



Comune di Bussoleno

Città Metropolitana di Torino

Regione Piemonte



**COLATA DETRITICA DEL 07/06/2018 SUL CONOIDE DEL RIO
BACCIAS/REFORNO E COMBA DELLE FOGLIE - LAVORI DI SOMMA
URGENZA PER IL CONTENIMENTO DEL TRASPORTO SOLIDO IN
APICE DEL CONOIDE**

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

OGGETTO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

TIMBRI E FIRME

SRIA
s.r.l.

STUDIO ROSSO
INGEGNERI ASSOCIATI

VIA ROSOLINO PILO 11 - 10143 TORINO
TEL. +39 011 43 77 242 - FAX +39 011 48 31 038
info@sria.it
www.sria.it

dott. ing. Santo LA FERLITA
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino
Posizione n.10943X
Cod. Fisc. LFR SNT 81R08 H163L

dott. ing. Fabio AMBROGIO
Ordine degli Ingegneri di Torino
Posizione n.23B
Cod. Fisc. MBR FBA 78M03 B594K

CONTROLLO QUALITA'

DESCRIZIONE	EMISSIONE	
DATA	GIU/2018	
COD. LAVORO	336/SR	
TIPOL. LAVORO	E	
SETTORE	G	
N. ATTIVITA'	01	
TIPOL. ELAB.	RC	
TIPOL. DOC.	E	
ID ELABORATO	04	
VERSIONE	0	

REDATTO

ing. Luca MAGNI

CONTROLLATO

ing. Fabio AMBROGIO

APPROVATO

ing. Santo LA FERLITA

ELABORATO

1.4



INDICE

1. PREMESSA	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO	6
4. ANALISI SISMICA.....	7
4.1 PARAMETRI DI CALCOLO GENERALI	7
4.2 SPINTE DI CALCOLO IN FASE SISMICA	10
4.3 SPINTE DI CALCOLO DELL'ACQUA IN FASE SISMICA	11
4.4 CONSIDERAZIONI SULL'APPLICABILITÀ E L'INFLUENZA DELL'AZIONE SISMICA	11
5. VERIFICA DEI RILEVATI DEI BACINI DI ACCUMULO	12
5.1 CARATTERISTICHE DEL RILEVATO	12
5.2 DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DI STABILITÀ DEL RILEVATO	13
5.2.1 <i>Combinazioni delle Azioni</i>	13
5.2.1 <i>Metodi di analisi</i>	15
5.2.1 <i>Calcolo delle spinte</i>	17
5.2.1.1 Calcolo della spinta attiva	17
5.2.1.2 Spinta in presenza di acqua a tergo della struttura	17
5.2.1.3 Calcolo della forza di impatto della colata	18
5.2.2 <i>Verifica delle opere</i>	19
6. BARRIERA FLESSIBILE IN ACCIAIO PER LA PROTEZIONE DELLE COLATE DETRITICHE IN ALVEO.....	22
6.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	22
6.1.1 <i>Struttura di intercettazione</i>	22
6.1.1.1 Funi di supporto e controventatura	22
6.1.1.2 Dissipatori di energia.....	22
6.1.2 <i>Caratteristiche prestazionali della barriera</i>	23
6.1.3 <i>Caratteristiche costruttive delle barriere</i>	23
6.1.3.1 Geometria della barriera.....	23
6.1.3.2 Particolarità costruttive delle barriere	23
7. VERIFICA DEGLI ANCORAGGI DELLA BARRIERA METALLICA DI CONTENIMENTO DELLA COLATA DI DETRITO	25
7.1 PREMESSA	25
7.2 QUADRO NORMATIVO.....	25
7.3 NOTA SUGLI EUROCODICI.....	25
7.4 MODELLO DI RIFERIMENTO.....	26
7.4.1 <i>Azioni</i>	26
7.4.2 <i>Resistenze</i>	27
7.5 MODELLO DI CALCOLO	28
7.5.1 <i>Verifica sezione acciaio</i>	28
7.5.2 <i>Verifica dell'interfaccia acciaio – malta</i>	28
7.5.3 <i>Verifica dell'interfaccia malta – substrato</i>	30
7.6 AZIONI DI PROGETTO SUGLI ANCORAGGI	31
7.7 DIMENSIONAMENTO DEGLI ANCORAGGI FLESSIBILI	31



REGIONE PIEMONTE – PROVINCIA DI TORINO

Comune di Bussoleno

*Colata detritica del 07/06/2018 sul conoide del rio Baccias/Reforo e
Comba delle foglie – Lavori di somma urgenza per il contenimento
del trasporto solido in apice del conoide*

Progetto Definitivo – Esecutivo



ALLEGATI

- ALLEGATO 1 – Verifiche globali per i rilevati dei bacini di accumulo



1. PREMESSA

Il presente documento costituisce la relazione di calcolo del progetto definitivo - esecutivo degli interventi in somma urgenza per il contenimento del trasporto solido in apice del conoide conseguenti alla colata detritica del 07/06/2018 sul conoide del rio Baccias/Reforo e Comba delle foglie.

L'elaborato è finalizzato alla verifica delle opere in progetto, con particolare riferimento alla barriera metallica di contenimento delle colate di detrito e agli sbarramenti dei bacini di accumulo del materiale solido previsti in apice di conoide.

Le verifiche sono svolte ai sensi delle NTC 2018, considerando l'azione di impatto di una colata di detrito sulla struttura.



2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- LEGGE 05/11/1971 n° 1086 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- D.M. 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;
- D.M. LL.PP. 14/02/1992 : “Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- DECRETO MINISTERIALE LL.PP. 9 gennaio 1996 : “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- CIRCOLARE MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI 15 ottobre 1996, N. 252 : “Istruzioni per l'applicazione delle <<Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche>> di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996”;
- DECRETO MINISTERIALE LL.PP. 16 GENNAIO 1996 : “Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;
- CIRCOLARE LL.PP. 4 LUGLIO 1996, n. 156AA.GG./STC. : “Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996”;
- CNR-UNI 10011 / 88 “Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione” e s.m.i.;
- D.M. 24 marzo 1982: “N. T. per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento”;
- UNI EN 206-1:2006 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI 11104:2004 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”;
- UNI ENV 1992-1-1 EUROCODICE 2 : “Progettazione delle strutture cementizie”;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 Marzo 2003 n°3274 e s.m.i. “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”;
- C.N.R. n° 10024/1986 : “Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e Redazione delle relazioni di calcolo”.
- D.M. 14 gennaio 2008: Norme Tecniche per le Costruzioni TESTO UNICO;

Le precedenti norme sono utilizzate solo dove le seguenti :

- **D.M. 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle «Norme tecniche per le Costruzioni»**

non forniscono adeguate ed esplicite indicazioni.



Inoltre, in attesa della circolare esplicativa relativa a quanto contenuto nel D.M. 17 gennaio 2018 (per semplicità da ora NTC'18), si conferma la validità di quanto contenuto nella precedente

- CIRCOLARE MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI 2 FEBBRAIO 2009, n.617: *“Istruzione per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008”*.

concordemente a quanto previsto nella nota n. 3187 del *Consiglio superiore dei Lavori pubblici (Cslpp)*, pubblicata il 21 marzo 2018, che, nel suo passaggio chiave, afferma:

“Si rappresenta, infine, che le norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 17.01.2018 saranno pienamente applicabili dal trentesimo giorno dalla pubblicazione in G.U.R.I., indipendentemente dalla emanazione della relativa Circolare riportante le relative istruzioni applicative. In merito a quanto riportato nel seguito del presente documento, nelle more dell'emanazione della nuova Circolare, in lavorazione presso questo Consesso, si potranno seguire le indicazioni riportate nella precedente Circolare, per quanto non in contrasto con quanto riportato nel nuovo DM 17.01.2018.”



3. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO

Si riportano per completezza le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione delle opere in progetto, così come indicate all'interno della *Relazione geologico-geotecnica* di Elab. 03.

La caratterizzazione geotecnica è effettuata per i terreni sede di appoggio dei rilevati di contenimento e per i terreni presenti lateralmente all'alveo in corrispondenza della prevista barriera a rete.

