



COMUNE DI DAZIO (SO)



**Finanziato
dall'Unione europea**
NextGenerationEU

**“INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO
A RISCHIO IDROGEOLOGICO - REALIZZAZIONE DI OPERE
PASSIVE DI PROTEZIONE DELL'ABITATO DI REGOLIDO”
COMUNE DI DAZIO (SO)**

"Decreto del Capo del Dipartimento per gli Affari interni e territoriali del Ministero dell'interno di concerto con il Capo del Dipartimento della Ragioneria generale dello Stato del Ministero dell'economia e delle finanze del 19.05.2023 “Investimenti relativi ad opere pubbliche di messa in sicurezza degli edifici e del territorio (articolo 1, comma 139 e seguenti, della legge 30 dicembre 2018, n.145). Annualità 2023-2024-2025. [PNRR - M2C4 - Inv.2.2]”

PROGETTO ESECUTIVO

OGGETTO

ALL. 1 - RELAZIONE DI CALCOLO ANCORAGGI

PROGETTISTA

ING. BRANCHINI FRANCESCO
Via Al torrente, 29 - Colico (LC)
tel. 0341592775
E-mail: branchini.ingegneria@gmail.com



RESPONSABILE UNICO DEL PROGETTO
Geom. Simone Innocenti

SCALA:

ELABORATO N.

ALL.1

00	GIUGNO 2024	Consegna
Rev	Data	Motivazione

Relazione strutturale di calcolo delle fondazioni delle barriere paramassi

Progetto: "INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO IDROGEOLOGICO - REALIZZAZIONE DI OPERE PASSIVE DI PROTEZIONE DELL'ABITATO DI REGOLIDO"

PREMESSA

La presente relazione ha lo scopo di verificare il sistema di fondazione e di ancoraggio delle barriere paramassi ad elevato assorbimento di energia progettate per il cantiere «INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO IDROGEOLOGICO - REALIZZAZIONE DI OPERE PASSIVE DI PROTEZIONE DELL'ABITATO DI REGOLIDO».

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”

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.

DATI DI INPUT

Il calcolo è stato effettuato considerando un terreno di matrice omogenea, caratterizzato quindi da parametri geotecnici, fisici e meccanici costanti per tutto il suo spessore.

Si prevede, inoltre, che la miscela di iniezione, per la realizzazione degli 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 (modello IGU: Iniezione Globale Unica) ed abbia un R_{ck} non inferiore a 300 daN/cm².

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 funi in acciaio spiroidale (classe 1770 N/mm² - UNI EN 12385/10)

Carico rottura minimo per diametro nominale Φ 16 $T_{\Phi 16} = 238,0$ kN

Ancoraggio in acciaio spiroidale (classe 1770 N/mm² - UNI EN 12385/10)

Carico rottura minimo per diametro nominale Φ 16 $A_{\Phi 16} = 400,0$ kN

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

Tensione caratteristica a rottura dell'acciaio	$f_{tka} = 4300$ daN/cm ²
Tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio	$f_{yka} = 2750$ daN/cm ²
coefficiente di sicurezza	$\gamma_M = 1,05$
resistenza di calcolo dell'acciaio $= f_{yka} / \gamma_M =$	$f_{yda} = 2619$ daN/cm ²
resistenza di calcolo di taglio acciaio $= f_{yka} / \sqrt{3} \gamma_M =$	$f_{vda} = 1512$ daN/cm ²
modulo elastico dell'acciaio	$E = 2,06 \cdot 10^6$ daN/cm ²

Acciaio per barre GEWI (cl. 500/550)

Tensione caratteristica a rottura dell'acciaio	$f_{tks} = 5500$ daN/cm ²
Tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio	$f_{yks} = 5000$ daN/cm ²
coefficiente di sicurezza	$\gamma_s = 1,15$
resistenza di calcolo dell'acciaio $= f_{yks} / \gamma_s =$	$f_{yds} = 4347$ daN/cm ²
resistenza di calcolo di taglio acciaio $= f_{yks} / \sqrt{3} \gamma_s =$	$f_{vds} = 2509$ daN/cm ²
modulo elastico dell'acciaio	$E = 2,06 \cdot 10^6$ daN/cm ²

