegno (rif. Tab. 6.5.I delle NTC 2018)

I coefficienti di cui sopra dovranno essere utilizzati nelle varie combinazioni di carico ipotizzabili al fine di definire il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione E_d e il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico R_d , valutate con le espressioni

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

La verifica avrà esito positivo se

$$E_d \leq R_d$$

Con riferimento alla nomenclatura delle azioni di cui all'art. 2.5.1.3 delle NTC2018, le combinazioni delle azioni che andranno studiate, così come definite all'art. 2.5.3, sono:

1. Combinazione fondamentale -> si considera il livello idrico a monte dello scatolare pari alla quota arginale così da simulare l'effetto dell'arrivo della piena dalla corrivazione tale da riempire il bacino di laminazione ovvero la situazione di terreno a tergo dell'argine imbibito

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \Psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

2. Combinazione sismica -> come la combinazione fondamentale ma con l'aggiunta dell'azione sismica (E), sia orizzontale che verticale

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

3. Combinazione eccezionale -> ai carichi noti si aggiunge l'azione eccezionale. A_d nell'ipotesi di piena con tempo di ritorno di 500 anni sia all'interno del Canale delle Acque Alte sia nei bacini minori

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

3.5 Verifiche da condurre

3.5.1 Verifica a scorrimento

La verifica nei riguardi dello scorrimento lungo la superficie di contatto tra base della fondazione del muro di sostegno e terreno è soddisfatta se l'obliquità della risultante delle azioni è inferiore all'attrito che si sviluppa sulla suddetta interfaccia.

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro medesimo sia minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza.

Si noti che la resistenza passiva, agente a valle della fondazione del muro in gabbioni, è stata trascurata a favore di sicurezza. Questo sia perché in tale zona il terreno è soggetto a cicli di imbibizione ed essiccamento che rendono incerta la valutazione dei parametri di resistenza, sia perché il terreno di modesto spessore può essere esportato per vari motivi nel corso della vita dell'opera (circostanza sicuramente poco probabile ma comunque non impossibile).

3.5.2 Verifica al carico limite

La verifica al carico limite in fondazione consiste nel valutare il massimo carico verticale che viene applicato dal sistema sul piano di fondazione e verificare che sia minore della capacità portante Q_{lim} .

La verifica al carico limite viene eseguita assumendo che la frontiera del semispazio coincida con il piano di posa e sostituendo la fondazione con una distribuzione di carico costante q_{lim} e il terreno ai lati della fondazione con un sovraccarico equivalente $q=\gamma D$ (con γ pari al peso specifico del terreno in cui è poggiata la fondazione e con D altezza della fondazione pari a 1 m).

Supponendo che in condizioni di collasso si formino al disotto della fondazione due zone in condizioni di equilibrio limite alla Rankine è possibile calcolare i valori della spinta attiva P_a e della spinta passiva P_p .

La condizione limite sarà espressa dall'uguaglianza tra P_a e P_p da cui si ricava la relazione

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + c' N_c + q N_q$$

dove con B si è indicata la lunghezza della fondazione, pari a 2 gabbioni in senso longitudinale pari complessivamente a 4 m, e con N i coefficienti di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio del terreno tabulati da Vesic.

Φ	N_c	N_q	N_γ
20°	14.83	6.40	5.39

Tabella 4 – Valori dei coefficienti N da Vesic

La struttura dell'equazione mette in evidenza la dipendenza della capacità portante da tre contributi:

- il peso del terreno γ all'interno della superficie di scorrimento;
- la coesione c agente lungo la superficie di scorrimento;
- il sovraccarico q applicato ai lati della fondazione.

La formula di cui sopra costituisce la base di partenza della teoria che sta dietro la definizione della capacità portante del terreno. In realtà, diversi autori hanno introdotto vari coefficienti fino a giungere alla formula di Brinch-Hansen

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

Dove:

- B è la base ridotta ovvero quella efficace in caso di carico eccentrico

$$B = B_{Reale} - 2e = B_R - 2 \frac{M}{N}$$

- s_γ , s_c e s_q sono coefficienti di forma per i quali si sono utilizzate le espressioni proposte da Meyerhoff:

$$s_\gamma = s_q = 1 + 0.1 \frac{1 + \tan \Phi' B}{1 - \tan \Phi' L}$$

$$s_c = 1 + 0.2 \frac{1 + \tan \Phi' B}{1 - \tan \Phi' L}$$

- i_γ , i_c e i_q tengono conto della presenza di una componente di sforzo tangenziale che riduce la capacità portante e possono essere determinati con le relazioni proposte da Vesic:

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + BLc' \cot \Phi'} \right)^{m+1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{N + BLc' \cot \Phi'}\right)^m$$

