

**INTERVENTI DI ADEGUAMENTO DELLA DIGA DI GIUDEA
A GELLO NEL COMUNE DI PISTOIA (PT)**



PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato	Nome Elaborato:	Scala:
ET10	RELAZIONE VERIFICHE DI STABILITÀ SISMICHE SPALLE DIGA, SCARICO DI SUPERIFICIE E ARGINI CANALE	-
		Data:
		09/10/2020

Settore:  Sede Firenze Via de Sanctis, 49 Cod. Fiscale e P.I. 06111950488 Organizzazione dotata di Sistema di Gestione Integrato certificato in conformità alle normative ISO9001 – ISO14001 – OHSAS18001 – SA8000	
PROGETTAZIONE : PROGETTISTA - PROJECT MANAGER : ING. GIOVANNI SIMONELLI GEOLOGO: DOTT. GEOL. FILIPPO LANDINI ESPROPRI: GEOM. ANDREA PATRIARCHI	COLLABORATORI : DOTT. GEOL. CARLO FERRI GEOM. MATTEO MASI
CONSULENTI TECNICI :  ING. DAVID SETTESOLDI  DOTT. GEOL. SIMONE FIASCHI  ING. GIOVANNI CANNATA	COMMESSA I.T. : INGT-TPLPD-PBAAC252 RESPONSABILE COMMITTENTE : ING. CRISTIANO AGOSTINI
DIRETTORE TECNICO INGEGNERIE TOSCANE : ING. ANDREA DE CATERINI	RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO : ING. LEONARDO ROSSI

Rev.	Data	Descrizione / Motivo della revisione	Redatto	Controllato / Approvato
02	09/10/2020	Seconda Emissione	Pianigiani	Settesoldi
01	27/12/2019	Prima Emissione	Catella	Settesoldi

INDICE

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI	8
4	VERIFICHE ALLA FILTRAZIONE, AL SOLLEVAMENTO E AL SIFONAMENTO DEI RILEVATI ARGINALI DEL CANALE DI DERIVAZIONE	10
4.1	VERIFICA ALLA FILTRAZIONE	10
4.1.1	<i>Risultati verifica alla filtrazione</i>	12
4.2	VERIFICHE AL SOLLEVAMENTO ED AL SIFONAMENTO	14
5	VERIFICHE DI STABILITÀ	16
5.1	PARAMETRI SISMICI	17
5.2	DESCRIZIONE DEI METODI DI CALCOLO	17
5.3	METODO DI BISHOP	18
5.4	CONDIZIONI DI VERIFICA E SINTESI RISULTATI.....	18
6	DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DEL MURO IN MASSI CICLOPICI	23
6.1	VERIFICHE OPERE DI SOSTEGNO	23
6.2	METODO DI VERIFICA UTILIZZATO	24
6.3	CARICHI UTILIZZATI PER VALUTARE LE SOLLECITAZIONI SULLE STRUTTURE	25
6.4	COMBINAZIONI DI CARICO.....	25
6.5	MATERIALI UTILIZZATI PER LA STRUTTURA.....	25
6.6	METODOLOGIA DI ANALISI DEI MURI DI SOSTEGNO	26
6.6.1	<i>Valori caratteristici e valori di calcolo</i>	26
6.6.2	<i>Metodo di Culmann</i>	26
6.6.3	<i>Spinta in presenza di sisma</i>	26
6.6.4	<i>Verifica a ribaltamento</i>	27
6.6.5	<i>Verifica a scorrimento</i>	28
6.6.6	<i>Verifica al carico limite</i>	29
6.6.7	<i>Verifica alla stabilità globale</i>	30
6.7	IMPOSTAZIONI DI ANALISI	31
6.8	QUADRO RIASSUNTIVO COEFFICIENTI DI SICUREZZA	31

ELENCO FIGURE

Figura 1-1 – Planimetria sezioni di verifica (scala 1:1'000)	6
Figura 1-2 – Profilo stratigrafico coronamento diga	7
Figura 1-3 – Profilo stratigrafico sezione canale scolmatore SF012.	7
Figura 1-4 – Profilo stratigrafico sezione canale di derivazione TAZ014.	7
Figura 4-1 – Idrogramma dei livelli per la verifica alla filtrazione della sezione TAZ014	12
Figura 4-2 – Stratigrafie e condizioni al contorno modello VS2DI sezione TAZ014	13
Figura 4-3 – Saturazione per t = 5.5 ore sezione TAZ014	13
Figura 4-4 – Linea filtrazione sezione TAZ014	13

ELENCO TABELLE

Tabella 3-1 – Parametri geotecnici caratteristici corpo diga e canale scolmatore	8
Tabella 3-2 – Parametri geotecnici caratteristici canale di derivazione	9
Tabella 4-1 – Parametri dei terreni adottati per la verifica alla filtrazione e al sifonamento.....	10
Tabella 5-1 – Estratto Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (N.T.C. 2018)	16
Tabella 5-2 – Estratto Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (N.T.C. 2018)	16
Tabella 5-3 – Estratto Tabella 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo	16
Tabella 5-4 – Parametri sismici di base e dipendenti corpo diga	17
Tabella 5-5 – Parametri sismici di base e dipendenti canale scolmatore	17
Tabella 5-6 – Verifiche di stabilità sponde residuali del corpo diga secondo N.T.C. 2018	21
Tabella 5-7 – Verifiche di stabilità sponde canale scolmatore di sezione SF012 condotte secondo N.T.C. 2018.....	22
Tabella 5-8 – Verifiche di stabilità argini canale di derivazione di sezione TAZ014 condotte secondo N.T.C. 2018	22
Tabella 6-1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle combinazioni statiche	23
Tabella 6-2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno nelle combinazioni statiche	23
Tabella 6-3 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle combinazioni sismiche	24
Tabella 6-4 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno nelle combinazioni sismiche	24
Tabella 6-5 – Quadro riassuntivo coefficienti di sicurezza delle verifiche del muro di sostegno al piede della diga	32

1 PREMESSA

La presente relazione espone i risultati delle analisi condotte sulle sponde residuali del coronamento dello sbarramento e sulle sponde del canale scolmatore e sui rilevati arginali del canale di derivazione nel Rio Tazzera.

In particolare sulle **sponde del coronamento e del canale scolmatore** sono eseguite solamente le *verifiche di stabilità* dei versanti di progetto, mentre sui **rilevati arginali del canale di derivazione** sono previste le seguenti verifiche:

- *verifica alla filtrazione;*
- *verifica al sifonamento;*
- *verifica al sollevamento;*
- *verifiche di stabilità dei paramenti.*

La **verifica alla filtrazione e al sifonamento** è stata condotta con il programma *VS2DTI* del *U.S Geological Survey* che simula la filtrazione bidimensionale in un mezzo poroso in condizioni di moto vario.

I risultati delle verifiche alla filtrazione in termini di linea di filtrazione sono stati utilizzati successivamente nelle verifiche di stabilità.

Le **verifiche di stabilità** sono state condotte con il programma *Stap Terreni 14.0* della *Aztec*.

La relazione illustra, inoltre, le verifiche condotte sul **muro in massi ciclopici** posto al piede del paramento di valle della diga.

Il muro a gravità è realizzato con numero 2 gradoni per lato, alti ciascuno circa 1.20 m (altezza finita del muro pari a 2.5 m). I massi sono previsti larghi in pianta 1.25 m. L'altezza fuori terra lato valle è pari a 1.80 m, essendo la quota in corrispondenza dell'unghia del paramento di valle pari a 120.0 m s.l.m. e la quota al piede di valle del muro pari a 118.2 m s.l.m.. Il muro è interrato a valle per 55 cm.

