

COMMITTENTE:



DIREZIONE LAVORI:



APPALTATORE:

MANDATARIA



MANDANTI



PROGETTAZIONE:

MANDATARIA



MANDANTE



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01 e s.m.i.

CUP: J94F04000020001

PROGETTO ESECUTIVO

ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA

ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO
QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA

**SUB-LOTTO FUNZIONALE: FLUIDIFICAZIONE DEL TRAFFICO ED INTERCONNESSIONE
CON LA RETE ESISTENTE DEL LOTTO 1 FORTEZZA - PONTE GARDENA**

RELAZIONI DI CALCOLO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI DELLE BARRIERE PARAMASSI

APPALTATORE QUADRIO GAETANO CONSTRUZIONI S.P.A. 27.11.2020	RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE INGEGNERI ROMA 27.11.2020 16240	SCALA: <input type="text" value="-"/>
--	--	--

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I	B	0	A	0	0	E	Z	Z	C	L	N	V	0	9	8	0	0	0	2	D
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data
A	Emissione a seguito VPE e ODI	G. Cavallet	12.05.2020	L. Fieni	12.05.2020	R. Pieroncini	12.05.2020
B	Emissione a seguito VPE e ODI	G. Cavallet	16.10.2020	L. Fieni	16.10.2020	R. Pieroncini	16.10.2020
C	Emissione a seguito VPE e ODI	G. Cavallet	20.11.2020	L. Fieni	20.11.2020	R. Pieroncini	20.11.2020
D	Emissione a seguito VPE e ODI	G. Cavallet	27.11.2020	L. Fieni	27.11.2020	R. Pieroncini	27.11.2020

File: IB0A00EZZCLNV0980002D

<p>IMPRESE</p> <p>QUADRIO GAETANO COSTRUZIONI S.P.A.</p> <p>PROGETTISTI</p> <p>P.A.T. S.r.l.</p> <p>SO GEN</p> <p>Impresa Silvio Pierobon consorzio triveneto rocciatori</p>	<p>QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA</p> <p>SUB-LOTTO FUNZIONALE: FLUIDIFICAZIONE DEL TRAFFICO ED INTERCONNESSIONE CON LA RETE ESISTENTE DEL LOTTO 1 FORTEZZA-PONTE GARDENA</p>												
<p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI DELLE BARRIERE PARAMASSI</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IB0A</td> <td>00</td> <td>E ZZ CL</td> <td>NV0980002</td> <td>D</td> <td>1 di 4</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IB0A	00	E ZZ CL	NV0980002	D	1 di 4
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IB0A	00	E ZZ CL	NV0980002	D	1 di 4								

1. PREMESSE

Nell'ambito della progettazione esecutiva del "Sub-lotto funzionale: fluidificazione del traffico ed interconnessione con la rete esistente del lotto 1 Fortezza – Ponte Gardena", in appalto all'RTI Quadrio Gaetano Costruzioni S.p.A. (Capogruppo Mandataria) – Impresa Silvio Pierobon S.r.l. (Mandante) – Consorzio Triveneto Rocciatori Soc. Coop. a r.l. (Mandante) è prevista l'esecuzione di opere di difesa dalla caduta massi, più precisamente di:

- n. 12 tratte di barriere paramassi deformabili con classificazione del livello di energia 3, 1.000 kJ - MEL- secondo ETAG 027 e con altezza utile da 2 a 5 m;
- n. 2 tratte di barriere paramassi deformabili con classificazione del livello di energia 6, 3.000 kJ - MEL- secondo ETAG 27 e con altezza utile pari a 6 m.

Le opere si collocano in un contesto geologico-geotecnico arealmente e stratigraficamente estremamente variabile; ciò è dovuto alla vicinanza delle strutture del viadotto autostradale "Novale", che ha presumibilmente comportato, durante le fasi esecutive, lo scavo ed accumulo di terreni autoctoni in prossimità delle strutture fondazionali.

Nei luoghi di futura realizzazione delle fondazioni delle barriere paramassi sono presenti masse rocciose, depositi detritici, terreni di riporto, resti di murature a secco, con grado di addensamento molto mutevole ed organizzazione caotica.



Figura 1. Versante compreso tra le pile n. 22 e 23 del viadotto autostradale "Novale".

Al fine d'incrementare la sicurezza dei calcoli in condizioni d'incertezza, sono stati assunti come carichi di progetto gli sforzi massimi agenti registrati con idonee celle di carico durante l'esecuzione delle prove di crash test in scala reale (...“Il produttore della Barriera RMC 100/A e 300/A ha fornito i seguenti carichi derivanti dalla lettura delle celle di carico nel corso delle prove di tipo MEL Maximum Energy Level”....)

<p>IMPRESE</p> <p>QUADRIO GAETANO COSTRUZIONI S.P.A.</p> <p>PROGETTISTI</p> <p>P.A.T. s.r.l.</p> <p>SO GEN</p>	<p>consorzio triveneto rocciatori</p> <p><i>Impresa Silvia Diodon</i></p>	<p>QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA</p> <p>SUB-LOTTO FUNZIONALE: FLUIDIFICAZIONE DEL TRAFFICO ED INTERCONNESSIONE CON LA RETE ESISTENTE DEL LOTTO 1 FORTEZZA-PONTE GARDENA</p>				
<p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI DELLE BARRIERE PARAMASSI</p>	<p>COMMESSA IB0A</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA E ZZ CL</p>	<p>DOCUMENTO NV09800002</p>	<p>REV. D</p>	<p>FOGLIO 2 di 4</p>

2. CARATTERISTICHE MECCANICHE IPOTIZZATE

Lo stato reale dei luoghi e la locale e continua diversità del modello geologico-geotecnico motiva la scelta di assumere nei calcoli delle fondazioni di seguito riportati due condizioni omogenee equivalenti e monostrato: terreno detritico e terreno roccioso.

Nelle verifiche sono stati quindi introdotti due valori di tensione di connessione -o resistenza tangenziale s -

$$\tau_{ds} \text{ terreno detritico} = 2,50 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{ds} \text{ terreno roccioso} = 5,00 \text{ daN/cm}^2$$

all'interfaccia fra tratto iniettato e terreno, che dipendono sia dalla natura e dalle caratteristiche del terreno, sia dalla tecnologia adottata.

Essi si ottengono da correlazioni riportate in letteratura tecnica sotto forma di funzioni grafiche (Abachi di Figura 2 e Figura 3), alle quali è possibile accedere grazie al numero di colpi di prove SPT (N_{SPT}) o mediante l'equivalente valore della pressione limite (P_1) determinata col pressiometro Ménard.

A tali grafici è associata la Tabella 1.

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R1$	$\geq R2$

Tabella 1. Indicazioni per la scelta di s .

Dove:

IRS (injection répétitive et sélective), vengono eseguite iniezioni a pressione ripetute e controllate con tubo a valvole e doppio otturatore che creano sbulbature che aumentano la resistenza tangenziale.

IGU (injection globale unique), viene eseguito il getto dell'intero palo in un'unica soluzione, iniettando a pressione (caso in esame).

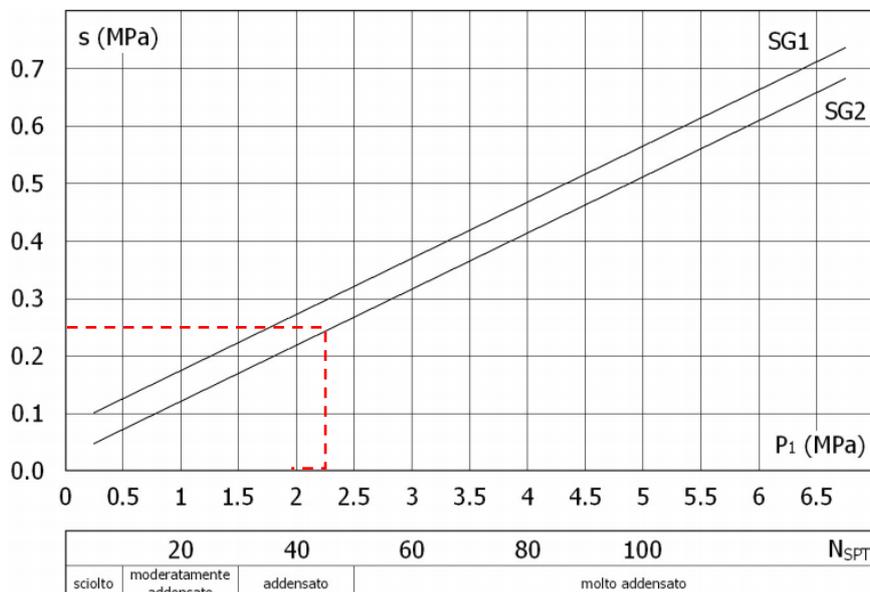


Figura 2. Abaco per il calcolo di s per sabbie e ghiaie.

**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI
DELLE BARRIERE PARAMASSI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IB0A	00	E ZZ CL	NV0980002	D	3 di 4

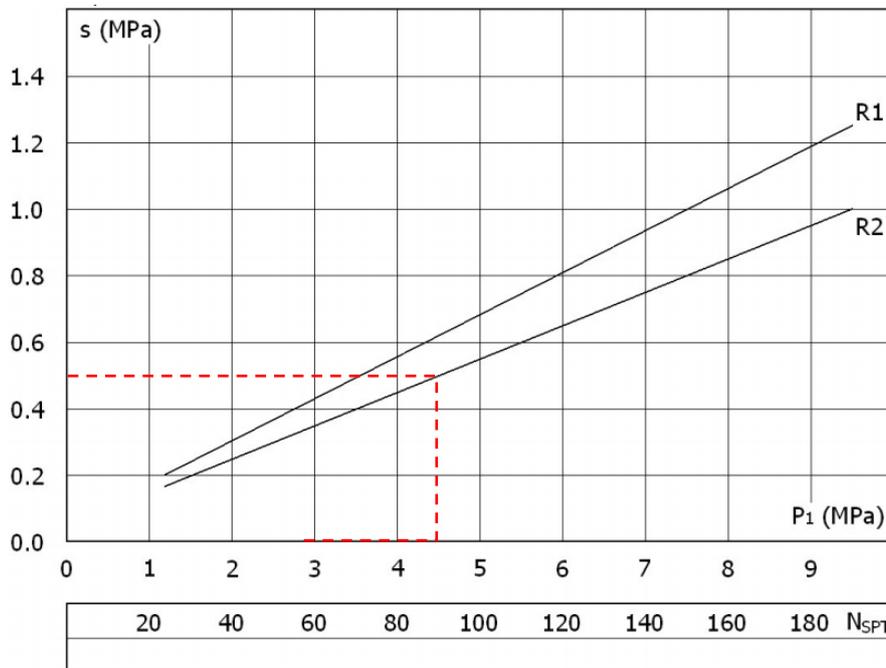


Figura 3. Abaco per il calcolo di s per rocce alterate e fratturate.