Per essi, sulla base delle caratteristiche granulometriche note e delle usuali correlazioni di letteratura, sono assegnabili i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

Terreni di appoggio dei rilevati di contenimento

- ghiaie più o meno sabbioso-limose
- addensamento medio
- peso di volume = 19 kN/m^3
- angolo di resistenza al taglio in condizioni drenate = 35°
- coesione efficace = 0 kPa
- modulo di deformazione = 25000 kPa

Terreni presenti sulle sponde in corrispondenza della barriera a rete

ghiaie ciottolose con elementi spigolosi in matrice sabbiosa debolmente limosa non molto abbondante

- addensamento: medio-elevato
- peso di volume = 19 kN/m^3
- angolo di resistenza al taglio in condizioni drenate = 36°
- coesione efficace = 0 kPa
- modulo di deformazione = 30000 kPa



4. ANALISI SISMICA

L'opera in oggetto è ubicata in Regione Piemonte, Provincia di Torino, precisamente nel Comune di Bussoleno.

Ripercorrendo la storia delle legislature in materia sismica, tale zona risulta:

- Nei decreti emessi fino al 1984 $\Rightarrow$ classificata come non sismica
- Riclassificazione del GdL del 1998 $\Rightarrow$ III
- Zonazione Ord. 3274 del 2003 $\Rightarrow$ zona 3
- Deliberazione della Giunta Regionale 12/12/2011, n. 4-3084 – Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche $\Rightarrow$ zona 3
- NTC 2008 e 2018 $\Rightarrow$ zonazione dettagliata, funzione delle coordinate topografiche del sito.

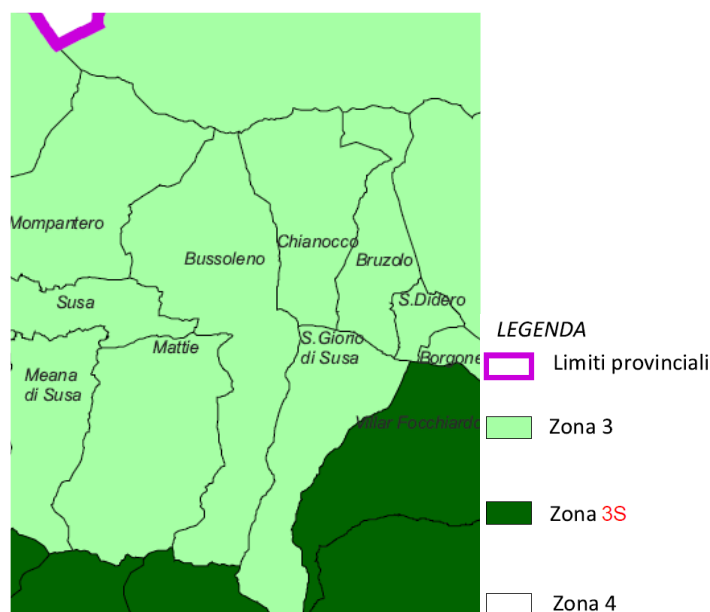


Figura 1 – Classificazione sismica secondo la D.G.R.n.65-7656 del 21/05/2014. e ss.mm.ii.

Di seguito vengono enunciati i parametri generali e dettagliati dell'azione sismica di progetto nel pieno rispetto delle ultime norme vigenti NTC 2018.

4.1 PARAMETRI DI CALCOLO GENERALI

Pur non prevedendo la natura dell'opera in progetto la possibilità operativa di affollamenti di persone né la presenza di personale stabilmente in loco, l'opera è stata classificata cautelativamente in **Classe D'Uso II**, così come previsto nel paragrafo 2.4.2 delle N.T.C. 2018 (Tabella 1).

**Tabella 1 – Classi d'uso per le costruzioni ai sensi delle N.T.C. 2018.**

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

In virtù della Classe d'Uso scelta, si avrà che il Coefficiente d'Uso C_U , vale:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Per ciò che attiene la vita nominale V_N di un'opera, essa è convenzionalmente definita come "il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali".

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati al paragrafo 2.4.1 delle NTC 2018, nella Tab. 2.4.I. che riporta:

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

I parametri assunti alla base dei calcoli (e meglio inquadrati nelle tabelle sottostanti), sono i seguenti:

- Vita nominale $V_N \geq 50$ anni
- Classe d'uso opere II
- Coefficiente d'uso $C_U = 1.0$
- Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N * C_U = 50$
- Categoria di sottosuolo Categoria E



In funzione dei precedenti valori si procede nei paragrafi successivi alla valutazione dell'Azione Sismica.

La "Pericolosità sismica" viene definita attraverso i seguenti parametri:

- a_g accelerazione orizzontale max attesa
- $Se_{(T)}$ Spettro di risposta elastico
- P_{VR} Probabilità di eccedenza
- V_R Periodo di riferimento

Le forme spettrali sono definite a partire dai seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale max sito (espressa in g/10)
- F_0 valore max del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T^*_c Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Si riporta nel seguito il calcolo dei coefficienti sismici.

Figura 2 - Localizzazione del sito e impostazioni del calcolo dei parametri sismici caratteristici dell'area

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	13341	45,115890	7,114826	3904,5
Sito 2	13342	45,119620	7,185312	3475,4
Sito 3	13120	45,169470	7,180096	4001,7
Sito 4	13119	45,165750	7,109530	4376,2

Figura 3 - Valori dei parametri sismici caratteristici per differenti tempi di ritorno di riferimento e stati limite

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: E
Categoria topografica: T2
Periodo di riferimento: 50 anni
Coefficiente c_u : 1

	Prob. superamento [%]	Tr [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	81	30	0,039	2,445	0,207
Danno (SLD)	63	50	0,052	2,412	0,226
Salvaguardia della vita (SLV)	10	475	0,134	2,460	0,262
Prevenzione dal collasso (SLC)	5	975	0,169	2,490	0,271



Tabella 2 – Coefficienti sismici opere di sostegno NTC 2018

	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s ²]	Beta [-]
SLO	1,600	2,160	1,200	0,000	--	0,736	--
SLD	1,600	2,080	1,200	0,047	0,024	0,986	0,470
SLV	1,600	1,960	1,200	0,098	0,049	2,523	0,380
SLC	1,540	1,940	1,200	0,000	--	3,056	--

4.2 SPINTE DI CALCOLO IN FASE SISMICA

Si adotta l'analisi Pseudo-Statica. I valori dei coefficienti sismici orizzontali kh e verticali kv, che interessano le masse in fase sismica per le opere in oggetto saranno pari a:

$$k_h = 0,098$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h = 0,049$$

La forza di calcolo risultante delle spinte statiche + dinamiche dei terreni sui setti verticali si assume pari a :

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Tale azione è applicata a metà altezza del muro in tutti i casi eccetto in quelli in cui è ammesso che l'opera sia libera di ruotare intorno piede. In tal caso la forza dinamica agisce nello stesso punto di quella statica:

H = altezza dell'elevazione del setto (a contatto con terreno spingente)

E_{ws} = spinta idrostatica

$E_{wd} = 7/12 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H'^2$ (H' altezza della falda dal piede del muro)

γ^* = peso specifico del terreno

che nel caso in cui il livello di falda si trovi al di sotto dello strato di terreno considerato è pari al peso del terreno asciutto, viceversa del terreno alleggerito.

K = coefficiente di spinta (statico + dinamico) calcolato mediante la formula di Mononobe-Okabe:

Per stati di spinta attiva:

$$\beta \leq \phi - \theta: K = \frac{\sin^2 (\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin (\phi + \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \sin (\phi - \beta - \theta)}{\sin (\phi + \theta - \delta) \sin (\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: K = \frac{\sin^2 (\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin (\psi - \theta - \delta)}$$

Per stati di spinta passiva (resistenza a taglio nulla tra terreno e muro):

$$K = \frac{\sin^2 (\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi + \theta} \left[1 - \frac{\sin (\psi + \beta) \sin (\psi + \theta)}{\sin (\psi + \beta) \sin (\psi + \theta)} \right]^2$$



dove:

Φ = è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio del terreno in condizioni di sforzo efficace;

Ψ, β = è l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e dalla superficie del terrapieno = variabile da caso a caso;

δ = è il valore dell'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro $< 2/3 \Phi$;

θ = è l'angolo ricavato dalle seguenti espressioni:

nel caso in cui il livello di falda si trovi al di sotto del terreno considerato:

$$\tan \theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

nel caso in cui il livello di falda si trovi al di sopra del terreno considerato :

$$\tan \theta = \gamma / (\gamma - \gamma_w) k_h / (1 \pm k_v)$$

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, e aventi muri verticali con terrapieno orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = a s \gamma H^2$$

con punto di applicazione a metà dell'altezza H del muro.

