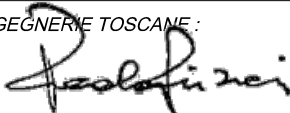


**INTERVENTI DI ADEGUAMENTO DELLA DIGA DI GIUDEA  
A GELLO NEL COMUNE DI PISTOIA (PT)**



**PROGETTO DEFINITIVO**

Elaborato <b>ET10</b>	Nome Elaborato: <b>RELAZIONE VERIFICHE DI STABILITÀ SISMICHE SPALLE DIGA, SCARICO DI SUPERIFICIE E ARGINI CANALE</b>	Scala: -
		Data: 27/12/2019

Settore: <b>INGEGNERIE TOSCANE</b> <small>Organizzazione dotata di Sistema di Gestione Integrato certificato in conformità alla normativa ISO9001 - ISO14001 - OHSAS18001 - SA8000</small>		Sede Firenze Via de Sanctis, 49 Cod. Fiscale e P.I. 06111950488	
<b>PROGETTAZIONE :</b> <b>PROGETTISTA - PROJECT MANAGER :</b> ING. GIOVANNI SIMONELLI <b>GEOLOGO:</b> DOTT. GEOL. FILIPPO LANDINI <b>ESPROPRI:</b> GEOM. ANDREA PATRIARCHI		<b>COLLABORATORI :</b> DOTT. GEOL. CARLO FERRI GEOM. MATTEO MASI	
<b>CONSULENTI TECNICI :</b> <b>WEST Systems</b> ING. DAVID SETTESOLDI <b>idroGeo</b> DOTT. GEOL. SIMONE FIASCHI <b>Tree</b> ING. GIOVANNI CANNATA <small>EUROPEAN ENVIRONMENTAL ENGINEERING</small>		<b>COMMESSA I.T. :</b> INGT-TPLPD-PBAAC252 <b>RESPONSABILE COMMITTENTE :</b> ING. CRISTIANO AGOSTINI	
<b>DIRETTORE TECNICO INGEGNERIE TOSCANE :</b>  ING. PAOLO PIZZARI		<b>RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :</b> ING. LEONARDO ROSSI	

Rev.	Data	Descrizione / Motivo della revisione	Redatto	Controllato / Approvato
01	27/12/2019	Prima Emissione	Catella	Settesoldi

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>VERIFICHE ALLA FILTRAZIONE, AL SIFONAMENTO E AL SOLLEVAMENTO.....</b>	<b>7</b>
3.1	VERIFICHE ALLA FILTRAZIONE, AL SOLLEVAMENTO E AL SIFONAMENTO .....	7
3.1.1	<i>Risultati verifiche alla filtrazione .....</i>	<i>9</i>
3.1.2	<i>Verifiche al sollevamento.....</i>	<i>10</i>
3.1.3	<i>Verifiche al sifonamento.....</i>	<i>10</i>
<b>4</b>	<b>VERIFICHE DI STABILITÀ.....</b>	<b>11</b>
<b>5</b>	<b>PERICOLOSITÀ SISMICA .....</b>	<b>12</b>
5.1	RISPOSTA SISMICA LOCALE .....	12
5.1.1	<i>Spettri di risposta in accelerazione verifiche spalle residuali corpo diga.....</i>	<i>12</i>
5.1.2	<i>Spettri di risposta in accelerazione verifiche sponde scalmatore e argini canale.....</i>	<i>15</i>
5.2	COEFFICIENTI PARZIALI IN CONDIZIONI SISMICHE.....	17
<b>6</b>	<b>PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI.....</b>	<b>18</b>
<b>7</b>	<b>RELAZIONE DI CALCOLO VERIFICHE DI STABILITÀ.....</b>	<b>19</b>
7.1	DESCRIZIONE DEI METODI DI CALCOLO .....	19
7.1.1	<i>Metodo di Bishop.....</i>	<i>19</i>
7.2	CONDIZIONI DI VERIFICA E SINTESI RISULTATI.....	20
<b>8</b>	<b>RELAZIONE DI CALCOLO .....</b>	<b>24</b>
8.1	VERIFICHE FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	24
8.2	METODO DI VERIFICA UTILIZZATO .....	25
8.3	CARICHI UTILIZZATI PER VALUTARE LE SOLLECITAZIONI SULLE STRUTTURE .....	25
8.4	COMBINAZIONI DI CARICO.....	25
8.5	MATERIALI UTILIZZATI PER LA STRUTTURA.....	26
8.6	METODOLOGIA DI ANALISI DEI MURI DI SOSTEGNO.....	26
8.6.1	<i>Valori caratteristici e valori di calcolo.....</i>	<i>26</i>
8.6.2	<i>Metodo di Culmann .....</i>	<i>26</i>
8.6.3	<i>Spinta in presenza di sisma.....</i>	<i>27</i>
8.6.4	<i>Verifica a ribaltamento.....</i>	<i>28</i>
8.6.5	<i>Verifica a scorrimento.....</i>	<i>28</i>
8.6.6	<i>Verifica al carico limite .....</i>	<i>29</i>
8.6.7	<i>Verifica alla stabilità globale .....</i>	<i>30</i>
8.7	IMPOSTAZIONI DI ANALISI .....	30
8.8	QUADRO RIASSUNTIVO COEFF. DI SICUREZZA.....	30

## ELENCO FIGURE

Figura 1-1 – Planimetria sezioni di verifica (scala 1:1'000).....	5
Figura 1-2 – Profilo stratigrafico coronamento diga.....	6
Figura 1-3 – Profilo stratigrafico sezione canale scolmatore SF012.....	6
Figura 1-4 – Profilo stratigrafico sezione canale di derivazione TAZ014.....	6
Figura 3-1 – Idrogramma dei livelli per la verifica alla filtrazione della sezione TAZ014.....	8
Figura 3-2 – Stratigrafie e condizioni al contorno modello VS2DI sezione TAZ014.....	9
Figura 3-3 – Saturazione per t = 5.5 ore sezione TAZ014.....	9
Figura 3-4 – Linea filtrazione sezione TAZ014.....	10
Figura 5-1 – Spettri di risposta in accelerazione SLO (Tr = 120 anni).....	13
Figura 5-2 – Spettri di risposta in accelerazione SLD (Tr = 201 anni).....	13
Figura 5-3 – Spettri di risposta in accelerazione SLV (Tr = 1898 anni).....	14
Figura 5-4 – Spettri di risposta in accelerazione SLC (Tr = 2475 anni).....	14
Figura 5-5 – Spettri di risposta in accelerazione SLO (Tr = 120 anni).....	15
Figura 5-6 – Spettri di risposta in accelerazione SLD (Tr = 201 anni).....	16
Figura 5-7 – Spettri di risposta in accelerazione SLV (Tr = 1898 anni).....	16
Figura 5-8 – Spettri di risposta in accelerazione SLC (Tr = 2475 anni).....	17

## ELENCO TABELLE

Tabella 3-1 – Parametri dei terreni adottati per la verifica alla filtrazione e al sifonamento.....	7
Tabella 5-1 – Parametri sismici di base SLO, SLD, SLV e SLC.....	12
Tabella 5-2 – Parametri dello spettro di risposta normalizzato ottenuto dalla risposta sismica locale.....	12
Tabella 5-3 – Parametri dello spettro di risposta normalizzato ottenuto dalla risposta sismica locale.....	15
Tabella 6-1 – Parametri geotecnici caratteristici corpo diga e canale scolmatore.....	18
Tabella 6-2 – Parametri geotecnici caratteristici canale di derivazione.....	18
Tabella 7-1 – Verifiche di stabilità sponde residuali del corpo diga secondo N.T.C. 2018.....	22
Tabella 7-2 – Verifiche di stabilità sponde canale scolmatore di sezione SF012 condotte secondo N.T.C. 2018.....	22
Tabella 7-3 – Verifiche di stabilità argini canale di derivazione di sezione TAZ014 condotte secondo N.T.C. 2018.....	23
Tabella 8-1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle combinazioni statiche.....	24
Tabella 8-2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno nelle combinazioni statiche.....	24
Tabella 8-3 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle combinazioni sismiche.....	24
Tabella 8-4 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno nelle combinazioni sismiche.....	25
Tabella 8-5 – Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza delle verifiche del muro di sostegno al piede della diga.....	31

## 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.

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

Il muro a gravità è realizzato con num. 2 gradoni per lato alti ciascuno circa 1.20 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.

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*.

Il calcolo del muro di sostegno è stato eseguito 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.