I massi sono appoggiati su una soletta in calcestruzzo spessa 20 cm inclinata verso monte di 10°.

Per il muro sono eseguite le verifiche riportate di seguito:

- *verifica a scorrimento;*
- *verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno;*
- *verifica a ribaltamento;*
- *verifiche alla stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.*

Il dimensionamento e le **verifiche del muro di sostegno** sono stati eseguiti con il programma *Max 14.0* della *Aztec*.

La planimetria delle sezioni di verifica è riportata nella Figura 1-1.

Nella Figura 1-2 è rappresentato il profilo del coronamento del corpo diga con le stratigrafie dei terreni costituenti lo sbarramento e la fondazione.

Nella Figura 1-3 è riprodotto il profilo della sezione del canale scolmatore (sezione SF012) con le stratigrafie del terreno ed i profili dello stato attuale e di progetto.

Nella Figura 1-4 è riportato il profilo della sezione del canale di derivazione (sezione TAZ014) con le stratigrafie del terreno ed i profili dello stato attuale e di progetto.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Tutte le verifiche sono condotte nel rispetto della normativa vigente:

- **Legge n. 64 del 02/02/1974**
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988**
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- **D.M. 16 Gennaio 1996**
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- **Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.**
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996.
- **Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.**
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.
- **Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)**
- **Circolare 617 del 02/02/2009**
Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- **Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (D.M. 26 Giugno 2014)**
- **Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 17 Gennaio 2018)**
- **Istruzioni MIT DG Dighe Luglio 2019**
Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica di cui al D.M. 26 Giugno 2014 e al D.M. 17 Gennaio 2018 in merito alle verifiche sismiche delle grandi dighe, degli scarichi e delle opere accessorie.
- **Procedura MIT DG Dighe Marzo 2019**
Procedura per la rivalutazione sismica delle grandi dighe, degli scarichi e delle opere accessorie.
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**
Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

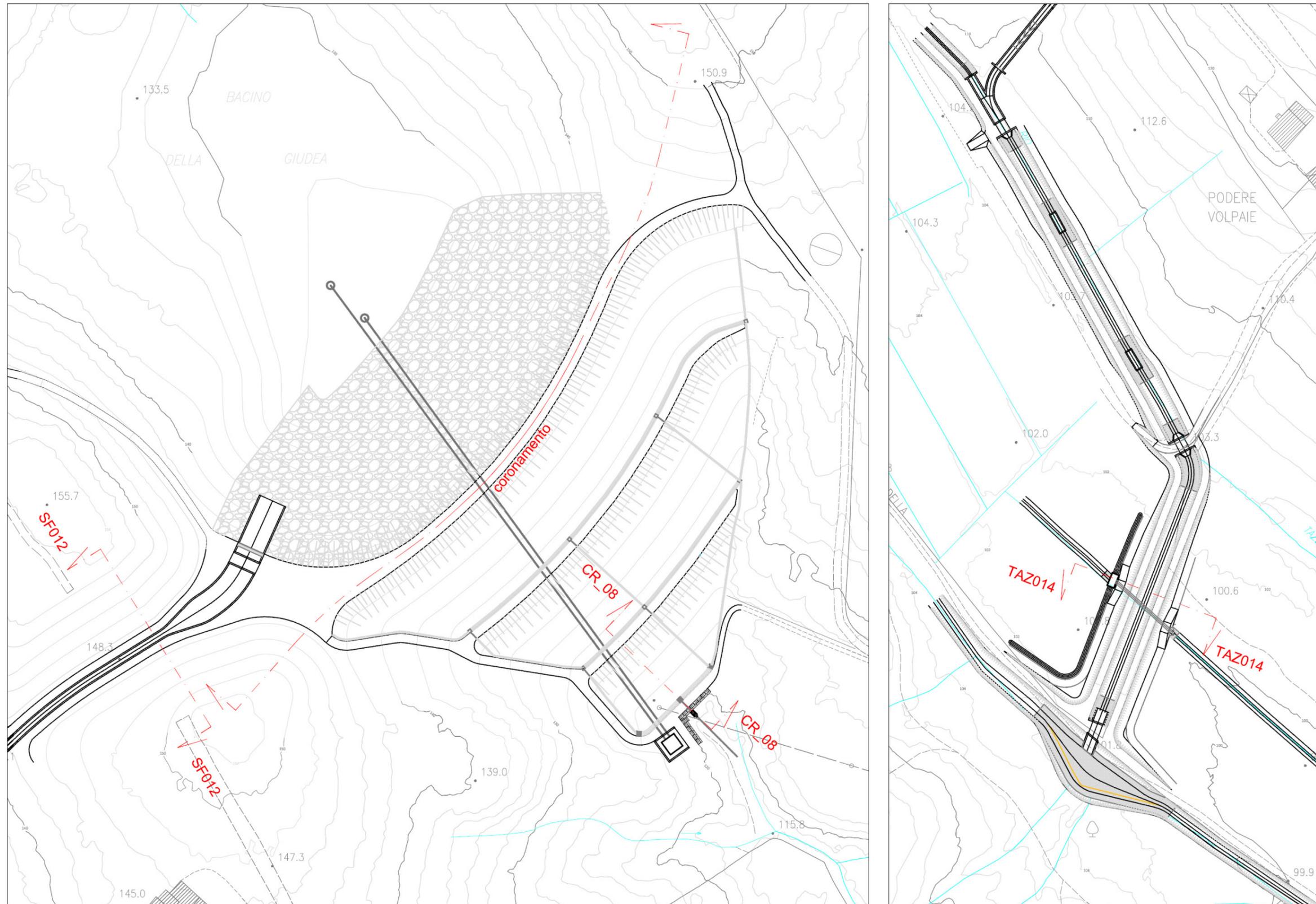


Figura 1-1 – Planimetria sezioni di verifica (scala 1:1'000)

