

	PROVINCIA AUTONOMA TRENTO
 Comunità della VALLE DI SOLE	COMUNITA' DELLA VALLE DI SOLE
	COMUNE DI MALE'
	COMUNE DI RABBI

**LAVORI DI REALIZZAZIONE PISTA CICLOPEDONALE VALLE DI RABBI FRA LE
LOCALITA' BIRRERIA IN C.C. MAGRAS E LOCALITA' FONTI DI RABBI IN C.C. RABBI
UNITA' FUNZIONALE N° 1 -TRATTO PRACORNO MARINOLDE**

PROGETTO ESECUTIVO

**RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE DELLE FONDAZIONI DELLA BARRIERA
PARAMASSI**

REDATTO A MALE' MARZO 2024

**Il progettista
PERITO IND.LE EDILE
Graziano Zanella**



**Progettista strutturale
Ing. Emanuele Ghirardini**

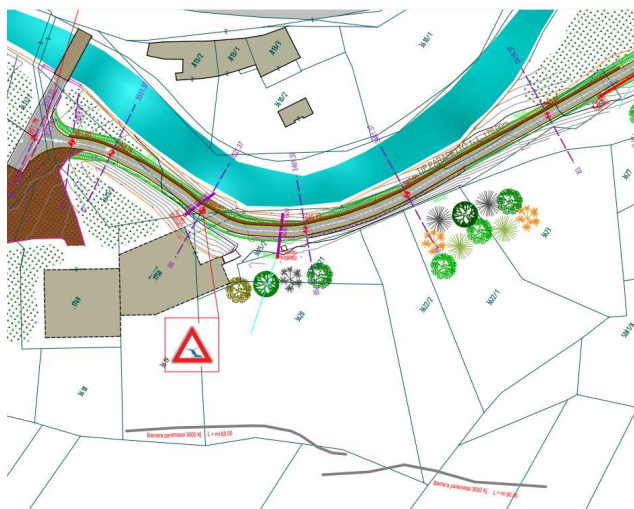


Sommario

PREMESSA	3
NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	5
Caratteristiche di progetto del terreno.....	6
COMBINAZIONI DI CARICO	7
DETERMINAZIONE DEI CARICHI DI PROGETTO.....	7
VERIFICA FONDAZIONI DEL MONTANTE	8
Verifica sollecitazione delle barre.....	9
VERIFICA ANCORAGGIO LATERALE.....	10
Verifica aderenza nucleo iniettato - terreno	10
VERIFICA ANCORAGGIO DI MONTE	10
Verifica aderenza nucleo iniettato - terreno	10
CONCLUSIONI	11

PREMESSA

Si provvederà, in questa sede, alla verifica del sistema di fondazione e di ancoraggio di una barriera paramassi a geometria variabile ad elevato assorbimento di energia con capacità dissipativa di $E_p = 3000$ kJ costituita da due elementi di lunghezza 60m in località Marinolde.



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

Il dimensionamento viene svolto secondo configurazioni e "tiri" indicati da alcuni produttori di reti paramassi presenti sul mercato, tuttavia esso è inscindibilmente legato alla marca ed al modello di rete che verrà installato. E' pertanto indispensabile, durante le fasi di cantiere, verificare che la soluzione specifica che verrà fornita sia compatibile con quanto previsto nel presente documento poiché non è possibile dimensionare una "soluzione generale". In caso sia necessario è indispensabile (ancorché doveroso) procedere ad adeguare il progetto delle fondazioni, calibrandolo sulle specifiche necessità richieste dal materiale fornito, riverificando il tutto in modo adeguato.

Si specifica che il presente elaborato non esamina le scelte inerenti al posizionamento plano-altimetrico della barriera di protezione.

In particolare lo studio per la collocazione del singolo stendimento di circa 120 m (due elementi di lunghezza 60m ciascuno) in funzione dell'orografia del versante, della magnitudo di rischio a valle, delle caratteristiche dei terreni del versante (per effetti di dissipazione di energia in caduta, di rimbalzo dei massi, ecc), della pezzatura dei massi in caduta, dell'entità delle cadute, ecc. deve essere ricercato nella restante documentazione di progetto. Il presente documento ha la finalità di calcolare le fondazioni tipo di reti da 3000 kJ. La classe della rete è infatti sostanzialmente l'"unico" dato di input del progetto delle fondazioni (oltre ovviamente alle caratteristiche dei terreni in sito).