Relazione strutturale di calcolo delle fondazioni delle barriere paramassi

Progetto: "INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO IDROGEOLOGICO - REALIZZAZIONE DI OPERE PASSIVE DI PROTEZIONE DELL'ABITATO DI REGOLIDO"

Acciaio per barre tipo B450C

Tensione caratteristica a rottura dell'acciaio	$f_{tkS} = 5400 \text{ daN/cm}^2$
Tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio	$f_{ykS} = 4500 \text{ daN/cm}^2$
coefficiente di sicurezza	$\gamma_s = 1,15$
resistenza di calcolo dell'acciaio $= f_{yk} / \gamma_s =$	$f_{yds} = 3913 \text{ daN/cm}^2$
resistenza di calcolo di taglio acciaio $= f_{yds} / \sqrt{3} \gamma_s =$	$f_{vds} = 2259 \text{ daN/cm}^2$
modulo elastico dell'acciaio	$E = 2,06 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2$

Miscela cementizia per iniezioni Rck 30 MPa (Classe C25/30)

confezionata con cemento tipo 325 o sup, eventuale utilizzo di additivi antiritiro e/o fluidificanti ecc... secondo indicazioni D.L., metodo iniezione di calcolo IGU

Resistenza cubica a compressione caratteristica	$R_{ck} = 300,0 \text{ daN/cm}^2$
Resistenza monoassiale per carichi di breve durata	$f_{ck} = 249,0 \text{ daN/cm}^2 = 0,83 \cdot R_{ck}$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_m = 1,50$
Coefficiente di sicurezza per carico per lunga durata	$\alpha_{cc} = 0,85$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 141,1 \text{ daN/cm}^2$
Resistenza caratteristica di aderenza	$f_{bk} = 40,3 \text{ daN/cm}^2$
Resistenza di calcolo di aderenza	$f_{bd} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$

Caratteristiche di progetto del terreno*

Resistenza di calcolo aderenza malta – terreno sciolto (LITOZONA 1)

$$\tau_{ds} = 2,00 \text{ daN/cm}^2$$

DA RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA DELLA DOTT.SA DELLA MATERA

PAG 26 – CORRISPONDENTE A TERRENI QUALI SABBIE GHIAIOSE CON LIMO

(LITOZONA 1)

Resistenza di calcolo aderenza malta – terreno roccioso (LITOZONA 2)

$$\tau_{dR} = 4,00 \text{ daN/cm}^2$$

SUBSTRATO ROCCIOSO – SECONDA TIPOLOGIA DI TERRENO CONSIDERATO

(LITOZONA 2)

* Le resistenze di calcolo delle aderenze malta-terreno sono da intendersi, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, già al netto del valore del coefficiente parziale γ_m specificato nella Tab. 6.2.II del D.M. 17/01/2018.

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 $\gamma_{Ra,p} = 1,20$ 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 $\gamma_R = 1,30$ (pali trivellati) e si assume, a favore di sicurezza, il fattore di correlazione massimo $\xi_a = 1,70$.

Relazione strutturale di calcolo delle fondazioni delle barriere paramassi

Progetto: "INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO IDROGEOLOGICO - REALIZZAZIONE DI OPERE PASSIVE DI PROTEZIONE DELL'ABITATO DI REGOLIDO"

COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni agenti su una barriera paramassi possono essere classificate, secondo la variazione della loro intensità nel tempo in:

- a) *permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare, con sufficiente approssimazione, costanti nel tempo (peso proprio di tutti gli elementi strutturali e carico permanente)
- b) *eccezionali* (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura (urti ed impatti);

Dal momento che il carico eccezionale, derivante dall'impatto di un masso in movimento, è molto superiore a tutte le altre azioni nelle varie condizioni di carico si utilizza convenientemente la sola seguente combinazione (art. 2.5.3. NTC 2008), impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

$$G + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Poiché infine, come detto, i valori di G e Q_{ki} sono molto inferiori alle sollecitazioni derivanti dall'urto, gli stessi possono essere convenientemente trascurati.

Relazione strutturale di calcolo delle fondazioni delle barriere paramassi

Progetto: "INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO IDROGEOLOGICO - REALIZZAZIONE DI OPERE PASSIVE DI PROTEZIONE DELL'ABITATO DI REGOLIDO"

BARRIERA PARAMASSI 1000 Kj

DETERMINAZIONE DEI CARICHI DI PROGETTO

Durante l'esecuzione delle prove di crash test in scala reale, sono stati registrati con idonee celle di carico, tra l'altro, gli sforzi massimi agenti.