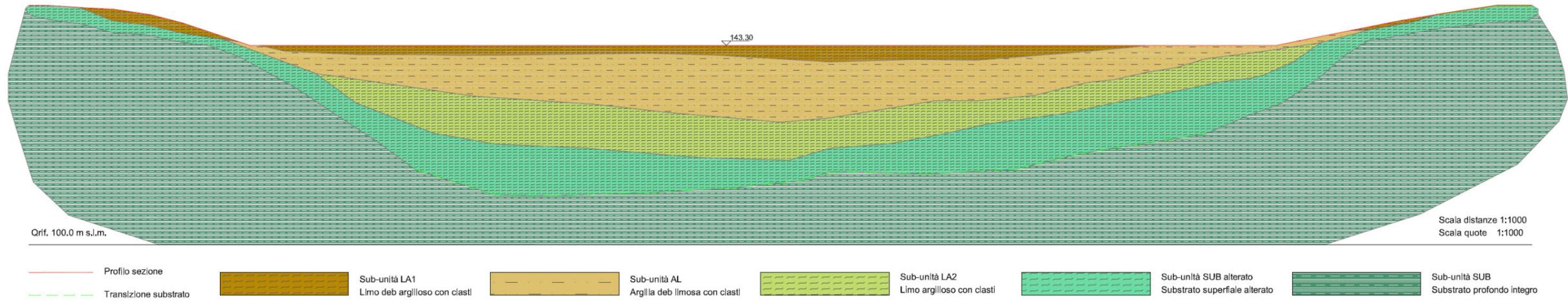


Figura 1-2 – Profilo stratigrafico coronamento diga

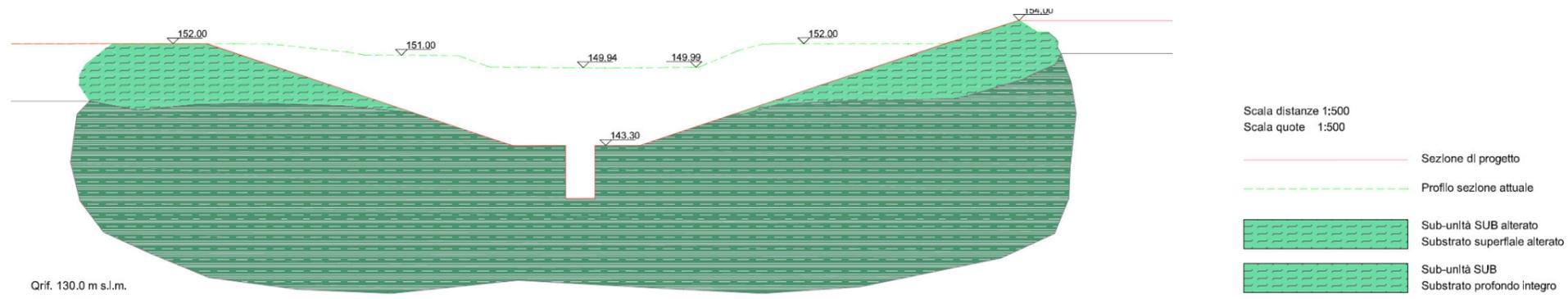


Figura 1-3 – Profilo stratigrafico sezione canale scolmatore SF012

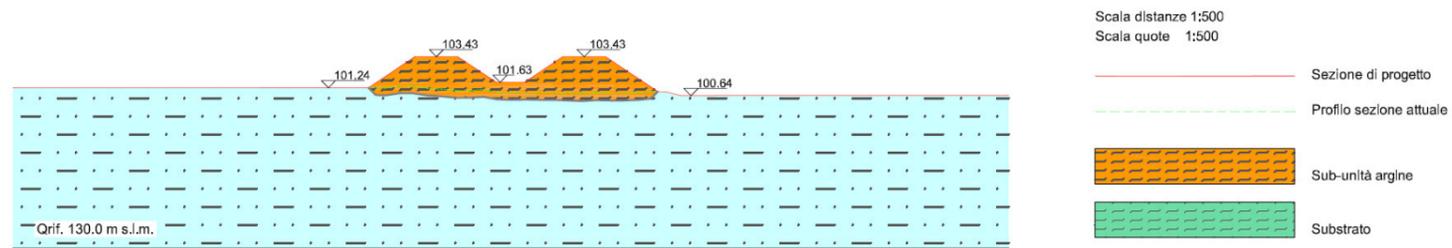


Figura 1-4 – Profilo stratigrafico sezione canale di derivazione TAZ014

3 PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Come riportato negli elaborati *ET.04a* ed *ET.06*, la caratterizzazione parametrica dei materiali delle singole sub-unità è basata sulle risultanze delle indagini geognostiche in sito e di laboratorio appositamente eseguite per l'intervento in oggetto.

Dal punto di vista geotecnico lo sbarramento della diga nello stato di progetto e lo scolmatore sono suddivisi nelle seguenti sub-unità (vedere Figura 1-2 e Figura 1-3):

- sub-unità LA1: corpo diga costituito da limi debolmente argillosi con clasti;
- sub-unità AL: corpo diga formato da argille debolmente limose con clasti;
- sub-unità LA2: corpo diga composto da limi argillosi con clasti;
- sub-unità SUB¹: substrato corpo diga caratterizzato dalla presenza di argillite con livello marnoso.

I parametri geotecnici caratteristici impiegati nelle verifiche di stabilità delle sponde residuali del coronamento e dei versanti del canale scolmatore sono riassunti nella Tabella 3-1.

Parametri geotecnici	Unità di misura	Sub-unità LA1	Sub-unità AL	Sub-unità LA2	Sub-unità SUB
<i>Peso di volume</i>	kg/m ³	2045	1936	2109	2169
<i>Peso di volume saturo</i>	kg/m ³	2045	1936	2109	2169
ϕ'	°	21.6	24.2	23.4	23.6
c'	kPa	24.0	23.0	22.0	24.0
c_u	kPa	74.0	76.0	73.0	146.0

Tabella 3-1 – Parametri geotecnici caratteristici corpo diga e canale scolmatore

In prossimità del tracciato di progetto del canale di derivazione non sono disponibili indagini geognostiche in sito e di laboratorio, pertanto i terreni costituenti il rilevato arginale e la relativa fondazione sono caratterizzati dal punto di vista geotecnico con un'unica sub-unità (si veda Figura 1-4).

¹ Nelle verifiche di stabilità delle sponde residuali del coronamento e dei versanti del canale scolmatore è introdotta, al solo scopo di rappresentare la suddivisione tra la parte di substrato alterata e quella non alterata, una ulteriore sub-unità SUB2 con caratteristiche analoghe a quella della sub-unità SUB.

I parametri geotecnici caratteristici impiegati nelle verifiche di stabilità degli argini del canale di derivazione, riportati nella Tabella 3-2, sono determinati cautelativamente a partire da quelli disponibili nelle altre aree.

Parametri geotecnici	Unità di misura	Sub-unità TAZ014
<i>Peso di volume</i>	kg/m ³	2000
<i>Peso di volume saturo</i>	kg/m ³	2100
ϕ'	°	23.0
c'	kPa	20.0
c_u	kPa	60.0

Tabella 3-2 – Parametri geotecnici caratteristici canale di derivazione

4 VERIFICHE ALLA FILTRAZIONE, AL SOLLEVAMENTO E AL SIFONAMENTO DEI RILEVATI ARGINALI DEL CANALE DI DERIVAZIONE

Nel presente capitolo sono illustrate le verifiche alla filtrazione dei rilevati arginali della **sezione TAZ014** del canale di derivazione.

4.1 VERIFICA ALLA FILTRAZIONE

Le verifiche alla filtrazione sono eseguite in regime di moto vario con il modello VS2DI del *USGS U.S. Geological Survey*.

La verifica alla filtrazione è condotta assumendo i parametri riportati nella Tabella 4-1 per la schematizzazione dei terreni costituenti lo sbarramento e la fondazione.

I parametri riportati nella Tabella 4-1 hanno il seguente significato:

- K_z/K_h = rapporto tra la conducibilità idraulica verticale e orizzontale;
- K_h = conducibilità idraulica orizzontale [m/s];
- Porosità = porosità efficace;
- RMC, α e β = parametri della formula di *Van Genuchten*.

Denominazione sub-unità	K_z/K_h	K_h [m/s]	Porosità	RMC	α	β	Retino
Sub-unità argine	1.0	1.0E-06	0.30	0.10	1.0	5.0	
Substrato	1.0	1.0E-07	0.30	0.10	1.0	5.0	

Tabella 4-1 – Parametri dei terreni adottati per la verifica alla filtrazione e al sifonamento

La formula di *Van Genuchten* fornisce i valori del grado di saturazione e della conducibilità idraulica nella parte di mezzo poroso insatura, secondo le seguenti espressioni:

$$s_e = 1 / \left(1 + |\alpha \times h|^{beta} \right)^{gamma}$$

$$K_r = \left(1 - C \times D^{-gamma} \right)^2 / D^{gamma / 2}$$

$$C = |\alpha \times h|^{(beta-1)}$$

$$D = 1 + |\alpha \times h|^{beta}$$

dove:

- s_e = saturazione effettiva (VMC-RMC)/(Porosità – RMC);
- VMC = grado di umidità nel suolo;
- RMC = grado di umidità residuo;
- K_r = conducibilità idraulica relativa;
- h = tensione capillare;
- α e β = parametri empirici;

- $\gamma = 1 - 1/\beta$.