La materia "specialistica" ha comportato l'obbligo di individuare sul mercato una soluzione tecnologica compatibile con le esigenze di progetto, al fine di fissare caratteristiche tecniche (geometrie, resistenze, ecc...) di riferimento per poter effettuare i dimensionamenti delle fondazioni tipo. Tale metodo di lavoro non può essere eliminato in quanto non si avrebbero gli elementi indispensabili per svolgere la presente relazione di dimensionamento, calcolo e verifica poiché mancherebbero gli ordini di grandezza in "input". Il documento prende a riferimento una rete paramassi da 3000 kJ, così come prescritto nel progetto esecutivo dell'opera nella tavola 19/23 fornita dal geologo dott. Daniele Dallavalle. Le fondazioni dovranno essere tuttavia calibrate in funzione della specifica marca e modello di rete scelta sul mercato da parte dell'installatore, secondo le specifiche indicazioni che verranno fornite dal produttore della sovrastruttura fornita. Per nessun motivo la soluzione fondante qui proposta sarà pertanto vincolante per l'opera, bensì essa andrà validata in cantiere. Si riporta che marche differenti possono comportare esigenze differenti per le fondazioni (tiri e carichi difforni da quelle qui assunte a riferimento, direzioni di tiro, posizioni degli elementi di ancoraggio, ecc...), pertanto si dovrà effettuare un preliminare controllo di adeguatezza della soluzione proposta (come già in precedenza sottolineato).

Grande importanza assumeranno le fasi di cantiere, in particolare con riferimento a:

- l'esecuzione dei tracciamenti dei tiranti. Le loro inclinazioni e posizioni geometriche devono consentire di ridurre al minimo le deviazioni angolari tra le rette d'azione di tiri di progetto (sollecitanti) e quelle dei tiri resistenziali;
- l'esecuzione di un adeguato "campo prove" al fine di accertare che le ipotesi di progetto qui assunte siano effettivamente rispettate in sito, anche alla luce delle esigenze finali. Il dimensionamento è stato effettuato sulla base dei pochi elementi reperibili in letteratura in quanto non è stato economicamente possibile effettuare una campagna geognostica in sito volta a misurare in modo oggettivo i parametri di progetto. In funzione delle ipotesi cautelative effettuate dallo scrivente all'atto del dimensionamento delle fondazioni si può tuttavia ragionevolmente ritenere che quanto indicato sarà sufficiente. Tuttavia a mezzo della campagna prove succitata sarà possibile ottenere delle misure oggettive in sito e, se necessario, ricalibrare opportunamente il progetto delle fondazioni. Data la relativa esiguità dell'opera il metodo di lavoro seguito appare quello che garantisce il minor costo globale di realizzazione dell'opera, considerando sia le fasi di progetto e sia quelle di realizzazione, pertanto esso può essere ragionevolmente considerato come corretto ed adeguato.

Ogni barriera è dotata di opportuna certificazione che attesta il superamento positivo di prove di impatto in scala reale, per un valore di energia massima (MEL) di impatto pari a $E_p = 3000 \text{ kJ}$ (Categoria 8, in accordo a EAD 340059-00-010).

Per quanto riguarda la determinazione delle tensioni di connessione dei terreni interessati (indicate di seguito con il simbolo τ_d) e per i valori utilizzati nel procedimento di calcolo degli elementi di fondazione profonda, non avendo in questa sede elementi più precisi, si fa riferimento a quanto desumibile dalle analisi e dai dati derivanti dalla letteratura tecnica attualmente disponibile. È stato ipotizzato, in questa fase, che il terreno, per quanto concerne le sue caratteristiche geotecniche, fisiche e meccaniche sia formato da uno strato omogeneo per l'intera profondità d'infissione degli ancoraggi. Occorrerà, tuttavia, verificare con precisione, in sede esecutiva, la corrispondenza tra queste ipotesi progettuali e le caratteristiche effettivamente rinvenute in sito preventivamente all'accettazione dei risultati contenuti nella presente relazione.

Si prevede, inoltre, che la miscela di iniezione per la realizzazione di elementi di trasmissione al terreno degli sforzi indotti nella struttura in elevazione, sia di tipo cementizio e sia posta in opera secondo il processo di iniezione di tipo globale e messa in pressione unica (metodo IGU) ed abbia $R_{ck} > 35 \text{ MPa}$.

Si evidenzia che le tutte le parti metalliche saranno opportunamente zincate secondo le normative vigenti e gli ancoraggi potranno essere convenientemente protetti contro la potenzialità corrosiva dell'ambiente esterno dovute, ad esempio, alle reazioni chimiche che si possono instaurare e che sono legate alla presenza di acqua ed eventuali componenti chimici aggressivi.

