

Committente:

Comune di Monterosso al Mare

Provincia di La Spezia

Oggetto:

OPERE DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO E DI REGIMAZIONE DEL TRASPORTO SOLIDO NELL'ALVEO DEL TORRENTE PASTANELLI

PROGETTO ESECUTIVO

Titolo elaborato:

RELAZIONE GEOTECNICA, STRUTTURALE E SUI MATERIALI

Progettisti:

STUDIOELB Ingegneri Associati

Corso Torino 17/6 sc.A - 16129 Genova Tel. 010.5740568 - fax : 010.4211059
e-mail: inge@studioelb.it - PEC: studio@pec.studioelb.it - C.F. e P. I.V.A.: 01933110999

STUDIO GEOLOGICO

Dott. Geol. Roberto De Franchi

Via Dante 2/82 - 16121 Genova Tel. 010.0986545 - 335.6371274 - fax : 010.0986545
e-mail: robertodefranchi@libero.it - PEC: robertodefranchi@epap.sicurezzapostale.it

DOTT. ING. MARIO GIULIO MOSSA

Via Zara 38/2 Sc.A - 16145 Genova Tel. 333.2277624
e-mail: magi.mossa@gmail.com - PEC: mariogiulio.mossa@ingpec.eu

Revisione	Data	Redatto da:	Verificato da:	Approvato da:	Descrizione
0	06.11.2018	MS	RG	AD - RG	Emissione

Data:

06.11.2018

Scala:

A94 PE R04

SOMMARIO

1. PREMESSA.....	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
3. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI.....	4
3.1 INTERVENTO N.9.....	4
3.2 INTERVENTO N.10.....	5
4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	8
5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	9
5.1 INTERVENTO N.9.....	9
5.1.1 <i>Tipologie dei materiali</i>	9
5.1.1.1 Ancoraggi.....	9
5.1.2 <i>Livelli tensionali</i>	10
5.1.2.1 Acciaio per ancoraggi.....	10
5.2 INTERVENTO N.10.....	10
5.2.1 <i>Indagini svolte e caratteristiche del manufatto</i>	10
5.2.2 <i>Tipologie dei materiali e livelli tensionali</i>	11
6. EFFETTI SISMICI.....	13
7. INTERVENTO N.9.....	14
7.1 COMBINAZIONI DI CARICO E CRITERI DI VERIFICA.....	14
7.2 VERIFICHE GEOTECNICHE	15
7.2.1 <i>Approccio di calcolo</i>	15
7.2.2 <i>Determinazione della resistenza degli ancoraggi</i>	16
7.2.2.1 Resistenza a sfilamento.....	16
7.2.2.2 Resistenza a trazione armatura.....	17
7.2.2.3 Resistenza di calcolo.....	17
7.2.3 <i>Muro di sostegno esistente in pietra SEZIONE A-A – stato attuale</i>	17
7.2.3.1 Azioni agenti.....	17
7.2.3.2 Schema di calcolo.....	18
7.2.3.3 Verifiche di stabilità a ribaltamento e a scorrimento.....	18
7.2.4 <i>Muro di sostegno esistente in pietra SEZIONE A-A – stato di progetto</i>	19
7.2.4.1 Schema di calcolo.....	19
7.2.4.2 Azioni agenti.....	19
7.2.4.3 Verifiche a ribaltamento.....	21
7.2.4.4 Verifiche a scorrimento.....	22
7.2.5 <i>Muro di sostegno esistente in pietra SEZIONE B-B – stato attuale</i>	23
7.2.5.1 Azioni agenti.....	23
7.2.5.2 Schema di calcolo.....	24
7.2.5.3 Verifiche di stabilità a ribaltamento e a scorrimento.....	24
7.2.6 <i>Muro di sostegno esistente in pietra SEZIONE B-B – stato di progetto</i>	25
7.2.6.1 Schema di calcolo.....	25
7.2.6.2 Azioni agenti.....	25
7.2.6.3 Verifiche a ribaltamento.....	27

7.2.6.4	Verifiche a scorrimento.....	28
8.	INTERVENTO N.10.....	29
8.1	CRITERI DI VERIFICA E APPROCCIO DI CALCOLO.....	29
8.2	PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA.....	30
8.3	SCHEMA DI CALCOLO.....	31
8.4	CALCOLO DELLE AZIONI.....	32
8.4.1	<i>Peso proprio della struttura - G</i>	32
8.4.2	<i>Spinta idrostatica – S1</i>	33
8.4.2.1	Configurazione P03-prog-lib.....	33
8.4.2.2	Configurazione P04-prog-ostr.....	34
8.4.2.3	Configurazione P14-colata-ostr.....	34
8.4.3	<i>Spinta idrodinamica – S2</i>	35
8.4.3.1	Configurazione P03-prog-lib.....	35
8.4.3.2	Configurazione P04-prog-ostr.....	36
8.4.3.3	Configurazione P14-colata-ostr.....	36
8.4.4	<i>Azione sismica - E</i>	37
8.5	COMBINAZIONI DI CARICO.....	37
8.6	VERIFICHE DI STABILITÀ.....	38
8.6.1	<i>Verifica a scorrimento</i>	38
8.6.1.1	Configurazione P03-prog-lib.....	39
8.6.1.2	Configurazione P04-prog-ostr.....	39
8.6.1.3	Configurazione P14-colata-ostr.....	39
8.6.2	<i>Verifica a ribaltamento</i>	39
8.6.2.1	Configurazione P03-prog-lib.....	40
8.6.2.2	Configurazione P04-prog-ostr.....	40
8.6.2.3	Configurazione P14-colata-ostr.....	40
8.7	VERIFICA DI RESISTENZA DEGLI ANCORAGGI.....	41
8.8	VERIFICA A SFILAMENTO DELL'ANCORAGGIO.....	41
8.9	VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE.....	42

1. PREMESSA

In seguito agli eventi alluvionali del 25 Ottobre 2011 e alle disastrose conseguenze per l'abitato di Monterosso al Mare, l'Amministrazione Comunale ha realizzato tutta una serie di interventi volti alla messa in sicurezza dell'abitato.

Tra detti interventi sono state comprese anche una serie di opere finalizzate alla messa in sicurezza del canale Pastanelli – Morione (intervento 307) nel tratto compreso tra la confluenza tra il Torrente Gritta e l'imbocco della copertura (dove cambia nome e diviene rio Morione).

L'intervento 307, realizzato in due lotti negli anni 2012-2013, è consistito sinteticamente nei seguenti interventi:

- realizzazione di numero tre briglie selettive (con dimensioni diverse) in calcestruzzo armato;
- rimozione dei depositi alluvionali rimasti in alveo a seguito dell'evento sopracitato;
- manutenzione ordinaria e straordinaria di muri di sponda e del sentiero storico di penetrazione;
- ricostruzione di muri di sponda demoliti integralmente dalla piena.

Il presente progetto prevede una serie di interventi finalizzati alla mitigazione del rischio idraulico ed alla regimazione del trasporto solido nell'alveo del torrente Pastanelli, nel tratto a monte dell'imbocco della copertura sotto il centro abitato di Monterosso al Mare.

Nel presente documento sono riportate le verifiche geotecniche e strutturali degli interventi a progetto e sono altresì contenute le caratteristiche dei materiali previsti.

Per la caratterizzazione geologica e geotecnica dei terreni si è fatto riferimento all'elaborato "**R02 - Relazione geologica**" redatto dal Geol. Roberto De Franchi, con studio in Genova (GE), e facente parte della presente progettazione.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli riportati nella presente relazione sono eseguiti in conformità alle normative vigenti e specificamente alle norme tecniche seguenti:

- D.M. 17.01.2018 – Aggiornamento delle "*Norme tecniche per le costruzioni*".

3. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Per una descrizione dettagliata di tutti gli interventi previsti a progetto si faccia riferimento all'elaborato "R01 – Relazione generale".

Con riferimento agli elaborati grafici di progetto, il presente documento si riferisce all'intervento n.9 e all'intervento n.10.

3.1 Intervento n.9

Tale intervento consiste essenzialmente nel consolidamento di due porzioni di muro esistente in pietra di argine in sponda sinistra del corso d'acqua.

Di seguito sono descritti gli interventi di rinforzo strutturale dei muri esistenti previsti a progetto. Nello specifico l'intervento sarà realizzato come segue:

- Porzione di muro a valle del ponte (Sezione A-A): sono previsti n.2 ancoraggi passivi in barre filettate ad alta resistenza $\phi 26,5$, diametro di perforazione $\phi 100$, aventi un'inclinazione di circa 15° . L'ancoraggio del primo ordine avrà lunghezza $L=5,0$ m e sarà posizionato ad una distanza di $3,0$ m dalla testa del muro. L'ancoraggio del secondo ordine avrà lunghezza $L=7,0$ m e sarà posto ad una distanza di $1,0$ m dalla testa del muro. Essi saranno realizzati in modo tale da raggiungere il substrato roccioso sano per una lunghezza minima di $3,00$ m.

Nella figura seguente è riportata una sezione tipo dell'intervento a progetto.

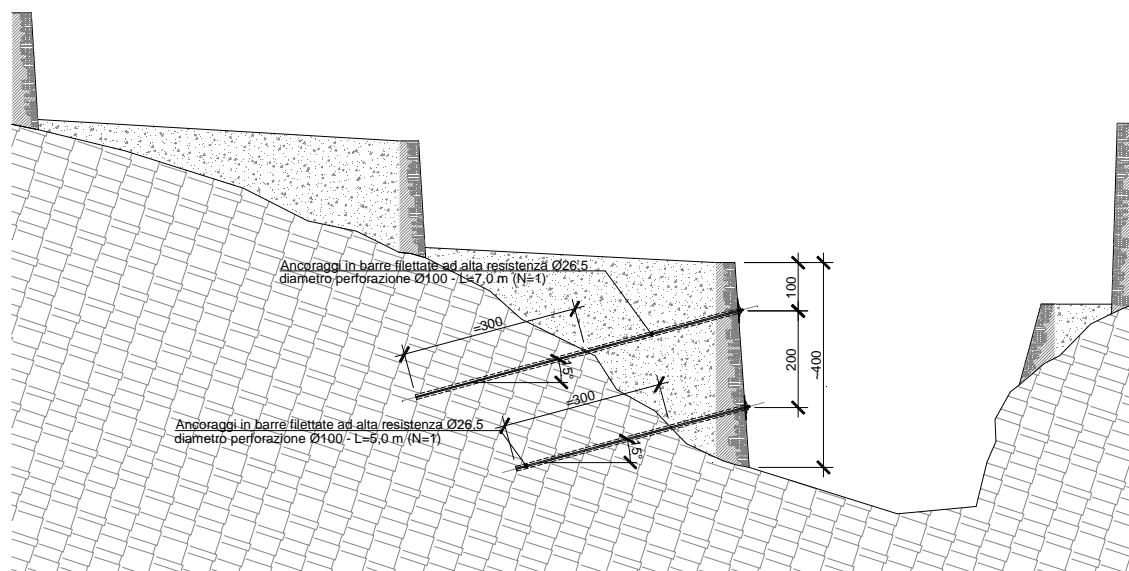


Figura 1: sezione muro A-A con ancoraggi di progetto

- Porzione di muro a monte del ponte (Sezione B-B): sono previsti due ordini di n.3 ancoraggi ciascuno, posti ad un interasse di $i=1,50$ m, in barre filettate ad alta resistenza $\phi 26,5$ (diametro

di perforazione $\phi 100$) e aventi un'inclinazione di circa 15° . Gli ancoraggi del primo ordine avranno lunghezza $L=7,0$ m e saranno posizionati ad una distanza di 4,0 m dalla testa del muro. Gli ancoraggi del secondo ordine avranno lunghezza $L=10,0$ m e saranno posti ad una distanza di 1,50 m dalla testa del muro.

Gli ancoraggi saranno realizzati in modo tale da raggiungere il substrato roccioso sano per una lunghezza minima di 3,00 m.