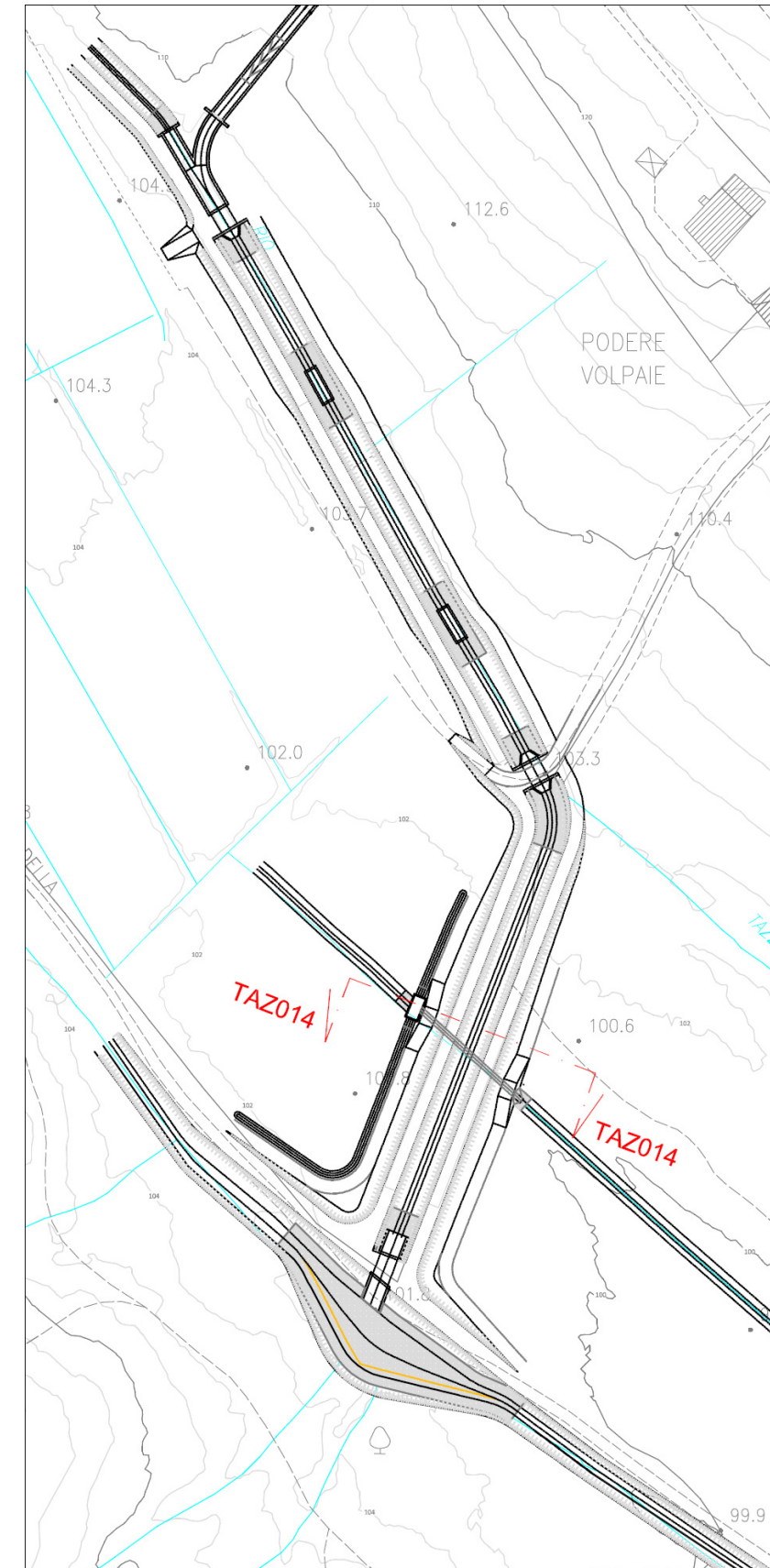
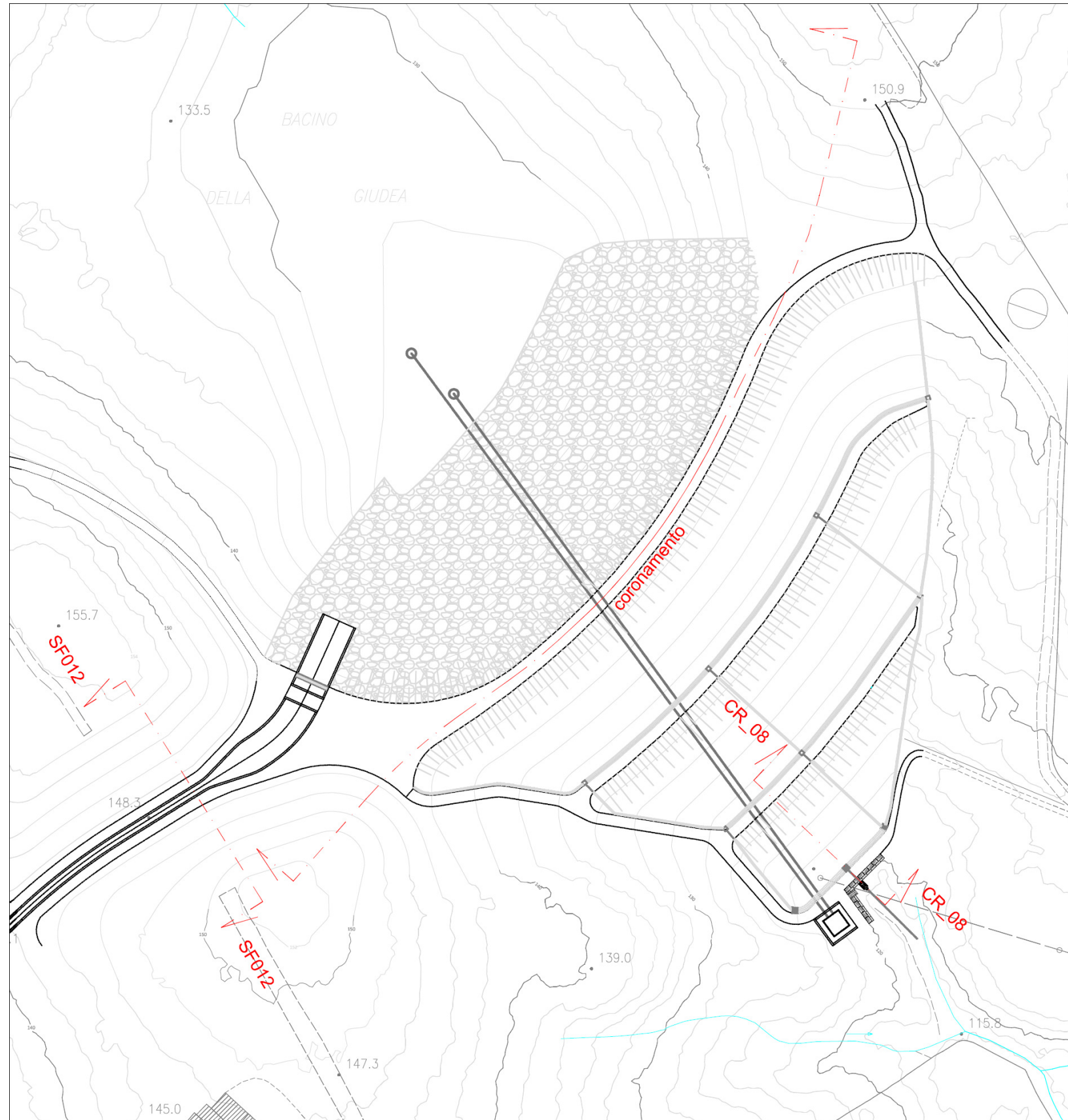


Figura 1-1 – Planimetria sezioni di verifica (scala 1:1'000).



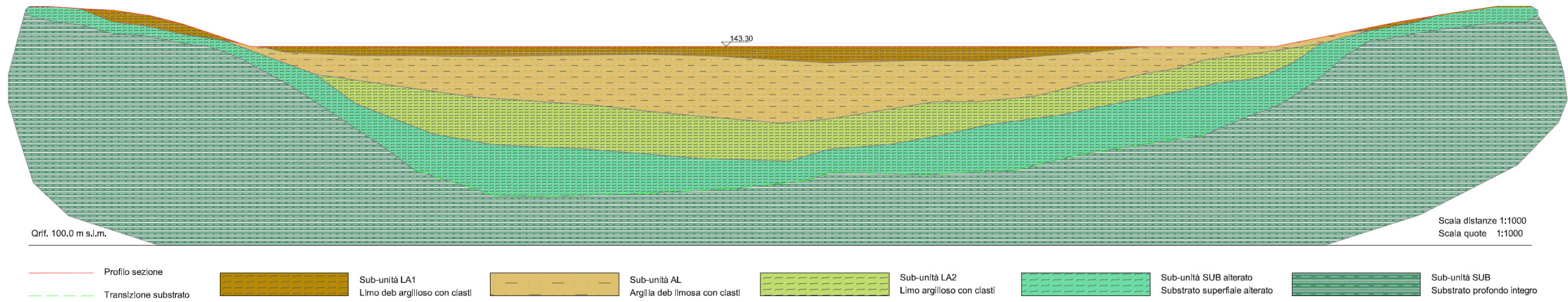


Figura 1-2 – Profilo stratigrafico coronamento diga.