Il produttore della Barriera RB1000 ha fornito i seguenti carichi derivanti dalla lettura delle celle di carico nel corso delle prove di tipo MEL (Maximum Energy Level):

T_L	=	189,20	kN	=	massimo carico su ancoraggi laterali
T_M	=	146,10	kN	=	massimo carico su ancoraggi di monte
N	=	56,00	kN	=	massimo carico di compressione alla base del montante
V	=	70,21	kN	=	massimo carico di taglio alla base del montante

CARICHI COMPATIBILI RELATIVI A BARRIERA DA 1000KJ – CARICHI IPOTIZZATI

VERIFICA FONDAZIONI DEL MONTANTE

A favore di sicurezza si considera che tutte le fondazioni dei montanti siano sollecitate con il massimo carico registrato $N = 56,00$ kN. Si assume, inoltre, che la base del montante sia soggetta anche contemporaneamente ad una forza di taglio, che vale $V = 70,21$ kN. Si precisa che, a favore di sicurezza, nel corso delle verifiche sono stati trascurati le resistenze di aderenza tra piastra di base e il terreno.

Le fondazioni del montante verranno realizzate mediante $n_b = 2$ barre in acciaio tipo B450C.

Si precisa che la barra disposta sul lato monte della piastra di base, potrà essere mantenuta verticale oppure inclinata, verso monte, di un angolo fino a $\zeta = 45^\circ$, mentre quella posta a lato valle sarà mantenuta verticale. Si tenga conto delle seguenti relazioni che determinano le sollecitazioni facendo variare l'angolo di inclinazione $0^\circ \geq \zeta \leq 45^\circ$:

Elemento	$N_b = N/2$ [kN]	$V_b = V/2$ [kN]
Barra lato valle	28,00	35,11

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	$\zeta = 0^\circ$	28,00	35,11
	$\zeta = 30^\circ$	6,70	44,40
	$\zeta = 45^\circ$	-5,02	44,62

Per semplicità di calcolo e a favore di sicurezza, si assume che la barra oggetto di verifica sia soggetta ai carichi massimi $N_d = 28,00$ kN e $V_d = 44,62$ kN

Litozona 1

Le fondazioni del montante verranno realizzate mediante $n_b = 2$ barre in acciaio B450C aventi diametro $\Phi 24$ inserite in perforazioni di diametro minimo $D = 80$ mm ciascuno, in modo da formare 2 micropali di lunghezza pari a 3,00 m.

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

Relazione strutturale di calcolo delle fondazioni delle barriere paramassi

Progetto: "INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO IDROGEOLOGICO - REALIZZAZIONE DI OPERE PASSIVE DI PROTEZIONE DELL'ABITATO DI REGOLIDO"

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

k coefficiente di maggiorazione che tiene conto nel calcolo della resistenza a compressione del contributo della resistenza di punta pari a 1,15

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 8,0 cm

L_1 lunghezza utile di aderenza del micropalo pari a 300 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 2,00 daN/cm² per lo strato oggetto di studio.

I valori di α e q_s sono ricavati da BUSTAMANTE-DOIX, considerando che la resistenza d'attrito all'estrazione esistente tra il calcestruzzo del plinto e la miscela dell'iniezione

Strato	L_i [cm]	q_{si} [daN/cm ²]	$q_{si} L_{si}$ [daN/cm]
1	300,00	2,00	600,00
$L_{tot} = 300,00$		$\Sigma (L_{si} \times q_{si})$	600,00

Dalla Tabella e dai coefficienti indicati si ottiene :

$$P_L = 20809,9 \text{ daN}$$

Per cui si ha un fattore di sicurezza pari a $P_L / N_b = 20809,9 / 2800 = 7,43 \geq 2,21$ (pari a $\gamma_R \xi_a$).