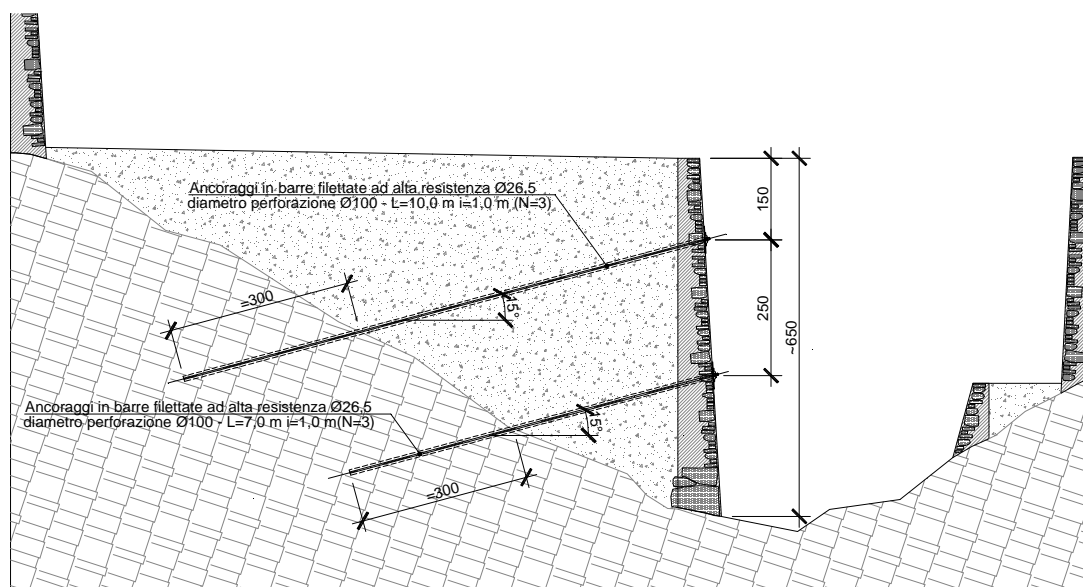


Figura 2: sezione muro B-B con ancoraggi di progetto

3.2 Intervento n.10

Tale intervento consiste essenzialmente in un intervento di adeguamento della briglia di monte (briglia n.3 secondo la numerazione degli interventi di messa in sicurezza del 2012-2013) che prevede sostanzialmente:

- lo “scapitozzamento” della briglia esistente, portando l’estradosso al livello del camminamento presente in sponda destra, il che si ottiene demolendo i due livelli di finestratura superiore. In questo modo l’altezza rispetto al fondo dell’alveo (thalweg) risulta decisamente più contenuta: circa 2,30 m, mentre la larghezza rimane pari a circa 5,70 m;
- il mantenimento della parte superiore della struttura in sponda sinistra, al fine di non pregiudicare la stabilità del muro in pietra esistente e di costituirne presidio strutturale: a monte verrà realizzato un raccordo con il muro esistente di lunghezza pari a 2 m per migliorare il funzionamento idraulico e rinforzare ulteriormente il muro esistente;
- il rinforzo delle fondazioni mediante realizzazione di n.9 ancoraggi al substrato con barre metalliche (n. 9 barre $\phi 25$ mm in foro $\phi 40$ mm L 3 m) considerato che in base alle indagini

pari all'altezza del muro (circa 3 m) realizzato tramite sostituzione di piccoli tratti orizzontali e riempimento dei vuoti con malta bastarda

- sulla sponda destra verrà realizzato il ripristino delle murature in corrispondenza della zona in cui era ancorata la parte superiore della briglia che viene demolita;
- a monte della briglia, in sponda destra verrà eseguito un intervento di sottomurazione della struttura in calcestruzzo del sentiero pedonale, per una lunghezza di circa 14 m, mediante getto di calcestruzzo a chiusura degli sgrottamenti rilevati.

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Con riferimento all'elaborato tecnico "**R02 - Relazione geologica**" redatta dal Geol. Roberto De Franchi, l'area oggetto di intervento è caratterizzata dalla presenza diffusa di roccia affiorante lungo buona parte dell'alveo.

Pertanto, per la caratterizzazione del sito è stato effettuato un rilievo geologico di superficie supportato da una serie di stazioni di rilevamento geomeccanico di dettaglio e, al fine di verificare in profondità le caratteristiche sismiche, si è proceduto con due prospezioni tomografiche realizzate in alveo nelle immediate vicinanze (a monte e a valle) della briglia di monte oggetto dell'intervento di adeguamento (intervento n.10).

Sulla base delle osservazioni e delle indagini dirette e geofisiche effettuate, per il sottosuolo e l'immediato intorno della briglia oggetto dell'intervento n.10 è stato individuato un modello geologico costituito da tre strati aventi differenti caratteristiche geomeccaniche di seguito riportate (cautelativamente si assumono, per quanto riguarda la coesione ed i valori dell'angolo di attrito, i valori medi tra i range riportati nella relazione geologica):

Stato 1: *coltre agraria di copertura*, terreno di riporto rimaneggiato antropicamente a fini agricoli, eterogeneo, a tessitura franca, caratterizzata da un ampio spettro granulometrico, prevalentemente costituito da abbondante frazione clastica lapidea centimetrica in matrice di sabbia limosa.

Caratteristiche geomeccaniche:

- angolo d'attrito interno $\phi = 30^\circ$
- coesione efficace $c' = 5,0 \text{ kPa}$
- peso di volume saturo $\gamma = 17,5 \text{ kN/m}^3$

Stato 2: *materiale detritico presente in alveo*, materiale detritico poco rielaborato – terreno granulare grossolano e molto grossolano costituito da pietre pluricentriche - che sedimenta nelle concavità dell'ammasso roccioso dell'alveo e che ha estensioni limitate e spessori sempre molto ridotti (mai superiori al mezzo metro).

Caratteristiche geomeccaniche:

- angolo d'attrito interno $\phi = 33,5^\circ$
- coesione efficace $c' = 0 \text{ kPa}$
- peso di volume saturo $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$

Stato 3: *Substrato roccioso*, sulla base della classificazione geomeccanica eseguita dal geologo l'ammasso roccioso può essere parametrizzato nel modo seguente:

Caratteristiche geomeccaniche:

- angolo d'attrito interno $\phi = 39^\circ$
- coesione efficace $c' = 230 \text{ kPa}$
- peso di volume saturo $\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$

A tergo dei muri oggetto dell'intervento di consolidamento (intervento n.9) è presente un terreno di riporto eterogeneo con un ampio spettro di granulometria e buone caratteristiche di permeabilità. In alcune zone lungo l'alveo è presente del materiale detritico poco rielaborato. Il muro esistente insiste direttamente sullo strato roccioso.

Le verifiche di sicurezza del muro esistente sono condotte considerando le caratteristiche geologiche della coltre di copertura. Esse sono condotte considerando un angolo di attrito terramuro pari a ϕ (prudenzialmente pari al valore minimo del range proposto dal geologo: $\phi=30^\circ$) nelle combinazioni di carico statiche e sismiche.

Il coefficiente di spinta attivo è determinato mediante la formula seguente:

$$K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi'_i)}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta'_i) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi'_i + \delta'_i) \cdot \text{sen}(\phi'_i - \beta)}{\text{sen}(\psi - \delta'_i) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

I valori così ottenuti, per le due combinazioni di carico analizzate valgono:

- $K_A = 0,318$

5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.1 Intervento n.9

5.1.1 Tipologie dei materiali

5.1.1.1 Ancoraggi

FONDAZIONE: malta cementizia dosata a 600 kg di cemento tipo R42,5, almeno tale da garantire una resistenza a rottura per compressione di 25 MPa;

ARMATURA: Barre filettate in acciaio ad alta resistenza Y1050H

5.1.2 Livelli tensionali

5.1.2.1 Acciaio per ancoraggi

- Tensione di rottura $f_{tk} = 1050,00 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} = 950,00 \text{ N/mm}^2$

5.2 Intervento n.10

5.2.1 Indagini svolte e caratteristiche del manufatto

Nell'ambito delle verifiche idrauliche e strutturali del manufatto in esame, svolte dall'Amministrazione nel corso del 2014, sono state eseguite una serie di indagini (distruttive e non) finalizzate alla valutazione della qualità dei materiali impiegati per la realizzazione dell'opera che hanno in particolare previsto (rif. "Certificato di Idoneità Sismica" a firma ing. Antonio Baldini del 19.02.2014):

- Rilievo magnetotermico con pacometro per l'individuazione delle barre di armatura;
- Misura della profondità di carbonatazione;
- Indagini sclerometriche;
- Indagini ultrasoniche;
- Prelievo di campioni cilindrici da sottoporre a prove di compressione;

Sulla base dei risultati delle predette indagini e di quanto riscontrato dai sottoscritti nel corso dei vari sopralluoghi eseguiti in sito è risultato che:

1. i setti sono armati con barre correnti verticali ai bordi pari a $3\phi 16$ per lato e $\phi 12$ passo 30 cm distribuiti all'interno della sezione e staffatura orizzontale in barre $\phi 12$ passo 20 cm per lato;
2. le solette orizzontali sono armate con barre correnti $5\phi 14$ superiori e $5\phi 14$ inferiori e staffe $\phi 12$ passo 25 cm;
3. il manufatto è realizzato con getti di calcestruzzo con resistenza non inferiore a 30 N/mm².

Per quello che riguarda le caratteristiche dei pali di fondazione del manufatto si fa riferimento a quanto riportato nelle ulteriori verifiche eseguite dall'Amministrazione nel corso del 2015 (rif. "Verifica geologica" a firma del dott. Geol. Fabio Baio del 20/06/2015), dalla quale risulterebbe la presenza di micropali di ancoraggio al substrato roccioso la cui armatura – profilati tubolari - tuttavia non risulta definita con precisione e addirittura priva di qualsiasi sistema di ancoraggio alla soletta di fondazione del manufatto.

Sulla base di quanto sopra descritte nelle verifiche di sicurezza presentate nel prosieguo della presente relazione non verrà considerato il contributo stabilizzante fornito dai pali di fondazione esistenti alla resistenza della briglia.

Per la determinazione del livello di conoscenza acquisito a seguito delle indagini svolte sul manufatto si fa riferimento al *paragrafo C8A* della circolare n°617/2009 “*Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008*”.

Ai sensi del *paragrafo C8A.I.B* della sopra citata circolare sono state effettuate esaustive prove in-situ ed è stato eseguito un rilievo completo dell'opera, pertanto si è raggiunta una conoscenza accurata (LC3), a cui corrisponde un fattore di confidenza FC di valore unitario.

5.2.2 *Tipologie dei materiali e livelli tensionali*

Dalle prove eseguite sul manufatto sono state desunte le caratteristiche meccaniche dei materiali che costituiscono le strutture della briglia. In base alle varie indagini esperite si assumono i seguenti parametri relativi ai materiali da costruzione del manufatto:

parametri analogia con quanto riportato nell'elaborato

Calcestruzzo ($R_{ck} > 30$ N/mm²)

- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{ck} = 24,90$ N/mm²
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 14,11$ N/mm²

Acciaio per getti c.a. (FeB44k)

- Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} = 430,00$ N/mm²
- Tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = 373,91$ N/mm²

Con riferimento agli elaborati grafici facenti parte della presente progettazione è previsto il consolidamento della briglia in esame mediante il rifacimento dell'attuale soglia in massi e cls presente a valle della stessa ed il raccordo della stessa con l'attuale argine sinistro di monte mediante la realizzazione di nuove opere in conglomerato cementizio armato e massi naturali, che saranno realizzate con calcestruzzo di classe C25/30, ancorate al substrato roccioso e/o alle opere esistenti ed armate con barre in acciaio tipo B450C.

A consolidamento della briglia esistente è prevista la realizzazione di n.9 ancoraggi $\phi 40$ mm, armati con barre filettate $\phi 25$ mm in acciaio tipo S670/800, lunghi 3,0 m ciascuno. Tali ancoraggi attraverseranno la fondazione esistente in c.a. e si ammorseranno direttamente al substrato roccioso.

È inoltre prevista la realizzazione di una struttura metallica per il trattenimento del materiale flottante trasportato dalla corrente realizzato con elementi in carpenteria metallica in acciaio inox AISI 316 L ancorati alla paramento di monte del manufatto con barre filettate in acciaio inox A4-70.

Le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati per la costruzione delle nuove opere sono pertanto le seguenti.