4.3 SPINTE DI CALCOLO DELL'ACQUA IN FASE SISMICA

In caso di presenza di acqua libera sulla faccia esterna del setto si considera la sovrappressione pari a:

$$q(z) = \pm 7/8 * k_h * \gamma_w * v(h*z)$$

dove:

h = quota del pelo libero dell'acqua

z = coordinata verticale diretta verso il basso, con origine al pelo libero dell'acqua.

4.4 CONSIDERAZIONI SULL'APPLICABILITÀ E L'INFLUENZA DELL'AZIONE SISMICA

Le opere in progetto sono opere funzionali alla trattenuta del materiale solido e dell'impatto prodotto da una colata di detrito impattante sulla struttura.

Nelle analisi di dimensionamento delle opere sono state considerate le analisi secondo due configurazioni di progetto:

1. impatto dinamico della colata sull'opera;
2. deposizione della colata e influenza della spinta di deposito sull'opera di sostegno

Data la ridottissima probabilità che un evento di colata di detrito possa manifestarsi contemporaneamente ad un evento di sisma secondo i coefficienti sismici definiti in Tabella 2, l'azione sismica è stata considerata esclusivamente nella seconda delle due analisi di stabilità.



5. VERIFICA DEI RILEVATI DEI BACINI DI ACCUMULO

5.1 CARATTERISTICHE DEL RILEVATO

I rilevati di contenimento dei bacini di accumulo previsti in progetto saranno realizzati in terreno opportunamente selezionato e protetto a monte da una scogliera in massi ciclopici. Particolare cura dovrà essere posta nella realizzazione del rilevato, soprattutto per quanto riguarda il costipamento del materiale.

Considerando che gli scavi in corso per la pulizia delle aree in cui si è depositato il materiale detritico e quelli per l'allargamento dell'invaso lungo i settori laterali forniranno un'ingente quantità di terreno, si specifica che tale materiale potrà essere utilizzato per la realizzazione del rilevato previa opportuna miscelazione nella misura del 50% con materiale più grossolano appartenente alla categoria A1-a della classificazione CNR-UNI 10006, derivante da impianti estrattivi o di riciclo (ghiaia sabbiosa naturale o pietrisco da frantumazione o materiale riciclato di idonee caratteristiche granulometriche).

Classificazione generale	Terre ghiaio - argillose Frazione passante allo staccio 0.075 UNI 2332 ≤ 35%						Terre limo - argillose Frazione passante allo staccio 0.075 UNI 2332 > 35%				Torbe e terre organiche palustri	
Gruppo	A 1		A 3	A 2			A 4	A 5	A 6	A 7		A 8
Sottogruppo	A 1-a	A 1-b		A 2-4	A 2-5	A 2-6	A 2-7				A 7-5	A 7-6
Analisi granulometrica												
Frazione passante allo staccio												
2 UNI 2332 %	≤ 50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,4 UNI 2332 %	≤ 30	≤ 50	> 50	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,075 UNI 2332 %	≤ 15	≤ 25	≤ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	> 35	> 35	> 35	> 35	> 35
Caratteristiche della frazione passante allo staccio 0,4 UNI 2332												
Limite liquido	—	—	—	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	> 40
Indice di plasticità	≤ 6	—	N.P.	≤ 10	≤ 10	> 10	> 10	≤ 10	≤ 10	> 10	IP ≤ LL .30	IP > LL .30
Indice di gruppo	0		0	0			≤ 4	≤ 8	≤ 12	≤ 16	≤ 20	
Tipi usuali dei materiali caratteristici costituenti il gruppo	Ghiaia o breccia, ghiaia o breccia sabbiosa, sabbia grossa, pomice, scone vulcaniche, pozzolane		Sabbia fina	Ghiaia e sabbia limosa o argillosa				Limi poco compressibili	Limi fortemente compressibili	Argille poco compressibili	Argille fortemente compressibili	Torbe di recente o remota formazione, detriti organici di origine palustre
Qualità portanti quale terreno di sottofondo in assenza di gelo	Da eccellente a buono					Da mediocre a scadente					Da scartare come sottofondo	
Azione del gelo sulle qualità portanti del terreno di sottofondo	Nessuna e lieve			Media				Molto elevata	Media	Elevata	Media	
Ritiro o rigonfiamento	Nullo			Nullo o lieve				Lieve o medio	Elevato	Elevato	Molto elev.	
Permeabilità	Elevata			Media o scarsa					Scarsa o nulla			
Identificazione dei terreni in sito	Facilmente individuabili a vista		Aspri al tatto. Incoerenti allo stato asciutto	La maggior parte dei granuli sono individuabili ad occhio nudo. Aspri al tatto. Una tenacità media o elevata allo stato asciutto indica la presenza di argilla.			Reagiscono alla prova di scuotimento*. Polverulenti o poco tenaci allo stato asciutto. Non facilmente modellabili allo stato umido.		Non reagiscono alla prova di scuotimento*. Tenaci allo stato asciutto. Facilmente modellabili in bastoncini sottili allo stato umido.			Fibrosi di color bruno o nero. Facilmente individuabili a vista.

* Prova di cantiere che può servire a distinguere i limi dalle argille. Si esegue scuotendo nel palmo della mano un campione di terra bagnata e comprimendolo successivamente fra le dita. La terra reagisce alla prova se, dopo lo scuotimento, apparirà sulla superficie un velo lucido di acqua libera, che scomparirà comprimendo il campione fra le dita.

Figura 4 – Classificazione delle terre CNR-UNI 10006

Nella realizzazione dei rilevati sarà fondamentale la posa a strati successivi, dello spessore massimo non superiore a 30 cm, ciascuno compattato con rullo vibrante (almeno 5 + 5 passaggi in un senso e nell'altro), possibilmente con umidità prossima al valore ottimale Proctor modificato.



In corso d'opera la D.L. si riserva di far effettuare prove di controllo sui materiali utilizzati (granulometrie, classificazioni, contenuto d'acqua, costipamento Proctor, densità in sito e prove di carico su piastra).

Si rimanda in ogni caso a quanto previsto da capitolato speciale d'appalto.

5.2 DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DI STABILITÀ DEL RILEVATO

In accordo con il punto 2.5.1.3 delle NTC 2018 si definiscono, relativamente alle opere in oggetto:

- **G1** = valore caratteristico delle azioni permanenti del peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G1);
- **G2** = valore caratteristico delle azioni permanenti del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- **Q_{k1}** = valore caratteristico dei sovraccarichi di base;
- **Q_{ki}** = valori caratteristici dei sovraccarichi "d'accompagnamento", che possono agire contemporaneamente a quelli di base;
- **A** = azioni eccezionali, quali ad esempio incendi, esplosioni, urti ed impatti;
- **E** = azioni derivanti dai terremoti (qualora da considerare, secondo quanto specificato al §4.4).

5.2.1 Combinazioni delle Azioni

Le combinazioni di carico adoperate con i relativi coefficienti di sicurezza parziali sui carichi sono, relativamente alle opere in oggetto, con E_d = azione di calcolo da utilizzare nelle verifiche:

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

I precedenti coefficienti parziali di sicurezza (γ) e quelli di combinazione (ψ) sono dati dai seguenti prospetti:



Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;

γ_{Q1} coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.



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

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

6.5.3.1.1 Muri di sostegno

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

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

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

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

5.2.1 Metodi di analisi

Le verifiche da realizzare per i rilevati di contenimento della colata sono:

- verifica allo scivolamento;
- verifica al ribaltamento;
- verifica alla capacità portante.



Verifica a scorrimento

Per mezzo di questa verifica viene assicurata la stabilità dell'opera nei confronti di un meccanismo di collasso tale per cui l'intera opera di sostegno va a scorrere sul piano di appoggio al terreno di fondazione. La verifica è espressa analiticamente dalla seguente relazione:

$$\frac{S_R}{S_S} \leq FS_{\text{scorrimento}}$$

Dove S_R è la risultante delle forze orizzontali che tendono a stabilizzare l'opera, mentre S_S è la risultante delle forze che tendono a destabilizzare l'opera. $FS_{\text{scorrimento}}$ è il fattore di sicurezza imposto nei confronti del collasso per scorrimento.