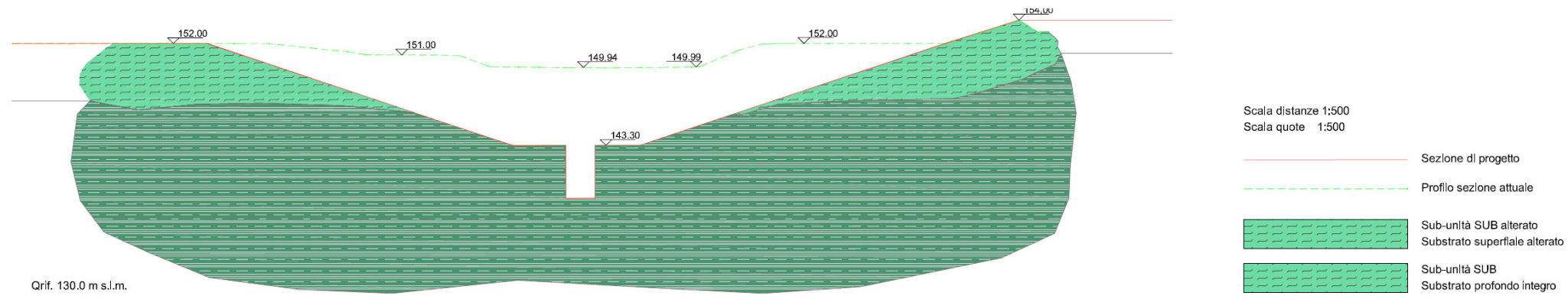


Figura 1-3 – Profilo stratigrafico sezione canale scolmatore SF012.

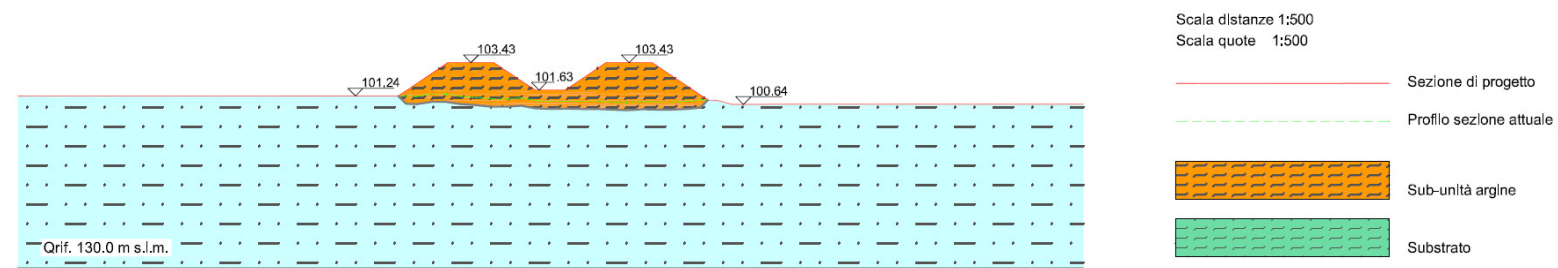


Figura 1-4 – Profilo stratigrafico sezione canale di derivazione TAZ014.

### 3 VERIFICHE ALLA FILTRAZIONE, AL SIFONAMENTO E AL SOLLEVAMENTO

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

#### 3.1 VERIFICHE ALLA FILTRAZIONE, AL SOLLEVAMENTO E AL SIFONAMENTO

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 3-1 per la schematizzazione dei terreni costituenti lo sbarramento e la fondazione.

I parametri riportati nella Tabella 3-1 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,  $\alpha$  e  $\beta$  = parametri della formula di *Van Genuchten*.

Denominazione sub-unità	$K_z/K_h$	$K_h$ [m/s]	Porosità	RMC	$\alpha$	$\beta$	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 3-1 – 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;
- $\alpha$  e  $\beta$  = 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 assegna una condizione di carico totale fissa pari al 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 3-1 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 succitata 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.).

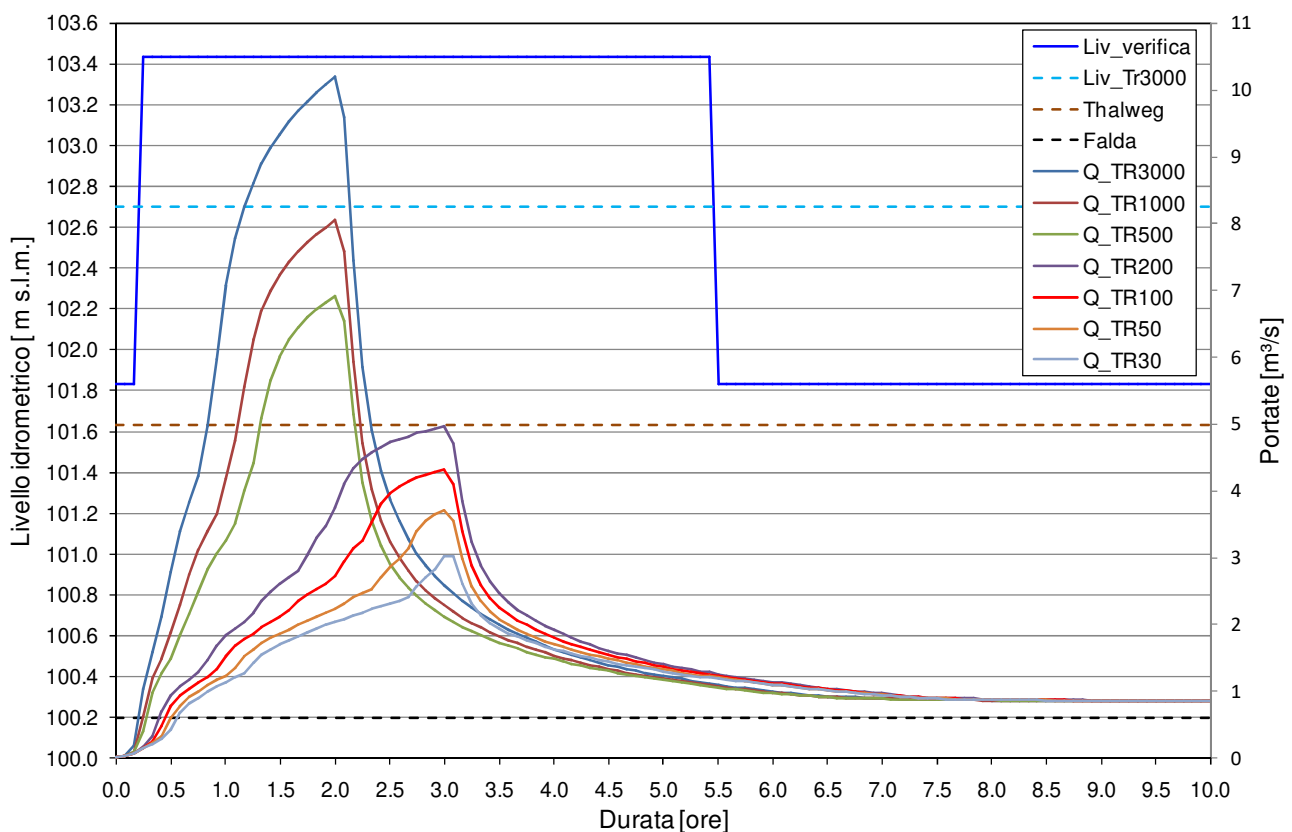


Figura 3-1 – Idrogramma dei livelli per la verifica alla filtrazione della sezione TAZ014.

### 3.1.1 RISULTATI VERIFICHE ALLA FILTRAZIONE

Nella Figura 3-2 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 3-3, mentre Figura 3-4 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.

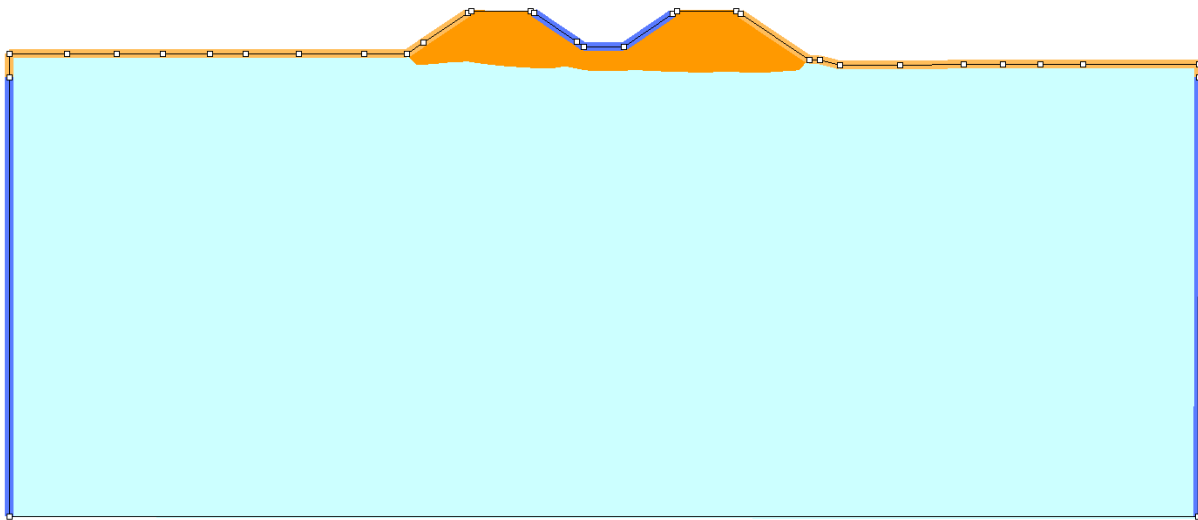


Figura 3-2 – Stratigrafie e condizioni al contorno modello VS2DI sezione TAZ014.