Calcestruzzo per getti in c.a. (C25/30)

- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{ck} = 24,90 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 14,11 \text{ N/mm}^2$

Acciaio per getti c.a. (B450 C)

- Tensione di rottura caratteristica $f_{tk} = 540,00 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} = 450,00 \text{ N/mm}^2$

Acciaio per ancoraggi (S670/800)

- Tensione di rottura caratteristica $f_{tk} = 800,00 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} = 670,00 \text{ N/mm}^2$

Acciaio per carpenteria metallica (AISI 316 L)

- Tensione di snervamento caratteristica $f_{yb} = 290 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di rottura caratteristica $f_{tb} = 590 \text{ N/mm}^2$

Acciaio barre filettate (A4-70)

- Tensione di snervamento caratteristica $f_{yb} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di rottura caratteristica $f_{tb} = 700 \text{ N/mm}^2$

6. EFFETTI SISMICI

Con riferimento all'elaborato tecnico a "R02 - Relazione geologica" si riassumono i parametri che saranno utilizzati per le verifiche sismiche allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV):

- Latitudine (ED50)	44,151888°
- Longitudine (ED50)	9,654885°
- Classe d'uso	II
- Coefficiente d'uso	$C_u = 1,0$
- Vita nominale	$V_N = 50$ anni
- Probabilità di superamento	10%
- Tempo di ritorno	$T_r = 475$ anni
- Accel. orizzontale max attesa sul sito di riferimento rigido	$a_g/g = 0,110$
- Valore max del fattore di amplificazione dello spettro acc. orizz.	$F_0 = 2,420$
- Periodo di inizio del tratto a v. costante dello spettro orizzontale	$T_C^* = 0,291$ s
- Categoria del suolo	A
- Categoria topografica	T1
- Coefficiente di amplificazione topografico (cautelativo)	$S_T = 1,00$
- Coefficiente di amplificazione stratigrafico	$S_S = 1,00$
- Coefficiente $S = S_T \times S_S$	$S = 1,00$
- Accelerazione orizzontale massima attesa al sito	$a_{max} = 1,0791$ m/s ²

Individuazione coefficiente sismico orizzontale e verticale (strutture esistenti)

- Coefficiente di riduzione (verifica a scorrimento)	$\beta_m = 0,38$
- Coefficiente sismico orizzontale (verifica a scorrimento)	$k_h = 0,0418$
- Coefficiente di riduzione (verifica a ribaltamento)	$\beta_m = 0,57$
- Coefficiente sismico orizzontale (verifica a ribaltamento)	$k_h = 0,0627$

7. INTERVENTO N.9

7.1 Combinazioni di carico e criteri di verifica

Secondo le prescrizioni al *cap* 2.5.3 del *D.M. 17.01.2018*, ai fini delle verifiche agli stati limite si utilizzano le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione statica: $\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \gamma_{Q2} \times \psi_{02} \times Q_{k2}$
- Combinazione sismica: $E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2}$

Dove G_1 , G_2 e Q_{ki} indicano rispettivamente i carichi permanenti strutturali, i carichi permanenti non strutturali e i sovraccarichi variabili ed E l'azione sismica. I coefficienti parziali di sicurezza nelle combinazioni di carico considerate sono riportati nella tabella seguente:

Carichi	Effetto	Coeff. parziale γ_f	EQU*	A1*	A2*
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,10	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,35	1,35	1,15

* nella verifica in condizioni sismiche i coefficienti sfavorevoli EQU, A1 e A2 valgono 1

Tab.1: coefficienti parziali per le azioni

Sulla base di quanto indicato ai *cap.* 6.5.3 e 7.11.6.2 del *D.M. 17 Gennaio 2018*, le verifiche geotecniche delle opere, ad eccezione delle verifiche di stabilità globale, sono condotte secondo l'approccio 2 con la combinazione A1+M1+R3.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{R3} sono riportati nella tabella seguente:

Tipologia di verifica	Coefficiente parziale γ_{R3}
Scorrimento	1,1
Ribaltamento	1,15
Sfilamento ancoraggi (permanententi)	1,2

Tab.2: coefficienti parziali di sicurezza γ_{R3}

Conformemente alla *tabella 6.2.II* del *D.M. 17/01/2018* i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno sono riportati nella tabella seguente:

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

Tab.3: coefficienti parziali per i parametri geomeccanici del terreno

A tergo del muro esistente, limitatamente nella configurazione di progetto, si considera cautelativamente un sovraccarico variabile pari a $5,0 \text{ kN/m}^2$. Il coefficiente di partecipazione sismica ψ_{21} di tale sovraccarico viene prudenzialmente assunto pari a 0,5.

7.2 Verifiche geotecniche

Nel presente capitolo sono riportate le verifiche geotecniche del muro di sostegno esistente in pietra nelle configurazioni attuale e di progetto (considerando il contributo degli ancoraggi).

7.2.1 Approccio di calcolo

Durante i sopralluoghi effettuati non è stato possibile determinare lo spessore delle porzioni di muro di sostegno esistente in pietra. Per la determinazione dello spessore di tale opera si procede pertanto in *back analysis*, considerando lo spessore del muro in testa e in fondazione tale da garantire un rapporto $M_{Rd}/M_{Ed} \cong 1$ nella combinazione di carico statica, depurata dai coefficienti parziali di sicurezza. Tale analisi è stata condotta considerando una coesione del terreno a tergo dell'opera c' pari a $10,0 \text{ kN/m}^2$.

Tramite l'approccio di calcolo sopra descritto sono state determinate le dimensioni del muro esistente, che verranno adottate nelle verifiche dello stato attuale descritte nei paragrafi successivi:

- Sezione A-A spessore in testa 0,40 m, spessore alla base 0,70 m;
- Sezione B-B spessore in testa 0,75 m, spessore alla base 1,30 m.

Gli ancoraggi di consolidamento dei muri sono progettati in modo tale da farsi carico degli incrementi dei valori sollecitanti, dovuti alla presenza dei coefficienti parziali di normativa, dei

sovraccarichi variabili e degli incrementi spinta sismici orizzontali. Le verifiche nelle configurazioni di progetto sono state condotte considerando cautelativamente nulla la coesione. Le azioni instabilizzanti sono costituite dalla spinta a tergo del muro del terreno e del sovraccarico variabile (nella configurazione di progetto), oltre che dall'azione inerziale sismica, mentre le azioni stabilizzanti sono costituite dall'azione gravitativa della struttura.

7.2.2 *Determinazione della resistenza degli ancoraggi*

Nel presente paragrafo viene determinata la resistenza a sfilamento degli ancoraggi ed a trazione delle barre di armatura.

7.2.2.1 *Resistenza a sfilamento*

La resistenza a sfilamento degli ancoraggi è determinata considerando ciascun ancoraggio ammorsato in roccia sana per una lunghezza minima di 3,0 m.

Conformemente al paragrafo 6.6.2 del *D.M. 17.01.2018* la resistenza a sfilamento degli ancoraggi viene determinata secondo la combinazione A1+M1+R3, assumendo un coefficiente di sicurezza γ_R pari a 1,2 (ancoraggi permanenti).

Per i calcoli di verifica si assumono i seguenti dati:

- Diametro di perforazione $D_T = 0,10$ m
- Diametro di calcolo $D'_T = 1,1 \times D_T = 0,11$ m
- Resistenza tangenziale di calcolo allo sfilamento ancoraggio/terreno:
Da esperienze in situazioni analoghe (valore cautelativo): $\tau = 600$ kPa
- Lunghezza del bulbo di ancoraggio $L_b = 3,00$ m

La resistenza allo sfilamento della fondazione è calcolato con la seguente formula:

$$R_{a,c} = \tau_d \pi D'_T L_b = 622,04 \text{ kN}$$

Per la determinazione delle caratteristiche geotecniche del suolo di fondazione sono stati eseguiti tre profili di indagine, pertanto il valore della resistenza caratteristica allo sfilamento risulta:

$$R_{ak} = \frac{R_{ac}}{1,70} = 365,91 \text{ kN}$$

Infine, per ancoraggi permanenti, il valore della resistenza di progetto allo sfilamento è determinato:

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{1,20} = 304,93 \text{ kN}$$

Considerando un'inclinazione di 15° degli ancoraggi, la forza orizzontale resistente vale:

$$F_{th} = R_{ad} \times \cos(15) = 294,54 \text{ kN}$$

7.2.2.2 Resistenza a trazione armatura

La resistenza a trazione di una barra di armatura $\phi 26,5$ in acciaio Y1050M vale:

$$R_{yd} = \frac{950 \cdot \pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_{M0}} = 455,62 \text{ kN} > F_{th} = 294,54 \text{ kN}$$

Dove: $\gamma_{M0} = 1,15$

Considerando un'inclinazione di 15° degli ancoraggi, la forza orizzontale resistente vale:

$$R_{ydh} = R_{ad} \times \cos(15) = 440,10 \text{ kN}$$

7.2.2.3 Resistenza di calcolo

Con riferimento ai paragrafi di cui sopra emerge quanto segue:

$$R_{ydh} = 440,10 \text{ kN} > F_{th} = 294,54 \text{ kN}$$

La resistenza minima del sistema di ancoraggio vale pertanto:

$$F_{td} = \min(F_{th}; R_{yd}) = F_{th} = 294,54 \text{ kN}$$

7.2.3 Muro di sostegno esistente in pietra SEZIONE A-A – stato attuale

7.2.3.1 Azioni agenti

Le azioni agenti sull'opera di sostegno sono definite per una lunghezza di muro unitaria. Assumendo, con riferimento al *paragrafo 7.1* del presente documento, spessori muro: 0,40 m in testa e 0,70 m alla base.

Per la determinazione del peso proprio del muro si considera un peso specifico $\gamma_{mur} = 21 \text{ kN/m}^3$.

Azioni gravitative

$$- G_1 = 21 \times (0,40 + 0,70) \times 4,00 \times 0,5 \times 1,00 = 46,20 \text{ kN}$$

Distanza da G_1 allo spigolo anteriore: $d_{G1} = 0,42 \text{ m}$

Spinta del terreno a tergo

Le verifiche a ribaltamento e a scorrimento delle opere sono condotte secondo l'approccio 2 con la combinazione delle azioni A1+M1+R3, pertanto si utilizzano i parametri geomeccanici caratteristici.

Si considera un valore di coesione $c' = 10 \text{ kN/m}^2$.

La pressione orizzontale al piano fondazionale vale:

$$p_h = K_A \times \gamma_t \times h - 2 \times c' \times \sqrt{K_A} = 0,318 \times 18 \times 4,00 - 2 \times 10,0 \times \sqrt{0,318} = 11,62 \text{ kN/m}^2$$

Considerando un angolo di attrito terra-muro pari $\delta_t = \phi_t = 30^\circ$ le spinte e le relative componenti orizzontali e verticali valgono:

$$S_t = 0,5 \times 18 \times 4,00^2 \times 0,318 \times 1,00 = 23,24 \text{ kN}$$

$$S_{th} = S_t \times \cos(\delta_t) = 20,13 \text{ kN} \quad \text{con } h_t = 1,33 \text{ m}$$

$$S_{tv} = S_t \times \sin(\delta_t) = 11,62 \text{ kN} \quad \text{con } d_t = 0,70 \text{ m}$$

7.2.3.2 Schema di calcolo

Nella figura seguente è riportato lo schema di calcolo adottato per le verifiche a ribaltamento e a scorrimento nello stato attuale.

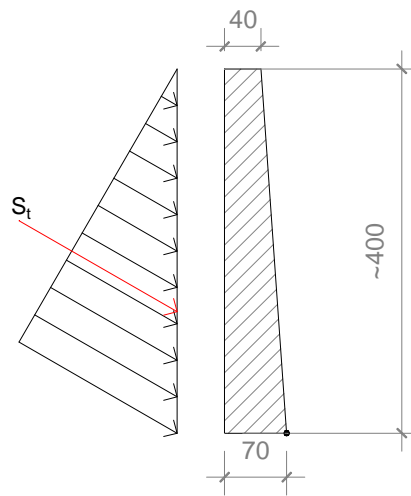


Figura 4: Schema di calcolo stato attuale sez. A-A

7.2.3.3 Verifiche di stabilità a ribaltamento e a scorrimento

Le verifiche a ribaltamento sono state eseguite nelle combinazioni di carico statica secondo l'approccio 2 con la combinazione di carico A1+M1+R3. Si considerano i coefficienti $\gamma_G=1,00$ e $\gamma_Q=0,00$.