Particolare attenzione dovrà essere usata, in fase esecutiva, affinché possano venire eventualmente presi in considerazione gli opportuni accorgimenti per proteggere la superficie di contatto nucleo iniettato - terreno in quanto tale superficie può diventare via di scorrimento di acqua meteorica che potrebbe determinare danno alla struttura degli ancoraggi con conseguenti ripercussioni per l'efficienza delle opere di fondazione.

Le opere di fondazione previste in questa relazione sono indicate schematicamente nelle seguenti tabelle rimandandone ai paragrafi che seguiranno la verifica accurata facendo riferimento ai parametri del terreno forniti nella relazione geologica di data agosto 2022 in cui si considerano i seguenti parametri geotecnici:

Non sono previsti particolari lavori di scavo per la costruzione della pista ciclabile, sviluppandosi nella quasi sua totalità in strade sterrate già esistenti. Solamente nel tratto finale dell'Unità 1, (Località Pozze-Scolari) è prevista la costruzione di una nuova strada, la quale prevederà scavi di modesta entità:

$$\begin{aligned}\phi' &= 32^\circ \\ c' &= 10 \text{ kN/m}^2\end{aligned}\quad (2.3)$$

Facendo riferimento al p.z.1 e p.z.2, considerando la natura prevalentemente incoerente del materiale è possibile considerare un contributo della coesione media del materiale in condizioni naturali stimata in un minimo di 10 kN/m^2 , analisi supportate da scavi aperti e da pendenze naturali del terreno nelle vicinanze.

Si considera perciò un dimensionamento per terreno sciolto:

Terreno sciolto

FONDAZIONE	TIPO DI ANCORAGGI	DIMENSIONI	DIAMETRO DI PERFORAZIONE
Fondazioni dei montanti	n. 2 barre in acciaio tipo GEWI	Diametro = 32,0 mm Lunghezza = 6,0 m	Diametro minimo di perforazione = 89 mm
Ancoraggi laterali	Ancoraggi in doppia fune spiroidale tipo C-FAST	Diametro = 16 mm Lunghezza = 8,0 m	Diametro minimo di perforazione = 110 mm
Ancoraggi di monte	Ancoraggi in doppia fune spiroidale tipo C-FAST	Diametro = 16 mm Lunghezza = 8,0 m	Diametro minimo di perforazione = 110 mm

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per il dimensionamento degli elementi resistenti si fa riferimento alla seguente normativa:

- **D.M. 17/01/2018** – “Norme tecniche per le costruzioni”
- **Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7** – “Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni, di cui al Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018”

Si sono inoltre seguite le indicazioni fornite da testi specializzati quali:

- **A.I.C.A.P. - Ancoraggi nei terreni e nelle rocce: raccomandazioni**

Il calcolo e la verifica degli elementi costruttivi sono stati condotti secondo gli usuali metodi della Scienza delle Costruzioni. Tenuto conto delle caratteristiche prestazionali delle strutture delle barriere paramassi, le verifiche sono eseguite allo stato limite ultimo.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali utilizzati devono soddisfare alle caratteristiche fisico-meccaniche impartite dalle normative vigenti ed indicate nei riferimenti del paragrafo precedente.

Si riportano in questa sede, per semplicità, le sole caratteristiche di resistenza dei materiali:

Acciaio per ancoraggi in barra B450C

Tensione caratteristica a rottura dell'acciaio	f_{tka}	=	540	Mpa
Tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio	f_{yka}	=	450	MPa
Coefficiente di sicurezza	γ_M	=	1,15	
Resistenza di calcolo dell'acciaio	$= f_{yka}/\gamma_M =$	f_{yda}	=	391,30 Mpa
Resistenza di calcolo di taglio acciaio	$= f_{yka}/\sqrt{3} \gamma_M =$	f_{vda}	=	226,18 Mpa

Acciaio per profilati, piastre del tipo S275 EN 10025 e tubi del tipo S275 EN 10219

Tensione caratteristica a rottura dell'acciaio	f_{tka}	=	430	Mpa
Tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio	f_{yka}	=	275	MPa
Coefficiente di sicurezza	γ_M	=	1,05	
Resistenza di calcolo dell'acciaio	$= f_{yka}/\gamma_M =$	f_{yda}	=	261,90 Mpa
Resistenza di calcolo di taglio acciaio	$= f_{yka}/\sqrt{3} \gamma_M =$	f_{vda}	=	151,20 Mpa
Modulo elastico dell'acciaio	E	=	210000	Mpa

Ancoraggio in doppia fune spiroidale (EN 12385-10) tipo T-FAST con elemento di rinforzo circolare di testa

Carico rottura minimo per diametro nominale Φ 14	$A_{\Phi 14}$	=	320,00	kN
---	---------------	---	--------	----