Verifica a ribaltamento

Anche se non necessaria (in quanto l'opera di sostegno è un'opera piuttosto flessibile) per mezzo di questa verifica viene assicurata la stabilità dell'opera nei confronti di un meccanismo di collasso tale per cui l'intera opera tende a ruotare intorno ad un polo prefissato. Il polo prefissato va a coincidere con il punto dell'opera più basso e più a sinistra dell'opera (piede sinistro dell'opera). La verifica è espressa analiticamente dalla seguente relazione:

$$\frac{M_S}{M_R} \leq FS_{\text{ribaltamento}}$$

Dove M_S è il momento risultante stabilizzante mentre M_R è il momento risultante ribaltante. $FS_{\text{ribaltamento}}$ è il fattore di sicurezza imposto nei confronti del collasso per ribaltamento.

Verifica a carico limite:

Per mezzo di questa verifica viene assicurata la stabilità dell'opera nei confronti di un meccanismo di collasso tale per cui si ha la rottura del complesso terreno-opera. La verifica è espressa analiticamente dalla seguente relazione:

$$\frac{Q_u}{Q_E} \leq FS_{\text{qlim}}$$

Dove Q_u è il carico ultimo di collasso (Carico limite della fondazione) mentre Q_E è il carico di esercizio da verificare. FS_{qlim} è il fattore di sicurezza imposto nei confronti del collasso per carico limite.



5.2.1 Calcolo delle spinte

5.2.1.1 Calcolo della spinta attiva

La spinta attiva è stata calcolata con il metodo di Coulomb, metodo capace di tenere in conto le variabili più significative, soprattutto con riguardo al fenomeno attritivo che si genera all'interfaccia paratia-terreno. Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione (valutata alla profondità z):

$$\sigma_h(z) = k_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta totale, che è l'integrale della relazione precedente su tutta l'altezza, è applicata ad $1/3$ di H e si calcola con la seguente espressione:

$$S_t(z) = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

Avendo indicato con k_a il valore del coefficiente di pressione attiva, determinabile con la seguente relazione:

$$k_a = \frac{\sin^2(\phi + \beta)}{\sin^2 \beta \times \sin(\beta - \delta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \times \sin(\beta + \varepsilon)}} \right]^2}$$

con $\delta < (\beta - \phi - \varepsilon)$ secondo Muller – Breslau

γ_t = Peso unità di volume del terreno

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

ϕ = Angolo di resistenza al taglio del terreno

δ = Angolo di attrito terreno-paratia positivo se antiorario

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

5.2.1.2 Spinta in presenza di acqua a tergo della struttura

In caso di impatto di colata detritica ed in caso di accumulo del sedimento a monte dell'opera è stata considerata cautelativamente l'azione dell'acqua sul paramento del manufatto. Hw dalla base della struttura, induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità z sono espresse come segue:



$$u(z) = \gamma_w \cdot z$$

La spinta idrostatica totale si ottiene per integrazione su tutta l'altezza della relazione precedente:

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2$$

Avendo indicato con H l'altezza totale di spinta e con γ_w il peso dell'unità di volume dell'acqua. La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo γ_t con γ'_t ($\gamma'_t = \gamma_{\text{saturo}} - \gamma_w$), peso specifico del materiale immerso in acqua. In condizioni sismiche la sovraspinta esercitata dall'acqua viene valutata nel seguente modo:

$$\Delta S_w = \frac{7}{8} \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot C$$

applicata a 2/3 dell'altezza della falda H_w [Matsuo O'Hara (1960) Geotecnica, R. Lancellotta].

5.2.1.3 Calcolo della forza di impatto della colata

La forza di impatto della colata può essere calcolata in funzione della velocità di impatto sulle opere di ritenuta, utilizzando le note formulazioni proposte da Takahashi (1981), imponendo il rispetto delle condizioni nelle sezioni prese in considerazione:

$$U = F(\alpha, C_D, \rho, \rho_s, C^*, C_D, h, d, \theta_i)$$

dove:

α : angolo di attrito interno dinamico;

C_D : concentrazione volumetrica della colata in condizioni dinamiche;

C^* : concentrazione volumetrica della colata in condizioni statiche;

ρ : peso specifico dell'acqua;

ρ_s : peso specifico dei grani;

h : spessore della colata;

d : diametro rappresentativo del materiale costituente la colata;

θ_i : pendenza del tratto i-esimo

Assumendo $C=0,45$ (cautelativo per la pendenza nelle sezioni di interesse) e $C^*=0,65$ ed ipotizzando un'altezza del fronte lavico in corrispondenza della sezione considerata $h=4$ m, si è ottenuto un valore di velocità media U di circa 3 – 3,5 m/s. Tali valori risultano essere cautelativi, in quanto determinerebbero la produzione di una



colata di detrito di portata complessiva estremamente elevata nelle sezioni in cui sono collocate le opere di ritenuta.

Per la valutazione dell'azione dinamica del flusso PD si è utilizzata la formulazione, verificata sperimentalmente per i debris flow:

$$P_D = k \left(\frac{\gamma_m \cdot v^2}{g} \right)$$

dove:

P_D = forza d'impatto per unità di superficie;

γ_m = densità del miscuglio (valore di riferimento cautelativo 22 kN/m³);

v = velocità della colata in arrivo.

Si ottiene quindi un valore della sollecitazione d'impatto dovuta alla colata detritica pari a circa 55 kN/m².

5.2.2 Verifica delle opere

Sono state condotte le verifiche dei rilevati di contenimento dei due bacini di accumulo sulla base di due ipotesi di progetto:

- Impatto di una colata di detrito sul rilevato e presenza di acqua all'interno del bacino;
- Completo riempimento del bacino di materiale solido e acqua sino al ciglio del rilevato (tale verifica è stata condotta anche con ipotesi di sisma)

Si riporta nel seguito la sintesi dei coefficienti di sicurezza calcolati per i rilevati di contenimento dei due bacini di accumulo, mentre per il dettaglio delle analisi condotte si rimanda all'ALLEGATO 1

VERIFICA SCIVOLAMENTO A1+M1+R1	FS	Verifica
Bacino apice di conoide - impatto colata	1.8	verif
Bacino apice di conoide - Deposito	2.3	verif
Bacino accumulo supplementare - impatto colata	2.1	verif
Bacino accumulo supplementare - deposito	3.7	verif

VERIFICA SCIVOLAMENTO A2+M2+R2	FS	Verifica
Bacino apice di conoide - impatto colata	1.5	verif



Bacino apice di conoide - Deposito	1.9	verif
Bacino accumulo supplementare - impatto colata	1.7	verif
Bacino accumulo supplementare - deposito	2.4	verif

VERIFICA SCIVOLAMENTO A1+M1+R3	FS	Verifica
Bacino apice di conoide - impatto colata	1.8	verif
Bacino apice di conoide - Deposito	2.3	verif
Bacino accumulo supplementare - impatto colata	2.1	verif
Bacino accumulo supplementare - deposito	3.7	verif

VERIFICA SCIVOLAMENTO CONDIZIONE SISMICA	FS	Verifica
Bacino apice di conoide - Deposito	1.8	verif
Bacino accumulo supplementare - deposito	2.9	verif

VERIFICA A RIBALTAMENTO EQU+M2	FS	Verifica
Bacino apice di conoide - impatto colata	47.6	verif
Bacino apice di conoide - Deposito	13.5	verif
Bacino accumulo supplementare - impatto colata	115.5	verif
Bacino accumulo supplementare - deposito	25.1	verif

VERIFICA A RIBALTAMENTO EQU SISMA	FS	Verifica
Bacino apice di conoide - impatto colata	47.6	verif
Bacino apice di conoide - Deposito	9.8	verif
Bacino accumulo supplementare - impatto colata	115.5	verif
Bacino accumulo supplementare - deposito	23.5	verif

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE A1+M1	FS	Verifica
Bacino apice di conoide - impatto colata	19.8	verif
Bacino apice di conoide - Deposito	18.7	verif
Bacino accumulo supplementare - impatto colata	26.8	verif



Bacino accumulo supplementare - deposito	27.0	verif
--	------	-------

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE A2+M2	FS	Verifica
Bacino apice di conoide - impatto colata	9.9	verif
Bacino apice di conoide - Deposito	8.8	verif
Bacino accumulo supplementare - impatto colata	13.3	verif
Bacino accumulo supplementare - deposito	12.3	verif

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE SISMA	FS	Verifica
Bacino apice di conoide - impatto colata	88.7	verif
Bacino apice di conoide - Deposito	76.5	verif
Bacino accumulo supplementare - impatto colata	118.8	verif
Bacino accumulo supplementare - deposito	111.1	verif



6. BARRIERA FLESSIBILE IN ACCIAIO PER LA PROTEZIONE DELLE COLATE DETRITICHE IN ALVEO

Si riportano nel seguito le caratteristiche della barriera flessibile in acciaio prevista in progetto. Si rimanda per le caratteristiche specifiche dell'opera ai contenuti del capitolato speciale d'appalto.