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

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

- b_y , b_c e b_q son coefficienti correttivi nel caso di obliquità dei carichi;
- g_y , g_c e g_q son coefficienti correttivi nel caso di obliquità del piano su cui insiste la fondazione;
- d_y , d_c e d_q tengono conto della resistenza al taglio offerta dal terreno che si trova al di sopra del piano di posa, determinabili tramite le relazioni di Brinch-Hansen e Vesic

$$d_q = 1 + 2 \tan \Phi' \cdot (1 - \sin \Phi')^2 \frac{D}{B} \quad (\text{valida per } D \leq B)$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \Phi'}$$

3.5.3 Verifica al ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento destabilizzante M_{dest}) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_{stab}) rispetto allo spigolo a valle della fondazione.

Il momento ribaltante M_{dest} è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci.

Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte.

In figura 11 è rappresentato la sezione tipo di calcolo, dove O rappresenta il centro di rotazione per la verifica al ribaltamento dell'intero sistema. In realtà, la verifica è stata condotta per strati per cui l'origine si sposta di volta in volta nel punto più a valle dello strato in considerazione.

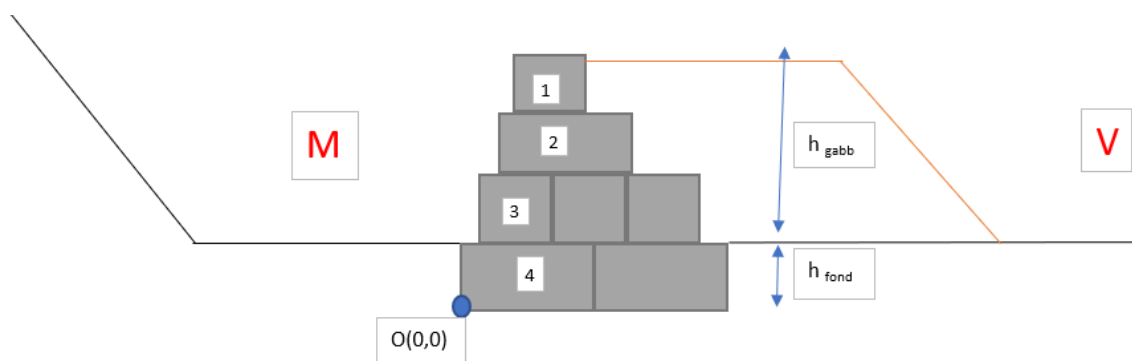


Figura 9 – Sezione di calcolo

4. CALCOLI SULLE SEZIONI DI VERIFICA

Le verifiche sono state condotte su tutte e tre le confluenze, in quanto variano le condizioni al contorno (altezza del pelo libero e dimensioni del rinterro a tergo dell'argine), in corrispondenza della sezione più gravosa caratterizzata dalla presenza del materiale di riporto solo su un lato.

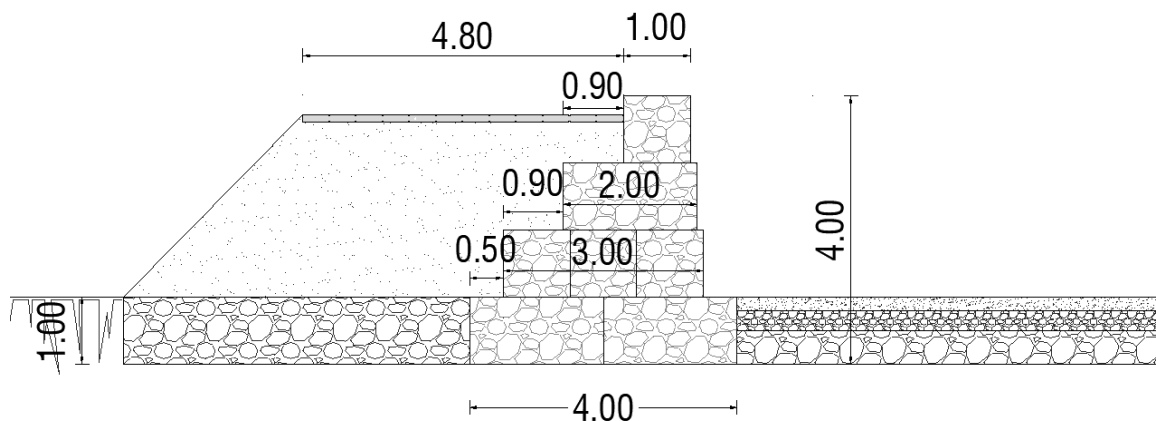


Figura 10 - Sezione di calcolo

4.1 Definizione delle azioni

Al capitolo 3.4 si sono viste le combinazioni dei carichi e i coefficienti parziali da utilizzare.

Risulta ora necessario definire le azioni in gioco come di seguito elencate.