Verifica a ribaltamento

- Valore di progetto dei momenti ribaltanti:

$$M_{Ed} = 1,0 \times S_{th} \times h_t = 26,77 \text{ kNm}$$

- Valore di progetto dei momenti stabilizzanti:

$$M_{Rd} = 1,0 \times (G_1 \times d_G + S_{tv} \times d_t) = 27,54 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}/M_{Ed} = 1,03$$

Verifica a scorrimento

- Valore di progetto delle azioni traslanti:

$$H_{Ed} = 1,0 \times S_{th} = 20,13 \text{ kN}$$

- Valore di progetto delle azioni stabilizzanti (si pone $\delta = \phi = 30^\circ$):

$$H_{Rd} = (G_1 + S_{tv}) \times \tan(\delta) + c' \times b = 40,38 \text{ kN}$$

$$H_{Rd}/H_{Ed} = 2,01$$

7.2.4 Muro di sostegno esistente in pietra SEZIONE A-A – stato di progetto

7.2.4.1 Schema di calcolo

L'intervento a progetto prevede il rinforzo strutturale del muro esistente in pietra mediante la realizzazione di n.2 ancoraggi passivi aventi un'inclinazione pari a 15° .

Gli ancoraggi saranno realizzati in modo tale da raggiungere il substrato roccioso sano per una lunghezza minima di 3,00 m. Nella figura seguente è riportato lo schema di calcolo adottato per le verifiche geotecniche. Con riferimento alla figura seguente i due ordini di ancoraggi saranno considerati applicati ad un'altezza di circa 1,00 m e 3,00 m dal piede del muro.

Si considera cautelativamente un valore di coesione del terreno a tergo $c' = 0$.

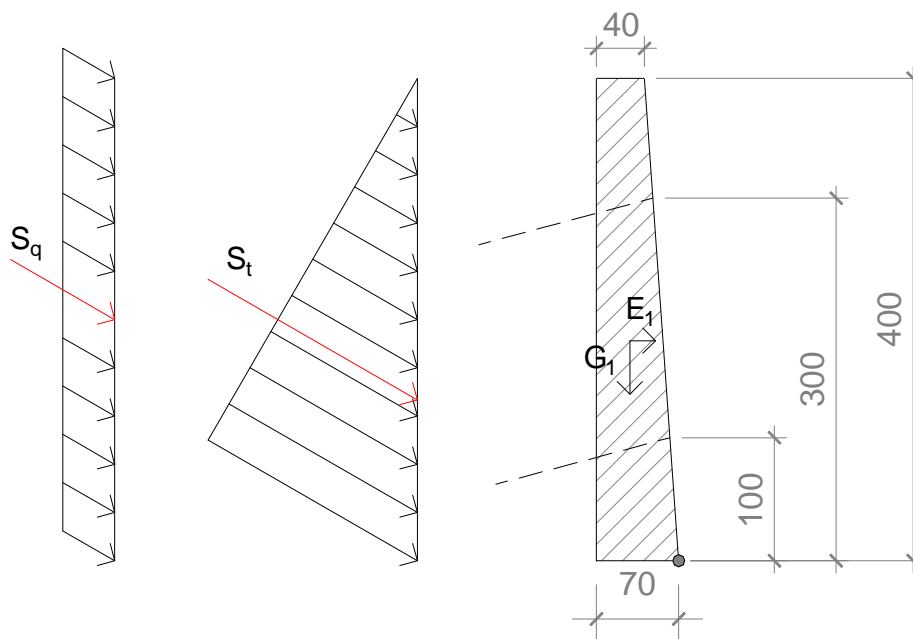


Figura 5: Schema di calcolo stato di progetto sez. A-A

7.2.4.2 Azioni agenti

Poiché gli ancoraggi interessano un tratto di muro pari a 2,0 m, le azioni agenti sull'opera di sostegno sono definite per tale lunghezza. Per la determinazione del peso proprio del muro si considera un peso specifico $\gamma_{mur} = 21 \text{ kN/m}^3$.

Azioni gravitative

$$- G_1 = 21 \times (0,40 + 0,70) \times 4,00 \times 0,5 \times 2,00 = 92,40 \text{ kN}$$

Distanza da G_1 allo spigolo anteriore: $d_{G1} = 0,42 \text{ m}$

Spinta del terreno a tergo

Le verifiche a ribaltamento e a scorrimento delle opere sono condotte secondo l'approccio 2 con la combinazione delle azioni A1+M1+R3, pertanto si utilizzano i parametri geomeccanici caratteristici.

Si considera un valore di coesione $c' = 0 \text{ kN/m}^2$

La pressione orizzontale al piano fondazionale vale:

$$p_h = K_A \times \gamma_t \times h = 0,318 \times 18 \times 4,00 = 22,90 \text{ kN/m}^2$$

Considerando un angolo di attrito terra-muro pari $\delta_t = \phi_t = 30^\circ$ le spinte e le relative componenti orizzontali e verticali valgono:

$$S_t = 0,5 \times 18 \times 4,00^2 \times 0,318 \times 2,00 = 91,60 \text{ kN}$$

$$S_{th} = S_t \times \cos(\delta_t) = 79,33 \text{ kN} \quad \text{con } h_t = 1,33 \text{ m}$$

$$S_{tv} = S_t \times \sin(\delta_t) = 45,80 \text{ kN} \quad \text{con } d_t = 0,70 \text{ m}$$

Spinta del sovraccarico

Nella configurazione di progetto si considera un sovraccarico variabile a tergo dell'opera pari a 5 kN/m^2 .

Le pressioni orizzontali del sovraccarico a tergo del muro valgono:

$$q = 5,00 \times 1,00 \times 0,318 = 1,59 \text{ kN/m}$$

Considerando un angolo di attrito terreno-opera di sostegno pari a $\delta_t = \phi_t = 30^\circ$, le spinte e le relative componenti orizzontali e verticali valgono quindi:

$$S_q = 1,59 \times 4,00 = 6,36 \text{ kN}$$

$$S_{qh} = S_q \times \cos(\delta_t) = 5,51 \text{ kN} \quad \text{con } h_{Sq} = 2,00 \text{ m}$$

$$S_{qv} = S_q \times \sin(\delta_t) = 3,18 \text{ kN} \quad \text{con } d_{Sq} = 0,70 \text{ m}$$

Incrementi di spinta sismici orizzontali

Ai sensi del *par. 7.11.6.2.1 del D.M. 17.01.2018*, gli incrementi di spinta dovuti al sisma vengono ottenuti mediante il prodotto delle forze di gravità per il coefficiente sismico k_h .

Le verifiche in campo sismico saranno eseguite nella configurazione di progetto, con l'inserimento degli ancoraggi passivi.

L'entità dell'incremento di spinta sismico dovuto al peso proprio del muro è stato calcolato a seguito della determinazione dello spessore minimo che consente di garantire $M_{Rd}/M_{Ed} \cong 1$.

L'incremento di spinta sismico dovuto alla presenza del terreno a tergo spingente è determinato dal "cuneo di spinta" del terreno stesso sul muro.

Il volume del cuneo di spinta è pari a:

$$V_{\text{cuneo}} = 9,64 \text{ m}^3$$

Il peso proprio del cuneo è pari a:

$$G_{\text{cuneo}} = 173,52 \text{ kN}$$

L'incremento di spinta sismico dovuto al peso del cuneo vale:

Verifica a ribaltamento:

$$E_{\text{cuneo}} = 10,88 \text{ kN} \quad \text{con } h_{E_{\text{cuneo}}} = 2,73 \text{ m}$$

Verifica a scorrimento:

$$E_{\text{cuneo}} = 7,25 \text{ kN} \quad \text{con } h_{E_{\text{cuneo}}} = 2,73 \text{ m}$$

L'incremento di spinta sismico dovuto al peso proprio del muro vale:

Verifica a ribaltamento:

$$- E_1 = k_h \times G_1 = 5,79 \text{ kN} \quad \text{con } k_h = 0,0627$$

Altezza di applicazione rispetto allo spigolo anteriore: $h_{E1} = 1,84 \text{ m}$

Verifica a scorrimento:

$$- E_1 = k_h \times G_1 = 3,86 \text{ kN} \quad \text{con } k_h = 0,0418$$

Altezza di applicazione rispetto allo spigolo anteriore: $h_{E1} = 1,84 \text{ m}$

7.2.4.3 Verifiche a ribaltamento

Le verifiche a ribaltamento sono state eseguite nelle combinazioni di carico statica e sismica secondo l'approccio 2 con la combinazione di carico A1+M1+R3 ($\gamma_{R3} = 1,15$).

Il terreno viene considerato come un carico permanente strutturale, pertanto il coefficiente parziale delle azioni è pari a 1,3 se sfavorevole e 1,0 se favorevole.

Combinazione di carico statica

- Valore di progetto dei momenti ribaltanti:

$$M_{Ed} = 1,3 \times S_{th} \times h_t + 1,5 \times S_{qh} \times h_{sq} = 153,69 \text{ kNm}$$

- Valore di progetto dei momenti stabilizzanti:

$$M_{Rd} = 1,0 \times (G_1 \times d_1 + S_{tv} \times d_t + S_{qv} \times d_{qk}) + F_{td} \times b_1 + F_{td} \times b_2 = 1253,48 \text{ kNm}$$

Dove:

$$- b_1 = 1,00 \text{ m}$$

$$- b_2 = 3,00 \text{ m}$$

$$M_{Rd} > 1,15 \times M_{Ed} = 176,74 \text{ kNm}$$

La verifica è soddisfattaCombinazione di carico sismica

- Valore di progetto dei momenti ribaltanti:

$$M_{Ed}^* = S_{th} \times h_t + 0,5 \times S_{qh} \times h_{sq} + E_1 \times h_{E1} + E_{cuneo} \times h_{cuneo} = 151,37 \text{ kNm}$$

- Valore di progetto dei momenti stabilizzanti:

$$M_{Rd}^* = 1,0 \times (G_1 \times d_1 + S_{tv} \times d_t + 0,5 \times S_{qv} \times d_{qk}) + F_{td} \times b_2 + F_{td} \times b_1 = 1250,14 \text{ kNm}$$

Dove:

- $b_1 = 1,00 \text{ m}$

- $b_2 = 3,00 \text{ m}$

$$M_{Rd}^* > 1,15 \times M_{Ed}^* = 174,08 \text{ kNm}$$

La verifica è soddisfatta

7.2.4.4 Verifiche a scorrimento

Le verifiche a scorrimento sono state eseguite nelle combinazioni di carico statica e sismica secondo l'approccio 2 con la combinazione di carico A1+M1+R3 ($\gamma_{R3} = 1,10$).

Il terreno viene considerato come un carico permanente strutturale, pertanto il coefficiente parziale delle azioni è pari a 1,3 se sfavorevole e 1,0 se favorevole.

Combinazione di carico statica

- Valore di progetto delle azioni traslanti:

$$H_{Ed} = 1,3 \times S_{th} + 1,5 \times S_{qh} = 111,39 \text{ kN}$$

- Valore di progetto delle azioni stabilizzanti (si pone $\delta = \phi = 30^\circ$):

$$H_{Rd} = 1,0 \times (G_1 + S_{tv} + S_{qv}) \times \tan(\delta) + F_{td} + F_{td} = 670,71 \text{ kN}$$

$$H_{Rd} > 1,1 \times H_{Ed} = 122,53 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfattaCombinazione di carico sismica

- Valore di progetto delle azioni traslanti:

$$H_{Ed}^* = S_{th} + 0,5 \times S_{qh} + E_1 + E_{cuneo} = 93,20 \text{ kN}$$

- Valore di progetto delle azioni stabilizzanti:

$$H_{Rd}^* = 1,0 \times (G_1 + 0,5 \times S_{tv} + S_{qv}) \times \tan(\delta) + F_{td} + F_{td} = 657,48 \text{ kN}$$

$$H_{Rd}^* > 1,1 \times H_{Ed}^* = 102,52 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta

7.2.5 Muro di sostegno esistente in pietra SEZIONE B-B – stato attuale

7.2.5.1 Azioni agenti

Le azioni agenti sull'opera di sostegno sono definite per una lunghezza di muro unitaria.