Il modello risolve le equazioni di *Richard's* alle differenze finite in un dominio definito dall'utente con assegnate condizioni al contorno.

Le condizioni al contorno sono inserite con il seguente criterio:

- ai paramenti di monte e/o di valle a contatto con l'acqua e ai bordi del dominio a contatto con l'acqua è stato assegnato un carico totale variabile nel tempo (linea blu);
- ai paramenti di monte e/o di valle e ai bordi non a contatto con l'acqua è stata assegnata una condizione di superficie libera (linea arancione);
- ai bordi verticali del dominio è stata assegnata una condizione di carico totale fissa pari ai livelli di falda (linea blu);
- alla base del dominio e alla sommità dell'argine è assegnata la condizione di flusso nullo.

Gli idrogrammi dei carichi totali sul paramento di monte e/o di valle sono stati definiti in funzione delle verifiche idrauliche condotte a supporto della presente progettazione definitiva (elaborato ET.03).

Nella Figura 4-1 è rappresentato l'idrogramma dei livelli idrometrici adottato per la verifica alla filtrazione assieme a quelli delle portate liquide calcolate per tale tratto di canale. Nella figura l'idrogramma di verifica è posto a confronto con le quote della falda, del fondo alveo e del colmo dei livelli stimati per l'evento con tempo di ritorno di 3000 anni.

Cautelativamente è stato adottato per le verifiche alla filtrazione un idrogramma dei livelli idrometrici della durata complessiva di 16.0 ore, costituito da un tratto di risalita iniziale e un tratto di discesa finale della durata di 5 minuti e un con colmo, posto pari al valore della quota di sommità del rilevato da verificare, mantenuto costante per 5.5 ore.

Come condizione iniziale e finale dell'idrogramma è stato assunto un battente di 20 cm.

Cautelativamente il livello della falda è posto alla profondità di 0.5 m dal piano campagna più depresso (100.20 m s.l.m.).

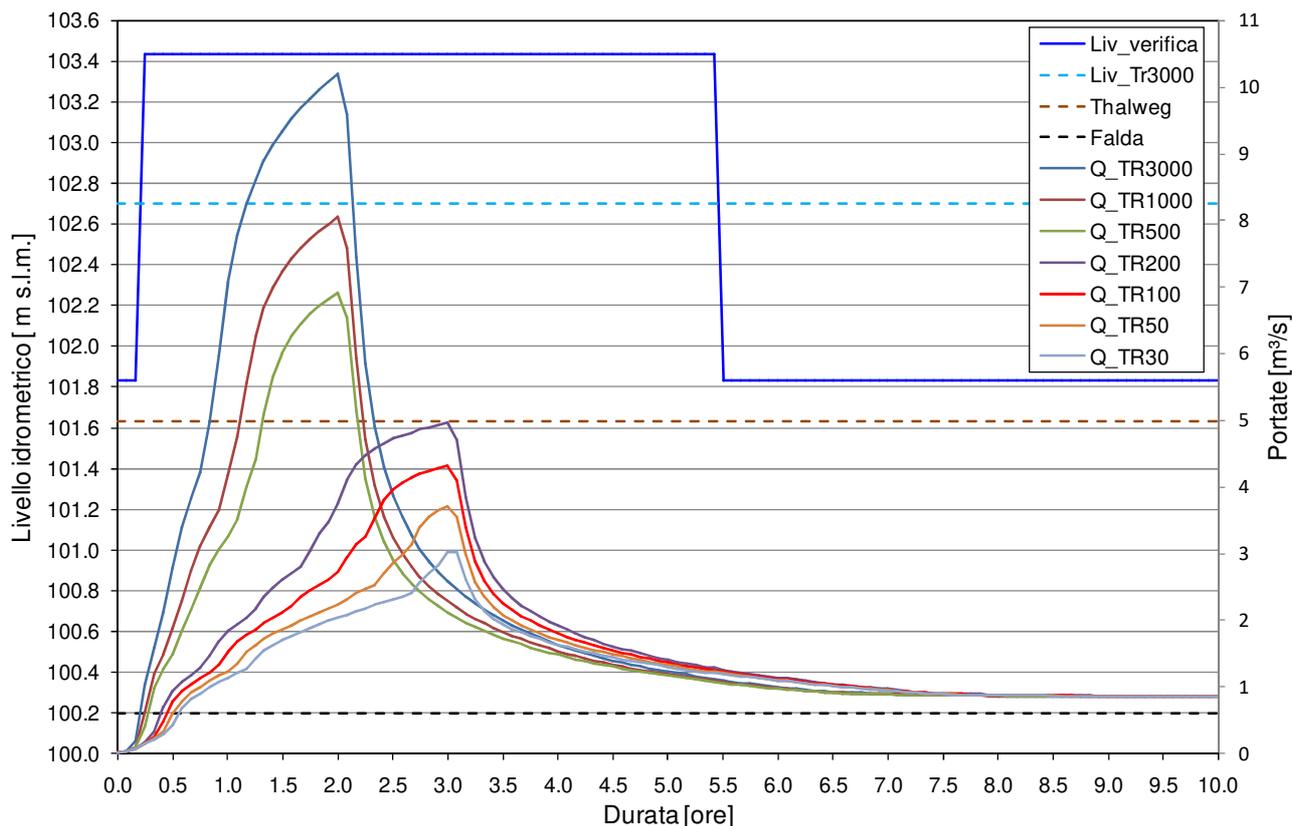


Figura 4-1 – Idrogramma dei livelli per la verifica alla filtrazione della sezione TAZ014

4.1.1 RISULTATI VERIFICA ALLA FILTRAZIONE

Nella Figura 4-2 si riportano i profili del piano campagna, le stratigrafie del terreno e le condizioni al contorno utilizzate nel programma VS2DI del *USGS U.S. Geological Survey* per la sezione TAZ014.

La saturazione all'istante $t = 5.5$ ore della simulazione è riportata nella Figura 4-3, mentre Figura 4-4 è rappresentata la linea di filtrazione ricavata con un grado di saturazione di 0.95 ed utilizzata nelle successive verifiche di stabilità.

Le verifiche hanno evidenziato che **la linea di filtrazione (zona satura) durante il transitorio non interessa mai il piede esterno dell'argine.**