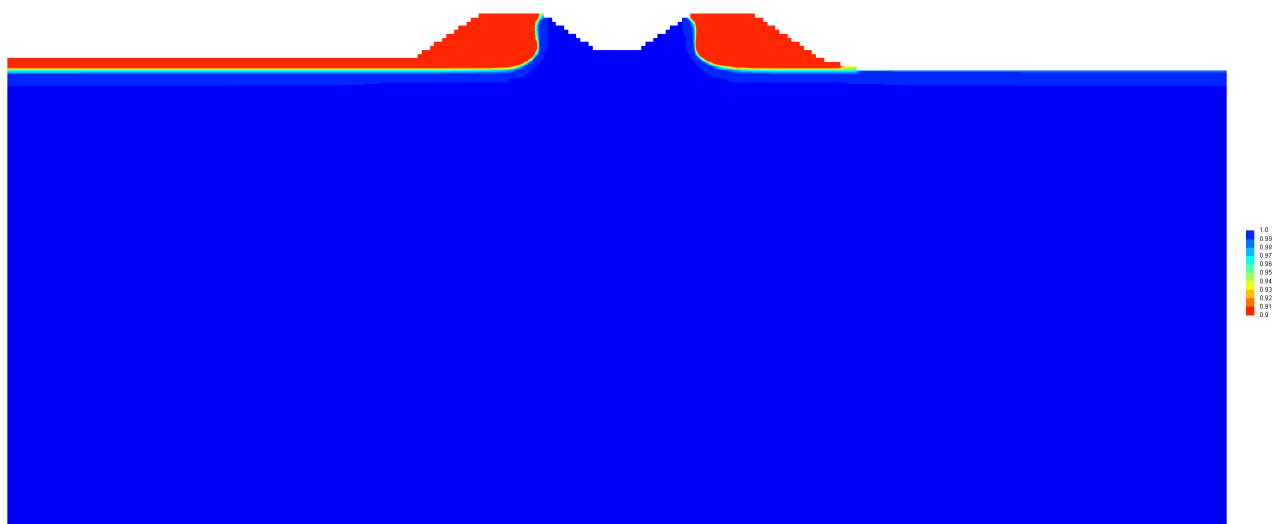


Figura 3-3 – Saturazione per  $t = 5.5$  ore sezione TAZ014.

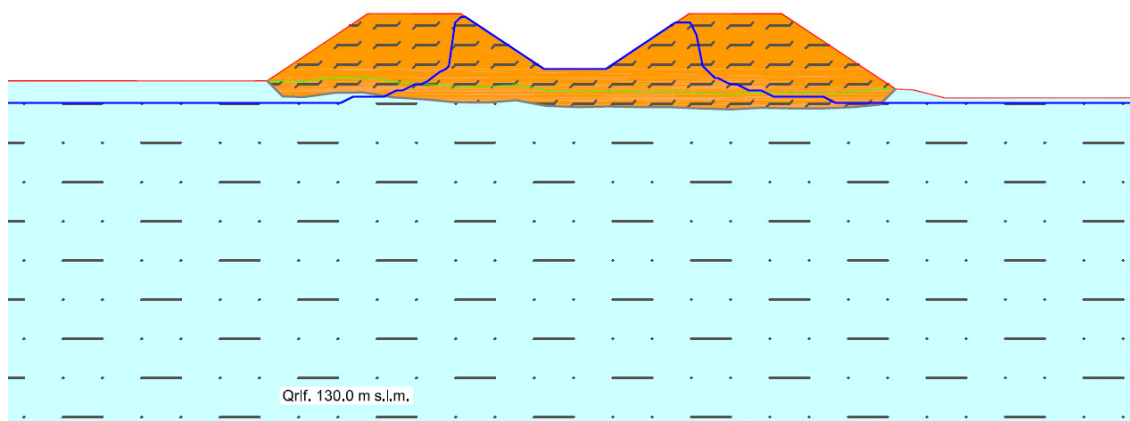


Figura 3-4 – Linea filtrazione sezione TAZ014.

### 3.1.2 VERIFICHE AL SOLLEVAMENTO

La verifica idraulica al sollevamento è prescritta al punto 6.2.4.2 delle N.T.C. 2018 e viene compiuta confrontando i valori della pressione interstiziale instabilizzante con il valore di progetto dell'azione stabilizzante e delle resistenze, tenendo conto dei coefficienti parziali della Tab. 6.2.III.

I coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tabella 6.2.III e devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	Sollevamento UPL
Permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	<b>0,9</b>
	Sfavorevole		<b>1,1</b>
Permanenti $G_2$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	<b>0,0</b>
	Sfavorevole		<b>1,5</b>
Variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	<b>0,0</b>
	Sfavorevole		<b>1,5</b>

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

In particolare, incrementando la pressione interstiziale di un coefficiente di 1.5, essendo un carico variabile sfavorevole, e riducendo la tensione totale di un coefficiente di 0.9, essendo un carico permanente favorevole, si perviene per le verifiche al sollevamento ad un coefficiente di sicurezza parziale  $\gamma_R = 1.67$ .

Nel presente caso il **coefficiente di sicurezza minimo vale 67.74**.

### 3.1.3 VERIFICHE AL SIFONAMENTO

La verifica idraulica al sollevamento è prescritta al punto 6.2.4.2 delle N.T.C. 2018 e viene compiuta controllando che il gradiente idraulico risulti inferiore al gradiente critico diviso per un coefficiente parziale uguale a 2, considerando il gradiente idraulico di efflusso. Il coefficiente di sicurezza parziale per le verifiche al sifonamento  $\gamma_R = 2$ .

Nel presente caso il **coefficiente di sicurezza minimo è pari a 39.17**.

## 4 VERIFICHE DI STABILITÀ

Le verifiche di stabilità devono essere effettuate seguendo il seguente approccio:

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

I coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni sono indicati nella Tabella 6.2.I, mentre i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno sono riportati nella Tabella 6.2.II.

Le resistenze di progetto  $\gamma_R$  sono definite nella Tabella 6.8.I.

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	<b>1,0</b>	1,0
	Sfavorevole		1,1	<b>1,3</b>	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	<b>0,8</b>	0,8
	Sfavorevole		1,5	<b>1,5</b>	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	<b>0,0</b>	0,0
	Sfavorevole		1,5	<b>1,5</b>	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

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

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Verifica	Coefficiente parziale (R2)
Scorrimento	<b><math>\gamma_R = 1,1</math></b>

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



## 5 PERICOLOSITÀ SISMICA

I parametri sismici del sito sono calcolati in base a quanto prescritto dal D.M. del 26 Giugno 2014 relativamente agli interventi eseguiti su nuove dighe come indicato nel cap. C.7.7.

Per la definizione della azioni sismiche, l'invaso di Gello è considerato come una **diga strategica** in quanto a prevalente utilizzazione potabile.

Per i fronti di scavo la **vita nominale**  $V_N$  è assunta pari a **100 anni** e il coefficiente d'uso  $C_U$  pari a 2, di conseguenza la **vita di riferimento**  $V_R$  è pari a **200 anni** in coerenza con la tabella C2.4.I della succitata Circolare.

I parametri sismici di base  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$ , riportati nella Tabella 5-1, sono ricavati per le seguenti coordinate:

- Longitudine FI: 43.960117 (ED50)
- Latitudine LA: 10.883661 (ED50)

Stato limite	$P_{Vr}$ [%]	$T_r$ [anni]	$a_g$ [g]	$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	$F_0$	$T_c^*$ [s]
SLO	81	120	0.103	1.010	2.421	0.271
SLD	63	201	0.126	1.236	2.414	0.279
SLV	10	1898	0.274	2.688	2.398	0.309
SLC	5	2475	0.298	2.923	2.397	0.317

Tabella 5-1 – Parametri sismici di base SLO, SLD, SLV e SLC.

### 5.1 RISPOSTA SISMICA LOCALE

Al fine di aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche considerate nella presente progettazione sono determinate mediante un'analisi di risposta sismica locale.