Assumendo, con riferimento al *paragrafo 7.1* del presente documento, spessori muro: 0,75 m in testa e 1,30 m alla base.

Per la determinazione del peso proprio del muro si considera un peso specifico $\gamma_{\text{mur}} = 21 \text{ kN/m}^3$.

Azioni gravitative

$$- G_1 = 21 \times (0,75 + 1,30) \times 6,50 \times 0,5 \times 1,00 = 139,91 \text{ kN}$$

$$\text{Distanza da } G_1 \text{ allo spigolo anteriore: } d_{G1} = 0,78 \text{ m}$$

Spinta del terreno a tergo

Le verifiche a ribaltamento e a scorrimento delle opere sono condotte secondo l'approccio 2 con la combinazione delle azioni A1+M1+R3, pertanto si utilizzano i parametri geomeccanici caratteristici.

Si considera un valore di coesione $c' = 10 \text{ kN/m}^2$

La pressione orizzontale al piano fondazionale vale:

$$p_h = K_A \times \gamma_t \times h - 2 \times c' \times \sqrt{K_A} = 0,318 \times 18 \times 6,50 - 2 \times 10,0 \times \sqrt{0,318} = 25,93 \text{ kN/m}^2$$

Considerando un angolo di attrito terra-muro pari $\delta_t = \phi_t = 30^\circ$ le spinte e le relative componenti orizzontali e verticali valgono:

$$S_t = 0,5 \times 18 \times 6,50^2 \times 0,318 \times 1,00 = 84,27 \text{ kN}$$

$$S_{th} = S_t \times \cos(\delta_t) = 72,98 \text{ kN} \quad \text{con } h_t = 2,17 \text{ m}$$

$$S_{tv} = S_t \times \sin(\delta_t) = 42,14 \text{ kN} \quad \text{con } d_t = 1,30 \text{ m}$$

7.2.5.2 Schema di calcolo

Nella figura seguente è riportato lo schema di calcolo adottato per le verifiche a ribaltamento e a scorrimento nello stato attuale.

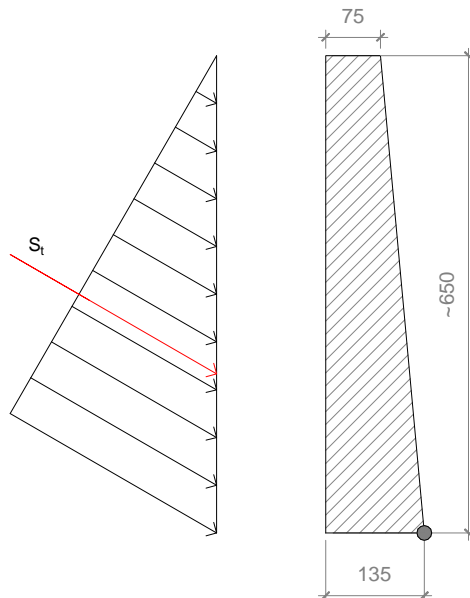


Figura 6: Schema di calcolo stato attuale sez. B-B

7.2.5.3 Verifiche di stabilità a ribaltamento e a scorrimento

Le verifiche a ribaltamento sono state eseguite nelle combinazioni di carico statica secondo l'approccio 2 con la combinazione di carico A1+M1+R3.

Si considerano i coefficienti $\gamma_G=1,00$ e $\gamma_Q=0,00$.

Verifica a ribaltamento

- Valore di progetto dei momenti ribaltanti:

$$M_{Ed} = 1,0 \times S_{th} \times h_t = 158,37 \text{ kNm}$$

- Valore di progetto dei momenti stabilizzanti:

$$M_{Rd} = 1,0 \times (G_1 \times d_G + S_{tv} \times d_t) = 163,91 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}/M_{Ed} = 1,03$$

Verifica a scorrimento

- Valore di progetto delle azioni traslanti:

$$H_{Ed} = 1,0 \times S_{th} = 72,98 \text{ kN}$$

- Valore di progetto delle azioni stabilizzanti (si pone $\delta = \phi = 30^\circ$):

$$H_{Rd} = (G_1 + S_{tv}) \times \tan(\delta) + c \times b = 118,11 \text{ kN}$$

$$H_{Rd}/H_{Ed} = 1,62$$

7.2.6 Muro di sostegno esistente in pietra SEZIONE B-B – stato di progetto

7.2.6.1 Schema di calcolo

L'intervento a progetto prevede il rinforzo strutturale del muro esistente in pietra mediante la realizzazione di n.2 file di ancoraggi passivi aventi un'inclinazione pari a 15° e posti a un interasse orizzontale $i=1,5$ m.

Gli ancoraggi saranno realizzati in modo tale da raggiungere il substrato roccioso sano per una lunghezza minima di 3,00 m. Nella figura seguente è riportato lo schema di calcolo adottato per le verifiche geotecniche. Con riferimento alla figura seguente i due ordini di ancoraggi saranno posizionati ad un'altezza di circa 2,50 m e 5,00 m dal piede del muro.

Si considera cautelativamente un valore di coesione del terreno a tergo $c'=0$.

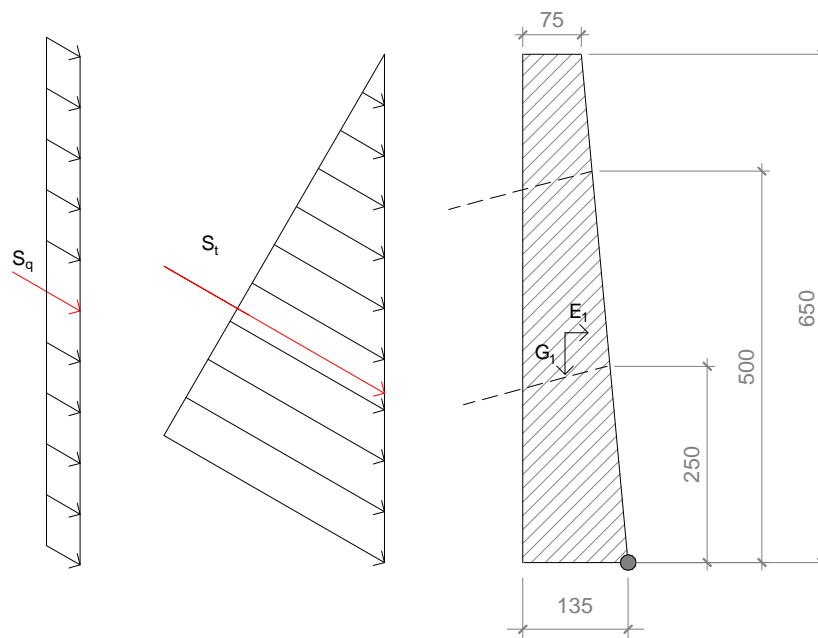


Figura 7: Schema di calcolo stato di progetto sez. B-B

7.2.6.2 Azioni agenti

Poiché l'interasse orizzontale tra i tiranti è pari a 1,50 m, le azioni agenti sull'opera di sostegno sono definite per una lunghezza di muro pari a 1,50 m. Per la determinazione del peso proprio del muro si considera un peso specifico $\gamma_{mur} = 21 \text{ kN/m}^3$.

Azioni gravitative

$$- G_1 = 21 \times (0,75 + 1,30) \times 6,50 \times 0,5 \times 1,50 = 209,87 \text{ kN}$$

$$\text{Distanza da } G_1 \text{ allo spigolo anteriore: } d_{G1} = 0,78 \text{ m}$$

Spinta del terreno a tergo

Le verifiche a ribaltamento e a scorrimento delle opere sono condotte secondo l'approccio 2 con la combinazione delle azioni A1+M1+R3, pertanto si utilizzano i parametri geomeccanici caratteristici.

Si considera un valore di coesione $c'=0$ kN/m²

La pressione orizzontale al piano fondazionale vale:

$$p_h = K_A \times \gamma_t \times h = 0,318 \times 18 \times 6,50 = 37,21 \text{ kN/m}^2$$

Considerando un angolo di attrito terra-muro pari $\delta_t = \phi_t = 30^\circ$ le spinte e le relative componenti orizzontali e verticali valgono:

$$S_t = 0,5 \times 18 \times 6,50^2 \times 0,318 \times 1,50 = 181,40 \text{ kN}$$

$$S_{th} = S_t \times \cos(\delta_t) = 157,10 \text{ kN} \quad \text{con } h_t = 2,17 \text{ m}$$

$$S_{tv} = S_t \times \sin(\delta_t) = 90,70 \text{ kN} \quad \text{con } d_t = 1,30 \text{ m}$$

Spinta del sovraccarico

Nella configurazione di progetto si considera un sovraccarico variabile a tergo dell'opera pari a 5 kN/m².

Le pressioni orizzontali del sovraccarico a tergo del muro valgono:

$$q = 5,00 \times 1,00 \times 0,318 = 1,59 \text{ kN/m}$$

Considerando un angolo di attrito terreno-opera di sostegno pari a $\delta_t = \phi_t = 30^\circ$, le spinte e le relative componenti orizzontali e verticali valgono quindi:

$$S_q = 1,59 \times 6,50 = 10,34 \text{ kN}$$

$$S_{qh} = S_q \times \cos(\delta_t) = 8,95 \text{ kN} \quad \text{con } h_{Sq} = 3,25 \text{ m}$$

$$S_{qv} = S_q \times \sin(\delta_t) = 5,17 \text{ kN} \quad \text{con } d_{Sq} = 1,30 \text{ m}$$

Incrementi di spinta sismici orizzontali

Ai sensi del *par. 7.11.6.2.1 del D.M. 17.01.2018*, gli incrementi di spinta dovuti al sisma vengono ottenuti mediante il prodotto delle forze di gravità per il coefficiente sismico k_h .

Le verifiche in campo sismico saranno eseguite nella configurazione di progetto, con l'inserimento degli ancoraggi passivi.

L'entità dell'incremento di spinta sismico dovuto al peso proprio del muro è stato calcolato a seguito della determinazione dello spessore minimo che consente di garantire $M_{Rd}/M_{Ed} \cong 1$.

L'incremento di spinta sismico dovuto alla presenza del terreno a tergo spingente è determinato dal "cuneo di spinta" del terreno stesso sul muro.

Il volume del cuneo di spinta è pari a:

$$V_{\text{cuneo}} = 19,26 \text{ m}^3$$

Il peso proprio del cuneo è pari a:

$$G_{\text{cuneo}} = 346,68 \text{ kN}$$

L'incremento di spinta sismico dovuto al peso del cuneo vale:

Verifica a ribaltamento:

$$E_{\text{cuneo}} = 21,74 \text{ kN} \quad \text{con } h_{E_{\text{cuneo}}} = 4,30 \text{ m}$$

Verifica a scorrimento:

$$E_{\text{cuneo}} = 14,49 \text{ kN} \quad \text{con } h_{E_{\text{cuneo}}} = 4,30 \text{ m}$$

L'incremento di spinta sismico dovuto al peso proprio del muro vale:

Verifica a ribaltamento:

$$-E_1 = k_h \times G_1 = 13,16 \text{ kN} \quad \text{con } k_h = 0,0627$$

Altezza di applicazione rispetto allo spigolo anteriore: $h_{E1} = 2,96 \text{ m}$

Verifica a scorrimento:

$$-E_1 = k_h \times G_1 = 8,77 \text{ kN} \quad \text{con } k_h = 0,0418$$

Altezza di applicazione rispetto allo spigolo anteriore: $h_{E1} = 2,96 \text{ m}$

7.2.6.3 Verifiche a ribaltamento

Le verifiche a ribaltamento sono state eseguite nelle combinazioni di carico statica e sismica secondo l'approccio 2 con la combinazione di carico A1+M1+R3 ($\gamma_{R3} = 1,15$).

Il terreno viene considerato come un carico permanente strutturale, pertanto il coefficiente parziale delle azioni è pari a 1,3 se sfavorevole e 1,0 se favorevole.