Ancoraggio in doppia fune spiroidale (EN 12385-10) tipo C-FAST con elemento di rinforzo circolare di testa

Carico rottura minimo per diametro nominale Φ 16	$A_{\Phi 16}$	=	460,00	kN
---	---------------	---	--------	----

Ancoraggio in doppia fune spiroidale (EN 12385-10) tipo C-FAST con elemento di rinforzo circolare di testa

Carico rottura minimo per diametro nominale Φ 18	$A_{\Phi 18}$	=	560,00	kN
---	---------------	---	--------	----

Miscela cementizia per iniezioni Rck 35 MPa (Classe C28/35)

confezionata con cemento tipo 325 o superiore, utilizzo di additivo antiritiro, metodo iniezione IGU		
Resistenza cubica a compressione caratteristica	$R_{ck} = 35,00$	daN/cm ²
Resistenza monoassiale per carichi di breve durata	$f_{ck} = 28,00$	Mpa = 0,83xR _{ck}
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_m = 1,50$	
Coefficiente di sicurezza per carico per lunga durata	$\alpha_{cc} = 0,85$	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 15,87$	Mpa
Resistenza caratteristica di aderenza	$f_{bk} = 4,03$	Mpa
Resistenza di calcolo di aderenza		
per sezioni con acciaio nervato	$f_{bd} = 2,69$	Mpa
Resistenza di calcolo di aderenza		
per sezioni circolari in acciaio riempite di malta	$f_{bdc} = 0,55$	Mpa

Caratteristiche di progetto del terreno

Resistenza di calcolo aderenza malta – terreno sciolto	$\tau_{ds} = 0,30$	Mpa
--	--------------------	-----

E' possibile desumere le opere di fondazione previste in questa relazione sono indicate schematicamente nelle seguenti tabelle rimandandone ai paragrafi che seguiranno la verifica accurata facendo riferimento ai parametri del terreno forniti nella relazione geologica di data agosto 2022 in cui si considerano i seguenti parametri geotecnici:

Non sono previsti particolari lavori di scavo per la costruzione della pista ciclabile, sviluppandosi nella quasi sua totalità in strade sterrate già esistenti. Solamente nel tratto finale dell'Unità 1, (Località Pozze-Scolari) è prevista la costruzione di una nuova strada, la quale prevederà scavi di modesta entità:

$$\begin{aligned}\phi' &= 32^\circ \\ c' &= 10 \text{ kN/m}^2\end{aligned}\quad (2.3)$$

Facendo riferimento al p_{z1} e p_{z2}, considerando la natura prevalentemente incoerente del materiale è possibile considerare un contributo della coesione media del materiale in condizioni naturali stimata in un minimo di 10 kN/m², analisi supportate da scavi aperti e da pendenze naturali del terreno nelle vicinanze.

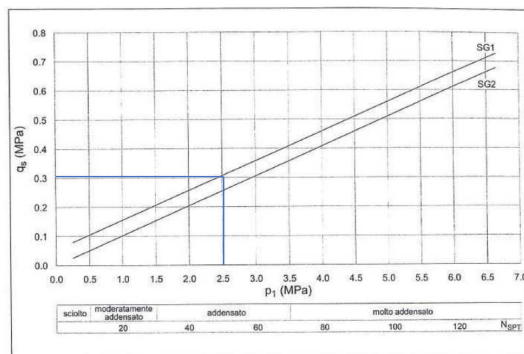


Figura B1 - Resistenza unitaria limite q_u per terreni incoerenti.

Secondo quanto previsto dalle Norme Tecniche D.M. 17/01/2018 (art. 6.6 e seguenti) la verifica di sicurezza agli stati limite ultimi degli ancoraggi sono stati condotti utilizzando nel calcolo l'Approccio 2, con il set di coefficienti parziali (A1+M1+R3), tenuto conto che, in tale combinazione, il coefficiente parziale per la resistenza di ancoraggi di tipo permanente vale $\gamma_R = 1,2$ e si assume, a favore di sicurezza, il fattore di correlazione con il suo valore massimo $\xi_a = 1,80$.

Per quanto riguarda invece la verifica di sicurezza dei pali, secondo le Norme Tecniche D.M. 17/01/2018 (art. 6.4.3 e seguenti), si utilizzerà l'Approccio 2, con il set di coefficienti parziali (A1+M1+R3), tenuto conto che, in tale combinazione, il coefficiente parziale per la resistenza dei pali viene assunto pari a $\gamma_R = 1,2$ (pali trivellati) il fattore di correlazione $\xi_a = 1,80$.