Come riportato negli elaborati ET.04, la risposta sismica locale ha permesso di definire le modifiche che il segnale sismico subisce, a causa delle caratteristiche topografiche e stratigrafiche del sito in oggetto, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

#### 5.1.1 SPETTRI DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE VERIFICHE SPALLE RESIDUALI CORPO DIGA

Nella Tabella 5-2 sono riportati, per ciascuno stato limite, il coefficiente amplificativo  $S$ , il periodo  $T_b$  e il periodo  $T_c$  dello spettro di risposta normalizzato ottenuto dall'analisi di risposta sismica locale.

Stato limite	$S$	$T_b$ [s]	$T_c$ [s]
SLO	2.178	0.110	0.168
SLD	2.622	0.117	0.133
SLV	2.395	0.158	0.174
SLC	2.088	0.091	0.197

Tabella 5-2 – Parametri dello spettro di risposta normalizzato ottenuto dalla risposta sismica locale.

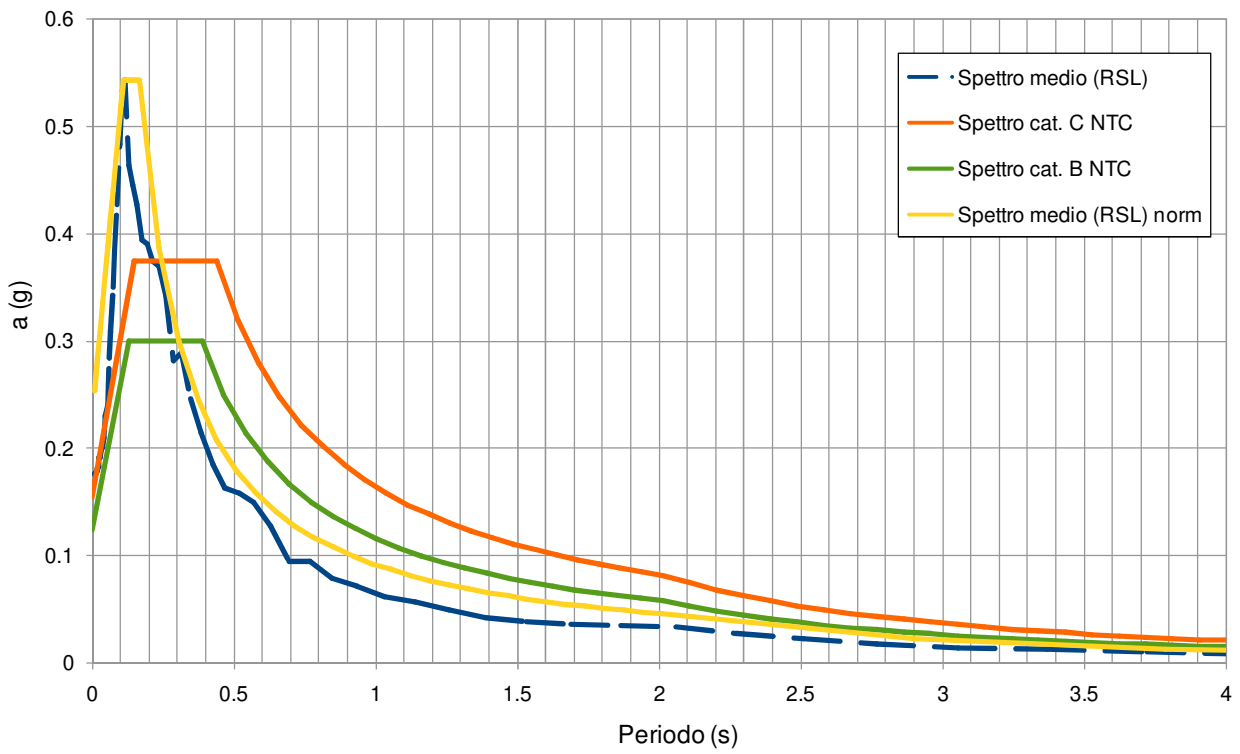


Figura 5-1 – Spettri di risposta in accelerazione SLO (Tr = 120 anni).

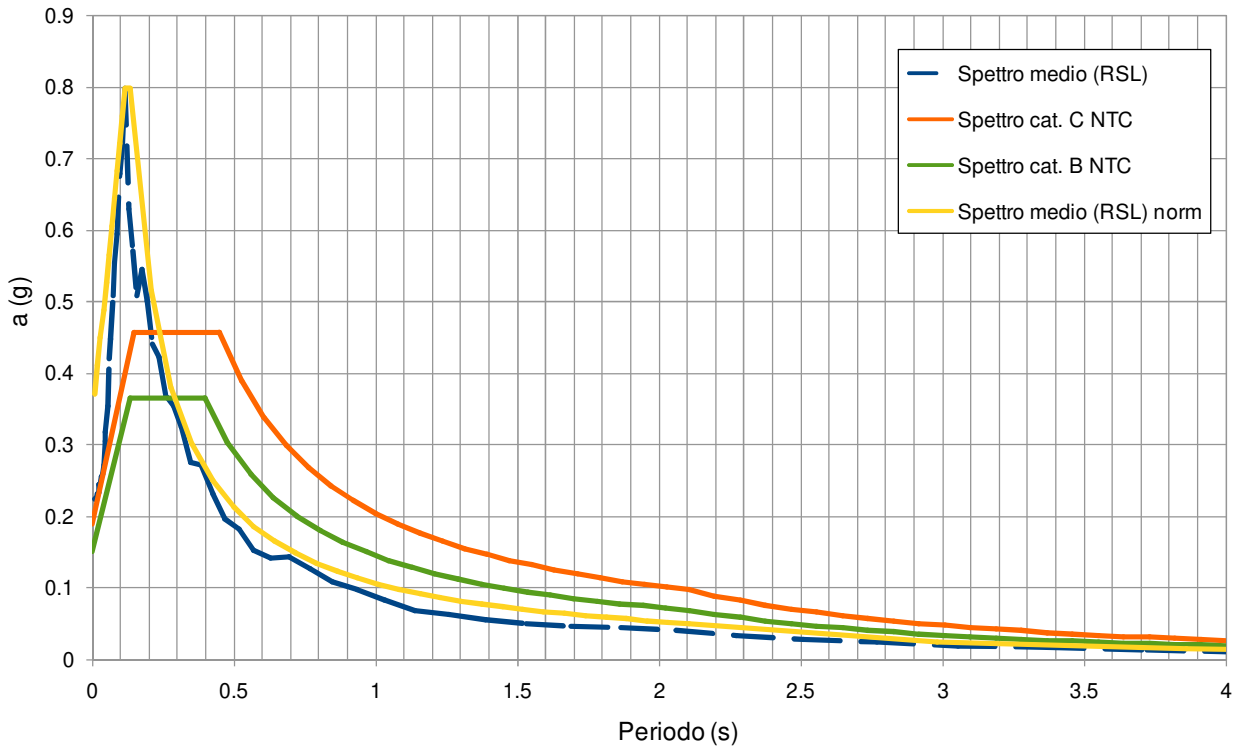


Figura 5-2 – Spettri di risposta in accelerazione SLD (Tr = 201 anni).