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

$$\sigma_f = N_b / A = 2800 / 4,52 = 618,94 \text{ daN/cm}^2 < f_{yds} = 3913,0 \text{ daN/cm}^2 \text{ (coeff. sic. } \theta = 6,32)$$

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

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

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

dove $A_a = 0,0 \text{ cm}^2$, $A_c = 45,74 \text{ cm}^2$, $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$ sono, rispettivamente, le aree del profilo in acciaio, della parte in calcestruzzo e delle barre d'armatura, mentre $\gamma_a = 1,05$, $\gamma_c = 1,50$, $\gamma_s = 1,15$ sono i coefficienti di sicurezza.

$$N_{pl,Rd} = 24156,3 \text{ daN} > 2800,0 \text{ daN} \quad \text{con coeff. sic. } \theta = 8,63$$

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

$$f_{bdc} = 26,9 \text{ daN/cm}^2, \text{ per sezioni con acciaio nervato}$$

$$\tau_{aderenza} = N_b / A_{aderenza} = 2800 / (2,4 \times \pi \times L) = 1,24 \text{ daN/cm}^2 < f_{bdc} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$$

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

$$J_i = \pi \Phi^4 / 64 + \pi / 64 [(d_{perf}^4 - \Phi^4) / n] = 14,92 \text{ cm}^4$$

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

$$\beta = W \times D \quad \text{con } W \text{ modulo di Winkler (pari a } 20,00 \text{ daN/cm}^3 \text{ [Pozzati])}, \\ D = \text{diametro di perforazione} = 8,0 \text{ cm}$$

Il valore di carico critico per l'instabilità risulta

Relazione strutturale di calcolo delle fondazioni delle barriere paramassi

Progetto: "INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO IDROGEOLOGICO - REALIZZAZIONE DI OPERE PASSIVE DI PROTEZIONE DELL'ABITATO DI REGOLIDO"

$$P_K = 2 \times \sqrt{(\beta \times E \times J)} = 140271,2 \text{ daN}$$

Il coefficiente per instabilità risulta

$$\eta = P_K / (N_b) = 50,10 > 10 = \text{valore min. accettabile del coeff. per aste a coefficiente euleriano.}$$

Verifica sollecitazione delle barre

Si ipotizza, ora, che la piastra di base sia bloccata a terra unicamente mediante 2 tirafondi in barre d'acciaio B450C avente $\Phi = 24 \text{ mm}$ e che il taglio venga assorbito esclusivamente dalle barre d'acciaio. Per la barra di monte si avrà uno sforzo di taglio massimo pari a:

$$V_b = 4462,0 \text{ daN}$$

Posto $A_{res} = \pi \Phi^2 / 4 = 4,52 \text{ cm}^2$, la massima tensione tagliante per ogni barra vale:

$$\tau_{max} = 4 T_B / 3 A_{res} = 1315,09 \text{ daN / cm}^2 < f_{vds} = 2259,2 \text{ daN/cm}^2 \text{ (coeff. sicurezza } \theta = 1,72)$$

Noto il valore di tensione dovuta al carico verticale $\sigma_f = 618,94 \text{ daN/cm}^2$ la tensione ideale vale:

$$\sigma_{id} = \sqrt{(\sigma^2 + 3 \tau_{max}^2)} = 2360,4 \text{ daN/cm}^2 < f_{yds} = 3913 \text{ daN/cm}^2 \text{ (coeff. sicurezza } \theta = 1,66)$$

Litozona 2

Le fondazioni del montante verranno realizzate mediante $n_b = 2$ barre in acciaio B450C aventi diametro $\Phi 24$ inserite in perforazioni di diametro minimo $D = 80 \text{ mm}$ ciascuno, in modo da formare 2 micropali di lunghezza pari a 2,00 m.

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

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

- k coefficiente di maggiorazione che tiene conto nel calcolo della resistenza a compressione del contributo della resistenza di punta pari a 1,15
- 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, 1,10
- i indice che identifica la stratigrafia e assunto nel caso in esame pari ad 1 (un solo strato)
- D diametro di perforazione pari a 8,0 cm
- L_i lunghezza utile di aderenza del micropalo pari a 200 cm per lo strato omogeneo
- q_{si} 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 $4,0 \text{ daN/cm}^2$ per lo strato oggetto di studio.