Il coefficiente di maggiorazione α , funzione della qualità del terreno e che tiene conto del grado di penetrazione dell'iniezione nel terreno circostante alla perforazione è stato assunto in accordo alla Tabella 2 pari a:

$\alpha_{\text{terreno detritico}} = 1,2$

$\alpha_{\text{terreno roccioso}} = 1,1$

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 Vs
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 Vs
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 Vs
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 Vs
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 Vs
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: (1,5 - 2)Vs; IGU: 1,5Vs
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: 2Vs; IGU: 1,5Vs
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: (2,5 - 3)Vs; IGU: (1,5 - 2)Vs
Marne	1,8	1,1 - 1,2	(1,5 - 2)Vs per strati compatti
Calcarei mamosi	1,8	1,1 - 1,2	(2 - 6)Vs o più per strati fratturati
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1 - 1,5)Vs per strati poco fratturati 2Vs o più per strati fratturati

Tabella 2. Valori di α in funzione del tipo di terreno e della tecnologia adottata.

IMPRESE QUADRIO GAETANO COSTRUZIONI S.P.A. PROGETTISTI  	 consorzio triveneto rocciatori	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA SUB-LOTTO FUNZIONALE: FLUIDIFICAZIONE DEL TRAFFICO ED INTERCONNESSIONE CON LA RETE ESISTENTE DEL LOTTO 1 FORTEZZA-PONTE GARDENA				
		RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI DELLE BARRIERE PARAMASSI	COMMESSA IB0A	LOTTO 00	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO NV0980002

Le assunzioni fatte possono essere confrontate con quanto rinvenuto in sito nel corso delle indagini geognostiche effettuate in prossimità dei luoghi oggetto d'intervento (cfr. relazione geotecnica per il progetto esecutivo).

I terreni attraversati nei primi metri di perforazione, ovvero da 5 m a 6,5 m (profondità massima delle fondazioni relative agli ancoraggi laterali delle barriere paramassi nell'ipotesi di terreni detritici), sono stati classificati geologicamente come: detriti di versante (*terreno prevalentemente ghiaioso con ciottoli -GH-*) e, limitatamente ai sondaggi n. 13, 18 (campagna geognostica 1968-1969), Paragneiss di Laion (*roccia filladica*).

A luoghi è stata rilevata la presenza di intercalazioni di sabbia limosa e di trovanti filladici.

Le sezioni stratigrafiche analizzate evidenziano quindi la presenza nelle aree delle pile del viadotto Novale dell'autostrada A22 di terreni prevalentemente granulari (cfr. relazione geotecnica, pagg. 244÷246, Modello geotecnico dei sondaggi dal n. 12 al n. 18 e dal n. 24 al n. 26).

Ovviamente tali indagini sono state fatte in luoghi non ancora rimaneggiati dai lavori di costruzione del tratto di autostrada oggi prossimo alle barriere paramassi in progetto, pertanto rappresentano una condizione maggiormente omogenea e naturale di quanto attualmente affiorante e sub-affiorante nei luoghi di fondazione delle barriere paramassi.

Per la definizione dei parametri geotecnici caratteristici si rimanda alla relazione geotecnica del progetto esecutivo (cfr. capitolo 9, pag. 242) che riportiamo in sintesi nella tabella seguente:

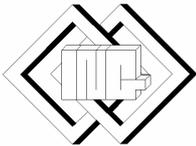
PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI				
UNITÀ	γ	ϕ	c	E
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]
GHIAIA	21	36	0	50
SABBIA DEBOLMENTE LIMOSA	18	35	0	27
ROCCIA FILLADICA	21	40	100	100
TERRENO DI RIEMPIMENTO	21	40	20	80

Tabella 3. Parametri geotecnici caratteristici.

GHIAIA (N_{spt}≈40): terreno principalmente composto da materiale coerente (ghiaia con locali ciottoli) localmente anche caratterizzato da frazione fine in bassa percentuale.

ROCCIA FILLADICA: Depositi rocciosi costituiti da detriti di roccia filladica e materiale detritico di natura scistosa anche localmente affioranti, e fillade quarzifera negli strati più in profondità, caratterizzati localmente da presenza di elementi massivi e caratterizzati da proprietà meccaniche elevate.

Come ribadito nelle successive relazioni, in ogni specifico calcolo per le due tipologie di barriere progettate (Mod. RMC 100/A e Mod. RMC 300/A), in sede esecutiva, occorrerà verificare con precisione la corrispondenza tra le ipotesi progettuali (caratteristiche meccaniche del terreno) e le caratteristiche effettivamente rinvenute in fase di perforazione.



dott. ing. Giorgio Cavallet
via Morgan, 15 Trichiana, 32026 Borgo Valbelluna (BL)
Tel. 340 3772632 - e_mail: giorgio.cavallet@gmail.com PEC : giorgio.cavallet@ingpec.eu
C.F. CVLGRG 70P20D530P - P.I. 00923950257

BARRIERA PARAMASSI MOD. RMC 100/A

Relazione di calcolo delle fondazioni
della barriera paramassi ad alta resistenza
a dissipazione di energia 1.000 kJ
Mod. RMC 100/A

Codice Lavoro
066ST2020

Data Progetto
Ottobre 2020



Via G. Bortolan, 48
31050 Vascon di Carbonera (TV)

Il tecnico
dott. ing. Giorgio Cavallet



Data Agg.

Rev.
2.0

Note:

Elaborato

R01

INDICE

PREMESSA.....	3
DESCRIZIONE DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE E ANCORAGGIO BARRIERA RMC100A....	3
NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
Acciaio per barre cl. 500/550 MPa (tipo Gewi).....	6
Funi in acciaio spiroidale (classe 1770 N/mm ² - UNI EN 12385/10).....	6
Ancoraggio in acciaio spiroidale (classe 1770 N/mm ² - UNI EN 12385/10) mod. ICAF 44/16	6
Miscela cementizia per iniezioni Rck 30 MPa (Classe C25/30) o superiore.	6
CARATTERISTICHE DI PROGETTO DEL TERRENO	6
DETERMINAZIONE DEI CARICHI DI PROGETTO	8
COMBINAZIONI DI CARICO	8
VITA NOMINALE	8
CENNI TEORICI SUL DIMENSIONAMENTO ELEMENTI DI FONDAZIONE E ANCORAGGIO	9
Portata limite di aderenza nucleo terreno degli elementi di fondazione e ancoraggio	9
Verifica a scorrimento sezione del cavallotto fune – nucleo iniettato.....	9
Verifica a scorrimento sezioni in acciaio – nucleo iniettato	9
Verifica resistenza ancoraggio in fune di acciaio spiroidale	10
Verifica resistenza micropalo.....	10
Verifica resistenza sezioni in barra di acciaio	10
Verifica di stabilità dell'elemento compresso (micropalo/barre).....	10
VERIFICA FONDAZIONI DEL MONTANTE.....	10
Ipotesi 1 - Terreno detritico.....	10
Ipotesi 2 - Terreno roccioso.....	11
VERIFICA ANCORAGGIO DI MONTE.....	12
Ipotesi 1 - Terreno detritico.....	12
Ipotesi 2 - Terreno roccioso.....	12
VERIFICA ANCORAGGIO LATERALE.....	13
Ipotesi 1 - Terreno detritico.....	13
Ipotesi 2 - Terreno roccioso.....	13
PROVE DI COLLAUDO IN CORSO D'OPERA	14
Modalità di prova	14
Strumentazione utilizzata	14
Individuazione degli ancoraggi di prova.....	15
Determinazione dei carichi di prova.....	15
Modalità della prova. Raccomandazioni AICAP [ed. 2012]	15
CONCLUSIONI	16

PREMESSA

Si provvederà, in questa sede, alla verifica del sistema di fondazione e di ancoraggio di una barriera paramassi a geometria variabile ad alto assorbimento di energia con capacità dissipativa di oltre $E_p = 1000$ kJ (Classe V EAD 340059-00-0106 - ex ETAG 027) denominata mod. RMC100/A. Tale scelta deriva dal fatto che la struttura paramassi, mod. RMC 100/A, è certificata e pertanto l'appaltatore dovrà necessariamente realizzarla secondo gli schemi di montaggio forniti dalla casa produttrice. La barriera RMC 100/A è dotata di Valutazione Tecnica Europea ETA n. 11/0370 rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici che attesta, tra l'altro, il superamento positivo di prove di crash - test in scala reale, per valori di energia di impatto superiori a $E_p = 1000$ kJ.

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.

Tenuto conto dell'eterogeneità dei luoghi, 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 nelle due ipotesi di terreno sciolto/detritico e di terreno roccioso.

Occorrerà, tuttavia, verificare con precisione, in sede esecutiva, la corrispondenza tra queste ipotesi progettuali e le caratteristiche effettivamente rinvenute in fase di perforazione.

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 a bassa pressione in unica soluzione (metodo IGU) ed abbia resistenza $R_{ck} > 300$ daN/cm²

Si evidenzia che tutte le parti metalliche dovranno essere opportunamente zincate secondo le normative vigenti e gli ancoraggi dovranno 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, se necessario, dovrà essere usata, in fase esecutiva, affinché possano venire eventualmente presi in considerazione gli opportuni accorgimenti per proteggere, da un punto di vista meccanico ed idraulico, le teste degli ancoraggi il cui danneggiamento potrebbe comportare conseguenze negative per l'efficienza delle opere di fondazione.

DESCRIZIONE DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE E ANCORAGGIO BARRIERA RMC100A

Le opere di fondazione previste in questa relazione sono indicate schematicamente nella seguente tabella, rimandandone ai paragrafi che seguiranno la verifica accurata.