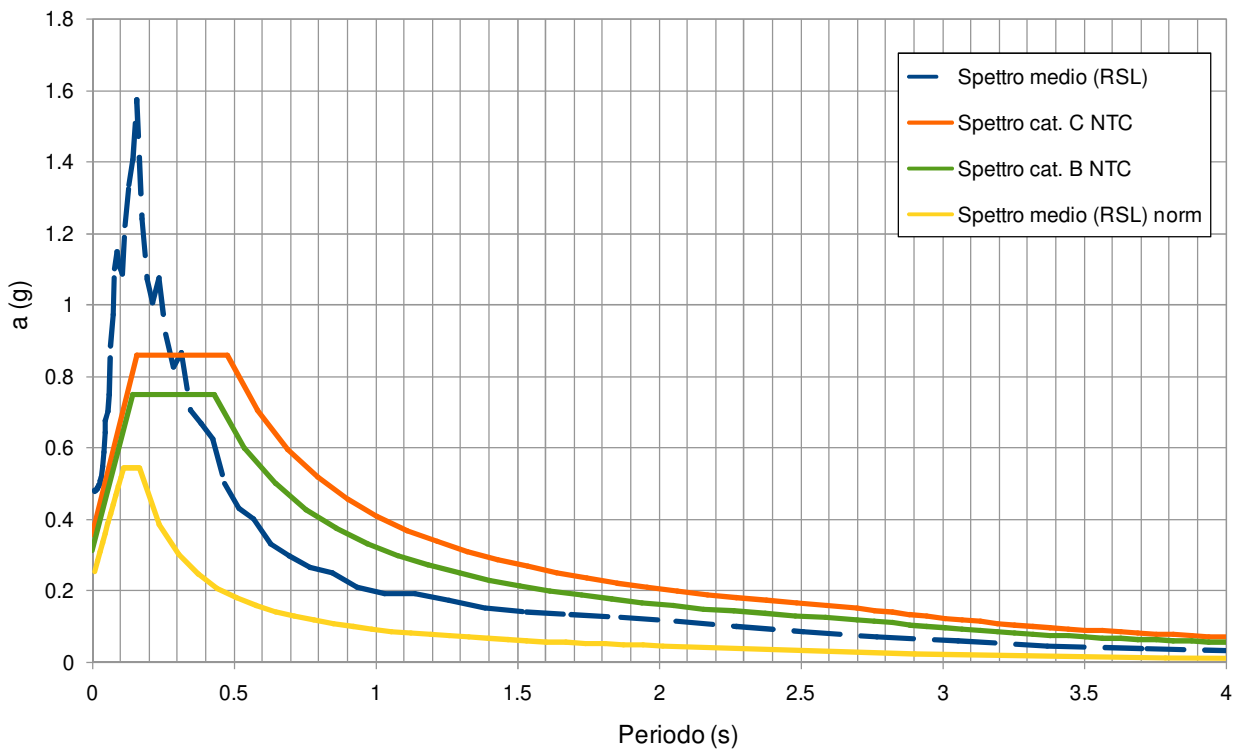


Figura 5-3 – Spettri di risposta in accelerazione SLV ( $T_r = 1898$  anni).

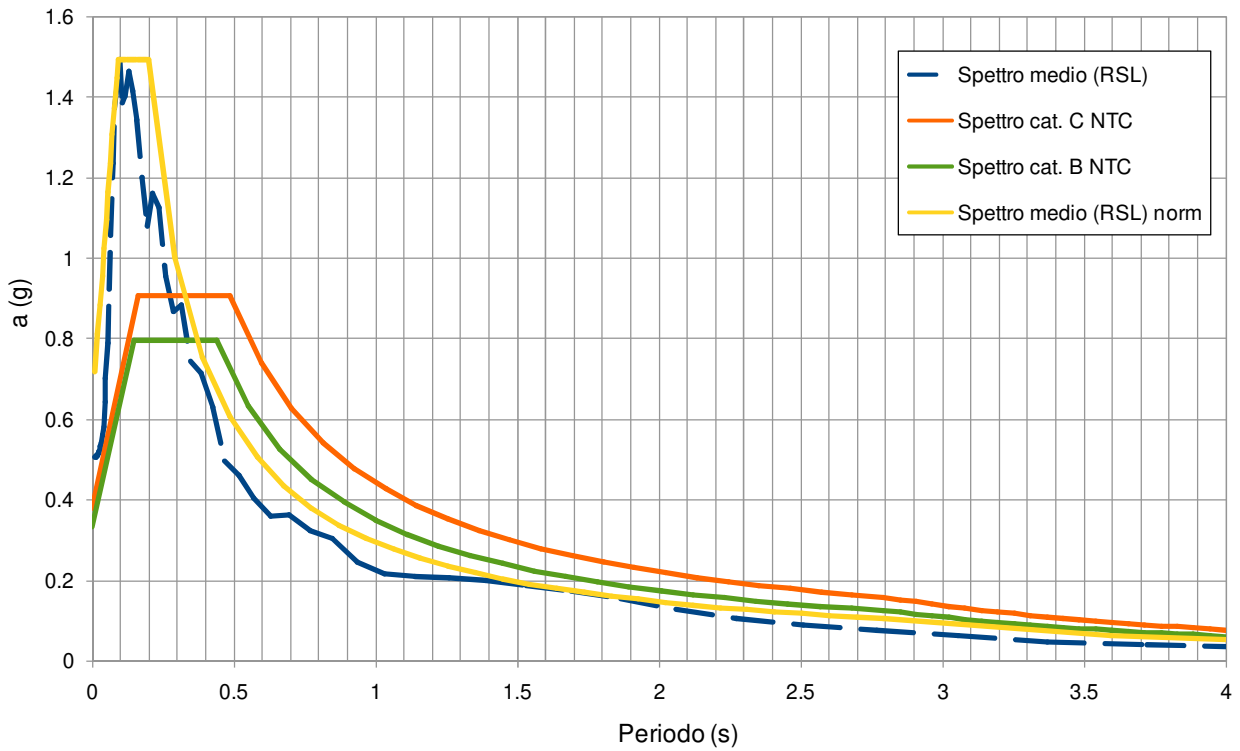


Figura 5-4 – Spettri di risposta in accelerazione SLC ( $T_r = 2475$  anni).

Nelle figure sono riportati i confronti tra lo spettro di risposta in accelerazione derivante dalla media degli spettri ottenuti dai n. 7 accelerogrammi utilizzati come input e gli spettri di normativa per le categorie di sottosuolo B e C, nonché lo spettro di risposta ottenuto dall'analisi di risposta sismica locale normalizzato.

### 5.1.2 SPETTRI DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE VERIFICHE SPONDE SCOLMATORE E ARGINI CANALE

Nella Tabella 5-2 sono riportati, per ciascuno stato limite, il coefficiente amplificativo  $S$ , il periodo  $T_b$  e il periodo  $T_c$  dello spettro di risposta normalizzato ottenuto dall'analisi di risposta sismica locale.

Stato limite	$S$	$T_b$ [s]	$T_c$ [s]
SLO	1.247	0.106	0.260
SLD	1.472	0.117	0.219
SLV	1.377	0.141	0.260
SLC	1.352	0.094	0.302

Tabella 5-3 – Parametri dello spettro di risposta normalizzato ottenuto dalla risposta sismica locale.

Nelle figure seguenti sono riportati i confronti tra lo spettro di risposta in accelerazione derivante dalla media degli spettri ottenuti dai n. 7 accelerogrammi utilizzati come input e gli spettri di normativa per le categorie di sottosuolo A, B e C, nonché lo spettro di risposta ottenuto dall'analisi di risposta sismica locale normalizzato.

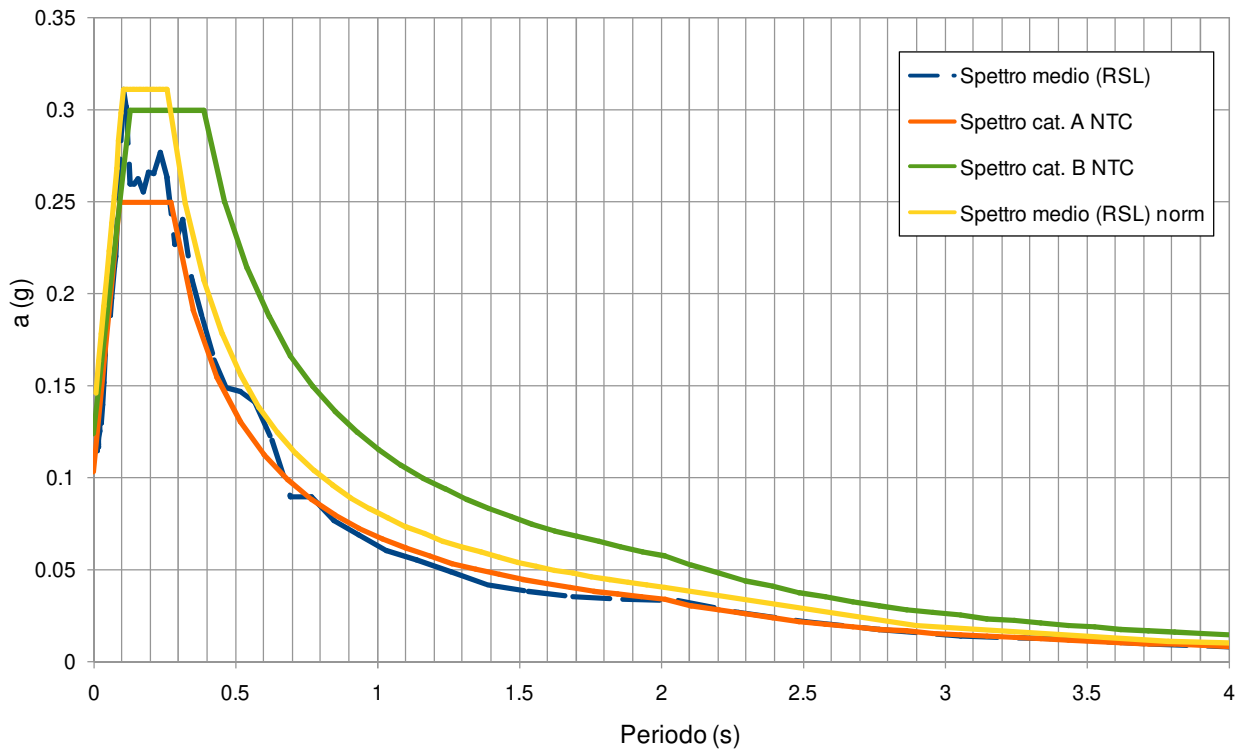


Figura 5-5 – Spettri di risposta in accelerazione SLO ( $T_r = 120$  anni).