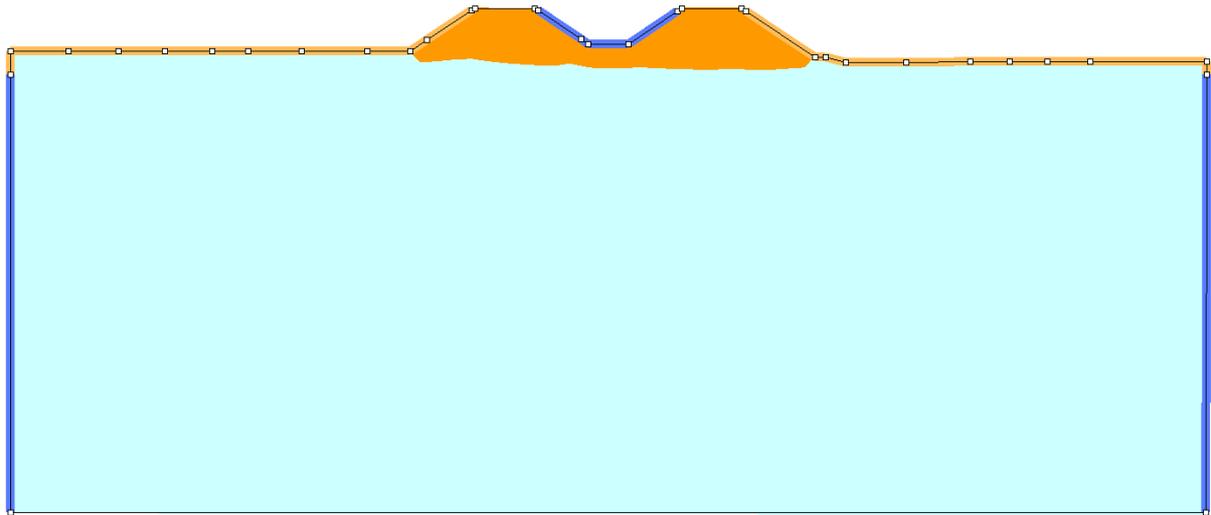


Figura 4-2 – Stratigrafie e condizioni al contorno modello VS2DI sezione TAZ014

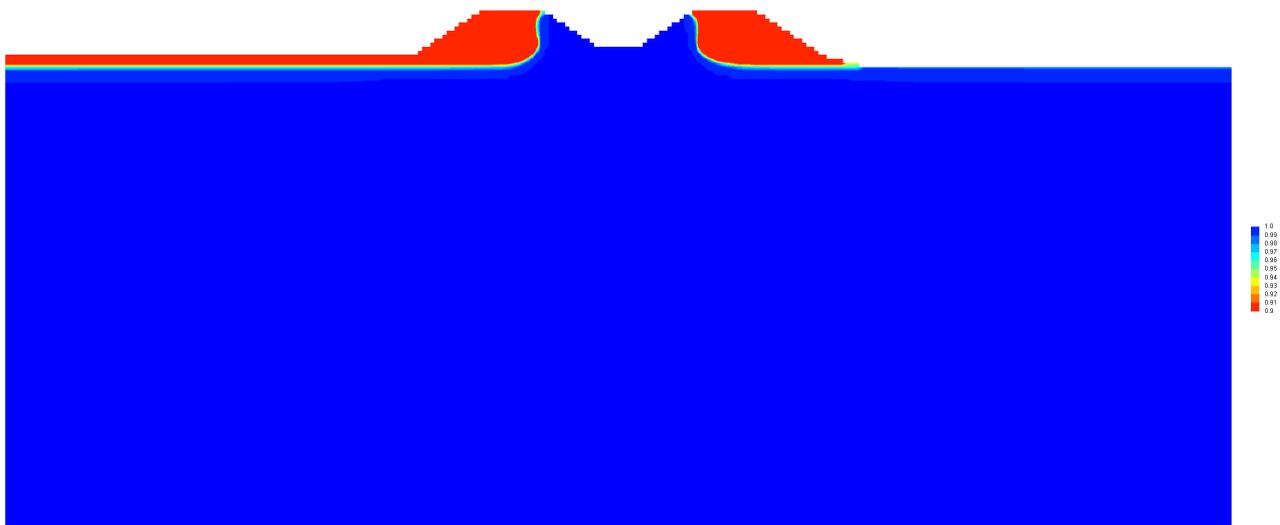


Figura 4-3 – Saturazione per t = 5.5 ore sezione TAZ014

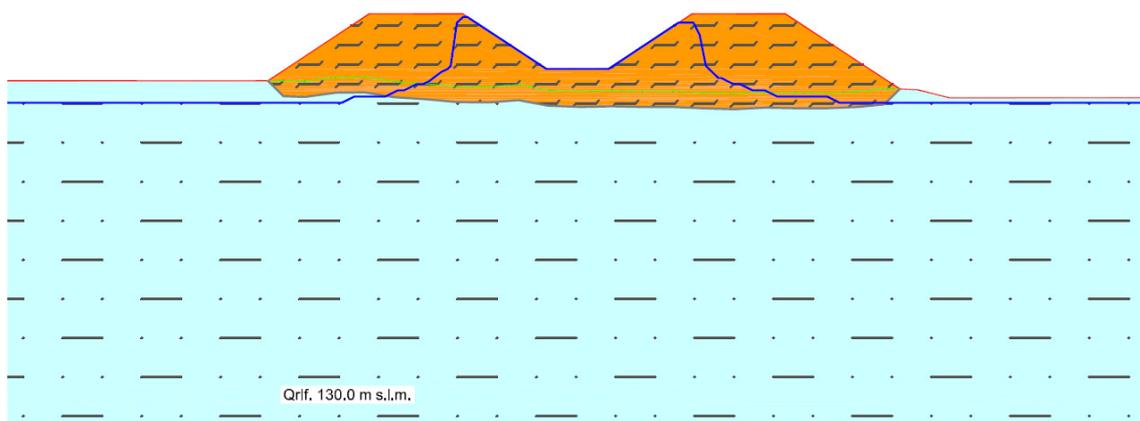


Figura 4-4 – Linea filtrazione sezione TAZ014

4.2 VERIFICHE AL SOLLEVAMENTO ED AL SIFONAMENTO

Le verifiche al sollevamento ed al sifonamento sono state condotte ai sensi delle NTC 2018 paragrafo 6.2.4.2, che si riporta di seguito.

“Le opere geotecniche devono essere verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento. A tal fine, nella valutazione delle pressioni interstiziali e delle quote piezometriche caratteristiche, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle condizioni stratigrafiche. Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell’azione instabilizzante $V_{inst,d}$, ovvero sia della risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ($G_{inst,d}$) e quella variabile ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} < G_{stb,d} + R_d$$

dove

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III. Al fine del calcolo della resistenza di progetto R_d , tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2). Ove necessario, il calcolo della resistenza va eseguito in accordo a quanto indicato nei successivi paragrafi per le fondazioni su pali e per gli ancoraggi.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale γ_f (o γ_E)	Sollevamento UPL
Permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0.9
	Sfavorevole		1.1
Permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0.0
	Sfavorevole		1.5
Variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0.0
	Sfavorevole		1.5

(¹) Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

In condizioni di flusso prevalentemente verticale:

a) nel caso di frontiera di efflusso libera, la verifica a sifonamento si esegue controllando che il gradiente idraulico i risulti non superiore al gradiente idraulico critico i_c diviso per un coefficiente parziale $\gamma_R = 3$, se si assume come effetto delle azioni il gradiente idraulico medio, e per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$ nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso;

b) in presenza di un carico imposto sulla frontiera di efflusso, la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$.

In tutti gli altri casi il progettista deve valutare gli effetti delle forze di filtrazione e garantire adeguati livelli di sicurezza, da prefissare e giustificare esplicitamente.

Si fa salvo, comunque, quanto previsto nel Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26 giugno 2014 recante “Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)”, ove applicabile”.

Per quanto riguarda la **verifica al sollevamento** si procede come segue:

- $V_{inst,d} = Q_{inst,d}$ è calcolato moltiplicando la pressione interstiziale (sfavorevole) per il coefficiente $\gamma_{Qi} = 1.5$;
- $G_{stb,d}$ è **calcolato** moltiplicando la tensione totale (favorevole) per il coefficiente $\gamma_{G1}=0.9$;
- R_d è assunto cautelativamente pari a zero.

In tal modo si perviene a un **coefficiente di sicurezza parziale $\gamma_R = 1.67$** .

Il coefficiente di sicurezza minimo ottenuto nella modellazione vale 67.74.