1. Peso proprio dei gabbioni P_{GAB} : è un carico permanente G1 che varia di strato in strato e la cui risultante viene applicata sempre al baricentro della porzione di muro preso in considerazione.
2. Peso proprio del terreno P_{TER} : è stato considerato come carico permanente non strutturale G2 in quanto funge da elemento stabilizzante e protettivo per i gabbioni, senza una vera e propria funzione strutturale.
3. Spinta del terreno S_{TER} : come il P_{TER} , è un carico G2, dovuto alla spinta attiva che il terreno esercita sul muro in gabbioni.
4. Spinta idrostatica da valle (rispetto al Canale ovvero sul rilevato in terra) S_{H2O} : è un carico variabile Q che si instaura in seguito al riempimento dell'area di laminazione ipotizzando un livello idrico pari alla quota sommitale del muro in gabbioni.

5. Azione sismica orizzontale H_{SIS} e verticale V_{SIS} : è un carico E correlato alla massa inerziale del mezzo e alla sismicità del luogo.
6. Spinta idrostatica da monte e valle (rispetto al Canale) $S_{H2O M}$ e $S_{H2O V}$: sono due carichi eccezionali A funzione del livello idrico che si instaura con il passaggio della piena con tempo di ritorno di 500 anni.

4.2 Corrivazione n.1

4.2.1 Condizioni al contorno

Sulla base delle geometrie definite in fase progettuale e dei risultati della modellazione idraulica si possono definire le seguenti grandezze, utili per i successivi calcoli.

Z argine terra	20.20	m slm	Quota sommitale del rilevato in terra
Z gabbioni	20.48	m slm	Quota sommitale del muro in gabbioni
Z M fondo	17.48	m slm	Quota del fondo del Canale Acque Alte (monte)
Z M H20	22.64	m slm	Quota idrica a monte per Q500
Z V fondo	17.48	m slm	Quota del fondo della corrivazione (valle)
Z V H20	22.64	m slm	Quota idrica a valle per Q500
Z fondazione	16.48	m slm	Quota della fondazione del muro in gabbioni
h fondazione	1.00	m	Altezza della fondazione
h gabbioni	3.00	m	Altezza del muro in gabbioni fuori terra

Tabella 5 – Condizioni al contorno per i calcoli

4.2.2 Azioni agenti

Il peso dei gabbioni viene calcolato come

$$P_{gab} = \gamma_{gab} * V$$

La risultante agisce sul baricentro del volume V considerato (le cui coordinate rispetto all'origine O di cui alla figura 11 sono x e y) ed avrà direzione verticale.

$P_{gab - strato 1}$	17.50	kN/m
$x_{gab - strato 1}$	1.20	m
$y_{gab - strato 1}$	3.50	m
$P_{gab - strato 2}$	35.00	kN/m
$x_{gab - strato 2}$	1.60	m
$y_{gab - strato 2}$	2.50	m
$P_{gab - strato 3}$	52.50	kN/m
$x_{gab - strato 3}$	2.00	m
$y_{gab - strato 3}$	1.50	m
$P_{gab - strato 4}$	70.00	kN/m
$x_{gab - strato 4}$	2.00	m
$y_{gab - strato 4}$	0.50	m

Tabella 6 – Calcolo del peso di ogni strato del muro in gabbioni

Il terreno di riporto sul lato di valle del muro in gabbioni ha una duplice azione: da una parte applica il peso proprio sui gabbioni sottostanti e dall'altra una spinta attiva su quelli al proprio fianco.

Suddividendo il rilevato per strati corrispondenti ai piani di scorrimento dei gabbioni, si ottengono i seguenti valori.

$P_{ter - strato 1}$	14.26	kN/m
$x_{ter - strato 1}$	2.15	m
$y_{ter - strato 1}$	3.36	m
$P_{ter - strato 2}$	34.06	kN/m
$x_{ter - strato 2}$	3.05	m
$y_{ter - strato 2}$	2.86	m
$P_{ter - strato 3}$	29.92	kN/m
$x_{ter - strato 3}$	3.75	m
$y_{ter - strato 3}$	2.36	m

Tabella 7 -Calcolo del peso del rilevato in terra per ogni strato

La spinta attiva agisce come una distribuzione triangolare di sollecitazioni lungo la parete di contatto tra il muro e il terreno. Il valore della risultante, quindi, è pari a

$$S_{TER} = \frac{1}{2} (\gamma_{sat ter} - \gamma_{H2O}) H^2 K_a$$

dove K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva, funzione dell'angolo d'attrito del terreno. Rimandando al paragrafo 3.2 per la nomenclatura utilizzata, il terreno di riporto è assimilabile al tipo SA ($\Phi=40^\circ$ e $K_a=0,490$), mentre in corrispondenza della fondazione si ha TB ($\Phi=40^\circ$ e $K_a=0,490$).