Terreno DETRITICO

Elemento	Descrizione
Fondazione montante	2 barre Φ 28 in acciaio cl. 500/550 MPa L = 3,00 m D _{perf} = 70 mm
Ancoraggi di monte	In doppia fune spiroidale mod. ICAF44 Φ 16 L = 3,00 m D _{perf} = 114 mm
Ancoraggi laterali	In doppia fune spiroidale mod. ICAF44 Φ 16 L = 5,00 m D _{perf} = 114 mm

Terreno ROCCIOSO

Elemento	Descrizione
Fondazione montante	2 barre Φ 28 in acciaio cl. 500/550 MPa L = 2,00 m D _{perf} = 70 mm
Ancoraggi di monte	In doppia fune spiroidale mod. ICAF44 Φ 16 L = 2,50 m D _{perf} = 90 mm
Ancoraggi laterali	In doppia fune spiroidale mod. ICAF44 Φ 16 L = 4,00 m D _{perf} = 90 mm

Si precisa che, ai sensi del Cap. 11.1 del DM 17.01.2018, gli ancoraggi mod. ICAF 44 sono prodotti dotati di Certificato di Valutazione Tecnica o C.I.T. rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale sulla base di Linee Guida approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per il dimensionamento degli elementi resistenti della barriera e delle sue fondazioni e ancoraggi, si fa specifico riferimento alla seguente normativa:

- **D.M. 17/01/2018** – “Norme tecniche per le costruzioni”
- **Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.** – “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al D.M. 17.01.2018.
- **European Assessment Document EAD 340059-00-0106.** July 2018. Falling Rock Protection kits (ex ETAG 27. Guideline for European Technical Approval of Falling Rock Protection Kits – Edition September 2012 – Amended April 2013 – EOTA (European Organisation for Technical Approvals)).
- **UNI EN 1993-1-11** – Eurocodice 3. Progettazione delle strutture in acciaio.
- **UNI EN 10025.** Prodotti laminati a caldo in acciai non legati per impieghi strutturali Condizioni tecniche di fornitura.
- **UNI EN 10218-2.** Filo di acciaio e relativi prodotti.
- **UNI EN 10244-2.** Fili e prodotti trafilati di acciaio. Rivestimenti metallici non ferrosi sui fili di acciaio. Parte 2: Rivestimenti di zinco o di leghe di zinco.
- **UNI EN 10264-1.** Fili e prodotti trafilati in acciaio. Filo di acciaio per funi. Requisiti generali.
- **UNI EN 10264-2.** Fili e prodotti trafilati in acciaio. Filo di acciaio per funi. Filo di acciaio non legato trafilato a freddo per funi per applicazioni generali.
- **UNI EN 12385-1.** Funi in acciaio. Sicurezza. Parte 1: Requisiti generali.
- **UNI EN 12385-4.** Funi in acciaio. Sicurezza. Parte 4: Funi a trefoli per usi generali nel sollevamento.

- **UNI EN 12385-10.** Funi in acciaio. Sicurezza. Parte 10: Funi spirroidali per usi strutturali generali
- **UNI EN 10223-3.** Fili e prodotti di acciaio per recinzioni. Reti in acciaio a maglie esagonali per impieghi industriali.
- **EN 10218-2.** Wire dimensions and tolerances.
- **EN 10244-2.** Steel wire and wire products - Non-ferrous metallic coatings on steel wire - Zinc or zinc alloy coatings.
- **EN 10204.** Metallic products. Types of inspection documents.
- **UNI EN 10219.** Profilati cavi saldati formati a freddo per impieghi strutturali. Condizioni tecniche di fornitura.
- **UNI 5397.** Prodotti finiti d'acciaio laminati a caldo – Travi HE ad ali larghe parallele – Dimensioni e Tolleranze.
- **EN ISO 5817.** Welding. Fusion-welded joints in steel, nickel, titanium and their alloys (beam welding excluded). Quality levels for imperfections.
- **EN 22768-1.** General tolerances. Part 1: Tolerances for linear and angular dimensions without individual tolerance indications.
- **EN ISO 1461.** Hot dip galvanized coatings on fabricated iron and steel articles - Specifications and test methods.
- **EN 13411-5.** Terminations for steel wire ropes - Safety - Part 5: U-bolt wire rope grips.
- **UNI EN 10130.** Prodotti piani laminati a freddo, di acciaio a basso tenore di carbonio per imbutitura o piegamento a freddo - Condizioni tecniche di fornitura.
- **EN 13889.** Forged steel shackles for general lifting purposes – Dee shackles and bow shackles – Grade 6: Safety.
- **EN ISO 4042.** Fasteners – Electroplated coatings.
- **UNI EN 13411-1.** Estremità per funi in acciaio. Redance per brache a fune d'acciaio.
- **UNI EN 13411-3.** Terminations for steel wire ropes - Safety - Part 3: Ferrules and ferrule securing.
- **UNI EN 1090-1.** Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 1: Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali.
- **UNI EN 1090-2.** Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 2: Requisiti tecnici per strutture di acciaio.

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

- **A.I.C.A.P. - Ancoraggi nei terreni e nelle rocce: raccomandazioni [ed. 2012]**

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 essere conformi alle caratteristiche fisico-meccaniche previste 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 barre cl. 500/550 MPa (tipo Gewi)

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

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

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

Ancoraggio in acciaio spiroidale (classe 1770 N/mm² - UNI EN 12385/10) mod. ICAF 44/16

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

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

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

Rapporto acqua cemento		$a/c = 0,50 \div 0,60$
Resistenza cubica a compressione caratteristica		$R_{ck} = 300,0 \text{ daN/cm}^2$
Resistenza monoassiale per carichi di breve durata		$f_{ck} = 249,0 \text{ daN/cm}^2 = 0,83 \times R_{ck}$
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

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 il set di coefficienti parziali (A1+M1+R3), tenuto conto che, in tale combinazione, viene assunto:

a. i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno come da seguente tabella

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

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

b. il coefficiente parziale per la resistenza di ancoraggi di tipo permanente vale $\gamma_{Ra,p} = 1,20$

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

c. il fattore di correlazione, a favore di sicurezza, verrà assunto pari a $\xi_a = 1,80$

Tab. 6.6.III - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

d. Per quanto riguarda invece la verifica dei pali, secondo le Norme tecniche D.M. 17/01/2018 (art. 6.4.3 e seguenti), si utilizzerà il set di coefficienti parziali (A1+M1+R3), tenendo conto che il coefficiente parziale per la resistenza dei pali viene assunto pari a $\gamma_R = 1,15$ (pali trivellati - resistenza laterale in compressione) e il fattore di correlazione, a favore di sicurezza, verrà assunto pari a $\xi_a = 1,70$

Tab. 6.4.II - Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Si prevede, in generale, che il terreno sia così composto:

Tipo terreno	Strato	Profondità [cm]		τ_{ds} [daN/cm ²]	Descrizione
		da	a		
1	1	0	-1000	2,50	Terreno DETRITICO

Tipo terreno	Strato	Profondità [cm]		τ_{ds} [daN/cm ²]	Descrizione
		da	a		
2	1	0	-1000	5,00	Terreno ROCCIOSO

Resta inteso che, in corso d'opera, dovrà essere posta particolare attenzione all'andamento delle perforazioni al fine di verificare la rispondenza alle ipotesi di progetto ed in particolar modo alla definizione stratigrafica ipotizzata.

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

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 RMC100A ha fornito i seguenti carichi derivanti dalla lettura delle celle di carico nel corso delle prove di tipo MEL (Maximum Energy Level):

T_{Lc}	=	192,30	kN	=	massimo carico su ancoraggi laterali
T_{Mc}	=	103,84	kN	=	massimo carico su ancoraggi di monte
N_c	=	95,53	kN	=	massimo carico di compressione alla base del montante
V_c	=	158,26	kN	=	massimo carico di taglio alla base del montante

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 degli elementi strutturali e 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 2018), 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.

VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale della barriera paramassi in oggetto è riportata nella tabella seguente:

TIPO DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Barriera Paramassi art. 1.2.2 EAD 340059-00-0106 (ex art. 1.3 - ETAG027)	≥ 25

CENNI TEORICI SUL DIMENSIONAMENTO ELEMENTI DI FONDAZIONE E ANCORAGGIO

Portata limite di aderenza nucleo terreno degli elementi di fondazione e ancoraggio

La portata limite di aderenza nucleo iniettato – terreno sarà determinata mediante la formula (Bustamante-Doix, 1985)

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

- k coefficiente che tiene conto nel calcolo della resistenza a compressione del contributo della resistenza di punta (1,00 per gli ancoraggi in trazione, 1,10 per barre in compressione e 1,15 per i micropali)
- α coefficiente di maggiorazione funzione della qualità del terreno e che tiene conto del grado di penetrazione dell'iniezione nel terreno circostante alla perforazione, assunto pari a 1,20 per il terreno di tipo detritico e pari a 1,10 per terreno di tipo roccioso)
- D diametro di perforazione (in cm)
- L lunghezza utile di aderenza dell'ancoraggio (in cm)
- q_{sk_i} tensione limite di aderenza con il terreno che dipende oltre che dalla natura del suolo, dalla sua consistenza e dalla metodologia di lavoro utilizzata per realizzare l'ancoraggio (IGU)

Posto N_d il carico di progetto, dovranno essere verificate le seguenti relazioni:

$$P_u = P_L / \xi_a \gamma_{Ra,p} > N_d \quad \text{con } \gamma_{Ra,p} = 1,20 \text{ per gli ancoraggi di tipo permanente e } \xi_a = 1,80$$

$$P_u = P_L / \xi_b \gamma_R > N_d \quad \text{con } \gamma_R = 1,15 \text{ per pali trivellati e } \xi_b = 1,70$$

Verifica a scorrimento sezione del cavallotto fune – nucleo iniettato

La resistenza allo scorrimento fra elementi in acciaio e miscela di iniezione è dovuta alle tensioni di aderenza e all'attrito all'interfaccia acciaio-miscela, f_{bd} / γ_{bd} con $\gamma_{bd} = 2,00$ coefficiente di sicurezza per sezioni in zone a cattiva aderenza. Nell'ambito del metodo di verifica agli stati limite si può assumere una resistenza tangenziale di progetto dovuta all'aderenza ed all'attrito:

$$N_{ader} = n f_{bd} \delta \mu A_{aderenza} / \gamma_{bd} > P_d \quad \text{con } n = \text{numero di trefoli}$$

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 barre inserite 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 a scorrimento sezioni in acciaio – nucleo iniettato

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

$$f_{bdc} = 5,5 \text{ daN/cm}^2, \text{ per sezioni circolari in acciaio riempite di miscela}$$

Posto N_d il carico di progetto, si ha in definitiva: $N_{a\ m} = f_{bdc} A_{aderenza\ micropalo} > N_d$

Verifica resistenza ancoraggio in fune di acciaio spiroidale

Nota il carico di progetto N_d e il carico limite dell'ancoraggio T_{yk} , fissato il coefficiente di sicurezza $\gamma_s = 1,15$, la verifica risulta soddisfatta se: $T_{ykd} = T_{yk} / \gamma_s > N_d$

Verifica resistenza micropalo

Posto N_d il carico di progetto, nell'ipotesi di completa aderenza tra i materiali, la resistenza della sezione composta acciaio / miscela di iniezione a sforzo normale può essere valutata con:

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

dove A_a = sezione del profilo in acciaio, A_c = sezione in miscela di iniezione e A_s = sezione delle barre d'acciaio, mentre $\gamma_a = 1,05$, $\gamma_c = 1,50$, $\gamma_s = 1,15$ sono i coefficienti di sicurezza.