Per quanto riguarda la **verifica al sifonamento** si deve verificare la seguente disuguaglianza:

$$i > i_d / \gamma_R$$

Avendo adottato un modello completo di filtrazione si ricade nel caso a) e si adotta un **coefficiente di sicurezza parziale $\gamma_R = 2$** .

Il coefficiente di sicurezza minimo ottenuto nella modellazione è pari a 39.17.

5 VERIFICHE DI STABILITÀ

Le verifiche di stabilità sono effettuate con l' **Approccio 1**, con riferimento alla **Combinazione 2 (A2+M2+R2)**, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nella Tabella 5-1, nella Tabella 5-2 e nella Tabella 5-3.

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
<i>Permanenti G_1</i>	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
<i>Permanenti G_2</i>	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
<i>Variabili Q</i>	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

(1) Per carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1} .

Tabella 5-1 – Estratto Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (N.T.C. 2018)

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.40
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1.0	1.00

Tabella 5-2 – Estratto Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (N.T.C. 2018)

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Tabella 5-3 – Estratto Tabella 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

In condizioni simiche sono applicati i coefficienti parziali per le azioni e per i parametri geotecnici definiti dalle N.T.C. 2018 come indicato al punto 7.11.1 per cui le verifiche agli stati limite ultimi devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale $\gamma_R = 1.2$.

5.1 PARAMETRI SISMICI

Le verifiche sismiche sono condotte, per ogni stato limite, utilizzando i parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* ed i parametri sismici dipendenti S , T_B , T_C , secondo quanto indicato nell'elaborato ET.04b.

Stato limite	P_{Vr} [%]	Tr [anni]	a_g/g	a_g [m/s ²]	F_0	T_c^* [s]	S	T_B [s]	T_C [s]
SLO	81	120	0.103	1.010	2.421	0.271	2.178	0.110	0.168
SLD	63	201	0.126	1.236	2.414	0.279	2.622	0.117	0.133
SLV	10	1898	0.274	2.687	2.398	0.309	2.395	0.158	0.174
SLC	5	2475	0.298	2.922	2.397	0.317	2.088	0.091	0.197

Tabella 5-4 – Parametri sismici di base e dipendenti corpo diga

Stato limite	P_{Vr} [%]	Tr [anni]	a_g/g	a_g [m/s ²]	F_0	T_c^* [s]	S	T_B [s]	T_C [s]
SLO	81	120	0.103	1.010	2.421	0.271	1.247	0.106	0.260
SLD	63	201	0.126	1.236	2.414	0.279	1.472	0.117	0.219
SLV	10	1898	0.274	2.687	2.398	0.309	1.377	0.141	0.260
SLC	5	2475	0.298	2.922	2.397	0.317	1.352	0.094	0.302

Tabella 5-5 – Parametri sismici di base e dipendenti canale scolmatore

Il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_s è assunto pari a **0.38** nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV) e pari a **0.47** in quelle dello stato limite di esercizio (SLD), secondo quanto riportato al punto 7.11.4 delle N.T.C. 2018.

5.2 DESCRIZIONE DEI METODI DI CALCOLO

Le verifiche di stabilità sono condotte con il programma *STAP 14.0* prodotto dalla *Aztec Informatica*.

Le verifiche di stabilità sono eseguite con il **metodo di Bishop**.

Viene usata la **tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare**.

In particolare il programma esamina un numero di superfici che dipende dalle impostazioni fornite (impostazione delle superfici di rottura, condizioni di esclusione, numero di superfici analizzate) e che sono riportate nella corrispondente sezione negli elaborati ET.08a, ET.08b ed ET.08c "Tabulati delle verifiche di stabilità". Il processo iterativo permette di determinare il coefficiente di sicurezza di tutte le superfici analizzate.

Nella descrizione dei metodi di calcolo si adotterà la seguente simbologia:

- l lunghezza della base della striscia
- α angolo della base della striscia rispetto all'orizzontale
- b larghezza della striscia $b = l \times \cos(\alpha)$
- ϕ angolo di attrito lungo la base della striscia
- c coesione lungo la base della striscia
- γ peso di volume del terreno

- u pressione neutra
- W peso della striscia
- N sforzo normale alla base della striscia
- T sforzo di taglio alla base della striscia
- E_s, E_d forze normali di interstriscia a sinistra e a destra
- X_s, X_d forze tangenziali di interstriscia a sinistra e a destra
- E_a, E_b forze normali di interstriscia alla base ed alla sommità del pendio
- ΔX variazione delle forze tangenziali sulla striscia $\Delta X = X_d - X_s$
- ΔE variazione delle forze normali sulla striscia $\Delta E = E_d - E_s$

5.3 METODO DI BISHOP

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di *Bishop* semplificato è espresso secondo la seguente formula:

$$F = \frac{\sum_i \left[\frac{c_i b_i + (N_i / \cos(\alpha_i) - u_i b_i) \tan(\phi_i)}{m} \right]}{\sum_i W_i \sin(\alpha_i)}$$

dove il termine m è espresso da:

$$m = \left(1 + \frac{\tan(\phi_i) \cdot \tan(\alpha_i)}{F} \right) \cos(\alpha_i)$$

in cui n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia *i-esima* rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia *i-esima*, c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia e u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di *Bishop* semplificato contiene al secondo membro il termine m che è funzione di F .

Quindi, essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per F da inserire nell'espressione di m ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

5.4 CONDIZIONI DI VERIFICA E SINTESI RISULTATI

Le verifiche di stabilità sono condotte per le sponde residuali del coronamento dello sbarramento, per le sponde di progetto del canale scolmatore e per i rilevati arginali del canale di derivazione in corrispondenza delle sezioni riportate nella planimetria di Figura 1-1 –.

Per le **sponde residuali del corpo diga** sono individuate n. **10 verifiche**:

- **Verifica 01:** verifica **sponda destra**, verifica a lungo termine tensioni efficaci; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità della sponda; senza sisma; invaso alla quota di massima regolazione.
- **Verifica 02:** verifica **sponda destra**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità della sponda; con sisma SLO; invaso alla quota di massima regolazione.

- **Verifica 03:** verifica **sponda destra**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità della sponda; con sisma SLD; invaso alla quota di massima regolazione.
- **Verifica 04:** verifica **sponda destra**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità della sponda; con sisma SLV; invaso alla quota di massima regolazione.
- **Verifica 05:** verifica **sponda destra**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità della sponda; con sisma SLC; invaso alla quota di massima regolazione.
- **Verifica 06:** verifica **sponda sinistra**, verifica a lungo termine tensioni efficaci; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità della sponda; senza sisma; invaso alla quota di massima regolazione.
- **Verifica 07:** verifica **sponda sinistra**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità della sponda; con sisma SLO; invaso alla quota di massima regolazione.
- **Verifica 08:** verifica **sponda sinistra**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità della sponda; con sisma SLD; invaso alla quota di massima regolazione.
- **Verifica 09:** verifica **sponda sinistra**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità della sponda; con sisma SLV; invaso alla quota di massima regolazione.
- **Verifica 10:** verifica **sponda sinistra**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità della sponda; con sisma SLC; invaso alla quota di massima regolazione.