La differenza dei pesi specifici è stata fatta in quanto nelle configurazioni ipotizzate ai fini delle verifiche il terreno di riporto è sempre “sotto falda” per cui la spinta dell'acqua viene trattata separatamente (tabella 9)

h_1	0.72	m
$S_{\text{ter} - 1}$	0.63	kN/m
$y_{\text{ter} - 1}$	3.24	m
h_2	1.72	m
$S_{\text{ter} - 1+2}$	8.12	kN/m
$y_{\text{ter} - 1+2}$	2.24	m
h_3	2.72	m
$S_{\text{ter} - 1+2+3}$	20.31	kN/m
$y_{\text{ter} - 1+2+3}$	1.91	m
h_4	3.72	m
$S_{\text{ter} - 1+2+3+4}$	36.27	kN/m
$y_{\text{ter} - 1+2+3+4}$	1.23	m

Tabella 8 – Calcolo della spinta attiva cumulata in condizioni di terreno saturo

Ipotizzando uno scenario in cui la piena dei bacini minori sia tale da riempire l'area di laminazione, ovvero uno in cui, in seguito al passaggio della piena nel Canale delle Acque Alte, si abbia un lento svuotamento del bacino a monte dell'attraversamento, si avrà una spinta idrostatica sul muro di sostegno data da una distribuzione delle sollecitazioni triangolare linearmente variabile che parte dalla quota sommitale del rilevato in terra. Sopra tale quota l'acqua è libera di attraversare i gabbioni in quanto struttura altamente permeabile.

$$S_{H_2O} = \frac{1}{2} \gamma_{H_2O} H^2$$

h1	0.72	m
S _{h2o - strato 1}	2.54	kN/m
y _{h2o - strato 1}	3.24	m
h2	1.72	m
S _{h2o - strato 2}	14.48	kN/m
y _{h2o - strato 2}	2.57	m
h3	2.72	m
S _{h2o - strato 3}	36.20	kN/m
y _{h2o - strato 3}	1.91	m
h4	3.72	m
S _{h2o - strato 4}	67.72	kN/m
y _{h2o - strato 4}	1.24	m

Tabella 9 – Calcolo della spinta idrostatica da valle con area di laminazione piena

Per il calcolo dell'azione sismica si è fatto riferimento al capitolo 3.2 delle NTC 2018 secondo il quale è necessario definire lo spettro di risposta elastico in accelerazione nelle due componenti, orizzontale e verticale.

In funzione del periodo proprio di vibrazione, si definisce l'accelerazione S_e e, quindi, l'azione sismica come

$$H_{SIS} = \frac{P_{GAB} + P_{TER}}{g} S_e(T_R)$$

$$V_{SIS} = \frac{P_{GAB} + P_{TER}}{g} S_{ve}(T_R)$$

Attribuendo all'opera in progetto una vita nominale V_N di 50 anni, una classe d'uso di II categoria e un conseguente coefficiente d'uso c_U unitario, si ottiene un valore del periodo di riferimento V_R . Poiché le verifiche da condurre sono agli stati limite ultimi al collasso, si attribuisce una probabilità di superamento del 5% da cui ne deriva un tempo di ritorno del sisma di 975 anni.

Altri elementi utili per valutazione dell'azione sismica sono la categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche, rispettivamente definite nelle tabelle 3.2.II e 3.2.III delle NTC2018 e nel caso di specie pari alle categorie C e T1. Da questi ne derivano gli ulteriori coefficienti di amplificazione stratigrafica S_s e C_c e topografica S_T .

Componente orizzontale			Componente verticale		
F ₀	2.98		F _v	0.315	
T _C *	0.372	sec			
S _S	1.50		S _S	1.00	
C _C	1.46				
S _T	1.00		S _T	1.00	
T	0.141	sec	T	0.192	sec
T _B	0.180	sec	T _B	0.050	sec
T _C	0.541	sec	T _C	0.150	sec
T _D	1.625	sec	T _D	1.000	sec
Se(T)	0.18	g	Sve(T)	0.001	g
F _{s strato 1}	5.64	kN/m	F _{s strato 1}	0.26	kN/m
y F _{s strato 1}	3.44	m	X F _{s strato 1}	1.63	m
F _{s strato 2}	17.90	kN/m	F _{s strato 2}	0.83	kN/m
y F _{s strato 2}	2.80	m	X F _{s strato 2}	2.10	m
F _{s strato 3}	32.53	kN/m	F _{s strato 3}	1.50	kN/m
y F _{s strato 3}	2.21	m	X F _{s strato 3}	2.34	m
F _{s strato 4}	44.96	kN/m	F _{s strato 4}	2.07	kN/m
y F _{s strato 4}	1.74	m	X F _{s strato 4}	2.25	m

Tabella 10 – Calcolo dell'azione sismica cumulata lungo i vari strati

Infine, la valutazione dell'azione eccezionale data dalla spinta idrostatica in occasione di piene con tempo di ritorno di 500 anni è stata condotta come già descritto in precedenza. La differenza sostanziale, oltre alle quote, è che la spinta agisce su entrambi i paramenti dell'argine però, mentre a valle il carico si propaga fino alla quota di fondazione, a monte fino alla quota del Canale delle Acque Alte (1 metro sopra) in quanto è rivestito in cls.