Verifica resistenza sezioni in barra di acciaio

Nell'ipotesi di affidare la resistenza a compressione alla sola armatura in acciaio, ciascuna barra d'acciaio di diametro Φ ha sezione resistente a carico assiale $A_{res} = \pi \Phi^2 / 4$ e sezione resistente al taglio $A_{vb} = 3/4 A_{res}$. Posto N_d il carico di progetto, le tensioni devono essere così limitate:

$$\sigma_s = N_d / A_{res} < f_{yds} \quad \tau_{max} = T_d / A_{vb} < f_{vds} \quad \sigma_{id} = \sqrt{(\sigma_s^2 + 3 \cdot \tau_{max}^2)} < f_{yds}$$

Verifica di stabilità dell'elemento compresso (micropalo/barre).

Il momento d'inerzia del micropalo risulta: $J_i = J_a + \pi/64 [(D_{perif}^4 - \Phi_i^4)]/n$.

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

$$\beta = W \times D \quad \text{con } W \text{ modulo di Winkler, } D = \text{diametro di perforazione}$$

Il valore di carico critico per l'instabilità risulta $P_K = 2 \cdot \sqrt{(\beta \cdot E \cdot J)}$

Posto N_d il carico di compressione di progetto, la verifica risulta soddisfatta se risulta:

$$\eta = P_K / N_d > 10 = \text{valore min. accettabile del coeff. per aste a coefficiente euleriano.}$$

Tutte le elaborazioni di calcolo sono riportate estesamente nei seguenti paragrafi.

VERIFICA FONDAZIONI DEL MONTANTE

A favore di sicurezza si considera che tutte le fondazioni dei montanti siano sollecitate con il massimo carico registrato $N = 95,53$ kN. Si assume, inoltre, che la base del montante sia soggetta anche contemporaneamente ad una forza di taglio, che vale $V_M = 158,26$ kN.

Si precisa che, a favore di sicurezza, sono stati trascurati le resistenze di aderenza che ci sono tra piastra di base e il terreno, affidando così l'intera capacità portante alle fondazioni di tipo profondo.

Ipotesi 1 - Terreno detritico

Le fondazioni del montante verranno realizzate mediante $n_b = 2$ barre in acciaio cl. 500/550 MPa (tipo Gewi) aventi diametro $\Phi 28$ inserite in perforazioni di diametro minimo $D = 70$ mm ciascuno, in modo da formare 2 micropali di lunghezza pari a 3,00 m.

Ogni barra sarà soggetta ai carichi $N_d = N/n_b = 47,77$ kN e $V_d = V/n_b = 79,13$ kN

Portata limite di aderenza (Bustamante-Doix, 1985)

Δ_{perf} [cm]	L_{perf} [cm]	q_s [daN/cm ²]	α	k	P_L [kN]	γ_R	ξ_b	P_u [kN]	N_d [kN]
7,00	300,00	2,50	1,20	1,10	217,71	1,15	1,70	111,36	47,77
Verifica						SI'		ζ	2,33

Verifica a scorrimento sezioni in acciaio – nucleo iniettato

Φ_e [cm]	L_{tot} [cm]	f_{bcd} [daN/cm ²]	γ_{bd}	δ	N_{ader} [kN]	N_d [kN]	ζ	Verifica
28,00	300,00	26,90	2,00	0,80	283,95	47,77	5,94	SI'

Verifica di stabilità dell'elemento compresso

E_a [daN/cm ²]	J_i [cm ⁴]	β	D_{perf} [cm]	w [daN/cm ³]	P_k [kN]	N_d [kN]	γ_{Eul}	ζ
2,06E+06	14,50	70,00	7,00	10,00	914,57	47,77	10,00	19,15
Verifica							SI'	

Verifica resistenza barra acciaio classe 500/550 MPa

- Resistenza solo acciaio

N_d [kN]	V_d [kN]	A_b [cm ²]	$A_{v,b}$ [cm ²]	σ_b [daN/cm ²]	τ_b [daN/cm ²]	$\sigma_{id,b}$ [daN/cm ²]	f_{yds} [daN/cm ²]	f_{vds} [daN/cm ²]
47,77	79,13	6,16	4,62	775,72	1713,46	3067,50	4347,83	2510,22
			ζ	5,60	1,46	1,42		
				OK	OK	OK	Verifica	SI'

- Resistenza sezione omogeneizzata

A [cm ²]	A_{lorda} [cm ²]	A_{cls} [cm ²]	f_{yda} daN/cm ²	f_{cd} [daN/cm ²]	N_{rd} [kN]	N_d [kN]	ζ	Verifica
6,16	38,48	32,33	4347,83	141,10	313,33	47,77	6,56	SI'

Ipotesi 2 - Terreno roccioso

Le fondazioni del montante verranno realizzate mediante cl. 500/550 MPa (tipo Gewi) aventi diametro Φ 28 inserite in perforazioni di diametro minimo $D = 70$ mm, in modo da formare 2 micropali di lunghezza pari a 2,00 m.

Ogni barra sarà soggetta ai carichi $N_d = N/n_b = 47,77$ kN e $V_d = V/n_b = 79,13$ kN

Portata limite di aderenza (Bustamante-Doix, 1985)

Δ_{perf} [cm]	L_{perf} [cm]	q_s [daN/cm ²]	α	k	P_L [kN]	γ_R	ξ_b	P_u [kN]	N_d [kN]
7,00	200,00	5,00	1,10	1,10	266,09	1,15	1,70	136,11	47,77
Verifica						SI'		ζ	2,85

Verifica a scorrimento sezioni in acciaio – nucleo iniettato

Φ_e [cm]	L_{tot} [cm]	f_{bcd} [daN/cm ²]	γ_{bd}	δ	N_{ader} [kN]	N_d [kN]	ζ	Verifica
28,00	200,00	26,90	2,00	0,80	189,30	47,77	3,96	SI'

Verifica di stabilità dell'elemento compresso

E_a [daN/cm ²]	J_i [cm ⁴]	β	D_{perf} [cm]	w [daN/cm ³]	P_k [kN]	N_d [kN]	γ_{Eul}	ζ
2,06E+06	14,50	140,00	7,00	20,00	1293,40	47,77	10,00	27,08
							Verifica	SI'

Verifica resistenza barre in acciaio classe 500/550 MPa

Si veda la verifica per il caso del terreno detritico.

VERIFICA ANCORAGGIO DI MONTE

Noto il carico $T_M = 103,84$ kN, definita la stratigrafia del terreno, si procede alla verifica dell'ancoraggio nelle condizioni di terreno ipotizzato.

Ipotesi 1 - Terreno detritico

Gli ancoraggi di monte saranno realizzati in doppia fune spiroidale Φ 16 mod. ICAF 44/16 inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 11,40$ cm e lunghezza $L = 3,00$ m.

Resistenza ancoraggio in doppia fune spiroidale Φ 16 mod. ICAF 44/16

Φ [mm]	T_{yk} [kN]	γ_s	$T_{yk d}$ [kN]	T_M [kN]	$\zeta_{residuo}$	Verifica
16,00	400,00	1,15	347,83	103,84	3,35	SI'

Sfilamento ancoraggio - terreno

Δ_{perf} [cm]	L_{perf} [cm]	q_s [daN/cm ²]	α	P_L [kN]	$\gamma_{Ra,p}$	ζ_a	P_u [kN]	T_M [kN]	Verifica
11,40	300,00	2,50	1,20	322,33	1,20	1,80	149,23	103,84	SI'
	300,00			322,33			149,23		1,44

Sfilamento sezione del cavallotto fune – nucleo iniettato

Φ [mm]	L_{anc} [cm]	f_{bd} [daN/cm ²]	γ_{bd}	δ	μ	N_{ader} [kN]	T_M [kN]	$\zeta_{residuo}$	Verifica
16,00	300,00	26,90	2,00	0,85	0,85	293,08	103,84	2,82	SI'

Ipotesi 2 - Terreno roccioso

Gli ancoraggi di monte verranno realizzati in doppia fune spiroidale Φ 16 mod. ICAF 44/16 inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 9,00$ cm e lunghezza $L = 2,50$ m.

Resistenza ancoraggio in doppia fune spiroidale Φ 16 mod. ICAF 44/16

Si veda la verifica per il caso del terreno detritico.

Sfilamento ancoraggio - terreno

Δ_{perf} [cm]	L_{perf} [cm]	q_s [daN/cm ²]	α	P_L [kN]	$\gamma_{Ra,p}$	ζ_a	P_u [kN]	T_M [kN]	Verifica
9,00	250,00	5,00	1,10	388,77	1,20	1,80	179,99	103,84	SI'
	250,00			388,77			179,99		1,73

Sfilamento sezione del cavallotto fune – nucleo iniettato

Φ [mm]	L_{anc} [cm]	f_{bd} [daN/cm ²]	γ_{bd}	δ	μ	N_{ader} [kN]	T_M [kN]	$\zeta_{residuo}$	Verifica
16,00	250,00	26,90	2,00	0,85	0,85	244,23	103,84	2,35	SI'

VERIFICA ANCORAGGIO LATERALE

Noto il carico $T_L = 192,30$ kN, definita la stratigrafia del terreno, si procede alla verifica dell'ancoraggio nelle condizioni di terreno ipotizzato.

Ipotesi 1 - Terreno detritico

Gli ancoraggi laterali verranno realizzati in doppia fune spiroidale $\Phi 16$ mod. ICAF 44/16 inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 11,40$ cm e lunghezza $L = 5,00$ m.

Resistenza ancoraggio in doppia fune spiroidale $\Phi 16$ mod. ICAF 44/16

Φ [mm]	T_{yk} [kN]	γ_s	$T_{yk d}$ [kN]	T_L [kN]	$\zeta_{residuo}$	Verifica
16,00	400,00	1,15	347,83	192,30	1,81	SI'

Sfilamento ancoraggio - terreno

Δ_{perf} [cm]	L_{perf} [cm]	q_s [daN/cm ²]	α	P_L [kN]	$\gamma_{Ra,p}$	ξ_a	P_u [kN]	T_L [kN]	Verifica
11,40	500,00	2,50	1,20	537,21	1,80	1,20	248,71	192,30	SI'
	500,00			537,21			248,71		1,29

Sfilamento sezione del cavallotto fune – nucleo iniettato

Φ [mm]	L_{anc} [cm]	f_{bd} [daN/cm ²]	γ_{bd}	δ	μ	N_{ader} [kN]	T_L [kN]	$\zeta_{residuo}$	Verifica
16,00	500,00	26,90	2,00	0,85	0,85	488,46	192,30	2,54	SI'

Ipotesi 2 - Terreno roccioso

Gli ancoraggi laterali verranno realizzati in doppia fune spiroidale $\Phi 16$ mod. ICAF 44/16 inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 9,0$ cm e lunghezza $L = 4,00$ m.

Resistenza ancoraggio in doppia fune spiroidale $\Phi 16$ mod. ICAF 44/16

Si veda la verifica per il caso del terreno detritico.