Per le sponde del **canale scolmatore** sono individuate n. **10 verifiche**:

- **Verifica 01:** verifica **sponda destra**, verifica a lungo termine tensioni efficaci; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità della sponda; senza sisma; falda su fondo canale.
- **Verifica 02:** verifica **sponda destra**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità della sponda; con sisma SLO; falda su fondo canale.
- **Verifica 03:** verifica **sponda destra**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità della sponda; con sisma SLD; falda su fondo canale.
- **Verifica 04:** verifica **sponda destra**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità della sponda; con sisma SLV; falda su fondo canale.
- **Verifica 05:** verifica **sponda destra**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità della sponda; con sisma SLC; falda su fondo canale.
- **Verifica 06:** verifica **sponda sinistra**, verifica a lungo termine tensioni efficaci; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità della sponda; senza sisma; falda su fondo canale.
- **Verifica 07:** verifica **sponda sinistra**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità della sponda; con sisma SLO; falda su fondo canale.

- **Verifica 08:** verifica **sponda sinistra**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità della sponda; con sisma SLD; falda su fondo canale.
- **Verifica 09:** verifica **sponda sinistra**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità della sponda; con sisma SLV; falda su fondo canale.
- **Verifica 10:** verifica **sponda sinistra**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità della sponda; con sisma SLC; falda su fondo canale.

Per i **rilevati del canale di derivazione** sono individuate n. **16 verifiche**:

- **Verifica 01:** verifica **sponda sinistra lato campagna**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità del rilevato; senza sisma; con falda.
- **Verifica 02:** verifica **sponda sinistra lato campagna**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità del rilevato; con sisma SLD; con falda.
- **Verifica 03:** verifica **sponda sinistra lato campagna**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità del rilevato; con sisma SLV; con falda.
- **Verifica 04:** verifica **sponda sinistra lato campagna**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità del rilevato; senza sisma; con linea di filtrazione.
- **Verifica 05:** verifica **sponda destra lato alveo**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità del rilevato; senza sisma; con falda.
- **Verifica 06:** verifica **sponda destra lato alveo**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità del rilevato; con sisma SLD; con falda.
- **Verifica 07:** verifica **sponda destra lato alveo**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità del rilevato; con sisma SLV; con falda.
- **Verifica 08:** verifica **sponda destra lato alveo**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità del rilevato; senza sisma; con linea di filtrazione.
- **Verifica 09:** verifica **sponda destra lato campagna**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità del rilevato; senza sisma; con falda.
- **Verifica 10:** verifica **sponda destra lato campagna**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità del rilevato; con sisma SLD; con falda.
- **Verifica 11:** verifica **sponda destra lato campagna**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità del rilevato; con sisma SLV; con falda.
- **Verifica 12:** verifica **sponda destra lato campagna**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità del rilevato; senza sisma; con linea di filtrazione.
- **Verifica 13:** verifica **sponda sinistra lato alveo**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità del rilevato; senza sisma; con falda.
- **Verifica 14:** verifica **sponda sinistra lato alveo**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità del rilevato; con sisma SLD; con falda.
- **Verifica 15:** verifica **sponda sinistra lato alveo**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità del rilevato; con sisma SLV; con falda.

- **Verifica 16:** verifica **sponda sinistra lato alveo**, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m² sulla sommità del rilevato; senza sisma; con linea di filtrazione.

I risultati delle verifiche di stabilità sono sintetizzati nella Tabella 5-6 per le sponde residuali del corpo diga, nella Tabella 5-7 per le sponde del canale scolmatore di sezione SF012 e nella Tabella 5-8 per i rilevati arginali del canale di derivazione di sezione TAZ014.

Tutte le verifiche sono state condotte nel rispetto della normativa vigente ed eseguite con il metodo di *Bishop*.

n. [#]	Paramento	Cond. idrauliche	Sisma	Condizioni	F _s <i>Bishop</i>	NTC 2018
						γ _R
01	Destra	Esercizio	Senza	Drenate	2.595	1.1
02	Destra	Esercizio	SLO	Non drenate	2.130	1.2
03	Destra	Esercizio	SLD	Non drenate	1.697	1.2
04	Destra	Esercizio	SLV	Non drenate	1.216	1.2
05	Destra	Esercizio	SLC	Non drenate	1.265	1.2
06	Sinistra	Esercizio	Senza	Drenate	2.970	1.1
07	Sinistra	Esercizio	SLO	Non drenate	2.183	1.2
08	Sinistra	Esercizio	SLD	Non drenate	1.723	1.2
09	Sinistra	Esercizio	SLV	Non drenate	1.234	1.2
10	Sinistra	Esercizio	SLC	Non drenate	1.284	1.2

Tabella 5-6 – Verifiche di stabilità **sponde residuali del corpo diga** secondo N.T.C. 2018

n. [#]	Sponda	Cond. idrauliche	Sisma	Condizioni	Fs Bishop	NTC 2018
						γ_R
01	Destra	Falda	Senza	Drenate	2.004	1.1
02	Destra	Falda	SLO	Non drenate	2.905	1.2
03	Destra	Falda	SLD	Non drenate	2.603	1.2
04	Destra	Falda	SLV	Non drenate	2.138	1.2
05	Destra	Falda	SLC	Non drenate	2.074	1.2
06	Sinistra	Falda	Senza	Drenate	2.114	1.1
07	Sinistra	Falda	SLO	Non drenate	3.477	1.2
08	Sinistra	Falda	SLD	Non drenate	3.093	1.2
09	Sinistra	Falda	SLV	Non drenate	2.506	1.2
10	Sinistra	Falda	SLC	Non drenate	2.425	1.2

Tabella 5-7 – Verifiche di stabilità sponde canale scolmatore di sezione SF012 condotte secondo N.T.C. 2018

n. [#]	Sponda	Cond. idrauliche	Sisma	Condizioni	Fs Bishop	NTC 2018
						γ_R
01	Sinistra PC	Falda	Senza	Drenate	2.706	1.1
02	Sinistra PC	Falda	SLD	Non drenate	3.651	1.2
03	Sinistra PC	Falda	SLV	Non drenate	2.624	1.2
04	Sinistra PC	Filtrazione	Senza	Non drenate	4.535	1.1
05	Destra alveo	Falda	Senza	Drenate	4.093	1.1
06	Destra alveo	Falda	SLD	Non drenate	5.345	1.2
07	Destra alveo	Falda	SLV	Non drenate	3.915	1.2
08	Destra alveo	Filtrazione	Senza	Non drenate	6.390	1.1
09	Destra PC	Falda	Senza	Drenate	2.234	1.1
10	Destra PC	Falda	SLD	Non drenate	3.255	1.2
11	Destra PC	Falda	SLV	Non drenate	2.386	1.2
12	Destra PC	Filtrazione	Senza	Non drenate	3.783	1.1
13	Sinistra alveo	Falda	Senza	Drenate	4.093	1.1
14	Sinistra alveo	Falda	SLD	Non drenate	3.924	1.2
15	Sinistra alveo	Falda	SLV	Non drenate	2.584	1.2
16	Sinistra alveo	Filtrazione	Senza	Non drenate	6.058	1.1

Tabella 5-8 – Verifiche di stabilità argini canale di derivazione di sezione TAZ014 condotte secondo N.T.C. 2018

6 DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DEL MURO IN MASSI CICLOPICI

6.1 VERIFICHE OPERE DI SOSTEGNO

Per le verifiche dei muri di sostegno devono essere effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU):

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento;
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo:

Approccio 1: Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate seguendo il seguente approccio:

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO	HYD
<i>Permanenti</i>	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00	1,00	0,90
	Sfavorevole		1,30	1,30	1,00	1,10
<i>Variabili</i>	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,50

Tabella 6-1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle combinazioni statiche

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al</i>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,00	1,00

Tabella 6-2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno nelle combinazioni statiche