6.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

6.1.1 Struttura di intercettazione

La struttura di intercettazione è costituita da rete formata da una serie di anelli di diametro nominale pari a 300 mm concatenati fra di loro al massimo in 4 punti e costituiti da un unico filo di acciaio $\varnothing$ 3mm avvolto in spire e chiuso oleodinamicamente con 3 clip di serraggio; il materiale costituente gli anelli è acciaio ad alta resistenza (classe 1770 N/mm² DIN2078) protetto contro la corrosione attraverso uno strato di lega zinco-alluminio secondo le norme DIN10244-1, DIN50018-DIN50021. A questa rete sarà fissata sul lato di monte una rete metallica in acciaio ad alta resistenza (1770 N/mm²), protetta con lega zinco-alluminio secondo le norme DIN10244-1, DIN50018-DIN50021, a semplice torsione, fissata con legacci in filo di acciaio galvanizzato e promatizzato.

6.1.1.1 Funi di supporto e controventatura

Le funi di supporto e controventatura, in una configurazione tipica, da adattare in funzione delle prestazioni richieste alla barriera, sono distinte come segue:

- Doppie funi ad anima metallica di supporto superiori, intermedi ed inferiori (DIN3064) in acciaio zincato (DIN 2078-DIN50018-DIN50021-SS) disposte nel piano della barriera;
- Funi ad anima metallica di controvento di monte (DIN3064) in acciaio zincato (DIN 2078-DIN50018-DIN50021-SS) disposte a V rispetto ad ogni montante per il collegamento della struttura con gli ancoraggi di monte;
- Doppie funi ad anima metallica di bordo (DIN3064) in acciaio zincato (DIN 2078-DIN50018-DIN50021-SS) per il collegamento della struttura con gli ancoraggi laterali.

Qualora le funi fossero protette contro la corrosione con uno strato di lega zinco-alluminio, queste dovranno rispettare le norme DIN10244-1, DIN50018-DIN50021.

6.1.1.2 Dissipatori di energia

I dissipatori di energia sono costituiti da un'asola preformata in tubo di acciaio zincato DIN 237-240 con manicotto di alluminio pressato e disposti sulle funi di supporto superiori, intermedie ed inferiori, e sulle funi di controvento in numero e tipologia, in accordo alle specifiche del produttore.



Il comportamento sotto carico del dissipatore dovrà individuare la forza di inizio scorrimento, un comportamento di tipo lineare fino alla soglia di rottura, lo scorrimento massimo.

Tali valori devono essere suffragati da elaborati a seguito di prove in vera grandezza condotte in laboratorio indipendente e ufficiale adeguatamente attrezzato.

6.1.2 Caratteristiche prestazionali della barriera

Il materiale dovrà essere accompagnato da una certificazione CE e da un DOP per l'applicazione specifica di barriera di protezione Debris Flows secondo la pressione richiesta.

In tutti i casi, una documentazione attestante sperimentazioni in vera grandezza su campi prove naturali svolta da Istituto di Ricerca (universitari o similari) indipendente e autorevole in materia dovrà essere valutata dalla DL per approvare i materiali e la struttura.

6.1.3 Caratteristiche costruttive delle barriere

6.1.3.1 Geometria della barriera

La geometria della barriera è quella indicata negli elaborati di progetto, ai quali si rimanda.

La fune di supporto superiore si deve mantenere il più possibile parallela alle livellette del terreno di posa; l'interasse dei montanti, laddove necessari, dovrà essere definito durante la fase di tracciamento della barriera in accordo alle specifiche tecniche e al manuale di montaggio del produttore e dietro l'approvazione della DL. L'inclinazione di posizionamento della barriera (montanti) rispetto alla verticale dovrà essere definita seguendo le specifiche tecniche del produttore in funzione dell'inclinazione locale del tratto di asta torrentizia. Inoltre l'Appaltatore, tramite il fornitore delle strutture dovrà presentare tutti i particolari esecutivi per risolvere particolari dell'installazione come per esempio i bruschi cambi di direzione planimetrica e altimetrica della barriera.

6.1.3.2 Particolarità costruttive delle barriere

Dovrà essere posta cura alle seguenti modalità costruttive, **eseguite da personale specializzato**:

- Tutti gli elementi di collegamento a terra dovranno essere realizzati adottando delle particolarità costruttive che evitino di compromettere l'integrità e l'efficacia delle fondazioni a seguito di un evento e che permettano la sostituzione degli eventuali elementi danneggiati senza ricorrere alla demolizione delle fondazioni.
- La struttura di intercettazione dovrà essere costituita da rete in acciaio del tipo ad anelli ottenuti con l'avvolgimento concentrico di fili metallici di diametro non inferiore a 3 mm, in acciaio di classe 1770 N/mm²; una rete secondaria, selettiva del materiale più fine della colata detritica, sarà costituita dal medesimo filo metallico (3 mm di diametro classe 1770 N/mm²) intrecciato in maglie romboidali con apertura non superiore a 65 mm (diametro del cerchio inscritto).



- I montanti in acciaio, nelle configurazioni di sistemi ove sono previsti, dovranno essere predisposti nella parte alta con degli elementi di collegamento alle funi di supporto superiori e ai controventi di monte che permettano lo sgancio automatico di queste funi quando vengono superati i carichi massimi di possibile assorbimento in modo da salvaguardare l'integrità del montante e delle sue parti costituenti; sulla parte bassa il montante dovrà essere collegato alla piastra di base con uno snodo a rottura controllata realizzato con una speciale piastra di acciaio che anche in questo caso permette di salvaguardare l'integrità della piastra e delle fondazioni durante l'evento. Il montante dovrà essere attrezzato con delle strutture fisse in acciaio che permettano agli operatori un'agevole salita sul palo con i relativi elementi di aggancio (imbraco e moschettone).
- Il collegamento fra le funi di supporto superiore/inferiore e la rete deve essere eseguito per mezzo di grilli ad alta resistenza in modo da permettere lo scorrimento fra questi elementi e garantire elevati doti di deformabilità della struttura; il collegamento fra reti adiacenti è sempre realizzato con grilli ad alta resistenza in quantità minima pari a due per ogni maglia della rete affiancata da collegare.
- Le funi di supporto e di controvento, dove previste, dovranno essere dotate di dissipatori di energia in accordo alle specifiche del produttore e dovranno essere conformati in modo da permettere una deformazione controllata della struttura e poter arrivare alla rottura in ogni caso salvaguardando le strutture sulle quali sono posizionati; devono altresì garantire una facile sostituibilità nel caso di danneggiamento.
- Gli ancoraggi dovranno essere iniettati con la malta cementizia fino al limite geometrico definito dalle specifiche tecniche del produttore in modo che fuoriesca dal terreno la sola asola di aggancio e si possano proteggere le funi portanti della struttura di fondazione. L'inclinazione di posa degli ancoraggi nel terreno (rispetto all'orizzontale) dovrà rispettare le specifiche del produttore in funzione della pendenza del terreno di posa.
- Nella porzione centrale delle funi di supporto superiori, uno speciale dispositivo antiabrasione dovrà essere collocato e solidamente collegato alle funi stesse per mezzo di grilli ad alta resistenza in grado di permettere il passaggio delle funi. Il dispositivo, in lamiera zincata, sarà di lunghezza pari a 1500 mm per garantire versatilità in caso di curve o cambi inclinazione, e spessore non inferiore a 8 mm



7. VERIFICA DEGLI ANCORAGGI DELLA BARRIERA METALLICA DI CONTENIMENTO DELLA COLATA DI DETRITO

7.1 PREMESSA

La presente relazione affronta il calcolo delle lunghezze degli ancoraggi per la barriera contro le colate detritiche certificata per resistere ad una pressione di impatto rispettivamente fino a 80 kPa.

Il calcolo delle fondazioni delle barriere è stato sviluppato in accordo con le Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC, DM 17.01.2018), utilizzate in parallelo agli Eurocodici (EC).