Combinazione di carico statica

- Valore di progetto dei momenti ribaltanti:

$$M_{Ed} = 1,3 \times S_{th} \times h_t + 1,5 \times S_{qh} \times h_{sq} = 486,81 \text{ kNm}$$

- Valore di progetto dei momenti stabilizzanti:

$$M_{Rd} = 1,0 \times (G_1 \times d_1 + S_{tv} \times d_t + S_{qv} \times d_{qk}) + F_{td} \times b_1 + F_{td} \times b_2 = 2.504,10 \text{ kNm}$$

Dove: - $b_1 = 2,50 \text{ m}$

- $b_2 = 5,00 \text{ m}$

$$M_{Rd} > 1,15 \times M_{Ed} = 559,83 \text{ kNm}$$

La verifica è soddisfatta

Combinazione di carico sismica

- Valore di progetto dei momenti ribaltanti:

$$M_{Ed}^* = S_{th} \times h_t + 0,5 \times S_{qh} \times h_{sq} + E_1 \times h_{E1} + E_{\text{cuneo}} \times h_{\text{cuneo}} = 487,89 \text{ kNm}$$

- Valore di progetto dei momenti stabilizzanti:

$$M_{Rd}^* = 1,0 \times (G_1 \times d_1 + S_{tv} \times d_t + 0,5 \times S_{qv} \times d_{qk}) + F_{td} \times b_2 + F_{td} \times b_1 = 2.494,02 \text{ kNm}$$

Dove:

- $b_1 = 2,50 \text{ m}$

- $b_2 = 5,00 \text{ m}$

$$M_{Rd}^* > 1,15 \times M_{Ed}^* = 561,07 \text{ kNm}$$

La verifica è soddisfatta

7.2.6.4 Verifiche a scorrimento

Le verifiche a scorrimento sono state eseguite nelle combinazioni di carico statica e sismica secondo l'approccio 2 con la combinazione di carico A1+M1+R3 ($\gamma_{R3} = 1,10$).

Il terreno viene considerato come un carico permanente strutturale, pertanto il coefficiente parziale delle azioni è pari a 1,3 se sfavorevole e 1,0 se favorevole.

Combinazione di carico statica

- Valore di progetto delle azioni traslanti:

$$H_{Ed} = 1,3 \times S_{th} + 1,5 \times S_{qh} = 217,66 \text{ kN}$$

- Valore di progetto delle azioni stabilizzanti (si pone $\delta = \phi = 30^\circ$):

$$H_{Rd} = 1,0 \times (G_1 + S_{tv} + S_{qv}) \times \tan(\delta) + F_{td} + F_{td} = 765,60 \text{ kN}$$

$$H_{Rd} > 1,1 \times H_{Ed} = 239,43 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta

Combinazione di carico sismica

- Valore di progetto delle azioni traslanti:

$$H_{Ed}^* = S_{th} + 0,5 \times S_{qh} + E_1 + E_{cuneo} = 184,84 \text{ kN}$$

- Valore di progetto delle azioni stabilizzanti:

$$H_{Rd}^* = 1,0 \times (G_1 + 0,5 \times S_{tv} + S_{qv}) \times \tan(\delta) + F_{td} + F_{td} = 739,42 \text{ kN}$$

$$H_{Rd}^* > 1,1 \times H_{Ed}^* = 203,32 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta

8. INTERVENTO N.10

8.1 Criteri di verifica e approccio di calcolo

Il manufatto oggetto del presente progetto è una briglia selettiva realizzata lungo l'alveo del torrente Pastanelli la cui funzione primaria è quella di contenere l'eccessivo trasporto solido verso valle.

Le verifiche di sicurezza dell'opera sono condotte coerentemente con l'approccio di calcolo utilizzato per le calcolazioni riportate nella "Relazione idrologica e idraulica" redatta da Ing. Stefania Meucci e da Prof. Ing. Marco Mancini nel 2015, su incarico del comune di Monterosso al Mare, già oggetto di esame da parte degli enti competenti.

Le analisi sono condotte considerando le seguenti portate di progetto di corrente liquida e di colata detritica:

- Corrente liquida: 58 mc/s (portata 200-ennale)
- Corrente di colata detritica: 151 mc/s (cfr. par.6.2 "Relazione idrologica e idraulica a firma di Ing. Meucci e Ing. Mancini)

I valori del livello idrico e della velocità di deflusso dei fluidi sono stati desunti dalla "Relazione idraulica" e dal documento "Determinazione delle condizioni di deflusso in caso di colata detritica", facenti parte della presente progettazione (allegati n.1 e n.2 dell'elaborato "R03 – Relazione idraulica").

Per la determinazione delle massime spinte agenti sull'opera in oggetto sono stati analizzati i seguenti modelli mediante il software di calcolo HEC-RAS, prodotto dal U.S. Army Corp of Engineers:

1. **P03-prog-lib** (Briglia libera – fluido acqua): risultati contenuti nel documento "Relazione idraulica";
2. **P04-prog-ostr** (Briglia ostruita – fluido acqua): risultati contenuti nel documento "Relazione idraulica";
3. **P13-colata-lib** (Briglia libera – fluido colata detritica): risultati contenuti nel documento "Determinazione delle condizioni di deflusso in caso di colata detritica";
4. **P14-colata-ostr** (Briglia ostruita – fluido colata detritica): risultati contenuti nel documento "Determinazione delle condizioni di deflusso in caso di colata detritica".

I risultati ottenuti per i modelli *P13-colata-lib* e *P14-colata-ostr* sono pressoché identici in quanto il fluido non si accorge della differenza tra briglia libera o ostruita, pertanto si utilizzano i risultati ottenuti per uno solo dei due modelli.

Nella tabella seguente sono riportati i valori di livello idrico e velocità di deflusso ottenuti per ciascun modello analizzato.

Modello	WS elev [m]	Vel chnl [m/s]
P03-prog-lib	41,93/43,08	7,70/3,63
P04-prog-ostr	44,57	2,25
P14-colata-ostr	45,89	4,18

Tab.4: Livello idrico e velocità di deflusso modelli analizzati

Si precisa che per quanto riguarda il modello *P03-prog-lib* poiché il deflusso della corrente liquida avviene sia attraverso le finestre del manufatto che al di sopra dell'estradosso dello stesso con funzionamento a stramazzo, le caratteristiche di deflusso prese in esame sono sia quelle relative al profilo di corrente veloce che si instaura immediatamente a monte della briglia (WS elev. = 41,93 m; V=7,70 m/s) che quelle relative al profilo di corrente lenta che si instaura in corrispondenza della briglia (WS elev. = 43,08 m; V=3,63 m/s). Tali caratteristiche di deflusso sono rispettivamente utilizzate per il calcolo delle sollecitazioni dinamiche (corrente veloce) e statiche (corrente lenta) che la corrente liquida trasmette al manufatto.

Per gli altri modelli presi in esame poiché il deflusso della corrente avviene solo al di sopra dell'estradosso del manufatto con funzionamento a stramazzo dello stesso, le caratteristiche di deflusso del profilo di corrente lenta che si viene ad instaurare sono utilizzate per il calcolo sia delle sollecitazioni dinamiche che di quelle statiche.

Ai fini dei calcoli si considerano i seguenti pesi specifici:

- Peso specifico acqua: $\gamma_{\text{acqua}} = 10,0 \text{ kN/m}^3$
- Peso specifico colata: $\gamma_{\text{colata}} = 16,0 \text{ kN/m}^3$

Nei paragrafi seguenti sono riportate le verifiche di stabilità e strutturali del manufatto in esame. Tali verifiche sono condotte non tenendo cautelativamente conto dell'attrito calcestruzzo-roccia/muro esistente lungo le superfici laterali e dei pali esistenti in fondazione.

8.2 Parametrizzazione geotecnica

Le verifiche di stabilità e strutturali del manufatto, riportate nei paragrafi successivi, sono condotte considerando un terreno di fondazione (substrato roccioso) avente i seguenti parametri geomeccanici caratteristici:

- Angolo di attrito $\phi_k = 39^\circ$

- | | |
|--------------------------------------|--------------------------------|
| - Coesione non drenata | $c' = 230,00$ |
| - Peso di volume | $\gamma_k = 25 \text{ kN/m}^3$ |
| - Angolo di attrito terra-fondazione | $\delta_t = 39^\circ$ |

8.3 Schema di calcolo

Le verifiche sono condotte considerando lo schema di calcolo rappresentato nella figura che segue. Le azioni instabilizzanti sono costituite dalle risultanti delle distribuzioni di pressioni idrostatiche e idrodinamiche agenti sul paramento posteriore del manufatto, mentre le azioni stabilizzanti sono costituite dall'azione gravitativa della struttura.

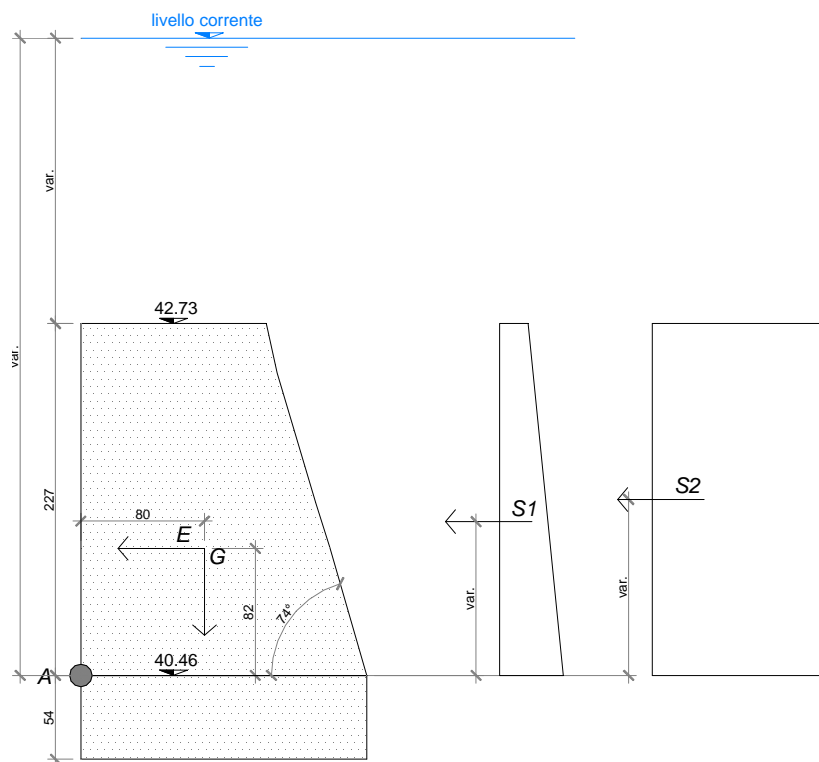


Figura 8: Schema di calcolo

- G è l'azione gravitativa del manufatto;
- S_1 è la risultante del diagramma di pressioni trapezia dovuto alle azioni statiche trasmesse dal deflusso della corrente liquida o detritica ($S_1 = 0,5 \times \gamma_{\text{fluido}} \times (h_2 + h_1) \times (h_2 - h_1) \times B$);
- S_2 è la risultante del diagramma di pressioni rettangolare dovuto alle azioni idrodinamiche agenti sulla porzione di manufatto di superficie A trasmesse dal deflusso della corrente liquida o detritica ($S_2 = 0,5 \times \rho_{\text{fluido}} \times C_d \times v^2 \times A$);
- E è l'azione sismica orizzontale agente sul manufatto.

8.4 Calcolo delle azioni

8.4.1 Peso proprio della struttura - G

Il peso proprio della struttura, considerata la sua reale geometria, è stato calcolato secondo lo schema che segue dal quale è risultato che il peso proprio del manufatto G è pari a 493,01 kN e il suo baricentro è posto a $h = 1,36$ m dall'intradosso della struttura e a $b = 0,80$ m dal filo anteriore/di valle della struttura. Il braccio dal punto A di rotazione del manufatto è pertanto pari a $b_G = 0,80$ m.