Spinta da valle V			Spinta da monte M		
h1	3.16	m	h1	3.16	m
S _{h2o - strato 1}	26.03	kN/m	S _{h2o - strato 1}	26.03	kN/m
y _{h2o - strato 1}	4.05	m	y _{h2o - strato 1}	4.05	m
h2	4.16	m	h2	4.16	m
S _{h2o - strato 2}	61.85	kN/m	S _{h2o - strato 2}	61.85	kN/m
y _{h2o - strato 2}	3.39	m	y _{h2o - strato 2}	3.39	m
h3	5.16	m	h3	5.16	m
S _{h2o - strato 3}	107.46	kN/m	S _{h2o - strato 3}	107.46	kN/m
y _{h2o - strato 3}	2.72	m	y _{h2o - strato 3}	2.72	m
h4	6.16	m			
S _{h2o - strato 4}	162.85	kN/m			
y _{h2o - strato 4}	2.05	m			

Tabella 11 – Calcolo della spinta idrostatica in condizioni eccezionali

4.2.3 Verifica a scorrimento

La verifica allo scorrimento è stata eseguita sui piani che separano le file di gabbioni, senza tener conto a favore di sicurezza delle legature che vengono eseguite.

Il terreno in cui è immersa è del tipo LB (livello Base).

Sulla base di quanto riportato al paragrafo precedente, si ottengono i seguenti valori

	P _{GAB}	P _{TER}	S _{TER}	S _{H2O}	H _{SIS}	V _{SIS}	S _{h20 V}	S _{h20 M}
Strato 1	17.50	0.00	0.63	2.54	5.64	0.26	26.03	26.03
Strato 2	52.50	14.26	8.12	14.48	17.90	0.83	61.85	61.85
Strato 3	105.00	48.31	20.31	36.20	32.53	1.50	107.46	107.46
Fondazione	175.00	78.23	36.27	67.72	44.96	2.07	162.85	107.46

Tabella 12 – Calcolo delle azioni utili per la verifica a scorrimento in kN/m

La verifica a scorrimento è soddisfatta se

$$F_O < \frac{F_V \tan \Phi'}{\gamma_R}$$

Nelle tre combinazioni di cui al capitolo 3.4 la formula sopra riportata assume le seguenti forme

$$\text{Fondamentale} \rightarrow \gamma_{G2} S_{TER} + \gamma_Q S_{H2O} < \frac{(\gamma_{G1} P_{GAB} + \gamma_{G2} P_{TER}) \frac{\tan(\Phi)}{\gamma_M}}{\gamma_R}$$

$$\text{Sismica} \rightarrow S_{TER} + S_{H2O} + H_{SIS} < \frac{(P_{GAB} + P_{TER} - V_{SIS}) \frac{\tan(\Phi)}{\gamma_M}}{\gamma_R}$$

$$\text{Eccezionale} \rightarrow S_{TER} + S_{H2O} + S_{H20 V} - S_{H20 M} < \frac{(P_{GAB} + P_{TER}) \frac{\tan(\Phi)}{\gamma_M}}{\gamma_R}$$

COMB.		F _O	F _V tanΦ'	Rd	
FONDAMENTALE	Strato 1	4.75	14.68	13.35	kN/m · m
	Strato 2	33.90	53.62	48.75	kN/m · m

	Strato 3	84.77	120.54	109.58	kN/m · m
	Fondazione	155.97	199.36	181.23	kN/m · m
COMB. SISMICA		F_0	$F_v \tan \Phi'$	R_d	
	Strato 1	8.81	14.47	13.15	kN/m · m
	Strato 2	40.49	55.32	50.29	kN/m · m
	Strato 3	89.04	127.39	115.80	kN/m · m
	Fondazione	148.94	210.75	191.59	kN/m · m
COMB. ECCEZIONALE		F_0	$F_v \tan \Phi'$	R_d	
	Strato 1	0.63	6.47	5.88	kN/m · m
	Strato 2	8.12	31.38	28.53	kN/m · m
	Strato 3	20.31	79.37	72.16	kN/m · m
	Fondazione	91.66	130.37	118.52	kN/m · m