7.2 QUADRO NORMATIVO

Il dimensionamento di un ancoraggio passivo rientra nelle “Norme per le opere interagenti con i terreni e con le rocce, per gli interventi nei terreni e per la sicurezza dei pendii” delle NTC, mentre è normato dall’Eurocodice 7 “Progettazione geotecnica”.

Le norme cui si fa riferimento sono le seguenti:

- o D.M 17.01.2018 – Norme tecniche per le costruzioni
- o EN1997-1 Progettazione Geotecnica
- o Raccomandazioni AICAP “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce” del giugno 2012

7.3 NOTA SUGLI EUROCODICI

Gli Eurocodici sono stati sviluppati in ambito europeo, per armonizzare gli aspetti progettuali dei paesi membri, utilizzando come approccio la progettazione agli stati limite.

Negli Eurocodici, così come nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, si utilizzano dei coefficienti di sicurezza parziali, da applicare o alle azioni, o alle resistenze o ad entrambi, in funzione dell’approccio utilizzato.

Il valore dei coefficienti di sicurezza utilizzato è indicato a livello Europeo e viene poi lasciata alle singole nazioni la possibilità di variare questi valori in funzione della propria specificità.

Gli Eurocodici sono stati la base per la redazione delle nuove Norme Tecniche, che ne recepiscono non solo lo spirito ma anche l’impostazione.

L’applicazione degli Eurocodici deve essere fatta con conoscenza del fenomeno e con cognizione di causa, in quanto la scelta dell’approccio progettuale e dei coefficienti di sicurezza può influire molto sul risultato finale.



7.4 MODELLO DI RIFERIMENTO

Per la realizzazione degli elementi di connessione tra terreno e struttura nella messa in opera delle barriere contro le colate detritiche si opera nel seguente modo:

- Si realizza un foro di lunghezza e diametro adeguati
- Si inserisce nel foro un elemento metallico
- Si inietta miscela cementizia per riempire l'intercapedine tra elemento metallico e foro

Per il corretto dimensionamento bisogna quindi considerare i seguenti elementi:

- la verifica della sezione di acciaio
- la verifica dell'adesione acciaio – malta
- la verifica dell'adesione malta – substrato

Per la progettazione strutturale degli ancoraggi si deve verificare la seguente diseuguaglianza:

$$E_D \leq R_D$$

dove:

- ED sono le azioni o gli effetti delle azioni di progetto
- RD sono le resistenze o gli effetti delle resistenze di progetto

7.4.1 Azioni

Le azioni che sollecitano l'ancoraggio sono azioni che non derivano dallo stato di esercizio della struttura metallica quanto piuttosto da un evento eccezionale (in termini di probabilità di accadimento), ovvero il carico derivante da un fenomeno di colata detritica o fangosa.

Ci si riferisce quindi alla combinazione eccezionale 2.5.6 delle Norme Tecniche, ovvero:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{jk} \psi_{jk} Q_{jk}$$

Si vuole anche sottolineare il fatto che non è possibile determinare in maniera univoca le azioni sugli ancoraggi che dipendono anche dal tipo di colata che impatta la barriera. Tuttavia è possibile determinare e sono note le azioni che il "sistema" (funi di supporto e elementi dissipatori di energia) può trasmettere agli ancoraggi. Tali valori sono funzione del sistema frenante utilizzato e permettono alle forze agenti di non superare determinate soglie. Per questa ragione i valori riportati sono i massimi valori che il sistema fune e asola frenante può scaricare sugli ancoraggi.



7.4.2 Resistenze

Le resistenze considerate hanno significati diversi in funzione della verifica che si sta analizzando.

Fattori di resistenza parziale possono essere applicati sia alle proprietà del terreno (X), sia alle resistenze (R) o a entrambi i parametri.

Come anticipato si prendono in considerazione tre verifiche: della sezione di acciaio, dell'interfaccia acciaio-malta e dell'interfaccia malta-substrato.

In generale si ha:

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Re p}; X_k / \gamma_M; a_D)$$

oppure

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Re p}; X_k; a_D) / \gamma_R$$

oppure

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Re p}; X_k / \gamma_M; a_D) / \gamma_R$$

dove:

- F_{Rep} sono le azioni rappresentative
- X_k sono i parametri dei materiali
- a_D è l'accelerazione di progetto, nel caso sismico
- γ_M sono i fattori parziali per il terreno
- γ_R sono i fattori parziali per le resistenze

Gli ancoraggi flessibili laterali sono assimilati a tiranti di ancoraggio (cap. 6.6 delle NTC) e si utilizza il coefficiente γ_R relativo all'approccio A1+M1+R3, nel caso di tiranti permanenti e che risulta pari a 1,2.

Tabella 3 - Coefficiente parziali γ_R da applicare alla resistenza per gli ancoraggi flessibili

	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE
	γ_R	
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

Inoltre deve essere valutata la resistenza a sfilamento e ridurre il valore caratteristico di un fattore di correlazione (ξ_a) che dipende sia della modalità con cui è stata definita la resistenza allo sfilamento;

- dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova;
- con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio) sia della tipologia di ancoraggi considerati.



7.5 MODELLO DI CALCOLO

Si riassumono nel seguito i modelli di calcolo per ogni verifica considerata:

1. verifica della sezione di acciaio
2. verifica dell'interfaccia acciaio – malta
3. verifica dell'interfaccia malta – substrato

Dopo aver eseguito le verifiche (2) e (3) si considera la lunghezza di ancoraggio maggiore, a favore di sicurezza.

7.5.1 Verifica sezione acciaio

Per questa verifica, essendo la tipologia di ancoraggio definita dal costruttore ed essendo le azioni agenti altrettanto fornite dal costruttore, ci si preoccupa semplicemente di verificare che la formula sia soddisfatta come disequazione, che nel caso specifico si esplicita nel seguente modo:

$$F_d \leq \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s} = R_d \quad \text{per la verifica a trazione}$$

dove:

- F_D è il valore di progetto dell'azione sollecitante
- f_{yc} è il valore rappresentativo della resistenza a snervamento dell'ancoraggio o resistenza caratteristica
- A rappresenta la sezione dell'acciaio
- γ_s è il valore del fattore parziale dell'acciaio, pari a 1,15
- R_D la resistenza di progetto dell'ancoraggio

La tipologia di ancoraggi utilizzata ha come peculiarità il fatto di essere flessibile e di assumere la direzione delle azioni a cui è sottoposto. Il carico agente si tramuta quindi in carico a trazione e non si generano azioni di taglio.

Viene quindi omessa la verifica a taglio sulla sezione d'acciaio.

7.5.2 Verifica dell'interfaccia acciaio – malta

In questo caso la formula si esplicita nel seguente modo

$$F_D \leq \frac{\tau_{a-m}}{\gamma_M} \cdot S_{Lat} \cdot L$$



dove:

- F_D è l'azione di progetto
- γ_M è il fattore parziale per l'adesione acciaio – malta, pari a 1.5
- τ_{a-m} è l'adesione acciaio - malta
- S_{Lat} è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio
- L è la lunghezza dell'ancoraggio

Per l'adesione acciaio - malta si ha la seguente formulazione:

$$\tau_{a-m} = \frac{f_{bk}}{1.5}$$

Da cui sostituendo le equazioni sotto riportate diventa:

$$\tau_{a-m} = \frac{2.25 \cdot 1 \cdot 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1.5}$$

$$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}; \text{ dove } \eta = 1 \text{ per diametri } \leq 32 \text{ e pari a } \eta = \frac{(132 - \phi)}{100} \text{ per diametri superiori.}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Dove f_{ck} è la resistenza caratteristica della malta di iniezione.

In caso di ancoraggi in barra la superficie laterale è quella nominale:

$$S_{Lat} = \pi \cdot d_{barra}$$

dove d è il diametro della barra.

In caso di ancoraggi flessibili si ha la seguente equazione:

$$S_{Lat} = \pi \cdot d_{ancoraggio}$$



Dove $d_{\text{ancoraggio}}$ è il diametro utile dell'ancoraggio considerato.

Dalle equazioni sopra esposte, in funzione del caso analizzato, si ricava la lunghezza dell'ancoraggio per il caso in esame.