Sfilamento ancoraggio - terreno

Δ_{perf} [cm]	L_{perf} [cm]	q_s [daN/cm ²]	α	P_L [kN]	$\gamma_{Ra,p}$	ξ_a	P_u [kN]	T_L [kN]	Verifica
9,00	400,00	5,00	1,10	622,04	1,80	1,20	287,98	192,30	SI'
	400,00			622,04			287,98		1,50

Sfilamento sezione del cavallotto fune – nucleo iniettato

Φ [mm]	L_{anc} [cm]	f_{bd} [daN/cm ²]	γ_{bd}	δ	μ	N_{ader} [kN]	T_L [kN]	$\zeta_{residuo}$	Verifica
16,00	400,00	26,90	2,00	0,85	0,85	390,77	192,30	2,03	SI'

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 garantire le stesse caratteristiche di resistenza ipotizzate.

PROVE DI COLLAUDO IN CORSO D'OPERA

L'art. 6.6.4.2. "Prove di carico in corso d'opera sugli ancoraggi" delle NTC 2018 (così come le precedenti NTC 2018) prevede che dovranno essere effettuate prove di carico in corso d'opera sugli ancoraggi per controllarne il comportamento sotto le azioni di progetto.

La prova consiste nell'applicazione di un ciclo semplice di carico e scarico; in questo ciclo il tirante viene sottoposto ad una forza pari a 1,20 l'azione di progetto P_d utilizzata per le verifiche SEL, verificando che gli allungamenti misurati siano nei limiti previsti e/o compatibili con le misure sugli ancoraggi preliminari di prova.

Modalità di prova

Circa le modalità di prova, si evidenzia che:

- le prove di collaudo devono essere eseguite da personale specializzato, nel rispetto delle norme di sicurezza degli operatori e di terze persone;
- gli strumenti ed apparecchiature utilizzati nelle prove devono essere tarati, con anzianità inferiore a 1 anno, presso un Laboratorio Ufficiale riconosciuto e devono avere adeguata precisione, in funzione del tipo di prova da eseguire;
- le tesature di prova, il ciclo di carico nonché i tempi di permanenza in tiro dell'ancoraggio sono stati stabiliti, in sede di collaudo, in riferimento alle norme UNI EN 11211-4:2018 e nelle Raccomandazioni AGI – AICAP 2012 – Ancoraggi nei terreni e nelle Rocce;
- la prova di un ancoraggio in corso d'opera si sviluppa in un semplice ciclo di carico di tesatura, fino a raggiungere il carico di esercizio dichiarato dal produttore della barriera;
- secondo le indicazioni dell'Allegato B della UNI 11211-4:2018, il carico di collaudo sarà pari al carico misurato durante la prova SEL;
- tenuto conto dei meccanismi di funzionamento degli ancoraggi di una barriera paramassi e del fatto che gli ancoraggi sono completamente iniettati fino al boccaforo (non sono previste lunghezze libere), la misura degli allungamenti in fase di prova non è significativa e quindi si è deciso di soprassedere a tale misura.

Strumentazione utilizzata

Il carico agli ancoraggi è stato applicato utilizzando un sistema oleodinamico costituito da una pompa e da un cilindro idraulico (dimensionati per il raggiungimento dei carichi di prova) disposti al di sopra di un castello di tiro sufficientemente rigido, in modo tale da resistere ai carichi applicati.

Le apparecchiature impiegate (pompa, martinetto, manometro) devono essere adeguatamente tarate presso Laboratorio Ufficiale.

Le apparecchiature di tiro e misura garantiscono, inoltre, precisione e modalità di applicazione dei carichi conformi a quanto prescritto dalle Raccomandazioni AGI – AICAP 2012 – Ancoraggi nei terreni e nelle Rocce. Si evidenzia che deve essere fornita tutta la documentazione relativa alla taratura effettuata unitamente alle tabelle di conversione pressione-carico applicato dal martinetto.

Individuazione degli ancoraggi di prova

Gli ancoraggi di prova saranno scelti in sede di prova, secondo il principio di casualità

Determinazione dei carichi di prova

Il produttore della Barriera RMC100A ha fornito i seguenti carichi derivanti dalla lettura delle celle di carico nel corso delle prove di tipo SEL (Service energy level) e MEL (maximum energy level):

	Carico al SEL (kN)	Carico al MEL (kN)
Ancoraggio Monte	58,37	103,84
Ancoraggio laterale	101,00	192,30

Tenuto conto che la prova per ancoraggi in opera consiste (Allegato B della UNI 11211-4:2018) nell'applicazione di un ciclo semplice di carico e scarico nel quale il tirante viene sottoposto ad una forza pari a 1,20 l'azione di progetto P_d riferita alle prove SEL, si ha che il carico di collaudo è:

	Carico SEL (kN)	γ_c	Carico Collaudo (kN)
Ancoraggio Monte	58,37	1,20	70,04
Ancoraggio laterale	101,00	1,20	121,20

Modalità della prova. Raccomandazioni AICAP [ed. 2012]

Articolazione generale della prova:

1. Viene fissato il valore del carico di prova N_c secondo le indicazioni della Direzione dei Lavori e nel rispetto dell'Allegato B della UNI EN 12111-4:2018;
2. tesatura dalla forza di allineamento di circa $N_0 = 0,10 N_c$ al carico massimo di collaudo N_c con incrementi di carico prestabiliti $N_{i+1} = N_i + 0,20 N_c$ e successivamente ulteriore incremento fino al raggiungimento del carico di prova;
3. al raggiungimento di ogni singolo gradiente di carico N_i si determina una sosta all'incremento del carico pari a circa $\Delta t \geq 3,0$ minuti;
4. al raggiungimento di ogni step di carico, si procede alla lettura sul manometro di eventuali cali di tensione, alla verifica di eventuali anomalie nel comportamento dell'ancoraggio ed alla registrazione dei dati rilevati in apposita tabella;
5. dopo il Δt d'attesa a carico costante, in funzione del comportamento dell'ancoraggio, si procede alla successiva applicazione del carico fino al raggiungimento del gradiente successivo N_{i+1} ;
6. al raggiungimento del carico di collaudo N_c , lo si mantiene costante per un tempo $\Delta t = 5 \div 15$ minuti, procedendo alla registrazione di eventuali anomalie di comportamento dell'ancoraggio;
7. scarico progressivo dell'ancoraggio fino al carico di allineamento N_0 , in tre stadi con sosta di 1 minuto per ogni gradino, e si procede al controllo e registrazione di eventuali ulteriori cadute di tensione o di anomalie di comportamento dell'ancoraggio;
8. interpretazione dei dati della prova per la valutazione dell'esito della prova.

Le modalità di cui alle presenti indicazioni possono essere opportunamente modificate in funzione delle necessità e delle particolari situazioni che si dovessero verificare in fase di prova.

CONCLUSIONI

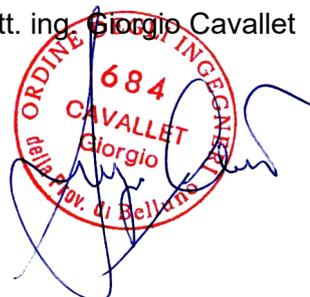
Si precisa che nel dimensionamento e verifica oggetto della presente relazione sono state definite alcune ipotesi progettuali, prima tra tutte l'assunzione di ben specifici carichi di progetto e tipologie di terreni. Tutte le eventuali variazioni delle ipotesi al contorno che non rispettassero quanto qui previsto nonché tutte le eventuali variazioni non presunte, comporteranno evidentemente la necessità di procedere alla verifica della validità dei risultati ottenuti.

Si dovranno verificare:

- le specifiche condizioni locali del terreno al fine di valutarne la corrispondenza con le ipotesi progettuali, verificando particolarmente la coerenza tra previsioni stratigrafiche indicate attraverso la continua osservazione e verifica dell'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 di progetto, nel qual caso si renderà necessario aumentare convenientemente le lunghezze degli ancoraggi.
- verificare la compatibilità di materiali e modalità esecutive con le specifiche esigenze di ogni singolo intervento.

Il tecnico

dott. ing. Giorgio Cavallet





dott. ing. Giorgio Cavallet
via Morgan, 15 Trichiana, 32026 Borgo Valbelluna (BL)
Tel. 340 3772632 - e_mail: giorgio.cavallet@gmail.com PEC : giorgio.cavallet@ingpec.eu
C.F. CVLGRG 70P20D530P - P.I. 00923950257

BARRIERA PARAMASSI MOD. RMC 300/A

Relazione di calcolo delle fondazioni
della barriera paramassi ad alta resistenza
a dissipazione di energia 3.000 kJ
Mod. RMC 300/A

Codice Lavoro
012ST2020

Data Progetto
Ottobre 2020



Via G. Bortolan, 48
31050 Vascon di Carbonera (TV)

Il tecnico
dott. ing. Giorgio Cavallet



Data Agg.

Rev.
2.1

Note:

Elaborato

R01

INDICE

PREMESSA.....	4
DESCRIZIONE DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE E ANCORAGGIO BARRIERA RMC300A....	4
NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	7
Acciaio per profilati, piastre del tipo S275 EN 10025 e tubi del tipo S275 EN 10219	7
Acciaio per barre tipo B450C.....	7
Funi in acciaio spiroidale (classe 1770 N/mm ² - UNI EN 12385/10).....	7
Ancoraggio in acciaio spiroidale (classe 1770 N/mm ² - UNI EN 12385/10) mod. ICAF 44/20	7
Miscela cementizia per iniezioni Rck 30 MPa (Classe C25/30) o superiore.....	7
CARATTERISTICHE DI PROGETTO DEL TERRENO	8
DETERMINAZIONE DEI CARICHI DI PROGETTO	9
COMBINAZIONI DI CARICO	9
VITA NOMINALE	10
CENNI TEORICI SUL DIMENSIONAMENTO ELEMENTI DI FONDAZIONE E ANCORAGGIO ...	10
Portata limite di aderenza nucleo terreno degli elementi di fondazione e ancoraggio	10
Verifica a scorrimento sezione del cavallotto fune – nucleo iniettato.....	10
Verifica a scorrimento sezioni in acciaio – nucleo iniettato	11
Verifica resistenza ancoraggio in fune di acciaio spiroidale	11
Verifica resistenza micropalo.....	11
Verifica resistenza sezione tubolare in acciaio del micropalo.....	11
Verifica resistenza sezioni in barra di acciaio	11
Verifica di stabilità dell'elemento compresso (micropalo/barre).....	12
VERIFICA FONDAZIONI DEL MONTANTE.....	12
Ipotesi 1 - Terreno detritico.....	12
Caso A – Micropalo.....	12
Caso B – Barre in acciaio B450C.....	13
Ipotesi 2 - Terreno roccioso.....	14
Caso A – Micropalo.....	14
Caso B – Barre in acciaio B450C.....	14
VERIFICA ANCORAGGIO DI MONTE.....	15
Ipotesi 1 - Terreno detritico.....	15
Ipotesi 2 - Terreno roccioso.....	15
VERIFICA ANCORAGGIO LATERALE.....	16
Ipotesi 1 - Terreno detritico.....	16
Ipotesi 2 - Terreno roccioso.....	16

PROVE DI COLLAUDO IN CORSO D'OPERA	17
Modalità di prova	17
Strumentazione utilizzata	17
Individuazione degli ancoraggi di prova	18
Determinazione dei carichi di prova.....	18
Modalità della prova. Raccomandazioni AICAP [ed. 2012]	18
CONCLUSIONI.....	19

PREMESSA

Si provvederà, in questa sede, alla verifica del sistema di fondazione e di ancoraggio di una barriera paramassi a geometria variabile ad alto assorbimento di energia con capacità dissipativa di oltre $E_p = 3000$ kJ (Classe VI EAD 340059-00-0106 - ex ETAG 027) denominata mod. RMC 300/A. Tale scelta deriva dal fatto che la struttura paramassi, mod. RMC 300/A, è certificata e pertanto l'appaltatore dovrà necessariamente realizzarla secondo gli schemi di montaggio forniti dalla casa produttrice. La barriera RMC 300/A è dotata di Valutazione Tecnica Europea ETA n. 11/0026 rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici che attesta, tra l'altro, il superamento positivo di prove di crash - test in scala reale, per valori di energia di impatto superiori a $E_p = 3000$ kJ.