I valori di α e q_s sono ricavati da BUSTAMANTE-DOIX, considerando che la resistenza d'attrito all'estrazione esistente tra il terreno e la miscela dell'iniezione

Strato	$L_i \text{ [cm]}$	$q_{si} \text{ [daN/cm}^2]$	$q_{si} L_{si} \text{ [daN/cm]}$
1	200,00	4,00	800,00
$L_{tot} = 200,00$		$\Sigma (L_{si} \times q_{si})$	800,00

Dalla Tabella e dai coefficienti indicati si ottiene:

$$P_L = 25434,3 \text{ daN}$$

Per cui si ha un fattore di sicurezza pari a $P_L / N_b = 25434,3 / 2800 = 9,08 \geq 2,21$ (pari a $\gamma_R \xi_a$).
Nell'ipotesi di affidare la resistenza a compressione alla sola armatura in acciaio si ha

Relazione strutturale di calcolo delle fondazioni delle barriere paramassi

Progetto: "INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO IDROGEOLOGICO - REALIZZAZIONE DI OPERE PASSIVE DI PROTEZIONE DELL'ABITATO DI REGOLIDO"

$$\sigma_f = N_b / A = 2800 / 4,52 = 618,94 \text{ daN/cm}^2 < f_{yds} = 3913,0 \text{ daN/cm}^2 \text{ (coeff. sic. } \theta = 6,32)$$

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

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

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

dove $A_a = 0,0 \text{ cm}^2$, $A_c = 45,74 \text{ cm}^2$, $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$ sono, rispettivamente, le aree del profilo in acciaio, della parte in calcestruzzo e delle barre d'armatura, mentre $\gamma_a = 1,05$, $\gamma_c = 1,50$, $\gamma_s = 1,15$ sono i coefficienti di sicurezza.

$$N_{pl,Rd} = 24156,3 \text{ daN} > 2800,0 \text{ daN} \text{ con coeff. sic. } \theta = 8,63$$

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

$$f_{bdc} = 26,9 \text{ daN/cm}^2, \text{ per sezioni con acciaio nervato}$$

$$\tau_{aderenza} = N_b / A_{aderenza} = 2800 / (2,4 \times \pi \times L) = 1,86 \text{ daN/cm}^2 < f_{bdc} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$$

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

$$J_i = \pi \Phi^4 / 64 + \pi / 64 [(d_{perf}^4 - \Phi^4) / \eta] = 14,92 \text{ cm}^4$$

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

$$\beta = W \times D \text{ con } W \text{ modulo di Winkler (pari a } 30,00 \text{ daN/cm}^3 \text{ [Pozzati])}, \\ D = \text{diametro di perforazione} = 8,0 \text{ cm}$$

Il valore di carico critico per l'instabilità risulta

$$P_K = 2 \times \sqrt{(\beta \times E \times J)} = 171796,4 \text{ daN}$$

Il coefficiente per instabilità risulta

$$\eta = P_K / (N_b) = 61,36 > 10 = \text{valore min. accettabile del coeff. per aste a coefficiente euleriano.}$$

Verifica sollecitazione delle barre

Si ipotizza, ora, che la piastra di base sia bloccata a terra unicamente mediante 2 tirafondi in barre d'acciaio B450C avente $\Phi = 24 \text{ mm}$ e che il taglio venga assorbito esclusivamente dalle barre d'acciaio. Per la barra di monte si avrà uno sforzo di taglio massimo pari a:

$$V_b = 4462,0 \text{ daN}$$

Posto $A_{res} = \pi \Phi^2 / 4 = 4,52 \text{ cm}^2$, la massima tensione tagliante per ogni barra vale:

$$\tau_{max} = 4 T_B / 3 A_{res} = 1315,09 \text{ daN / cm}^2 < f_{vds} = 2259,2 \text{ daN/cm}^2 \text{ (coeff. sicurezza } \theta = 1,72)$$

Noto il valore di tensione dovuta al carico verticale $\sigma_f = 618,94 \text{ daN/cm}^2$ la tensione ideale vale:

$$\sigma_{id} = \sqrt{(\sigma^2 + 3 \tau_{max}^2)} = 2360,4 \text{ daN/cm}^2 < f_{yds} = 3913 \text{ daN/cm}^2 \text{ (coeff. sicurezza } \theta = 1,66)$$

Relazione strutturale di calcolo delle fondazioni delle barriere paramassi

Progetto: "INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO IDROGEOLOGICO - REALIZZAZIONE DI OPERE PASSIVE DI PROTEZIONE DELL'ABITATO DI REGOLIDO"

VERIFICA ANCORAGGIO DI MONTE

Noto il carico $T = T_M = 146,10$ 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.