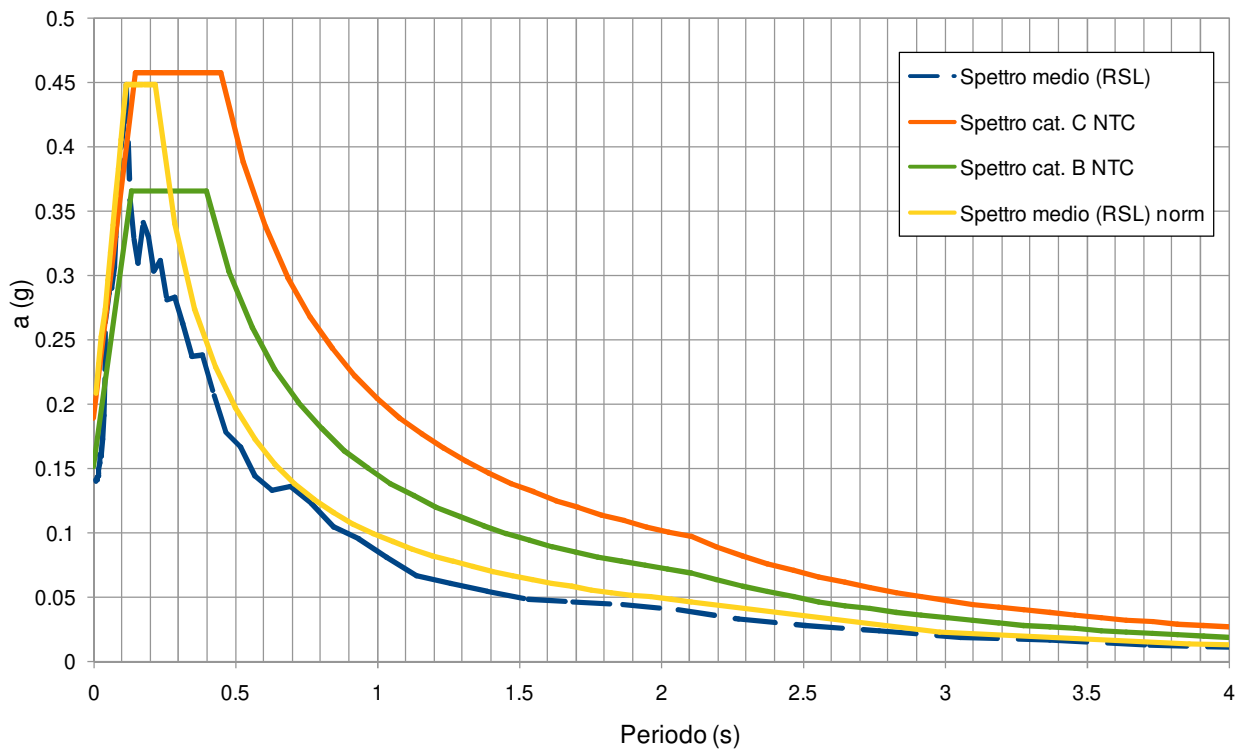


Figura 5-6 – Spettri di risposta in accelerazione SLD (Tr = 201 anni).

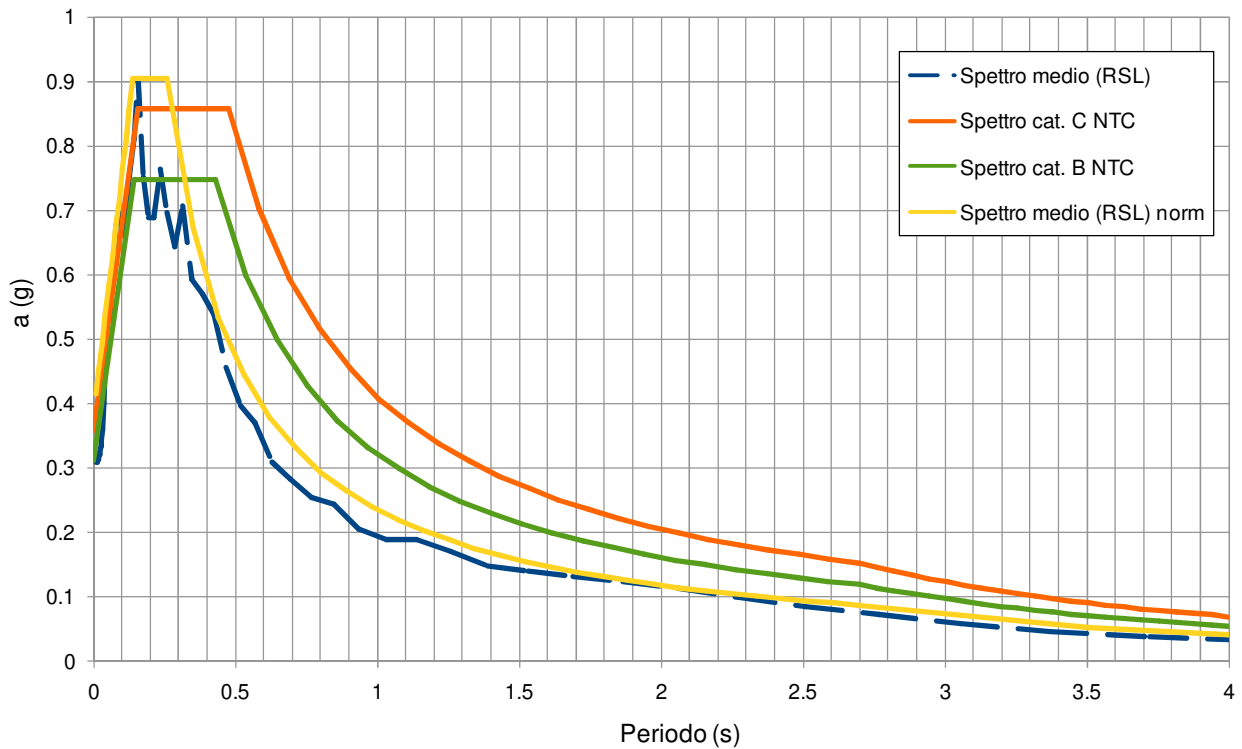


Figura 5-7 – Spettri di risposta in accelerazione SLV (Tr = 1898 anni).

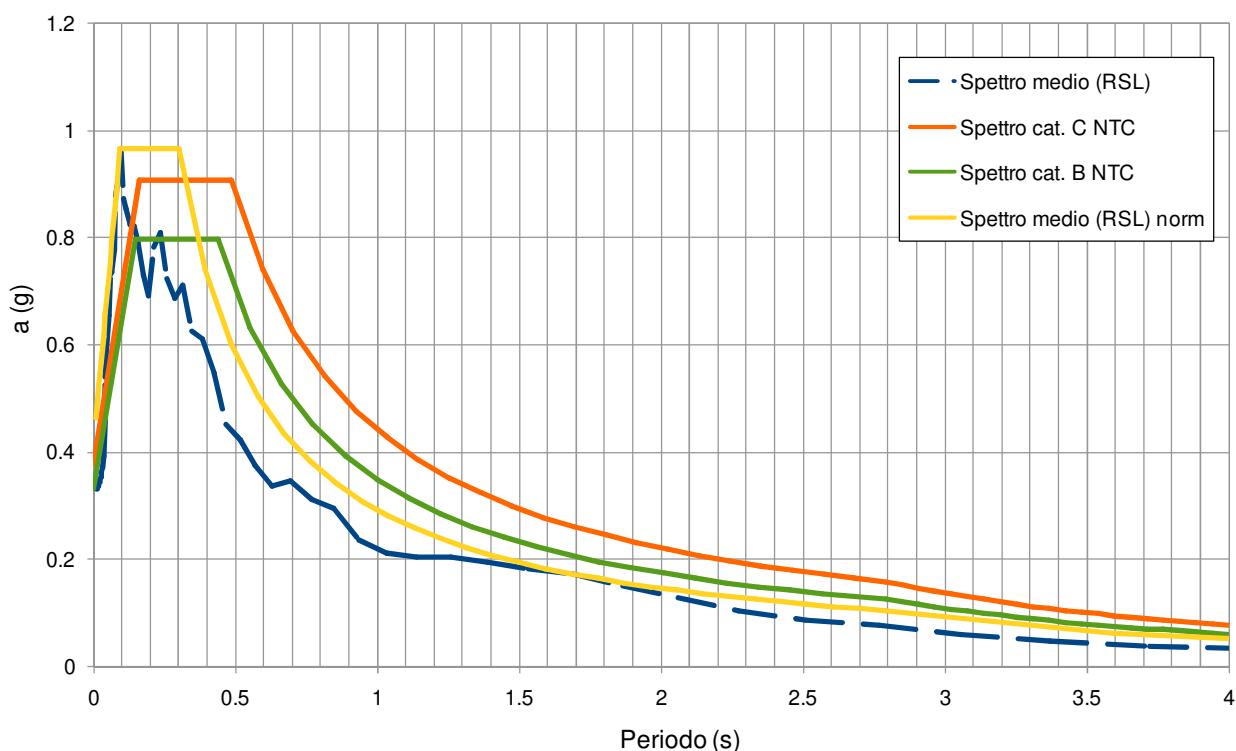


Figura 5-8 – Spettri di risposta in accelerazione SLC ( $T_r = 2475$  anni).