Tabella 13 – Verifiche allo scorrimento

4.2.4 Verifica al carico limite

La verifica al carico limite è soddisfatta se

$$F_v < \frac{q_{lim} B}{\gamma_R}$$

Nelle tre combinazioni di cui al capitolo 3.4 la formula sopra riportata assume le seguenti forme

$$FOND. \rightarrow \gamma_{G1} P_{GAB} + \gamma_{G2} P_{TER} < \frac{q_{lim} \cdot \left(B_R - 2 \frac{\gamma_{G1} M_{P_{GAB}} + \gamma_{G2} M_{S_{TER}} + \gamma_Q M_{S_{H2O}} - \gamma_{G2} M_{P_{TER}}}{\gamma_{G1} P_{GAB} + \gamma_{G2} P_{TER}} \right)}{\gamma_R}$$

$$SISMICA \rightarrow P_{GAB} + P_{TER} - V_{SIS} < \frac{q_{lim} \cdot \left(B_R - 2 \frac{M_{P_{GAB}} + M_{S_{TER}} + M_{S_{H2O}} + M_{H_{SIS}} + M_{V_{SIS}} - M_{P_{TER}}}{P_{GAB} + P_{TER} - V_{SIS}} \right)}{\gamma_R}$$

$$ECCEZIONALE \rightarrow P_{GAB} + P_{TER} < \frac{q_{lim} \cdot \left(B_R - 2 \frac{M_{P_{GAB}} + M_{S_{TER}} + M_{S_{H2O}-V} - M_{P_{TER}} - M_{S_{H2O}-M}}{P_{GAB} + P_{TER}} \right)}{\gamma_R}$$

I momenti di cui alle formule precedenti sono utili al fine di determinare l'eccentrica del carico ovvero la base efficace B, di conseguenza sono da riferire rispetto al punto medio dell'impronta della fondazione.

M _{Pgab} kNm/m	M _{Ster} kNm/m	M _{Sh20} kNm/m	M _{Pter} kNm/m	M _{Hsis} kNm/m	M _{Vsis} kNm/m	M _{H20-M} kNm/m	M _{H20-V} kNm/m	P _{GAB} kN/m	P _{TER} kN/m
35.00	44.58	83.97	90.26	78.19	0.51	292.28	334.38	175.00	78.23

Tabella 14 – Azioni utili per la verifica al carico limite

	M kNm/m	N kN/m	e m	B m	H kN/m	q kN/m	L m
Fondamentale	166.12	344.85	0.48	3.04	155.97	20.22	1
Sismica	151.99	253.74	0.60	2.80	148.94	20.22	1
Eccezionale	31.43	253.23	0.12	3.75	91.66	20.22	1

Tabella 15 – Risultante delle azioni e dei relativi effetti per ogni combinazione di carico

Combinazione		γ	q	c	
Fondamentale	N	5.39	6.40	14.83	
	s	1.619	1.619	2.238	
	i	0.281	0.494	0.401	
	d	-	1.104	1.123	Totale
	q lim	71.51	91.47	29.87	192.85
Sismica	N	5.39	6.4	14.83	
	s	1.571	1.571	2.143	
	i	0.161	0.361	0.243	
	d	-	1.112	1.133	Totale
	q lim	36.76	81.73	17.49	135.99
Eccezionale	N	5.39	6.4	14.83	
	s	1.765	1.765	2.530	
	i	0.406	0.611	0.538	
	d	-	1.084	1.100	Totale
	q lim	139.20	151.18	44.43	334.80

Tabella 16 - Calcolo della capacità portate del suolo

	q lim kN/m ²	Q lim kN/m	Rd kN/m	Ed kN/m
Fondamentale	192.85	585.59	418.28	344.85
Sismica	135.99	381.04	272.17	253.74
Eccezionale	334.80	1256.11	897.22	253.23

Tabella 17 – Risultati delle verifiche a carico limite

4.2.5 Verifica al ribaltamento

Si riportano di seguito tutti i momenti agenti utili ai fini della verifica, avendo indicato con segno positivo quelli stabilizzanti che portano ad una rotazione oraria rispetto all'origine O (si rimanda alla figura 11) e con segno negativo quelli destabilizzanti ovvero che producono una rotazione antioraria rispetto ad O.