Litozona 1

Gli ancoraggi di monte verranno realizzati con dei cavallotti in fune d'acciaio spiroidale Φ 16 inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 11,4$ cm e lunghezza $L = 4,00$ m.

Verifica aderenza cavallotto fune – nucleo iniettato

$$\tau = T / (\mu \delta A_{lat}) = 14610 / (0,85 \times 0,85 \times 2 \times \pi \times 1,60 \times 400) = 5,03 \text{ daN/cm}^2 < f_{bd} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui si ha un coefficiente di sicurezza $\theta = 5,35$, 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:

$$\tau = T / (\pi \alpha D L) = 14610 / (\pi \times 1,2 \times 11,4 \times 400) = 0,85 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{dS} = 2,00 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui si ottiene un coefficiente di sicurezza $\theta = \tau_{dS} / \tau = 2,35$

Litozona 2

Gli ancoraggi di monte verranno realizzati con dei cavallotti in fune d'acciaio spiroidale Φ 16 inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 9,0$ cm e lunghezza $L = 3,00$ m.

Verifica aderenza cavallotto fune – nucleo iniettato

$$\tau = T / (\mu \delta A_{lat}) = 14610 / (0,85 \times 0,85 \times 2 \times \pi \times 1,60 \times 300) = 6,70 \text{ daN/cm}^2 < f_{bd} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui si ha un coefficiente di sicurezza $\theta = 4,01$, 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:

$$\tau = T / (\pi \alpha D L) = 14610 / (\pi \times 1,1 \times 9,0 \times 300) = 1,57 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{dR} = 4,00 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui si ottiene un coefficiente di sicurezza $\theta = \tau_{dR} / \tau = 2,55$

Verifica resistenza ancoraggio in doppia fune

$Q = 238,0$ kN = Carico minimo di rottura fune d'acciaio spiroidale singola Φ 16

$Q_c = 400,0$ kN = Carico minimo di rottura ancoraggio in doppia fune d'acciaio spiroidale Φ 16

$Q_d = Q_c / 1,15 = 347,8$ kN = carico di rottura di progetto ancoraggio in doppia fune spiroidale

$T = 146,1$ kN = Carico massimo applicato all'ancoraggio

$\eta = Q_d / T = 2,38$ = fattore di sicurezza residuo

Relazione strutturale di calcolo delle fondazioni delle barriere paramassi

Progetto: "INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO IDROGEOLOGICO - REALIZZAZIONE DI OPERE PASSIVE DI PROTEZIONE DELL'ABITATO DI REGOLIDO"

VERIFICA ANCORAGGIO LATERALE

Noto il carico $T = T_L = 189,2 \text{ kN}$, 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.

Litozona 1

Gli ancoraggi laterali verranno realizzati con dei cavallotti in fune d'acciaio spiroidale $\Phi 16$ inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 11,40 \text{ cm}$ e lunghezza $L = 5,00 \text{ m}$.

Verifica aderenza cavallotto fune – nucleo iniettato

$$\tau = T / (\mu \delta A_{\text{lat}}) = 18920 / (0,85 \times 0,85 \times 2 \times \pi \times 1,60 \times 500) = 5,21 \text{ daN/cm}^2 < f_{\text{bd}} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui il coefficiente di sicurezza $\theta = 5,16$, 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:

$$\tau = T / (\pi \alpha D L) = 18920 / (\pi \times 1,2 \times 11,4 \times 500) = 0,88 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{\text{dS}} = 2,00 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui si ottiene un coefficiente di sicurezza $\theta = \tau_{\text{dS}} / \tau = 2,27$

Litozona 2

Gli ancoraggi laterali verranno realizzati con dei cavallotti in fune d'acciaio spiroidale $\Phi 16$ inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 9,0 \text{ cm}$ e lunghezza $L = 4,00 \text{ m}$.