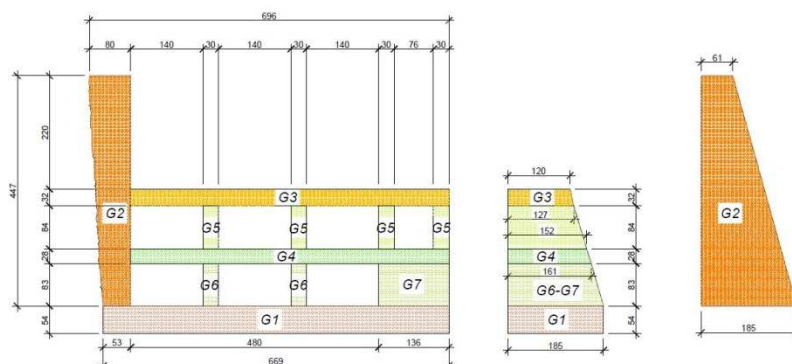


Figura 9: Schema grafico per il calcolo del peso della struttura e per la determinazione del suo baricentro

	P (kN)	h (m)	M (kN*m)
G1-fond.	167.08	0.27	45.11
G2-setto sp. sn	92.09	2.40	221.02
G3-trave sup.	60.86	2.65	161.28
G4-trave inf.	67.48	1.51	101.89
G5-setti sup.	35.15	2.06	72.41
G6-setti inf.	21.54	0.95	20.46
G7-setto inf.	48.82	0.95	46.38
TOTALE	493.01		668.55
	h = M/P =	1.36	

Tab.5: calcolo del peso della struttura e della distanza h del suo baricentro dall'intradosso

	P (kN)	h (m)	M (kN*m)
G1-fond.	167.08	0.925	154.55
G2-setto sp. sn (rett.)	45.67	0.31	14.16
G2-setto sp. sn (triangolo)	46.42	1.02	47.35
G3-trave sup.	60.86	0.62	37.73
G4-trave inf.	67.48	0.78	52.63
G5-setti sup. (rett.)	32.00	0.64	20.48
G5-setti sup. (triang.)	3.15	1.35	4.25
G6-setti inf. (rett.)	20.04	0.81	16.23
G6-setti inf. (triang.)	1.49	1.69	2.52
G7-setto inf. (rett.)	45.43	0.81	36.80
G7-setto inf. (triang.)	3.39	1.69	5.73
TOTALE	493.01		392.43
	b = M/P =	0.80	

Tab.6: Calcolo del peso della struttura e della distanza b del suo baricentro dal lembo anteriore

8.4.2 Spinta idrostatica – S1

Di seguito, per ciascun modello analizzato, si riportano i valori della risultante delle spinte idrostatica ed il suo punto di applicazione rispetto al punto A di rotazione dell'opera.

8.4.2.1 Configurazione P03-prog-lib

Per la determinazione della spinta idrostatica si considera cautelativamente il livello idrico della corrente lenta in regime di moto permanente. Con riferimento alla “Relazione idraulica” (paragrafo 5.5.3) tale valore è pari a: $h_{idrostatica} = 43,08$ m s.l.m.m.

Vista la geometria dell'opera l'altezza di calcolo della spinta idrostatica è stata ottenuta mediante il seguente schema di calcolo e la seguente tabella.

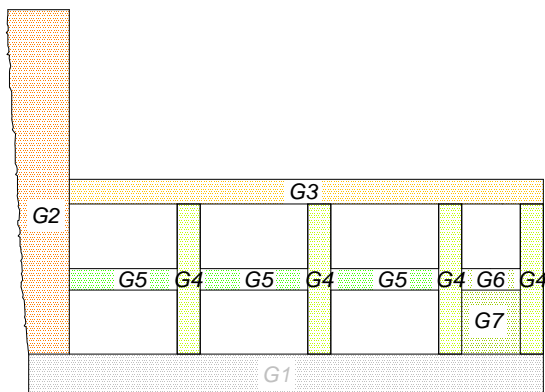


Figura 10: Schema grafico per il calcolo della spinta idrostatica e della sua altezza di applicazione

	A (m ²)	h _s (m)	P _{idr} (kN/m ²)	S _{idr} (kN)	M (kNm)
S1-fond.	3,61	0,00	0,00	0,00	0,00
S2-setto sp. sn	1,61	0,85	14,85	23,91	20,32
S3-trave sup.	1,97	2,09	5,10	10,05	21,00
S4-setti interni	2,34	0,78	16,45	38,49	30,02
S5-trave inf.	1,18	0,97	16,50	19,47	18,89
S6-trave inf.	0,21	0,97	16,50	3,47	3,37
S7-setto inf.	0,63	0,39	22,05	13,89	5,42
TOTALE	11,55			109,28	99,02
h = M/S _{idr} =		0,91	m		

Tab.7: Calcolo della spinta idrostatica e della sua altezza di applicazione

La spinta idrostatica complessiva agente sul manufatto vale pertanto:

$$S_1 = 109,28 \text{ kN}$$

L'altezza di applicazione rispetto al punto A di rotazione del manufatto vale:

$$h_1 = 0,91 \text{ m}$$

8.4.2.2 Configurazione P04-prog-ostr

Con riferimento alla “Relazione idraulica” (paragrafo 5.5.3) il valore del livello idrico di calcolo coincide con il livello *WS elev*, pari a: $h_{idrostatica} = WS\ elev = 44,57$ m s.l.m.m.

La spinta idrostatica agente nel corpo centrale e la corrispondente altezza di applicazione valgono:

$$S_{1,C.C.} = \gamma_{acqua} \times 0,5 \times ((44,57 - 42,73) + (44,57 - 40,46)) \times b \times h = 10,00 \times 0,5 \times (1,84 + 4,11) \times 6,16 \times 2,27 = 416,00 \text{ kN}$$

$$h_{1,C.C.} = 0,99 \text{ m}$$

La spinta idrostatica agente nel setto laterale e la corrispondente altezza di applicazione valgono:

$$S_{1,S.L.} = \gamma_{acqua} \times 0,5 \times (44,57 - 40,46) \times b \times h = 10,00 \times 0,5 \times 4,11 \times 0,67 \times 4,11 = 56,59 \text{ kN}$$

$$h_{1,S.L.} = 1,37 \text{ m}$$

8.4.2.3 Configurazione P14-colata-ostr

Con riferimento al documento “Determinazione delle condizioni di deflusso in caso di colata detritica” il valore del livello idrico di calcolo coincide con il livello *WS elev*, pari a:

$$h_{idrostatica} = WS\ elev = 45,89 \text{ m s.l.m.m.}$$

La spinta idrostatica agente nel corpo centrale e la corrispondente altezza di applicazione valgono:

$$S_{1,C.C.} = \gamma_{colata} \times 0,5 \times ((45,89 - 42,73) + (45,89 - 40,46)) \times b \times h = 16,00 \times 0,5 \times (3,16 + 5,43) \times 6,16 \times 2,27 = 960,93 \text{ kN}$$

$$h_{1,C.C.} = 1,04 \text{ m}$$

La spinta idrostatica agente nel setto laterale e la corrispondente altezza di applicazione valgono:

$$S_{1,S.L.} = \gamma_{colata} \times 0,5 \times ((45,89 - 44,93) + (45,89 - 40,46)) \times b \times h = 16,00 \times 0,5 \times (0,96 + 5,43) \times 0,67 \times 4,47 = 153,10 \text{ kN}$$

$$h_{1,S.L.} = 1,71 \text{ m}$$

8.4.3 Spinta idrodinamica – S2

Di seguito, per ciascun modello analizzato, si riportano i valori della risultante delle spinte idrodinamiche ed il suo punto di applicazione rispetto al punto A di rotazione dell'opera.

8.4.3.1 Configurazione P03-prog-lib

Con riferimento alla “Relazione idraulica” (paragrafo 5.5.3) il livello idrico di calcolo è pari a:

$$h_{\text{idrodinamica}} = 41,93 \text{ m s.l.m.m.}$$

La velocità di deflusso è pari a:

$$v_{\text{Ed}} = 7,70 \text{ m/s}$$

Vista la geometria dell'opera per l'altezza di calcolo della spinta idrodinamica è stata ottenuta mediante il seguente schema di calcolo e la seguente tabella.

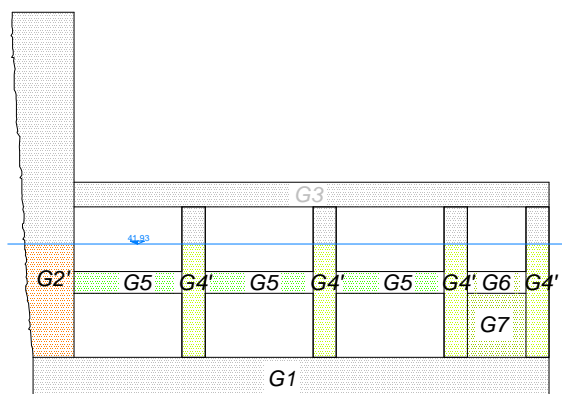


Figura 11: Schema grafico per il calcolo della spinta idrodinamica e della sua altezza di applicazione

	A (m ²)	h _s (m)	P _{idr} (kN/m ²)	S _{idr} (kN)	M (kNm)
S1-fond.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
S2'-setto sp. sn	0,86	0,74	94,86	81,58	60,37
S3-trave sup.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
S4'-setti interni	1,76	0,74	94,86	166,95	123,54
S5-trave inf.	1,18	0,97	94,86	111,93	108,57
S6-trave inf.	0,21	0,97	94,86	19,92	19,32
S7-setto inf.	0,63	0,42	94,86	59,76	25,10
TOTALE	4,64			440,14	336,90

$h = M/S_{\text{idr}} = 0,77 \text{ m}$

Tab.8: Calcolo della spinta idrodinamica e della sua altezza di applicazione

La spinta idrodinamica complessiva agente sul manufatto vale pertanto:

$$S_2 = 440,14 \text{ kN}$$

L'altezza di applicazione rispetto al punto A di rotazione del manufatto vale:

$$h_2 = 0,77 \text{ m}$$

8.4.3.2 Configurazione P04-prog-ostr

Con riferimento alla “Relazione idraulica” (paragrafo 5.5.4) il livello idrico di calcolo è pari a:

$$h_{\text{idrodinamica,C.C.}} = 42,73 \text{ m s.l.m.m.} \quad (\text{blocco centrale – pari all’altezza della briglia})$$

$$h_{\text{idrodinamica,S.L.}} = 44,57 \text{ m s.l.m.m.} \quad (\text{setto laterale})$$

La velocità di deflusso è pari a:

$$v_{\text{Ed}} = 2,25 \text{ m/s}$$

La spinta idrodinamica agente nel corpo centrale e la corrispondente altezza di applicazione valgono:

$$S_{2,\text{C.C.}} = 0,5 \times \rho_{\text{acqua}} \times C_D \times v_{\text{Ed}}^2 \times A_{\text{C.C.}} = 0,5 \times 1.000 \times 2 \times 2,25^2 \times (6,16 \times 2,27) = 70,79 \text{ kN}$$

$$h_{2,\text{C.C.}} = 1,14 \text{ m}$$

La spinta idrodinamica agente nel setto laterale e la corrispondente altezza di applicazione valgono:

$$S_{2,\text{S.L.}} = 0,5 \times \rho_{\text{acqua}} \times C_D \times v_{\text{Ed}}^2 \times A_{\text{S.L.}} = 0,5 \times 1.000 \times 2 \times 2,25^2 \times (0,67 \times 4,11) = 13,94 \text{ kN}$$

$$h_{2,\text{S.L.}} = 2,06 \text{ m}$$

8.4.3.3 Configurazione P14-colata-ostr

Con riferimento al documento “Determinazione delle condizioni di deflusso in caso di colata detritica” il livello idrico di calcolo è pari a:

$$h_{\text{idrodinamica,C.C.}} = 42,73 \text{ m s.l.m.m.} \quad (\text{blocco centrale – pari all’altezza della briglia})$$

$$h_{\text{idrodinamica,S.L.}} = 44,93 \text{ m s.l.m.m.} \quad (\text{setto laterale – pari all’altezza del setto})$$

La velocità di deflusso è pari a:

$$v_{\text{Ed}} = 4,18 \text{ m/s}$$

La spinta idrodinamica agente nel corpo centrale e la corrispondente altezza di applicazione valgono:

$$S_{2,\text{C.C.}} = 0,5 \times \rho_{\text{colata}} \times C_D \times v_{\text{Ed}}^2 \times A_{\text{C.C.}} = 0,5 \times 1.600 \times 2 \times 4,18^2 \times (6,16 \times 2,27) = 390,91 \text{ kN}$$

$$h_{2,\text{C.C.}} = 1,14 \text{ m}$$

La spinta idrodinamica agente nel setto laterale e la corrispondente altezza di applicazione valgono:

$$S_{2,\text{S.L.}} = 0,5 \times \rho_{\text{colata}} \times C_D \times v_{\text{Ed}}^2 \times A_{\text{S.L.}} = 0,5 \times 1.600 \times 2 \times 4,18^2 \times (0,67 \times 4,47) = 83,72 \text{ kN}$$

$$h_{2,\text{S.L.}} = 2,24 \text{ m}$$

Per la determinazione delle spinte idrodinamiche si è assunto un coefficiente di drag C_d pari a 2.