## 5.2 COEFFICIENTI PARZIALI IN CONDIZIONI SISMICHE

Il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima  $\beta_s$  attesa al sito 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.

In condizioni sismiche 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  $\gamma_R = 1.2$ .

## 6 PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

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.

I parametri dei materiali adottati nel corso della presente progettazione definitiva sono rappresentati dai valori medi ( $V_m$ ), avendo assunto che i parametri caratteristici ( $V_k$ ) siano prossimi ai parametri nominali medi ( $V_m \approx V_k$ ) per ciascuna sub-unità geotecnica.

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 SUB<sup>1</sup>: substrato corpo diga caratterizzato dalla presenta 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 6-1.

Parametri geotecnici	Unità di misura	Sub-unità LA1	Sub-unità AL	Sub-unità LA2	Sub-unità SUB
Peso di volume	kg/m <sup>3</sup>	2045	1936	2109	2169
Peso di volume saturo	kg/m <sup>3</sup>	2045	1936	2109	2169
$\phi'$	°	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 6-1 – 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 (vedere Figura 1-4).

I parametri geotecnici caratteristici impiegati nelle verifiche di stabilità degli argini del canale di derivazione, riportati nella Tabella 6-2, sono determinati cautelativamente a partire da quelli disponibili nelle altre aree.

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

Tabella 6-2 – Parametri geotecnici caratteristici canale di derivazione.

<sup>1</sup> 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.

## 7 RELAZIONE DI CALCOLO VERIFICHE DI STABILITÀ

### 7.1 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 e che sono riportate nella corrispondente sezione. Il processo iterativo permette di determinare il coefficiente di sicurezza di tutte le superfici analizzate.

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

$l$	lunghezza della base della striscia
$\alpha$	angolo della base della striscia rispetto all'orizzontale
$b$	larghezza della striscia $b = l \times \cos(\alpha)$
$\phi$	angolo di attrito lungo la base della striscia
$c$	coesione lungo la base della striscia
$\gamma$	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
$\Delta X$	variazione delle forze tangenziali sulla striscia $\Delta X = X_d - X_s$
$\Delta E$	variazione delle forze normali sulla striscia $\Delta E = E_d - E_s$

#### 7.1.1 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  $\alpha_i$  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  $\phi_i$  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.



## 7.2 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/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> sulla sommità della sponda; senza sisma; falda su fondo canale.
- **Verifica 02:** verifica sponda destra, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> sulla sommità della sponda; senza sisma; falda su fondo canale.
- **Verifica 07:** verifica sponda sinistra, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> sulla sommità del rilevato; senza sisma; con falda.
- **Verifica 02:** verifica sponda sinistra lato campagna, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> sulla sommità del rilevato; senza sisma; con falda.
- **Verifica 06:** verifica sponda destra lato alveo, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> sulla sommità del rilevato; senza sisma; con falda.
- **Verifica 10:** verifica sponda destra lato campagna, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> sulla sommità del rilevato; senza sisma; con falda.
- **Verifica 14:** verifica sponda sinistra lato alveo, verifica a breve termine tensioni totali; sovraccarico 2000 kg/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> sulla sommità del rilevato; senza sisma; con linea di filtrazione.

I risultati delle verifiche di stabilità sono sintetizzati nella Tabella 7-1 per le sponde residuali del corpo diga, nella Tabella 7-2 per le sponde del canale scolmatore di sezione SF012 e nella Tabella 7-3 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	Fs Bishop	NTC 2018
						$\gamma_R$
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 7-1 – Verifiche di stabilità sponde residuali del corpo diga secondo N.T.C. 2018.

n. [#]	Sponda	Cond. idrauliche	Sisma	Condizioni	Fs Bishop	NTC 2018
						$\gamma_R$
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 7-2 – 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
						$\gamma_R$
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

n. [#]	Sponda	Cond. idrauliche	Sisma	Condizioni	$F_s$ <i>Bishop</i>	NTC 2018
						$\gamma_R$
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 7-3 – Verifiche di stabilità argini canale di derivazione di sezione TAZ014 condotte secondo N.T.C. 2018.

## 8 RELAZIONE DI CALCOLO

### 8.1 VERIFICHE FONDAZIONI SUPERFICIALI

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 $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO	HYD
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1,00	<b>1,00</b>	1,00	0,90
	Sfavorevole		1,30	<b>1,30</b>	1,00	1,10
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,00	<b>0,00</b>	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	<b>1,50</b>	1,30	1,50

Tabella 8-1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle combinazioni statiche.

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

Tabella 8-2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno nelle combinazioni statiche.

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO	HYD
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1,00	<b>1,00</b>	1,00	0,90
	Sfavorevole		1,00	<b>1,00</b>	1,00	1,10
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,00	<b>0,00</b>	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,00	<b>1,00</b>	1,00	1,50

Tabella 8-3 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle combinazioni sismiche.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	<b>1,00</b>	1,00
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	<b>1,00</b>	1,00
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	<b>1,00</b>	1,00
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	<b>1,00</b>	1,00

Tabella 8-4 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno nelle combinazioni sismiche.

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

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  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.

## 8.2 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 .

## 8.3 CARICHI UTILIZZATI PER VALUTARE LE SOLLECITAZIONI SULLE STRUTTURE

- Peso proprio struttura (computato automaticamente dal programma)
- Carico automezzi sul terreno: Esercizio: 2000 daN/m<sup>2</sup>
- Spinta idrostatica sulle pareti in cemento armato:
  - $S_{w1} = 0$  daN/m<sup>2</sup> alla quota di sommità dell'argine (carico accidentale acqua)
  - $S_{w2} = 1000$  daN/m<sup>3</sup> ·  $h_{\max \text{ acqua}}$  alla base della parete (carico accidentale acqua)
- Spinta del terreno sulle pareti in cemento armato (computato automaticamente dal programma)

## 8.4 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,  $\Psi_{ji}$ , sono da determinarsi in accordo con la tab. 2.5.I del D.M. 17/01/2018.

## 8.5 MATERIALI UTILIZZATI PER LA STRUTTURA

### *Pietrame*

Peso specifico	2000.0 [kg/m <sup>3</sup> ]
Tensione ammissibile a compressione $\sigma_c$	30.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Angolo di attrito interno $\phi_p$	45.00 [°]
Resistenza a taglio $\tau_p$	0.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]

## 8.6 METODOLOGIA DI ANALISI DEI MURI DI SOSTEGNO

### 8.6.1 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  $\gamma$ . 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.

### 8.6.2 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.

### 8.6.3 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  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a:

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

dove  $\theta = \arctg\left[\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right]$  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,  $\theta$  assume le seguenti espressioni:

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

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  $\theta$ .

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.

#### 8.6.4 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  $\eta_r$ .

Eseguito 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  $\delta$  è positivo, ribaltante se  $\delta$  è negativo.  $\delta$  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.

#### 8.6.5 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  $\eta_s$ .

Eseguito 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  $\delta_f$  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  $\rho$  (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  $\delta_f$  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,  $\delta_f$ , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di  $\delta_f$  pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

### 8.6.6 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  $\eta_q$ . 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  $\eta_q \geq 1.0$

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;  $\phi$  = angolo di attrito del terreno in fondazione;  $\gamma$  = 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:

$$A = e^{m\phi}$$

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

$$N_c = (N_q - 1) ctq\phi$$

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

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  $\theta$  l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale ( espresso in gradi ) e con  $\phi$  l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

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

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

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

### 8.6.7 VERIFICA ALLA STABILITÀ GLOBALE

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

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:

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

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  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i_{\text{esima}}$  rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i_{\text{esima}}$ ,  $c_i$  e  $\phi_i$  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  $\eta$ . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per  $\eta$  da inserire nell'espressione di  $m$  ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

## 8.7 IMPOSTAZIONI DI ANALISI

Calcolo della portanza: metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su  $N\gamma$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00

Coefficiente correttivo su  $N\gamma$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

## 8.8 QUADRO RIASSUNTIVO COEFF. DI SICUREZZA

I risultati delle analisi sono sintetizzati nella Tabella 7-1, 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 <sub>SCO</sub>	CS <sub>RIB</sub>	CS <sub>QLIM</sub>	CS <sub>STAB</sub>
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	–	–
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 8-5 – Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza delle verifiche del muro di sostegno al piede della diga.