	M _{P gab}	M _{P ter}	M _{S ter}	M _{S h20}	M _{H sis}	M _{V sis}	M _{h20 V}	M _{h20 M}
Strato 1	8.75	0.00	- 0.45	- 1.27	- 2.46	- 0.42	- 12.20	12.20
Strato 2	44.63	20.67	- 4.66	- 8.30	- 14.23	- 1.73	- 55.33	55.33
Strato 3	149.63	108.94	- 18.42	- 32.82	- 39.44	- 3.51	- 139.16	139.16
Fondazione	322.00	246.72	- 44.58	- 83.97	- 78.19	- 4.66	- 273.50	246.62

Tabella 18 - Momenti agenti riferiti al piede di valle O misurati in kNm/m

La verifica al ribaltamento è soddisfatta se

$$M_{destab} < \frac{M_{stab}}{\gamma_R}$$

Nelle tre combinazioni di cui al capitolo 3.4 la formula sopra riportata assume le seguenti forme

$$Fondamentale \rightarrow \gamma_{G2}M_{S_{TER}} + \gamma_QM_{S_{H2O}} < \frac{(\gamma_{G1}M_{P_{GAB}} + \gamma_{G2}M_{P_{TER}})}{\gamma_R}$$

$$Sismica \rightarrow M_{S_{TER}} + M_{S_{H2O}} + M_{H_{SIS}} + M_{V_{SIS}} < \frac{M_{P_{GAB}} + M_{P_{TER}}}{\gamma_R}$$

$$\text{Eccezionale} \rightarrow M_{STER} + M_{SH2O-V} < \frac{M_{PGAB} + M_{PTER} + M_{SH2O-M}}{\gamma_R}$$

COMB. FONDAZIONALE		M _{dest}	M _{stab}	Rd	
	Strato 1	-2.58	8.75	7.61	kN/m · m
	Strato 2	-19.43	61.16	53.18	kN/m · m
	Strato 3	-76.86	236.78	205.89	kN/m · m
	Fondazione	-192.82	519.38	451.63	kN/m · m
COMB. SISMICA		M _{dest}	M _{stab}	Rd	
	Strato 1	-4.61	8.75	7.61	kN/m · m
	Strato 2	-28.92	65.30	56.78	kN/m · m
	Strato 3	-94.19	258.56	224.84	kN/m · m
	Fondazione	-211.39	568.72	494.54	kN/m · m
COMB. ECCEZIONALE		M _{dest}	M _{stab}	Rd	
	Strato 1	-12.66	20.95	18.22	kN/m · m
	Strato 2	-59.98	120.62	104.89	kN/m · m
	Strato 3	-157.58	397.73	345.85	kN/m · m
	Fondazione	-318.08	815.34	708.99	kN/m · m

Tabella 19 – Verifiche al ribaltamento

4.3 Corrivazione n.3

L'argine in corrispondenza della corrivazione n.3 è del tutto identico a quello della corrivazione n.2 per cui i calcoli eseguiti in precedenza relativi alla combinazione fondamentale e alla combinazione sismica sono da ritenersi già espletati.

Di seguito, quindi, si riproporranno solo gli elementi utili per la verifica con la combinazione eccezionale.

4.3.1 Condizioni al contorno

Sulla base delle geometrie definite in fase progettuale e dei risultati della modellazione idraulica si possono definire le seguenti grandezze, utili per i successivi calcoli.

Z argine terra 19.82 m slm Quota sommitale del rilevato in terra

Z gabbioni	20.02	m slm	Quota sommitale del muro in gabbioni
Z M fondo	17.02	m slm	Quota del fondo del Canale Acque Alte (monte)
Z M H20	21.24	m slm	Quota idrica a monte per Q500
Z V fondo	17.02	m slm	Quota del fondo della corrivazione (valle)
Z V H20	21.24	m slm	Quota idrica a valle per Q500
Z fondazione	16.02	m slm	Quota della fondazione del muro in gabbioni
h fondazione	1.00	m	Altezza della fondazione
h gabbioni	3.00	m	Altezza del muro in gabbioni fuori terra

Tabella 20 – Condizioni al contorno per i calcoli

4.3.2 Azioni agenti

La valutazione dell'azione eccezionale data dalla spinta idrostatica in occasione di piene con tempo di ritorno di 500 anni è stata condotta come già descritto in precedenza.

Spinta da valle V			Spinta da monte M		
h1	2.22	m	h1	2.22	m
S _{h2o - strato 1}	16.83	kN/m	S _{h2o - strato 1}	16.83	kN/m
y _{h2o - strato 1}	3.74	m	y _{h2o - strato 1}	3.74	m
h2	3.22	m	h2	3.22	m
S _{h2o - strato 2}	43.45	kN/m	S _{h2o - strato 2}	43.45	kN/m
y _{h2o - strato 2}	3.07	m	y _{h2o - strato 2}	3.07	m
h3	4.22	m	h3	4.22	m
S _{h2o - strato 3}	79.86	kN/m	S _{h2o - strato 3}	79.86	kN/m
y _{h2o - strato 3}	2.41	m	y _{h2o - strato 3}	2.41	m
h4	5.22	m			
S _{h2o - strato 4}	126.05	kN/m			
y _{h2o - strato 4}	1.74	m			

Tabella 21 – Calcolo della spinta idrostatica in condizioni eccezionali

4.3.3 Verifica a scorrimento

La verifica allo scorrimento è stata eseguita sui piani che separano le file di gabbioni, senza tener conto a favore di sicurezza delle legature che vengono eseguite.