Nel corso del calcolo, pertanto, saranno determinati dei coefficienti di sicurezza che andranno confrontati con quelli previsti dai suddetti approcci.

COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni in accordo con la nuova normativa D.M.17.01.2018.

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

Azioni:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \sum \gamma_{Qi} \cdot \Psi_{0i} \cdot Q_{Ki}$$

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_f (o γ_{fi})	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(0)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽⁰⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti

Per l'opera in oggetto, trattandosi di una barriera paramassi, si andranno ad eseguire le seguenti verifiche agli SLU:

SLU di tipo strutturale (STR) per il raggiungimento della resistenza degli ancoraggi di fondazione;

SLU di tipo geotecnico (GEO) per lo sfilamento degli ancoraggi di fondazione.

Accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato. Tutte le verifiche precedentemente elencate dovranno essere condotte unicamente facendo riferimento secondo quanto specificato nel seguito.

SLU di tipo strutturale (STR): Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi; Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento strutturale (STR) l'analisi sarà condotta con riferimento alla Combinazione (A1+M1+R3)

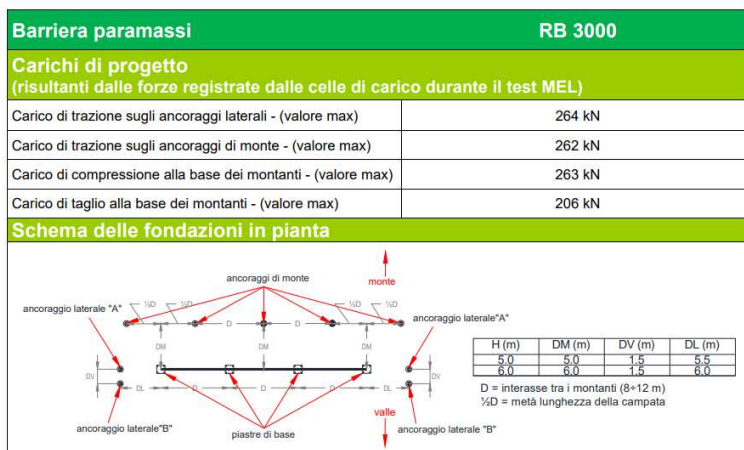
SLU di tipo Geotecnico (GEO): Sfilamento di uno o più ancoraggi; Nelle verifiche agli stati limite ultimi per la verifica dello sfilamento degli ancoraggi l'analisi sarà condotta con riferimento alla Combinazione A1+M1+R3, come prescritto al paragrafo 6.6.2 delle NTC del 2018. In questo caso i coefficienti parziali per le azioni (A1) e sui parametri di resistenza del terreno (M1) si desumono rispettivamente dalle tabelle 6.2.I e 6.2.II [1]. I coefficienti parziali sui materiali (R3) si ricavano invece dalla tabella 6.6.I per il caso di ancoraggi permanenti.

DETERMINAZIONE DEI CARICHI DI PROGETTO

Durante l'esecuzione delle prove di impatto in scala reale, sono stati registrati con idonee celle di carico, gli sforzi massimi agenti sulle funi principali e/o direttamente sugli ancoraggi, in accordo a EAD 340059-00-0106.

Tenuto conto della geometria della barriera e dei valori di picco registrati dalle celle di carico durante la prova MEL (Maximum Energy Level), vengono qui di seguito riportati i carichi massimi agenti sugli ancoraggi e alla base dei montanti:

T_L	=	264 kN	= massimo carico su ancoraggi laterali
T_M	=	262 kN	= massimo carico su ancoraggi di monte
N	=	263 kN	= massimo carico di compressione alla base del montante
V	=	206 kN	= massimo carico di taglio alla base del montante



VERIFICA FONDAZIONI DEL MONTANTE

A favore di sicurezza si considera che tutte le fondazioni dei montanti siano sollecitate con il massimo carico $N = 263 \text{ kN}$. Si rileva, inoltre, che la base del montante è soggetta anche ad una forza di taglio, che vale $V = 206 \text{ kN}$. Si precisa che, a favore di sicurezza, nel corso delle verifiche, è stata trascurata la resistenza di attrito, esistente all'interfaccia tra piastra di base e il terreno sottostante (o il plinto, se esistente), che viene mobilitata, data la contemporanea presenza dello sforzo normale di compressione e quello di taglio.

Le fondazioni del montante mediante $n_b = 2$ barre in acciaio. Si predilige che barra disposta sul lato monte della piastra di base e quella lato valle sia mantenuta verticale.