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{a-m}}$$

7.5.3 Verifica dell'interfaccia malta – substrato

In questo caso la formulazione 0 assume la seguente forma:

$$F_D \leq \frac{R_{ac}}{\gamma_R}$$

dove:

- R_{ac} è il valore massimo di resistenza a sfilamento
- γ_R è il fattore di sicurezza parziale per ancoraggi permanenti
- F_D è l'azione di progetto sull'ancoraggio

Mentre R_{ac} è pari a:

$$R_{ac} = \pi \cdot D_s \cdot L \cdot \frac{q_s}{\zeta_a}$$

Dove:

- D_s è il diametro reale del bulbo considerando un coefficiente maggiorativo a seconda del substrato presente;
- q_s è la resistenza unitaria limite allo scorrimento;
- L è la lunghezza dell'ancoraggio;
- ζ_a è il fattore parziale sulla determinazione di q_s .

Il diametro reale del bulbo viene calcolato con la seguente formula, inserendo il coefficiente maggiorativo α_d e il diametro di perforazione D_d .



$$D_s = \alpha_d \cdot D_d$$

Sostituendo la formula 0, nella 0, e risolvendola per la lunghezza di ancoraggio, si ottiene:

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \zeta_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot q_s}$$

7.6 AZIONI DI PROGETTO SUGLI ANCORAGGI

Il carico agente sugli ancoraggi di fondazione di una barriera contro le colate detritiche è estremamente variabile in funzione dei meccanismi di impatto e sollecitazione della struttura. È pur vero che sono stati misurati in occasione di eventi monitorati i carichi trasferiti alle fondazioni, ma la dispersione dei dati è tale che non possa essere determinato con sufficiente precisione il valore. Per questo motivo, si assume che il carico agente sugli ancoraggi non possa essere superiore al valore del carico massimo che il “sistema” funi di supporto più freni ad anello, è in grado di trasferire agli ancoraggi stessi. Tale valore per le barriere in oggetto risulta pari a 350 kN. I carichi sono riportati nei disegni del sistema delle singole barriere (cfr. elaborati grafici di progetto).

7.7 DIMENSIONAMENTO DEGLI ANCORAGGI FLESSIBILI

Il presente capitolo si propone di stabilire e definire le caratteristiche degli ancoraggi delle barriere contro le colate detritiche in oggetto. Di seguito vengono ripresi nuovamente i parametri necessari per il dimensionamento, riassumendo i valori utilizzati nei calcoli.

1. F_d azione di progetto;

Ancoraggi flessibili = 350 kN

2. R_d resistenza di progetto ancoraggi (già ridotta di un fattore pari a 1.15);

Ancoraggi flessibili GA-7016 / 400 = 400 kN

3. τ_{a-m} adesione acciaio-malta;

Considerando un valore di f_{ck} pari a 20 N/mm², si ottiene $\tau_{a-m} = 2.32$ N/mm².

4. γ_M fattore parziale per l'adesione malta – acciaio



Pari a 1,5.

5. S_{Lat} è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio

S_{Lat} ancoraggi flessibili = 119.7 mm

6. R_{ac} valore massimo di resistenza a sfilamento

Calcolato come esposto precedentemente e dipendente dai seguenti parametri 7, 8, 9, 10:

7. D_s è il diametro reale del bulbo considerando un coefficiente maggiorativo (α_s)

D_d [diametro di perforazione] = 90 mm

α_s a favore di sicurezza si ipotizza pari a 1,0; qualora si abbiano indicazioni specifiche si può valutare la tabella delle Raccomandazioni AICAP, nel caso di iniezione globale con processo di messa in pressione unico (IGU), per terreno detritico.

TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marne	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcani mamosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcani alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2		
Roccia alterata e/o fratturata	1.2	1.1	(1.1 - 1.5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

8. L , lunghezza degli ancoraggi

9. ξ_a fattore parziale sulla determinazione di q_s

ξ_a pari a 1,8 per gli ancoraggi flessibili, equiparati a tiranti di ancoraggio. Tali valori sono i valori massimi possibili in quanto non presenti prove di estrazione da cui ricavare un parametro di adesione malta-substrato.



10. q_s è la resistenza unitaria limite allo scorrimento

Ricavato dai diagrammi sperimentali riportati nelle Raccomandazioni AICAP / prove di estrazione su ancoraggi di prova / riferimenti bibliografici da parametri geotecnici terreno in sito; ed pari a 0.4 N/mm^2 .

11. γ_R fattore di sicurezza parziale per ancoraggi permanenti

Pari a 1,2 per gli ancoraggi flessibili.

Verifica della sezione di acciaio:

$$350 \text{ kN} \leq 400 \text{ kN}$$

[soddisfatto]

Verifica sfilamento acciaio – malta

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1.5 \cdot 350000}{\pi \cdot 38.1 \cdot 2.32} = 1891 \text{ mm}$$

Verifica sfilamento malta di iniezione - substrato

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \zeta_a \cdot F_D}{\pi D_s \cdot \tau_{substrato-malta}} = \frac{1.2 \cdot 1.8 \cdot 350000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.4} = 6687 \text{ mm}$$

Considerando il massimo valore tra le due verifiche ed approssimando all'unità superiore, la lunghezza degli ancoraggi laterali non dovrà essere inferiore a 7.0 m.



REGIONE PIEMONTE – PROVINCIA DI TORINO

Comune di Bussoleno

*Colata detritica del 07/06/2018 sul conoide del rio Baccias/Reforo e
Comba delle foglie – Lavori di somma urgenza per il contenimento
del trasporto solido in apice del conoide*

Progetto Definitivo – Esecutivo



ALLEGATI



REGIONE PIEMONTE – PROVINCIA DI TORINO

Comune di Bussoleno

*Colata detritica del 07/06/2018 sul conoide del rio Baccias/Reforo e
Comba delle foglie – Lavori di somma urgenza per il contenimento
del trasporto solido in apice del conoide*

Progetto Definitivo – Esecutivo



ALLEGATO 1

– Verifiche globali per i rilevati dei bacini di accumulo

VERIFICHE GLOBALI PER I RILEVATI DEI BACINI DI ACCUMULO

Caratteristiche delle terre rinforzate

Rilevato	Base B1 (m)	h1 (m)
Bacino apice di conoide - impatto colata	16	5.5
Bacino apice di conoide - Deposito	16	5.5
Bacino accumulo supplementare - impatto colata	15	3.5
Bacino accumulo supplementare - deposito	15	3.5

Parametri	φ_{ril} (°)	γ_{ril} (kN/mc)	$\varphi_{rinf/terr}$ (°)	$\delta_{rinf/terr}$ (°)	$\gamma_{terreno}$ (kN/mc)	γ_{acqua} (kN/mc)	Sovr vert (kN/m2)	h equivalente terreno (m)	$\varphi_{terreno}$ spinta °	k_a Coulomb - M	k_p	h_w tergo rilevato (m)
Bacino apice di conoide - impatto colata	35	20	31.5	16.7	22	9.81	0.0	0.00	25	0.30	2.46	3.7
Bacino apice di conoide - Deposito	35	20	31.5	16.7	22	9.81	0.0	0.00	25	0.30	2.46	5.5
Bacino accumulo supplementare - impatto colata	35	20	31.5	16.7	22	9.81	0.0	0.00	25	0.30	2.46	2.3
Bacino accumulo supplementare - deposito	35	20	31.5	16.7	22	9.81	0.0	0.00	25	0.30	2.46	3.5

	Spinta attiva terreno (kN/m)	Spinta terreno verticale (kN/m)	Spinta terreno orizzontale (kN/m)	Spinta idrostatica (kN/m)	Sottospint a falda (kN/m)	V_{RIL} (m³/m)	W_{RIL} (kN/m)	W carico in testa permanente terreno (kN/m)	R (kN/m)	FS	Verifica
VERIFICA SCIVOLAMENTO A1+M1+R1											
Bacino apice di conoide - impatto colata	0.0	0.0	0.0	98.9	0.0	60.0	1200.0	0.0	735.4	1.8	verif
Bacino apice di conoide - Deposito	112.2	32.2	107.5	222.6	0.0	60.0	1200.0	0.0	755.1	2.3	verif
Bacino accumulo supplementare - impatto colata	0.0	0.0	0.0	40.1	0.0	40.0	800.0	0.0	490.2	2.1	verif
Bacino accumulo supplementare - deposito	45.5	13.0	43.5	90.1	0.0	40.0	800.0	0.0	498.2	3.7	verif