Come si evince dalle indagini svolte, il terreno in cui è immersa è del tipo SA (sabbia argillosa).

Sulla base di quanto riportato al paragrafo precedente, si ottengono i seguenti valori

	P _{GAB}	P _{TER}	S _{TER}	S _{H2O}	H _{SIS}	V _{SIS}	S _{h2O V}	S _{h2O M}
Strato 1	17.50	0.00	0.78	3.13	5.92	0.27	16.83	16.83
Strato 2	52.50	15.84	8.89	15.85	18.46	0.85	43.45	43.45
Strato 3	105.00	51.48	21.52	38.36	33.25	1.53	79.86	79.86
Fondazione	175.00	82.28	37.92	70.66	45.67	2.11	126.05	79.86

Tabella 22 – Calcolo delle azioni utili per la verifica a scorrimento

COMB. ECCEZIONALE		F ₀	F _V tanφ'	Rd	
	Strato 1	0.78	6.47	5.88	kN/m · m
	Strato 2	8.89	32.71	29.73	kN/m · m
	Strato 3	21.52	82.03	74.57	kN/m · m
	Fondazione	84.11	133.76	121.60	kN/m · m

Tabella 23 – Verifiche allo scorrimento

4.3.4 Verifica al carico limite

M _{Pgab}	M _{Ster}	M _{Sh20}	M _{Pter}	M _{Hsis}	M _{Vsis}	M _{H2O-M}	M _{H2O-V}	P _{GAB}	P _{TER}
kNm/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m
35.00	47.05	89.50	93.70	80.07	0.54	192.19	219.33	175.00	82.28

Tabella 24 – Azioni utili per la verifica al carico limite

	M	N	e	B	H	q	L
	kNm/m	kN/m	m	m	kN/m	kN/m	m
Eccezionale	15.49	257.28	0.06	3.88	84.11	20.22	1

Tabella 25 – Risultante delle azioni e dei relativi effetti per ogni combinazione di carico

Combinazione	γ	q	c	
N	5.39	6.4	14.83	
s	1.791	1.791	2.582	
Eccezionale	i	0.453	0.649	0.583
	d	-	1.081	1.096
	q lim	162.77	162.52	48.98
				Totale
				374.27

Tabella 26 - Calcolo della capacità portate del suolo

	q lim kN/m ²	Q lim kN/m	Rd kN/m	Ed kN/m
Eccezionale	374.27	1452.01	1037.15	257.28

Tabella 27 – Risultati delle verifiche a carico limite

4.3.5 Verifica al ribaltamento

	M _{P gab}	M _{P ter}	M _{S ter}	M _{S h20}	M _{H sis}	M _{V sis}	M _{h20 V}	M _{h20 M}
Strato 1	8.75	0.00	- 0.62	-1.57	-2.57	-0.45	- 7.60	7.60
Strato 2	44.63	22.97	- 5.34	-9.51	-15.16	-1.91	- 36.93	36.93
Strato 3	149.63	127.05	- 20.09	-35.81	-42.05	-3.80	- 97.77	97.77
Fondazione	322.00	281.64	- 47.05	-89.50	-82.76	-4.94	- 199.91	177.63

Tabella 28 - Momenti agenti riferiti al piede di valle O misurati in kNm/m

COMB. ECCEZIONALE		M _{dest}	M _{stab}	Rd	
	Strato 1	-8.22	16.35	14.22	kN/m · m
	Strato 2	-42.26	104.52	90.89	kN/m · m
	Strato 3	-117.86	362.83	315.50	kN/m · m
	Fondazione	-246.96	757.88	659.03	kN/m · m

Tabella 29 – Verifiche al ribaltamento

5. CONCLUSIONI

Nei paragrafi precedenti si sono descritte le modalità utilizzate per eseguire le verifiche statiche del nuovo rilevato arginale previsto in progetto, tutte basate su quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni approvate nel 2018.

Dai calcoli riportati ai paragrafi 4.2, 4.3 e 4.4 emerge chiaramente come il dimensionamento sia corretto essendo rispettata per tutte le combinazioni dei carichi relative a ciascuna verifica la condizione per cui $E_d < R_d$.

Appare utile richiamare il fatto che a favore di sicurezza non si è tenuto conto in forma diretta dell'azione prodotta dalla legatura dei gabbioni, sebbene essa rivesta un ruolo fondamentale garantendo una sorta di continuità tra gli elementi modulari.