8.4.4 Azione sismica - E

La forza sismica orizzontale dovuta al peso proprio della briglia vale:

Verifica a ribaltamento:

$$- E = k_h \times G = 30,91 \text{ kN} \quad \text{con } k_h = 0,0627$$

Altezza di applicazione rispetto allo spigolo anteriore: $h_E = 0,82 \text{ m}$

Verifica a scorrimento:

$$- E = k_h \times G = 20,61 \text{ kN} \quad \text{con } k_h = 0,0418$$

Altezza di applicazione rispetto allo spigolo anteriore: $h_E = 0,82 \text{ m}$

8.5 Combinazioni di carico

Secondo le prescrizioni al *cap 2.5.3 del D.M. 17.01.2018*, ai fini delle verifiche agli stati limite si utilizzano le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione statica: $\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \gamma_{Q2} \times \psi_{02} \times Q_{k2}$
- Combinazione sismica: $E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2}$

Dove G_1 , G_2 e Q_{ki} indicano rispettivamente i carichi permanenti strutturali, i carichi permanenti non strutturali e i sovraccarichi variabili ed E l'azione sismica.

L'entità della forza sismica è trascurabile rispetto alle forze in gioco, pertanto nei paragrafi seguenti saranno eseguite le verifiche solamente in campo statico.

I coefficienti parziali di sicurezza nelle combinazioni di carico considerate sono riportati nella tabella seguente:

Carichi	Effetto	Coeff. parziale γ_f	EQU*	A1*	A2*
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,10	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,35	1,35	1,15

* nella verifica in condizioni sismiche i coefficienti sfavorevoli EQU, A1 e A2 valgono 1

Tab.9: coefficienti parziali per le azioni

Sulla base di quanto indicato ai *cap.* 6.5.3 e 7.11.6.2 del *D.M. 17 Gennaio 2018*, le verifiche geotecniche delle opere, ad eccezione delle verifiche di stabilità globale, sono condotte secondo l'approccio 2 con la combinazione A1+M1+R3.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{R3} sono riportati nella tabella seguente:

Tipologia di verifica	Coefficiente parziale γ_{R3}
Scorrimento	1,10
Ribaltamento	1,15
Capacità portante	1,40
Sfilamento ancoraggi (permanenti)	1,20
Strutturale	1,00

Tab.10: coefficienti parziali di sicurezza γ_{R3}

Poiché le configurazioni di carico analizzate fanno riferimento a portate idriche con tempo di ritorno duecentennale, le azioni derivanti si considerano di carattere eccezionale, pertanto esse sono fattorizzate con un coefficiente parziale di sicurezza γ pari a 1,0.

Conformemente alla *tabella 6.2.II* del *D.M. 17/01/2018* i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno sono riportati nella tabella seguente:

Parametro	Grandezza di applicazione.	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1,00	1,00

Tab.11: coefficienti parziali per i parametri geomeccanici del terreno

8.6 Verifiche di stabilità

8.6.1 Verifica a scorrimento

Le verifiche a scorrimento sono state eseguite per le tre configurazioni di carico analizzate nella combinazione di carico statica secondo la combinazione A1+M1+R3.

Angolo di attrito fondazione-substrato roccioso (combinazione M1): $\delta_f = \phi = 39^\circ$

Coesione fondazione-substrato roccioso (combinazione M1): $c'_f = 230,0 \text{ kN/m}^2$

8.6.1.1 Configurazione P03-prog-lib

- Valore di progetto delle azioni traslanti:

$$H_{Ed} = 1,00 \times (S_1 + S_2) = 549,42 \text{ kN}$$

- Valore di progetto delle azioni stabilizzanti:

$$H_{Rd} = G \times \tan(\delta_f) + c' \times A_f = 3.246,63 \text{ kN}$$

$$\text{Con } A_f = 6,69 \times 1,85 = 12,38 \text{ m}^2$$

$$H_{Rd} > 1,10 * H_{Ed}$$

La verifica è soddisfatta

8.6.1.2 Configurazione P04-prog-otr

- Valore di progetto delle azioni traslanti:

$$H_{Ed} = 1,00 \times (S_{1,C.C.} + S_{1,S.L.} + S_{2,C.C.} + S_{2,S.L.}) = 557,32 \text{ kN}$$

- Valore di progetto delle azioni stabilizzanti:

$$H_{Rd} = G \times \tan(\delta_f) + c' \times A_f = 3.246,63 \text{ kN}$$

$$\text{Con } A_f = 6,69 \times 1,85 = 12,38 \text{ m}^2$$

$$H_{Rd} > 1,10 * H_{Ed}$$

La verifica è soddisfatta

8.6.1.3 Configurazione P14-colata-otr

- Valore di progetto delle azioni traslanti:

$$H_{Ed} = 1,00 \times (S_{1,C.C.} + S_{1,S.L.} + S_{2,C.C.} + S_{2,S.L.}) = 1.588,66 \text{ kN}$$

- Valore di progetto delle azioni stabilizzanti:

$$H_{Rd} = G \times \tan(\delta_f) + c' \times A_f = 3.246,63 \text{ kN}$$

$$\text{Con } A_f = 6,69 \times 1,85 = 12,38 \text{ m}^2$$

$$H_{Rd} > 1,10 * H_{Ed}$$

La verifica è soddisfatta

8.6.2 Verifica a ribaltamento

Le verifiche a ribaltamento sono state eseguite per le tre configurazioni di carico analizzate nella combinazione di carico statica secondo la combinazione A1+M1+R3.

Nelle verifiche a ribaltamento, a favore di sicurezza, non si tiene in considerazione la presenza degli ancoraggi, nonché la coesione lungo la superficie laterale tra la briglia e il substrato roccioso.

8.6.2.1 Configurazione P03-prog-lib

- Valore di progetto dei momenti ribaltanti:

$$M_{Ed} = 1,0 \times (S_1 \times h_1 + S_2 \times h_2) = 438,35 \text{ kNm}$$

- Valore di progetto dei momenti stabilizzanti:

$$M_{Rd} = 0,9 \times G \times b_G = 354,97 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} < M_{Ed}$$

La verifica non è soddisfatta

$$\Delta M = M_{Ed} - M_{Rd} = 83,38 \text{ kNm}$$

8.6.2.2 Configurazione P04-prog-ostr

- Valore di progetto dei momenti ribaltanti:

$$M_{Ed} = 1,0 \times (S_{1,C.C.} \times h_{1,C.C.} + S_{1,S.L.} \times h_{1,S.L.} + S_{2,C.C.} \times h_{2,C.C.} + S_{2,S.L.} \times h_{2,S.L.}) = 598,79 \text{ kNm}$$

- Valore di progetto dei momenti stabilizzanti:

$$M_{Rd} = 0,9 \times G \times b_G = 354,97 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} < M_{Ed}$$

La verifica non è soddisfatta

$$\Delta M = M_{Ed} - M_{Rd} = 243,82 \text{ kNm}$$

8.6.2.3 Configurazione P14-colata-ostr

- Valore di progetto dei momenti ribaltanti:

$$M_{Ed} = 1,0 \times (S_{1,C.C.} \times h_{1,C.C.} + S_{1,S.L.} \times h_{1,S.L.} + S_{2,C.C.} \times h_{2,C.C.} + S_{2,S.L.} \times h_{2,S.L.}) = 1.894,34 \text{ kNm}$$

- Valore di progetto dei momenti stabilizzanti:

$$M_{Rd} = 0,9 \times G \times b_G = 354,97 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} < M_{Ed}$$

La verifica non è soddisfatta

$$\Delta M = M_{Ed} - M_{Rd} = 1.539,37 \text{ kNm}$$

In tutte le configurazioni di carico analizzate il momento sollecitante è maggiore del momento resistente. Pertanto è necessaria l'esecuzione di una serie di ancoraggi atti ad incrementare sensibilmente il momento resistente.

Il momento ribaltante massimo è stato ottenuto per la configurazione relativa alla colata detritica, con briglia ostruita.

Gli ancoraggi devono pertanto essere in grado di bilanciare un momento sollecitante pari a:

$$M_{max} = 1.539,37 \text{ kNm}$$

8.7 Verifica di resistenza degli ancoraggi

La verifica di resistenza degli ancoraggi viene condotta nella combinazione di carico A1+M1+R1.

Con riferimento al paragrafo precedente il momento resistente vale pertanto:

$$M_{Rd} = 354,97/0,9 = 394,41 \text{ kN}$$

Il momento massimo sollecitante vale pertanto:

$$M_{max} = M_{Ed} - M_{Rd} = 1.499,93 \text{ kNm}$$

Con riferimento all'elaborato grafico "**DI5-Interventi n.10, n.11 e n.12 - Particolari costruttivi**" sono previsti n.9 ancoraggi $\phi 40$ armati con barre filettate in acciaio ad alta resistenza (S670/800) lunghe 3 m. La distanza d tra punto di rotazione del manufatto e ancoraggio (in direzione perpendicolare) è pari a 1,60 m.

La forza di trazione su ciascun ancoraggio vale pertanto:

$$F_{t,Ed} = M_{max}/(9 \times d) = 104,16 \text{ kN}$$

La resistenza a trazione di ciascun ancoraggio vale:

$$F_{t,Rd} = \frac{A \times f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{491 \times 670}{1,15 \times 10^3} = 286,06 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = \frac{104,16}{286,06} = 0,36 < 1$$

La verifica è soddisfatta

8.8 Verifica a sfilamento dell'ancoraggio

La verifica dello sfilamento della fondazione degli ancoraggi viene effettuata ai sensi del *par. 6.6.2* delle NTC con riferimento alla combinazione statica A1+M1+R3, con R3 = 1,2 poiché trattasi di ancoraggi di tipo permanenti. Gli ancoraggi saranno lunghi 3,0 m; ai fini dei calcoli si considera cautelativamente una lunghezza di ancoraggio pari a 2,4 m.

Con riferimento al paragrafo precedente la forza di trazione sollecitante massima vale:

$$F_{t,Ed} = 104,16 \text{ kN}$$

Per i calcoli di verifica si assumono prudenzialmente i seguenti dati:

- Diametro di perforazione $D_T = 0,04 \text{ m}$
- Resistenza tangenziale di calcolo allo sfilamento ancoraggio/substrato roccioso: si considera cautelativamente la resistenza tangenziale tipica seguente

- Da esperienze in situazioni analoghe si assume: $\tau = 700 \text{ kPa}$
- Lunghezza ancoraggio resistente $L_b = 2,40 \text{ m}$

La resistenza allo sfilamento della fondazione è calcolato con la seguente formula:

$$R_{a,c} = \tau_d \pi D'_T \times L_b = 211,12 \text{ kN}$$

Per la determinazione delle caratteristiche geotecniche del suolo di fondazione, poiché si tratta di roccia affiorante, si considerano più di 5 profili di indagine, pertanto il valore della resistenza caratteristica allo sfilamento risulta:

$$R_{ak} = \frac{R_{a,c}}{1,60} = 131,95 \text{ kN}$$

Infine, per ancoraggi permanenti, il valore della resistenza di progetto allo sfilamento è determinato:

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{1,20} = 109,96 \text{ kN} > F_{t,Ed}$$

La verifica è soddisfatta

8.9 Verifica a capacità portante

La briglia selettiva in c.a. oggetto della presente progettazione è fondata direttamente sul substrato roccioso.

L'intervento prevede una demolizione parziale del manufatto, pertanto i carichi agenti in fondazione si riducono rispetto alla configurazione attuale.

Per le motivazioni sopra riportate si omette la verifica a capacità portante in quanto la situazione di progetto è sicuramente più favorevole di quella attuale.