FS	Verifica
1.8	verif
2.3	verif
2.1	verif
3.7	verif

	Spinta attiva terreno (kN/m)	Spinta terreno verticale (kN/m)	Spinta terreno orizzontale (kN/m)	Spinta idrostatica (kN/m)	Sottospint a falda (kN/m)	V_{RIL} (m³/m)	W_{RIL} (kN/m)	W carico in testa permanente terreno (kN/m)	R (kN/m)	FS	Verifica
VERIFICA SCIVOLAMENTO A2+M2+R2											
Bacino apice di conoide - impatto colata	0.0	0.00	0.0	85.7	0.00	60.0	1200.0	0.0	564.7	1.5	verif
Bacino apice di conoide - Deposito	117.5	27.10	114.3	192.9	0.00	60.0	1200.0	0.0	577.4	1.9	verif
Bacino accumulo supplementare - impatto colata	0.0	0.00	0.0	34.7	0.00	40.0	800.0	0.0	376.5	1.7	verif
Bacino accumulo supplementare - deposito	85.9	19.81	83.6	78.1	0.00	40.0	800.0	0.0	385.8	2.4	verif

FS	Verifica
1.5	verif
1.9	verif
1.7	verif
2.4	verif

	Spinta attiva terreno (kN/m)	Spinta terreno verticale (kN/m)	Spinta terreno orizzontale (kN/m)	Spinta idrostatica (kN/m)	Sottospint a falda (kN/m)	V_{RIL} (m³/m)	W_{RIL} (kN/m)	W carico in testa permanente terreno (kN/m)	R (kN/m)	FS	Verifica
VERIFICA SCIVOLAMENTO A1+M1+R3											
Bacino apice di conoide - impatto colata	0.0	0.0	0.0	98.9	0.0	60.0	1200.0	0.0	735.4	1.8	verif
Bacino apice di conoide - Deposito	112.2	32.2	107.5	222.6	0.0	60.0	1200.0	0.0	755.1	2.3	verif
Bacino accumulo supplementare - impatto colata	0.0	0.0	0.0	40.1	0.0	40.0	800.0	0.0	490.2	2.1	verif
Bacino accumulo supplementare - deposito	45.5	13.0	43.5	90.1	0.0	40.0	800.0	0.0	498.2	3.7	verif

FS	Verifica
1.8	verif
2.3	verif
2.1	verif
3.7	verif

	Spinta attiva terreno (kN/m)	Spinta terreno verticale (kN/m)	Spinta terreno orizzontale (kN/m)	Spinta idrostatica (kN/m)	Sottospint a falda (kN/m)	Spinta dinamica della falda (kN/m)	V_{RIL} (m³/m)	W_{RIL} (kN/m)	W carico in testa permanente terreno (kN/m)	R (kN/m)	FS	Verifica
VERIFICA SCIVOLAMENTO CONDIZIONE SISMICA												
Bacino apice di conoide - Deposito	183.09	42.2	180.3	148.4	0.0	17.0	60.0	1200.0	0.0	584.5	1.76	verif
Bacino accumulo supplementare - deposito	74.14	17.1	73.0	60.1	0.0	6.9	40.0	800.0	0.0	384.5	2.86	verif

FS	Verifica
1.8	verif
2.9	verif

	H_{eq} (m)	Sa+Sw (kN/m)	L (m)	Coeffi forze fav	Coeffi forze sfav	W_{RIL} (kN/m)	M_S (kN*m/m)	M_R (kN*m/m)	FS	Verifica
VERIFICA A RIBALTAMENTO EQU+M2										
Bacino apice di conoide - impatto colata	5.50	65.95	16	0.9	1.5	1200.0	8640.0	181.3	47.6	verif
Bacino apice di conoide - Deposito	5.50	238.77	16	0.9	1.5	1227.1	8835.1	656.6	13.5	verif
Bacino accumulo supplementare - impatto colata	3.50	26.71	15	0.9	1.5	800.0	5400.0	46.7	115.5	verif

FS	Verifica
47.6	verif
13.5	verif
115.5	verif

Bacino accumulo supplementare - deposito	3.50	126.15	15	0.9	1.5	819.8	5533.7	220.8	25.1	verif	25.1	verif
--	------	--------	----	-----	-----	-------	--------	-------	------	-------	------	-------

VERIFICA A RIBALTAMENTO EQU SISMA	H _{eq} (m)	Sa+Sw (kN/m)	L (m)	Coeffi forze fav	Coeffi forze sfav	Azioni verticali (kN/m)	M _S (kN*m/m)	M _R (kN*m/m)	FS	Verifica	FS	Verifica
Bacino apice di conoide - impatto colata	5.50	65.95	16	0.9	1.5	1200.0	8640.0	181.3	47.6	verif	47.6	verif
Bacino apice di conoide - Deposito	5.50	331.47	16	0.9	1.5	1242.2	8944.0	911.5	9.8	verif	9.8	verif
Bacino accumulo supplementare - impatto colata	3.50	26.71	15	0.9	1.5	800.0	5400.0	46.7	115.5	verif	115.5	verif
Bacino accumulo supplementare - deposito	3.50	134.23	15	0.9	1.5	817.1	5515.4	234.9	23.5	verif	23.5	verif

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE A1+M1	Sa+Didro (kN/m)	Mrib (kN*m/m)	Azioni verticali (kN/m)	Mstab (kN*m/m)	e (m)	L (m)	Beq (m)	Ng	Sg	q _{lim} (kN/m ²)	q _{eq} (kN/m ²)	FS	Verifica	FS	Verifica
Bacino apice di conoide - impatto colata	98.9	181.3	1200.0	8640.0	1.0	16.0	14.1	10.9	1.0	1685.5	85.1	19.8	verif	19.8	verif
Bacino apice di conoide - Deposito	334.8	613.8	1200.0	8835.1	1.1	16.0	13.7	10.9	1.0	1638.2	87.6	18.7	verif	18.7	verif
Bacino accumulo supplementare - impatto colata	40.1	46.7	800.0	5400.0	0.8	15.0	13.4	10.9	1.0	1600.1	59.8	26.8	verif	26.8	verif
Bacino accumulo supplementare - deposito	135.6	158.2	800.0	5533.7	0.8	15.0	13.4	10.9	1.0	1606.7	59.5	27.0	verif	27.0	verif

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE A2+M2	Sa+Didrostatica	M ribaltante	Wrilevato	M stabilizzante	e	L	B _{eq}	N _y	S _y	q _{lim} (kN/m ²)	q _{eq} (kN/m ²)	FS	Verifica	FS	Verifica
Bacino apice di conoide - impatto colata	85.7	157.2	1200.0	8640.0	0.9	16.0	14.1	5.4	1.0	837.3	84.9	9.9	verif	9.9	verif
Bacino apice di conoide - Deposito	310.4	569.1	1227.1	8835.1	1.3	16.0	13.5	5.4	1.0	797.8	91.1	8.8	verif	8.8	verif
Bacino accumulo supplementare - impatto colata	34.7	40.5	800.0	5400.0	0.8	15.0	13.4	5.4	1.0	793.5	59.7	13.3	verif	13.3	verif
Bacino accumulo supplementare - deposito	164.0	191.3	819.8	5533.7	1.0	15.0	13.0	5.4	1.0	771.8	62.9	12.3	verif	12.3	verif

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE SISMA	Sa+Didro (kN/m)	Mrib (kN*m/m)	Azioni verticali (kN/m)	Mstab (kN*m/m)	e (m)	L (m)	Beq (m)	Ng	Sg	q _{lim} (kN/m ²)	q _{eq} (kN/m ²)	FS	Verifica	FS	Verifica
Bacino apice di conoide - impatto colata	65.9	120.9	1200.0	8640.0	0.9	16.0	14.2	48.0	1.0	7493.2	84.5	88.7	verif	88.7	verif
Bacino apice di conoide - Deposito	331.5	607.7	1242.2	8944.0	1.3	16.0	13.4	48.0	1.0	7083.2	92.6	76.5	verif	76.5	verif
Bacino accumulo supplementare - impatto colata	26.7	31.2	800.0	5400.0	0.8	15.0	13.4	48.0	1.0	7083.4	59.6	118.8	verif	118.8	verif
Bacino accumulo supplementare - deposito	134.2	156.6	817.1	5515.4	0.9	15.0	13.1	48.0	1.0	6922.3	62.3	111.1	verif	111.1	verif