Si tenga conto delle seguenti relazioni che ne determinano le sollecitazioni:

Elemento	$N_b = N/2$ [kN]	$V_b = V/2$ [kN]
Barra lato valle	131,5	103,0

Elemento		$N_b = N/2 \cos \zeta - V/2 \sin \zeta$ [kN]	$V_b = N/2 \sin \zeta + V/2 \cos \zeta$ [kN]
Barra lato monte	$\zeta = 0^\circ$ (verticale)	131,5	103,0

Si assume che la barra oggetto di verifica sia soggetta ai carichi massimi:

$$N_b = 1,5 \cdot 131,5 = 197,25 \text{ kN} \text{ e } V_b = 1,5 \cdot 103 = 154,50 \text{ kN}$$

Verifica fondazioni montante:

Le fondazioni del montante verranno realizzate mediante $n_b = 2$ barre in acciaio tipo GEWI B450C aventi diametro $\Phi 32$ mm inserite in perforazioni di diametro minimo $D = 89 \text{ mm}$ ciascuno, in modo da formare 2 micropali di lunghezza pari a 6,00 m.

Si determina la portata limite di ciascuna barra mediante la formula (BUSTAMANTE-DOIX, 1985)

$$P_l = \pi \alpha D \sum_i (L_i q_{si}) \quad \text{dove}$$

- α coefficiente di maggiorazione funzione della qualità del terreno e che tiene conto del grado di penetrazione dell'iniezione nel terreno circostante alla perforazione e che vale, per il caso in esame, 1,20
- i indice che identifica la stratigrafia e assunto nel caso in esame pari ad 1 (un solo strato)
- D diametro di perforazione pari a 8,9 cm
- L_1 lunghezza utile di aderenza del micropalo pari a 650 cm per lo strato omogeneo
- q_{s1} tensione limite di aderenza che dipende oltre che dalla natura del suolo, dalla sua consistenza e dalla metodologia di lavoro utilizzata per realizzare l'ancoraggio e fissato nel caso in esame pari a 0,3 Mpa per lo strato oggetto di studio.

Da quanto sopra e dai coefficienti indicati si ottiene:

$$P_l = \frac{3,14 \cdot 1,2 \cdot 89 \cdot 6000 \cdot 0,30 \text{ kN}}{\gamma_R \cdot \xi_a \cdot 1000} = \frac{653,94 \text{ kN}}{1,2 \cdot 1,8} = \frac{653,94 \text{ kN}}{2,16} = 302,75 \text{ kN}$$

$$N_b = 1,5 \cdot 131,5 = 197,25 \text{ kN}$$

$$P_l > N_b$$

La verifica è positiva in quanto $P_l > N_b$

Nell'ipotesi di affidare la resistenza a compressione alla sola armatura in acciaio si ha

$$\sigma_f = N_b / A = 131,30 \cdot 1000 / 803 \text{ mm}^2 = 163 \text{ Mpa} < f_{yd} = 391,3 \text{ Mpa}$$

Si calcola successivamente il valore di tensione nel palo, nell'ipotesi che contribuisca al trasferimento del carico negli strati profondi anche la sezione di miscela di iniezione.

La resistenza plastica della sezione composta acciaio – miscela di iniezione a sforzo normale può essere valutata, nell'ipotesi di completa aderenza tra i materiali, secondo la formula

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_a f_{yk}}{\gamma_a} + \frac{A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s f_{yk,s}}{\gamma_s}$$

dove $A_a = 0,0 \text{ cm}^2$, $A_c = 56,70 \text{ cm}^2$, $A_s = 8,03 \text{ cm}^2$ sono, rispettivamente, le aree del profilo in acciaio, della sezione della miscela di iniezione e delle barre d'armatura, mentre $\gamma_a = 1,05$, $\gamma_c = 1,50$, $\gamma_s = 1,15$ sono i coefficienti di sicurezza dei materiali.

$$N_{pl,Rd} = 535,62 \text{ kN} > 197,25 \text{ kN}$$

La resistenza allo scorrimento fra acciaio e miscela di iniezione è dovuta alle tensioni di aderenza e all'attrito all'interfaccia acciaio-miscela. Nell'ambito del metodo di verifica agli stati limiti si può assumere una tensione tangenziale di progetto dovuta all'aderenza e all'attrito:

$$f_{bdc} = 2,69 \text{ Mpa per sezioni con acciaio nervato}$$

$$\gamma_{aderenza} = N_b / A_{aderenza} = 197,25 / (2,65 \times \pi \times L) = 0,59 \text{ Mpa} < f_{bdc} = 2,69 \text{ MPa}$$