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.

Tenuto conto dell'eterogeneità dei luoghi, 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 nelle due ipotesi di terreno sciolto/detritico e di terreno roccioso.

Occorrerà, tuttavia, verificare con precisione, in sede esecutiva, la corrispondenza tra queste ipotesi progettuali e le caratteristiche effettivamente rinvenute in fase di perforazione.

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 a bassa pressione in unica soluzione (metodo IGU) ed abbia resistenza $R_{ck} > 300$ daN/cm²

Si evidenzia che tutte le parti metalliche dovranno essere opportunamente zincate secondo le normative vigenti e gli ancoraggi dovranno 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, se necessario, dovrà essere usata, in fase esecutiva, affinché possano venire eventualmente presi in considerazione gli opportuni accorgimenti per proteggere, da un punto di vista meccanico ed idraulico, le teste degli ancoraggi il cui danneggiamento potrebbe comportare conseguenze negative per l'efficienza delle opere di fondazione.

DESCRIZIONE DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE E ANCORAGGIO BARRIERA RMC300A

Le opere di fondazione previste in questa relazione sono indicate schematicamente nella seguente tabella, rimandandone ai paragrafi che seguiranno la verifica accurata.

Terreno DETRITICO

Elemento	Descrizione
Fondazione montante	4 barre Φ 28 in acciaio B450C L = 4,00 m D _{perf} = 60 mm
	oppure Micropalo $\Phi_e = 76,1$ mm s = 8,0 mm L = 5,00 m D _{perf} = 114 mm
Ancoraggi di monte	In doppia fune spiroidale mod. ICAF 44 Φ 20 L = 6,00 m D _{perf} = 114 mm
Ancoraggi laterali	In doppia fune spiroidale mod. ICAF 44 Φ 20 L = 6,50 m D _{perf} = 114 mm

Terreno ROCCIOSO

Elemento	Descrizione
Fondazione montante	4 barre Φ 28 in acciaio B450C L = 2,00 m D _{perf} = 50 mm
	oppure Micropalo $\Phi_e = 76,1$ mm s = 8,0 mm L = 3,00 m D _{perf} = 114 mm
Ancoraggi di monte	In doppia fune spiroidale mod. ICAF 44 Φ 20 L = 4,00 m D _{perf} = 100 mm
Ancoraggi laterali	In doppia fune spiroidale mod. ICAF 44 Φ 20 L = 4,50 m D _{perf} = 100 mm

Si precisa che, ai sensi del Cap. 11.1 del DM 17.01.2018, gli ancoraggi mod. ICAF 44 sono prodotti dotati di Certificato di Valutazione Tecnica o C.I.T. rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale sulla base di Linee Guida approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per il dimensionamento degli elementi resistenti della barriera e delle sue fondazioni e ancoraggi, si fa specifico riferimento alla seguente normativa:

- **D.M. 17/01/2018** – “Norme tecniche per le costruzioni”
- **Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.** – “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al D.M. 17.01.2018.
- **European Assessment Document EAD 340059-00-0106.** July 2018. Falling Rock Protection kits (ex ETAG 27. Guideline for European Technical Approval of Falling Rock Protection Kits – Edition September 2012 – Amended April 2013 – EOTA (European Organisation for Technical Approvals)).
- **UNI EN 11211-4:2018** Opere di difesa dalla caduta massi. Parte 3: Progetto definitivo ed esecutivo
- **UNI EN 1993-1-11** – Eurocodice 3. Progettazione delle strutture in acciaio.
- **UNI EN 10025.** Prodotti laminati a caldo in acciai non legati per impieghi strutturali Condizioni tecniche di fornitura.
- **UNI EN 10218-2.** Filo di acciaio e relativi prodotti.
- **UNI EN 10264-1.** Fili e prodotti trafilati in acciaio. Filo di acciaio per funi. Requisiti generali.

- **UNI EN 10244-2.** Fili e prodotti trafilati di acciaio. Rivestimenti metallici non ferrosi sui fili di acciaio. Parte 2: Rivestimenti di zinco o di leghe di zinco.
- **UNI EN 10264-2.** Fili e prodotti trafilati in acciaio. Filo di acciaio per funi. Filo di acciaio non legato trafilato a freddo per funi per applicazioni generali.
- **UNI EN 12385-1.** Funi in acciaio. Sicurezza. Parte 1: Requisiti generali.
- **UNI EN 12385-4.** Funi in acciaio. Sicurezza. Parte 4: Funi a trefoli per usi generali nel sollevamento.
- **UNI EN 12385-10.** Funi in acciaio. Sicurezza. Parte 10: Funi spirodali per usi strutturali generali
- **UNI EN 10223-3.** Fili e prodotti di acciaio per recinzioni. Reti in acciaio a maglie esagonali per impieghi industriali.
- **EN 10218-2.** Wire dimensions and tolerances.
- **EN 10244-2.** Steel wire and wire products - Non-ferrous metallic coatings on steel wire - Zinc or zinc alloy coatings.
- **EN 10204.** Metallic products. Types of inspection documents.
- **UNI EN 10219.** Profilati cavi saldati formati a freddo per impieghi strutturali. Condizioni tecniche di fornitura.
- **UNI 5397.** Prodotti finiti d'acciaio laminati a caldo – Travi HE ad ali larghe parallele – Dimensioni e Tolleranze.
- **EN ISO 5817.** Welding. Fusion-welded joints in steel, nickel, titanium and their alloys (beam welding excluded). Quality levels for imperfections.
- **EN 22768-1.** General tolerances. Part 1: Tolerances for linear and angular dimensions without individual tolerance indications.
- **EN ISO 1461.** Hot dip galvanized coatings on fabricated iron and steel articles - Specifications and test methods.
- **EN 13411-5.** Terminations for steel wire ropes - Safety - Part 5: U-bolt wire rope grips.
- **UNI EN 10130.** Prodotti piani laminati a freddo, di acciaio a basso tenore di carbonio per imbutitura o piegamento a freddo - Condizioni tecniche di fornitura.
- **EN 13889.** Forged steel shackles for general lifting purposes – Dee shackles and bow shackles – Grade 6: Safety.
- **EN ISO 4042.** Fasteners – Electroplated coatings.
- **UNI EN 13411-1.** Estremità per funi in acciaio. Redance per brache a fune d'acciaio.
- **UNI EN 13411-3.** Terminations for steel wire ropes - Safety - Part 3: Ferrules and ferrule securing.
- **UNI EN 1090-1.** Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 1: Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali.
- **UNI EN 1090-2.** Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 2: Requisiti tecnici per strutture di acciaio.

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

- **A.I.C.A.P. - Ancoraggi nei terreni e nelle rocce: raccomandazioni [ed. 2012]**

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 essere conformi alle caratteristiche fisico-meccaniche previste 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 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	$E = 2,06 E^{+06}$	daN/cm ²

Acciaio per barre tipo B450C

Tensione caratteristica a rottura dell'acciaio	$f_{tks} = 5400$	daN/cm ²
Tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio	$f_{yks} = 4500$	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s = 1,15$	
Resistenza di calcolo dell'acciaio	$= f_{yk} / \gamma_s = f_{yds} = 3913$	daN/cm ²
Resistenza di calcolo di taglio acciaio	$= f_{yks}/\sqrt{3} \gamma_s = f_{vds} = 2260$	daN/cm ²
Modulo elastico dell'acciaio	$E = 2,06 E^{+06}$	daN/cm ²

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

Carico di rottura minimo per diametro nominale $\Phi 20$ $T_{\Phi 20} = 363,0$ kN

Ancoraggio in acciaio spiroidale (classe 1770 N/mm² - UNI EN 12385/10) mod. ICAF 44/20

Carico di rottura minimo per diametro nominale $\Phi 20$ $A_{\Phi 20} = 550,0$ kN

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

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

Rapporto acqua cemento	$a/c = 0,50-0,60$	
Resistenza cubica a compressione caratteristica	$R_{ck} = 300,0$	daN/cm ²
Resistenza monoassiale per carichi di breve durata	$f_{ck} = 249,0$	daN/cm ² = $0,83 \times R_{ck}$
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

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 il set di coefficienti parziali (A1+M1+R3), tenuto conto che, in tale combinazione, viene assunto:

a. i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno come da seguente tabella

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

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

b. il coefficiente parziale per la resistenza di ancoraggi di tipo permanente vale $\gamma_{Ra,p} = 1,20$

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

c. il fattore di correlazione, a favore di sicurezza, verrà assunto pari a $\xi_a = 1,80$

Tab. 6.6.III - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

d. Per quanto riguarda invece la verifica dei pali, secondo le Norme tecniche D.M. 17/01/2018 (art. 6.4.3 e seguenti), si utilizzerà il set di coefficienti parziali (A1+M1+R3), tenendo conto che il coefficiente parziale per la resistenza dei pali viene assunto pari a $\gamma_R = 1,15$ (pali trivellati - resistenza laterale in compressione) e il fattore di correlazione, a favore di sicurezza, verrà assunto pari a $\xi_a = 1,70$

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^o	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

^o da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Si prevede, in generale, che il terreno sia così composto:

Tipo terreno	Strato	Profondità [cm]		τ_{ds} [daN/cm ²]	Descrizione
		da	a		
1	1	0	-1000	2,50	Terreno DETRITICO

Tipo terreno	Strato	Profondità [cm]		τ_{ds} [daN/cm ²]	Descrizione
		da	a		
2	1	0	-1000	5,00	Terreno ROCCIOSO

Resta inteso che, in corso d'opera, dovrà essere posta particolare attenzione all'andamento delle perforazioni al fine di verificare la rispondenza alle ipotesi di progetto ed in particolar modo alla definizione stratigrafica ipotizzata.