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO	HYD
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00	1,00	0,90
	Sfavorevole		1,00	1,00	1,00	1,10
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,00	1,00	1,00	1,50

Tabella 6-3 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle combinazioni sismiche

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,00
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,00
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,00
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00

Tabella 6-4 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno nelle combinazioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO delle fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R2)
Stabilità globale	$\gamma_R = 1,0$

Tabella 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

6.2 METODO DI VERIFICA UTILIZZATO

Sono applicate le norme di calcolo e le verifiche col metodo degli stati limite, così come previsto dal Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

6.3 CARICHI UTILIZZATI PER VALUTARE LE SOLLECITAZIONI SULLE STRUTTURE

- Peso proprio struttura (computato automaticamente dal programma)
- Carico automezzi sul terreno: Esercizio: 2000 daN/m²
- Spinta idrostatica sulle pareti in cemento armato:
 - $S_{w1} = 0$ daN/m² alla quota di sommità dell'argine (carico accidentale acqua)
 - $S_{w2} = 1000$ daN/m³ · $h_{\max \text{ acqua}}$ alla base della parete (carico accidentale acqua)
- Spinta del terreno sulle pareti in cemento armato (computato automaticamente dal programma)

6.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano di seguito tutte le combinazioni utilizzate nelle verifiche con il valore dei coefficienti di combinazione delle azioni.

Le combinazioni delle azioni sono stata effettuate con il seguente metodo:

- Combinazione fondamentale (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione caratteristica rara (SLE irreversibili)

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione frequente (SLE reversibili)

$$G_1 + G_2 + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \Psi_{1i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione quasi permanente (SLE)

$$G_1 + G_2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione sismica (SLV)

$$G_1 + G_2 + E + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione eccezionale (SLV)

$$G_1 + G_2 + A_d + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Il valore dei coefficienti di combinazione delle azioni variabili, Ψ_{ji} , sono da determinarsi in accordo con la tab. 2.5.I del D.M. 17/01/2018.

6.5 MATERIALI UTILIZZATI PER LA STRUTTURA

Pietrame

Peso specifico	2000.0 [kg/m ³]
Tensione ammissibile a compressione σ_c	30.0 [kg/cm ²]
Angolo di attrito interno ϕ_p	45.00 [°]
Resistenza a taglio τ_p	0.0 [kg/cm ²]

6.6 METODOLOGIA DI ANALISI DEI MURI DI SOSTEGNO

6.6.1 VALORI CARATTERISTICI E VALORI DI CALCOLO

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

6.6.2 METODO DI CULMANN

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione p rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

6.6.3 SPINTA IN PRESENZA DI SISMA

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuto al sisma si fa riferimento al *metodo di Mononobe-Okabe* (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a:

$$\begin{aligned}\varepsilon' &= \varepsilon + \theta \\ \beta' &= \beta + \theta\end{aligned}$$

dove $\theta = \arctg\left[\left(k_h/1 \pm k_v\right)\right]$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

- terreno a bassa permeabilità $\theta = \arctg\left[\left(\gamma_{sat}/\gamma_{sat} - \gamma_w\right) \times \left(k_h/1 \pm k_v\right)\right]$
- terreno a permeabilità elevata $\theta = \arctg\left[\left(\gamma/\gamma_{sat} - \gamma_w\right) \times \left(k_h/1 \pm k_v\right)\right]$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da $\Delta S = AS' - S$, dove il coefficiente A vale:

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cos \theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coeff. A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come:

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

6.6.4 VERIFICA A RIBALTAMENTO

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r 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. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

6.6.5 VERIFICA A SCORRIMENTO

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 deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come:

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

Nel caso di fondazione con dente, viene calcolata la resistenza passiva sviluppatasi lungo il cuneo passante per lo spigolo inferiore del dente, inclinato dell'angolo ρ (rispetto all'orizzontale). Tale cuneo viene individuato attraverso un procedimento iterativo. In dipendenza della geometria della fondazione e del dente, dei parametri geotecnici del terreno e del carico risultante in fondazione, tale cuneo può avere forma triangolare o trapezoidale. Detta N la componente normale del carico agente sul piano di posa della fondazione, Q l'aliquota di carico gravante sul cuneo passivo, S_p la resistenza passiva, L_c l'ampiezza del cuneo e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come:

$$F_r = (N - Q) \operatorname{tg} \delta_f + S_p + c_a L_r \quad \text{con } L_r = B_r - L_c$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere

aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

6.6.6 VERIFICA AL CARICO LIMITE

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q > 1.0$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di Meyerhof.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = cN_c d_c i_c + qN_q d_q i_q + 0.5\gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

in questa espressione: c = coesione del terreno in fondazione; ϕ = angolo di attrito del terreno in fondazione; γ = peso di volume del terreno in fondazione; B = larghezza della fondazione; D = profondità del piano di posa; q = pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_q = A \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) c \tan \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità:

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi=0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi>0$$

Fattori di inclinazione:

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - 90^\circ)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

6.6.7 VERIFICA ALLA STABILITÀ GLOBALE

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il **metodo di Bishop**.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi_i}{m}}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da:

$$m = \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \phi_i \operatorname{tg} \alpha_i}{\eta}\right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima, c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

6.7 IMPOSTAZIONI DI ANALISI

Calcolo della portanza: metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su N_y per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00

Coefficiente correttivo su N_y per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

6.8 QUADRO RIASSUNTIVO COEFFICIENTI DI SICUREZZA

I risultati delle analisi sono sintetizzati nella Tabella 5-6, in cui è adottata la seguente simbologia:

- *C* Identificativo della combinazione;
- *Tipo* Tipo combinazione;
- *Sisma* Combinazione sismica;
- CS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento;
- CS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento;
- CS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite;
- CS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale.

C [#]	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{QLIM}	CS_{STAB}
1	A1-M1 - [1]	–	99.99	–	9.52	–
2	A1-M1 - [1]	–	99.99	–	7.08	–
3	A1-M1 - [1]	–	99.99	–	8.82	–
4	A1-M1 - [1]	–	99.99	–	7.51	–
5	EQU - [1]	–	–	15.58	–	–
6	STAB - [1]	–	–	–	–	4.39
7	A1-M1 - [2]	–	99.99	–	9.94	–
8	A1-M1 - [2]	–	99.99	–	8.27	–
9	A1-M1 - [2]	–	99.99	–	10.76	–
10	A1-M1 - [2]	–	99.99	–	7.78	–
11	EQU - [2]	–	–	14.43	–	–
12	STAB - [2]	–	–	–	–	2.79
13	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	3.79	–	7.81	–
14	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	3.23	–	8.75	–
15	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	–	3.28	–	–
16	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	–	1.9	–	–
17	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	–	–	–	2.85
18	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	–	–	–	2.91
19	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	1.71	–	6.1	–
20	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	1.65	–	6.79	–
21	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	–	5.33	–	–

C [#]	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{QLIM}	CS_{STAB}
22	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	–	2.39	–	–
23	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	–	–	–	2.22
24	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	–	–	–	2.29
25	SLER - [2]	–	99.99	–	9.23	–
26	SLEF - [2]	–	99.99	–	9.2	–
27	SLEQ - [2]	–	99.99	–	9.2	–
28	SLER - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	4.53	–	9.27	–
29	SLER - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	4.81	–	11.05	–
30	SLEF - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	5.75	–	9.53	–
31	SLEF - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	6.08	–	11.09	–
32	SLEQ - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	36.94	–	11.71	–

Tabella 6-5 – Quadro riassuntivo coefficienti di sicurezza delle verifiche del muro di sostegno al piede della diga