Si effettua infine la verifica di stabilità dell'elemento compresso. Il momento d'inerzia risulta:

$$J_i = \pi \Phi^4 / 64 + \pi / 64 [(d_{perf}^4 - \Phi^4) / n] = 22,79 \text{ cm}^4$$

Essendo il modulo di reazione β per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza pari a:

$$\beta = W \times D \quad \text{con} \quad W \text{ modulo di Winkler (pari a } 15,00 \text{ daN/cm}^3 \text{ [Pozzati])}, \\ D = \text{diametro di perforazione} = 8,9 \text{ cm}$$

Il valore di carico critico per l'instabilità risulta

$$P_K = 2 \times \sqrt{(\beta \times E \times J)} = 1583,408 \text{ kN}$$

Il coefficiente per instabilità risulta

$$\eta = P_K / (N_b) = 12,04 > 10 = \text{valore min. accettabile del coeff. per aste a coefficiente euleriano.}$$

Verifica sollecitazione delle barre

Si ipotizza, ora, che la piastra di base sia bloccata a terra unicamente mediante 2 tirafondi in barre tipo Gewi in acciaio B450C aventi diametro $\Phi 32,0 \text{ mm}$ e che il taglio venga assorbito esclusivamente dalle barre d'acciaio. La barra maggiormente sollecitata a taglio è la barra di monte, che è soggetta ad una forza di taglio pari a:

$$V_b = 103,00 \text{ kN}$$

Posto $A_{res} = \pi \Phi^2 / 4 = 8,03 \text{ cm}^2$, la massima tensione tagliante per ogni barra vale:

$$\tau_{max} = 4 V_B / 3 A_{res} = 171,02 \text{ Mpa} < f_{vd} = 226,18 \text{ Mpa}$$

Noto il valore di tensione dovuta al carico verticale, la tensione ideale vale:

$$\sigma_{id} = \sqrt{(\sigma^2 + 3 \tau_{max}^2)} = \sqrt{163,5^2 + 3 \cdot 171,54^2} = 338 \text{ Mpa} < f_{yd} = 393,3 \text{ Mpa}$$

VERIFICA ANCORAGGIO LATERALE

Noto il carico $T = T_L = 264 \text{ kN}$, la disposizione delle funi, definita la stratigrafia del terreno, si determinano rispettivamente le tensioni tangenziali tra armatura e nucleo di iniezione e tra il nucleo di iniezione e terreno.

Terreno sciolto

Gli ancoraggi laterali verranno realizzati con degli ancoraggi in doppia fune spiroidale $\Phi 16$ tipo C-FAST inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 110 \text{ mm}$ e lunghezza $L = 8,0 \text{ m}$.

Verifica aderenza cavallotto fune – nucleo iniettato

$$\tau = T / (\mu \delta A_{lat}) = 264000 \text{ N} / (0,85 \times 0,85 \times 2 \times \pi \times 16,0 \text{ mm} \times 8000 \text{ mm}) = 0,91 \text{ Mpa} < f_{bd} = 2,69 \text{ Mpa}$$

μ = coefficiente di riduzione, funzione dello stato delle superfici posto nel presente caso = 0,85

δ = coefficiente di riduzione che dipende dal numero di trefoli inseriti in un foro posto nel caso in esame pari a 0,85 (caso di due trefoli)

A_{lat} = area laterale dei due trefoli pari a $2 \pi \Phi L$

Verifica aderenza nucleo iniettato - terreno

I valori di aderenza tra il nucleo iniettato e il terreno considerandone la stratigrafia ipotizzata vale:

$$\tau = T / (\pi \alpha D L) = 1,5 \times 264000 \text{ N} / (\pi \times 1,2 \times 110 \text{ mm} \times 8000 \text{ mm}) = 0,12 \text{ Mpa} < \tau_{dR} = \frac{0,3 \text{ Mpa}}{\gamma_R \xi_a} = \frac{0,3 \text{ Mpa}}{2,16} = 0,138 \text{ Mpa}$$

Verifica resistenza ancoraggio in doppia fune

$Q_c = 460,0 \text{ kN}$ = Carico minimo di rottura ancoraggio in doppia fune spiroidale $\Phi 16$

$Q_d = Q_c / 1,15 = 400,0 \text{ kN}$ = carico di rottura di progetto ancoraggio in doppia fune spiroidale

$T = 1,5 \times 264 \text{ kN}$ = Carico massimo applicato all'ancoraggio

$\eta = Q_d / T = 1,01$ = fattore di sicurezza residuo

VERIFICA ANCORAGGIO DI MONTE

Noto il carico $T = T_M = 262 \text{ kN}$, la disposizione delle funi, definita la stratigrafia del terreno, si determinano rispettivamente le tensioni tangenziali tra armatura e nucleo di iniezione e tra il nucleo di iniezione e terreno.