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

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 RMC300A ha fornito i seguenti carichi derivanti dalla lettura delle celle di carico nel corso delle prove di tipo MEL (Maximum Energy Level):

$$T_{Lc} = 300,00 \text{ kN} = \text{massimo carico su ancoraggi laterali}$$

$$T_{Mc} = 243,40 \text{ kN} = \text{massimo carico su ancoraggi di monte}$$

$$N_c = 275,55 \text{ kN} = \text{massimo carico di compressione alla base del montante}$$

$$V_c = 207,63 \text{ kN} = \text{massimo carico di taglio alla base del montante}$$

COMBINAZIONI DI CARICO

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

- 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 degli elementi strutturali e permanente)
- 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 2018), 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.

VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale della barriera paramassi in oggetto è riportata nella tabella seguente:

TIPO DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Barriera Paramassi art. 1.2.2 EAD 340059-00-0106 (ex art. 1.3 - ETAG027)	≥ 25

CENNI TEORICI SUL DIMENSIONAMENTO ELEMENTI DI FONDAZIONE E ANCORAGGIO

Portata limite di aderenza nucleo terreno degli elementi di fondazione e ancoraggio

La portata limite di aderenza nucleo iniettato – terreno sarà determinata mediante la formula (Bustamante-Doix, 1985)

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

k coefficiente che tiene conto nel calcolo della resistenza a compressione del contributo della resistenza di punta (1,00 per gli ancoraggi in trazione, 1,10 per barre in compressione e 1,15 per i micropali)

α coefficiente di maggiorazione funzione della qualità del terreno e che tiene conto del grado di penetrazione dell'iniezione nel terreno circostante alla perforazione, assunto pari a 1,20 per il terreno di tipo detritico e pari a 1,10 per terreno di tipo roccioso)

D diametro di perforazione (in cm)

L lunghezza utile di aderenza dell'ancoraggio (in cm)

q_{ski} tensione limite di aderenza con il terreno che dipende oltre che dalla natura del suolo, dalla sua consistenza e dalla metodologia di lavoro utilizzata per realizzare l'ancoraggio (IGU)

Posto N_d il carico di progetto, dovranno essere verificate le seguenti relazioni:

$$P_u = P_L / \xi_a \gamma_{Ra,p} > N_d \text{ con } \gamma_{Ra,p} = 1,20 \text{ per gli ancoraggi di tipo permanente e } \xi_a = 1,80$$

$$P_u = P_L / \xi_b \gamma_R > N_d \text{ con } \gamma_R = 1,15 \text{ per pali trivellati e } \xi_b = 1,70$$

Verifica a scorrimento sezione del cavallotto fune – nucleo iniettato

La resistenza allo scorrimento fra elementi in acciaio e miscela di iniezione è dovuta alle tensioni di aderenza e all'attrito all'interfaccia acciaio-miscela, f_{bd} / γ_{bd} con $\gamma_{bd} = 2,00$ coefficiente di sicurezza

per sezioni in zone a cattiva aderenza. Nell'ambito del metodo di verifica agli stati limite si può assumere una resistenza tangenziale di progetto dovuta all'aderenza ed all'attrito:

$$N_{ader} = n \cdot f_{bd} \cdot \delta \cdot \mu \cdot A_{aderenza} / \gamma_{bd} > P_d \quad \text{con } n = \text{numero di trefoli}$$

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 barre inserite 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 a scorrimento sezioni in acciaio – nucleo iniettato

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

$$f_{bdc} = 5,5 \text{ daN/cm}^2, \text{ per sezioni circolari in acciaio riempite di miscela}$$

Posto N_d il carico di progetto, si ha in definitiva: $N_{a,m} = f_{bdc} \cdot A_{aderenza \text{ micropalo}} > N_d$

Verifica resistenza ancoraggio in fune di acciaio spiroidale

Noto il carico di progetto N_d e il carico limite dell'ancoraggio T_{yk} , fissato il coefficiente di sicurezza $\gamma_s = 1,15$, la verifica risulta soddisfatta se: $T_{ykd} = T_{yk} / \gamma_s > N_d$

Verifica resistenza micropalo

Posto N_d il carico di progetto, nell'ipotesi di completa aderenza tra i materiali, la resistenza della sezione composta acciaio / miscela di iniezione a sforzo normale può essere valutata con:

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

dove A_a = sezione del profilo in acciaio, A_c = sezione in miscela di iniezione e A_s = sezione delle barre d'acciaio, mentre $\gamma_a = 1,05$, $\gamma_c = 1,50$, $\gamma_s = 1,15$ sono i coefficienti di sicurezza.

Verifica resistenza sezione tubolare in acciaio del micropalo

Nell'ipotesi di affidare la resistenza a compressione alla sola armatura in acciaio, si assume che la sezione resistente in acciaio del tubolare del micropalo sia A_a e si indica con $A_v = 2 A_a / \pi$ la sua sezione resistente al taglio. Posto N_d il carico di progetto, le tensioni devono essere così limitate:

$$\sigma_a = N_d / A_a < f_{yda} \quad \tau_a = V_d / A_v < f_{vda} \quad \sigma_{id} = \sqrt{(\sigma_a^2 + 3 \tau_a^2)} < f_{yda}$$

Verifica resistenza sezioni in barra di acciaio

Nell'ipotesi di affidare la resistenza a compressione alla sola armatura in acciaio, ciascuna barra d'acciaio di diametro Φ ha sezione resistente a carico assiale $A_{res} = \pi \Phi^2 / 4$ e sezione resistente al taglio $A_{vb} = 3/4 A_{res}$. Posto N_d il carico di progetto, le tensioni devono essere così limitate:

$$\sigma_s = N_d / A_{res} < f_{yds} \quad \tau_{max} = T_d / A_{vb} < f_{vds} \quad \sigma_{id} = \sqrt{(\sigma_s^2 + 3 \cdot \tau_{max}^2)} < f_{yds}$$

Verifica di stabilità dell'elemento compresso (micropalo/barre).

Il momento d'inerzia del micropalo risulta: $J_i = \pi/64 [(d_e^4 - d_i^4) + d_i^4/n]$ nel caso di micropalo tubolare e $J_i = J_a + \pi/64 [(D_{perf}^4 - \Phi_i^4)]/n$ nel caso dell'utilizzo delle barre in acciaio.

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

$$\beta = W \times D \quad \text{con } W \text{ modulo di Winkler, } D = \text{diametro di perforazione}$$

Il valore di carico critico per l'instabilità risulta $P_K = 2 \cdot \sqrt{(\beta \cdot E \cdot J)}$

Posto N_d il carico di compressione di progetto, la verifica risulta soddisfatta se risulta:

$$\eta = P_K / N_d > 10 = \text{valore min. accettabile del coeff. per aste a coefficiente euleriano.}$$

Tutte le elaborazioni di calcolo sono riportate estesamente nei seguenti paragrafi.

VERIFICA FONDAZIONI DEL MONTANTE

A favore di sicurezza si considera che tutte le fondazioni dei montanti siano sollecitate con il massimo carico registrato $N = 275,55$ kN. Si assume, inoltre, che la base del montante sia soggetta anche contemporaneamente ad una forza di taglio, che vale $V_M = 207,63$ kN.

Si evidenzia che, anche nella configurazione standard di fondazione con micropalo, vengono in generale sempre fornite 4 barre in acciaio tipo B450C, alloggiare negli opportuni fori della piastra di base, aventi la funzione di tirafondo atto a contrastare la rotazione della piastra di base e che, in ogni caso, assorbono la quota parte delle sollecitazioni di taglio.

Si precisa che, a favore di sicurezza, sono stati trascurati le resistenze di aderenza che ci sono tra piastra di base e il terreno, affidando così l'intera capacità portante alle fondazioni di tipo profondo.

Ipotesi 1 - Terreno detritico

Caso A – Micropalo

Le fondazioni del montante verranno realizzate con micropali aventi armatura in acciaio S275 EN 10129 del diametro esterno $\Phi_e = 76,10$, spessore 8,0 mm, lunghezza pari a 5,00 m inserito in perforazioni del diametro $D_{perf} = 114$ mm.

Portata limite di aderenza (Bustamante-Doix, 1985)

Δ_{perf} [cm]	L_{perf} [cm]	q_s [daN/cm ²]	α	k	P_L [kN]	γ_R	ξ_b	P_u [kN]	N_d [kN]
11,40	500,00	2,50	1,20	1,15	617,79	1,15	1,70	316,01	275,55
Verifica						SI'		ζ	1,15

Verifica a scorrimento sezioni in acciaio – nucleo iniettato

Φ_e [mm]	L_{tot} [cm]	f_{bcd} [daN/cm ²]	N_{ader} [kN]	N_{ds} [kN]	ζ	Verifica
76,10	500,00	5,50	657,46	275,55	2,39	SI'
60,10	500,00	5,50	519,23	275,55	1,88	SI'

Rif. Diametro esterno

Rif. Diametro interno

Verifica di stabilità dell'elemento compresso

E_a [daN/cm ²]	J_i [cm ⁴]	β	D_{perf} [cm]	w [daN/cm ³]	P_k [kN]	N_{ds} [kN]	γ_{Eul}	ζ
2,06E+06	106,99	171,00	11,40	15,00	3882,72	275,55	10,00	14,09
							Verifica	SI'

Verifica resistenza micropalo in acciaio tipo S275 UNI EN 10219

Si calcola ora la resistenza della sezione in acciaio.

- Resistenza solo acciaio

N_d [kN]	V_d [kN]	A^* [cm ²]	A_v [cm ²]*	σ_b [daN/cm ²]	τ_b [daN/cm ²]	$\sigma_{id b}$ [daN/cm ²]	f_{yds} [daN/cm ²]	f_{vds} [daN/cm ²]
275,55	207,63	27,17	17,30	1014,23	1200,45	2313,42	2619,0	1512,1
*considerato lo spinotto di innesto Φ 4,80 mm s = 8,0 mm			ζ	2,58	1,26	1,13		
				OK	OK	OK	Verifica	SI'

- Resistenza sezione omogeneizzata

A [cm ²]	A_{lorda} [cm ²]	A_{cls} [cm ²]	f_{yda} [daN/cm ²]	f_{cd} [daN/cm ²]	N_{rd} [kN]	N_{ds} [kN]	ζ	Verifica
17,12	102,07	84,95	2619,0	141,10	568,12	275,55	2,06	SI'

Caso B – Barre in acciaio B450C

Le fondazioni del montante verranno realizzate mediante $n_b = 4$ barre in acciaio tipo B450C aventi diametro Φ 28 inserite in perforazioni di diametro minimo $D = 60$ mm ciascuno, in modo da formare 4 micropali di lunghezza pari a 4,00 m.