Verifica aderenza cavallotto fune – nucleo iniettato

$$\tau = T / (\mu \delta A_{\text{lat}}) = 18920 / (0,85 \times 0,85 \times 2 \times \pi \times 1,60 \times 400) = 6,51 \text{ daN/cm}^2 < f_{\text{bd}} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui il coefficiente di sicurezza $\theta = 4,13$, 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:

$$\tau = T / (\pi \alpha D L) = 18920 / (\pi \times 1,1 \times 9,0 \times 300) = 1,52 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{\text{dR}} = 4,00 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui si ottiene un coefficiente di sicurezza $\theta = \tau_{\text{dR}} / \tau = 2,63$

Verifica resistenza ancoraggio in doppia fune

$Q = 238,0 \text{ kN}$ = Carico minimo di rottura fune d'acciaio spiroidale singola $\Phi 16$

$Q_c = 400,0 \text{ kN}$ = Carico minimo di rottura ancoraggio in doppia fune d'acciaio spiroidale $\Phi 16$

$Q_d = Q_c / 1,15 = 347,8 \text{ kN}$ = carico di rottura di progetto ancoraggio in doppia fune spiroidale

$T = 189,2 \text{ kN}$ = Carico massimo applicato all'ancoraggio

$\eta = Q_d / T = 1,84$ = fattore di sicurezza residuo

Relazione strutturale di calcolo delle fondazioni delle barriere paramassi

Progetto: "INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO IDROGEOLOGICO - REALIZZAZIONE DI OPERE PASSIVE DI PROTEZIONE DELL'ABITATO DI REGOLIDO"

CONCLUSIONI

Nella seguente tabella si riportano le dimensioni degli ancoraggi da utilizzare per la realizzazione della barriera 1000kJ (RB 1000).

LITOZONA 1

FONDAZIONE	TIPO DI FONDAZIONE	DIMENSIONI	DIAMETRO DI PERFORAZIONE
Fondazioni dei montanti	n. 2 barre in acciaio B450C	Diametro = 24 mm Lunghezza = 3,0 m	Diametro minimo di perforazione = 80 mm
Ancoraggi laterali	Cavallotti in fune spiroidale	Diametro = 16 mm Lunghezza = 5,0 m	Diametro minimo di perforazione = 114 mm
Ancoraggi di monte	Cavallotti in fune spiroidale	Diametro = 16 mm Lunghezza = 4,0 m	Diametro minimo di perforazione = 114 mm

LITOZONA 2

FONDAZIONE	TIPO DI FONDAZIONE	DIMENSIONI	DIAMETRO DI PERFORAZIONE
Fondazioni dei montanti	n. 2 barre in acciaio B450C	Diametro = 24 mm Lunghezza = 2,0 m	Diametro minimo di perforazione = 80 mm
Ancoraggi laterali	Cavallotti in fune spiroidale	Diametro = 16 mm Lunghezza = 4,0 m	Diametro minimo di perforazione = 90 mm
Ancoraggi di monte	Cavallotti in fune spiroidale	Diametro = 16 mm Lunghezza = 3,0 m	Diametro minimo di perforazione = 90 mm

Nel dimensionamento e nella verifica effettuata nella presente relazione sono state definite alcune ipotesi progettuali, prima fra tutte l'assunzione di ben specifici carichi di progetto derivanti dalle prove d'urto a scala reale.

La scelta di prendere in considerazione i carichi derivanti dalle prove d'urto a scala reale, quindi basati sulla configurazione di impatto definite dalle Linee Guida ETAG 027, è dettato dal fatto che sarebbe impossibile andare a definire tutte le configurazioni di impatto-geometria della barriera che si avrebbero nella realtà; pertanto, tale ipotesi progettuale è sicuramente la più adatta al fine di comprendere l'entità delle forze in gioco.

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 variazioni alle condizioni al contorno, che non rispettassero quanto previsto in relazione, nonché tutte le eventuali variazioni non ipotizzate, comporteranno la necessità di procedere alla verifica della validità dei risultati ottenuti nella presente relazione.

Si precisa, comunque, che i fattori di sicurezza inseriti nell'analisi sono molto cautelativi in quanto devono tener conto di:

1. possibile incertezza sui dati relativi al terreno;
2. differente configurazione geometrica tra barriera testata (situazione ideale) e barriera posta in opera;
3. differente distribuzione dei carichi agenti sugli elementi di connessione della barriera con il terreno.