Terreno sciolto

Gli ancoraggi di monte verranno realizzati con degli ancoraggi in doppia fune spiroidale $\Phi 16$ tipo C-FAST inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 110 \text{ mm}$ e lunghezza $L = 8,0 \text{ m}$.

Verifica aderenza cavallotto fune – nucleo iniettato

$$\tau = T / (\mu \delta A_{lat}) = 1,5 \times 262,00 / (0,85 \times 0,85 \times 2 \times \pi \times 160 \times 8000) = 0,77 \text{ Mpa} < f_{bd} = 2,69 \text{ Mpa}$$

avendo indicato con

μ = coefficiente di riduzione, funzione dello stato delle superfici posto nel presente caso = 0,85

δ = coefficiente di riduzione che dipende dal numero di trefoli inseriti in un foro posto nel caso in esame pari a 0,85 (caso di due trefoli)

A_{lat} = area laterale dei due trefoli pari a $2 \pi \Phi L$

Verifica aderenza nucleo iniettato - terreno

I valori di aderenza tra il nucleo iniettato e il terreno considerandone la stratigrafia ipotizzata vale:

$$\tau = T / (\pi \alpha D L) = 1,5 \times 262000 \text{ N} / (\pi \times 1,2 \times 110 \text{ mm} \times 8000 \text{ mm}) = 0,12 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{dR} = \frac{0,3 \text{ Mpa}}{\gamma_R \xi_a} = \frac{0,3 \text{ Mpa}}{2,16} = 0,138 \text{ Mpa}$$

Verifica resistenza ancoraggio in doppia fune

$Q_c = 460,0 \text{ kN}$ = Carico minimo di rottura ancoraggio in doppia fune spiroidale $\Phi 16$

$Q_d = Q_c/1,15 = 400,0 \text{ kN}$ = carico di rottura di progetto ancoraggio in doppia fune spiroidale

$T = 1,5 \cdot 262 \text{ kN} = 393 \text{ kN}$ = Carico massimo applicato all'ancoraggio

$\gamma = Q_d/T = 1,02$ = fattore di sicurezza residuo

CONCLUSIONI

Nel dimensionamento e verifica oggetto della presente relazione sono state definite alcune ipotesi progettuali, prima tra tutte l'assunzione di ben specifici carichi di progetto e tipologie di terreni. Si fa presente che comunque, nell'eventualità di ricoprimenti di terreno avente caratteristiche diverse da quelle di progetto la lunghezza di infissione dovrà essere convenientemente aumentata in modo da mantenere la stessa superficie laterale di ancoraggio immersa nello strato di terreno aventi le caratteristiche ipotizzate. Dovrà comunque essere in ogni caso verificata l'aderenza delle presenti ipotesi progettuali alle effettive caratteristiche del terreno rinvenuto in sito.

Tutte le eventuali variazioni delle ipotesi al contorno che non rispettassero quanto qui previsto nonché tutte le eventuali variazioni non presunte, comporteranno evidentemente la necessità di procedere alla verifica della validità dei risultati ottenuti nella presente relazione. Dovrà essere pertanto cura della Direzione dei Lavori nonché dell'impresa esecutrice, verificare la corrispondenza delle ipotesi assunte a base dei calcoli alle reali condizioni d'impiego degli elementi preventivamente all'effettivo utilizzo degli stessi.

Si dovranno verificare in particolare:

- le specifiche condizioni locali del terreno al fine di valutarne la corrispondenza con le ipotesi progettuali, verificando particolarmente la coerenza tra previsioni stratigrafiche indicate nella presente relazione ed andamento della perforazione. Particolare cura dovrà essere posta in dette osservazioni soprattutto per quanto riguarda l'infissione degli ancoraggi nel caso di ricoprimenti in materiale avente caratteristiche inferiori a quelle del presente progetto, nel qual caso si renderà necessario aumentare convenientemente le lunghezze degli ancoraggi.
- Se necessario dovrà essere valutata da parte della D.L. l'utilità di eseguire ulteriori prove di estrazione;
- verificare in sede esecutiva la coerenza dei coefficienti di aderenza terreno-materiale iniettato e armatura - materiale iniettato affinché non si verifichi, per gli elementi tesi, lo sfilamento del complesso metallico - nucleo - terreno iniettato dalla perforazione;
- verificare la compatibilità di materiali e modalità esecutive con le specifiche esigenze di ogni singolo intervento.

Malè, marzo 2024

Il Progettista strutturale
Ing. Emanuele Ghirardini