Ogni barra sarà soggetta ai carichi $N_d = N/n_b = 68,89$ kN e $V_d = V/n_b = 51,91$ kN

Portata limite di aderenza (Bustamante-Doix, 1985)

Δ_{perf} [cm]	L_{perf} [cm]	q_s [daN/cm ²]	α	k	P_L [kN]	γ_R	ξ_b	P_u [kN]	N_d [kN]
6,00	400,00	2,50	1,20	1,10	248,81	1,15	1,70	127,27	68,89
						Verifica	SI'	ζ	1,85

Verifica a scorrimento sezioni in acciaio – nucleo iniettato

Φ_e [cm]	L_{tot} [cm]	f_{bcd} [daN/cm ²]	γ_{bd}	δ	N_{ader} [kN]	N_d [kN]	ζ	Verifica
28,00	400,00	26,90	2,00	0,80	378,60	68,89	1,85	SI'

Verifica di stabilità dell'elemento compresso

E_a [daN/cm ²]	J_i [cm ⁴]	β	D_{perf} [cm]	w [daN/cm ³]	P_k [kN]	N_d [kN]	γ_{Eul}	ζ
2,06E+06	9,08	90,00	6,00	15,00	820,47	68,89	10,00	11,91
							Verifica	SI'

Verifica resistenza barra acciaio tipo B450C

- Resistenza solo acciaio

N_d [kN]	V_d [kN]	A_b [cm ²]	$A_{v,b}$ [cm ²]	σ_b [daN/cm ²]	τ_b [daN/cm ²]	$\sigma_{id,b}$ [daN/cm ²]	f_{yds} [daN/cm ²]	f_{vds} [daN/cm ²]
68,89	51,91	6,16	4,64	1118,75	1123,99	2245,37	3913,04	2259,20
			ζ	3,50	2,01	1,74		
				OK	OK	OK	Verifica	SI'

- Resistenza sezione omogeneizzata

A [cm ²]	A_{lorda} [cm ²]	A_{cls} [cm ²]	f_{yda} daN/cm ²	f_{cd} [daN/cm ²]	N_{rd} [kN]	N_d [kN]	ζ	Verifica
6,16	28,27	22,12	3913,04	141,10	272,15	68,89	3,98	SI'

Ipotesi 2 - Terreno roccioso

Caso A – Micropalo

Le fondazioni del montante verranno realizzate con micropali aventi armatura in acciaio S275 EN 10129 del diametro esterno $\Phi_e = 76,10$, spessore 8,00 mm, lunghezza pari a 3,00 m inserito in perforazioni del diametro $D_{perf} = 114$ mm.

Portata limite di aderenza (Bustamante-Doix, 1985)

Δ_{perf} [cm]	L_{perf} [cm]	q_s [daN/cm ²]	α	k	P_L [kN]	γ_R	ξ_b	P_u [kN]	N_d [kN]
11,40	300,00	5,00	1,10	1,15	679,57	1,15	1,70	347,61	275,55
					Verifica		SI'	ζ	1,26

Verifica a scorrimento sezioni in acciaio – nucleo iniettato

Φ_e [mm]	L_{tot} [cm]	f_{bcd} [daN/cm ²]	N_{ader} [kN]	N_{ds} [kN]	ζ	Verifica	
76,10	300,00	5,50	394,47	275,55	1,43	SI'	Rif. Diametro esterno
60,10	300,00	5,50	311,54	275,55	1,13	SI'	Rif. Diametro interno

Verifica di stabilità dell'elemento compresso

E_a [daN/cm ²]	J_i [cm ⁴]	β	D_{perf} [cm]	w [daN/cm ³]	P_k [kN]	N_{ds} [kN]	γ_{Eul}	ζ
2,06E+06	106,99	342,00	11,40	30,00	5491,00	275,55	10,00	19,93
						Verifica		SI'

Verifica resistenza micropalo in acciaio tipo S275 UNI EN 10219

Si veda la verifica per il caso del terreno detritico.

Caso B – Barre in acciaio B450C

Le fondazioni del montante verranno realizzate mediante $n_b = 4$ barre in acciaio tipo B450C aventi diametro $\Phi 28$ inserite in perforazioni di diametro minimo $D = 50$ mm ciascuno, in modo da formare 4 micropali di lunghezza pari a 2,00 m.

Ogni barra sarà soggetta ai carichi $N_d = N/n_b = 68,89$ kN e $V_d = V/n_b = 51,91$ kN

Portata limite di aderenza (Bustamante-Doix, 1985)

Δ_{perf} [cm]	L_{perf} [cm]	q_s [daN/cm ²]	α	k	P_L [kN]	γ_R	ξ_b	P_u [kN]	N_d [kN]
5,00	200,00	5,00	1,10	1,10	190,07	1,15	1,70	97,22	68,89
						Verifica	SI'	ζ	1,41

Verifica a scorrimento sezioni in acciaio – nucleo iniettato

Φ_e [cm]	L_{tot} [cm]	f_{bcd} [daN/cm ²]	γ_{bd}	δ	N_{ader} [kN]	N_d [kN]	ζ	Verifica
28,00	200,00	26,90	2,00	0,80	189,30	68,89	2,75	SI'

Verifica di stabilità dell'elemento compresso

E_a [daN/cm ²]	J_i [cm ⁴]	β	D_{perf} [cm]	w [daN/cm ³]	P_k [kN]	N_d [kN]	γ_{Eul}	ζ
2,06E+06	5,78	150,00	5,00	30,00	845,48	68,89	10,00	12,27
							Verifica	SI'

Verifica resistenza barre in acciaio B450C

Si veda la verifica per il caso del terreno detritico.

VERIFICA ANCORAGGIO DI MONTE

Noto il carico $T_M = 243,40$ kN, definita la stratigrafia del terreno, si procede alla verifica dell'ancoraggio nelle condizioni di terreno ipotizzato.

Ipotesi 1 - Terreno detritico

Gli ancoraggi di monte saranno realizzati in doppia fune spiroidale $\Phi 20$ mod. ICAF 44/20 inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 11,40$ cm e lunghezza $L = 6,00$ m.

Resistenza ancoraggio in doppia fune spiroidale $\Phi 20$ mod. ICAF 44/20

Φ [mm]	T_{yk} [kN]	γ_s	$T_{yk d}$ [kN]	T_M [kN]	$\zeta_{residuo}$	Verifica
20,00	550,00	1,15	478,26	243,40	1,96	SI'

Sfilamento ancoraggio - terreno

Δ_{perf} [cm]	L_{perf} [cm]	q_s [daN/cm ²]	α	P_L [kN]	$\gamma_{Ra,p}$	ξ_a	P_u [kN]	T_M [kN]	Verifica
11,40	600,00	2,50	1,20	644,65	1,20	1,80	298,45	243,40	SI'
	600,00			644,65			298,45		1,23

Sfilamento sezione del cavallotto fune – nucleo iniettato

Φ [mm]	L_{anc} [cm]	f_{bd} [daN/cm ²]	γ_{bd}	δ	μ	N_{ader} [kN]	T_M [kN]	$\zeta_{residuo}$	Verifica
20,00	600,00	26,90	2,00	0,85	0,85	732,69	243,40	3,01	SI'

Ipotesi 2 - Terreno roccioso

Gli ancoraggi di monte verranno realizzati in doppia fune spiroidale $\Phi 20$ mod. ICAF 44/20 inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 10,00$ cm e lunghezza $L = 4,00$ m.

Resistenza ancoraggio in doppia fune spiroidale $\Phi 20$ mod. ICAF 44/20

Si veda la verifica per il caso del terreno detritico.

Sfilamento ancoraggio - terreno

Δ_{perf} [cm]	L_{perf} [cm]	q_s [daN/cm ²]	α	P_L [kN]	$\gamma_{Ra,p}$	ξ_a	P_u [kN]	T_M [kN]	Verifica
10,00	400,00	5,00	1,10	691,15	1,20	1,80	319,98	243,40	SI'
	400,00			691,15			319,98		1,31

Sfilamento sezione del cavallotto fune – nucleo iniettato

Φ [mm]	L_{anc} [cm]	f_{bd} [daN/cm ²]	γ_{bd}	δ	μ	N_{ader} [kN]	T_M [kN]	ζ_{residuo}	Verifica
20,00	400,00	26,90	2,00	0,85	0,85	488,46	243,40	2,01	SI'

VERIFICA ANCORAGGIO LATERALE

Noto il carico $T_L = 300,00$ kN, definita la stratigrafia del terreno, si procede alla verifica dell'ancoraggio nelle condizioni di terreno ipotizzato.

Ipotesi 1 - Terreno detritico

Gli ancoraggi laterali verranno realizzati in doppia fune spiroidale $\Phi 20$ mod. ICAF 44/20 inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 11,40$ cm e lunghezza $L = 6,50$ m.

Resistenza ancoraggio in doppia fune spiroidale $\Phi 20$ mod. ICAF 44/20

Φ [mm]	T_{yk} [kN]	γ_s	$T_{yk,d}$ [kN]	T_L [kN]	ζ_{residuo}	Verifica
20,00	550,00	1,15	478,26	300,00	1,59	SI'

Sfilamento ancoraggio - terreno

Δ_{perf} [cm]	L_{perf} [cm]	q_s [daN/cm ²]	α	P_L [kN]	$\gamma_{Ra,p}$	ξ_a	P_u [kN]	T_L [kN]	Verifica
11,40	650,00	2,50	1,20	698,38	1,80	1,20	323,32	300,00	SI'
	650,00			698,38			323,32		1,08

Sfilamento sezione del cavallotto fune – nucleo iniettato

Φ [mm]	L_{anc} [cm]	f_{bd} [daN/cm ²]	γ_{bd}	δ	μ	N_{ader} [kN]	T_L [kN]	ζ_{residuo}	Verifica
20,00	650,00	26,90	2,00	0,85	0,85	793,75	300,00	2,65	SI'

Ipotesi 2 - Terreno roccioso

Gli ancoraggi laterali verranno realizzati in doppia fune spiroidale $\Phi 20$ mod. ICAF 44/20 inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 10,0$ cm e lunghezza $L = 4,50$ m.

Resistenza ancoraggio in doppia fune spiroidale $\Phi 20$ mod. ICAF 44/20

Si veda la verifica per il caso del terreno detritico.

Sfilamento ancoraggio - terreno

Δ_{perf} [cm]	L_{perf} [cm]	q_s [daN/cm ²]	α	P_L [kN]	$\gamma_{Ra,p}$	ξ_a	P_u [kN]	T_L [kN]	Verifica
10,00	450,00	5,00	1,10	777,54	1,80	1,20	359,97	300,00	SI'
	450,00			777,54			359,97		1,20

Sfilamento sezione del cavallotto fune – nucleo iniettato

Φ [mm]	L_{anc} [cm]	f_{bd} [daN/cm ²]	γ_{bd}	δ	μ	N_{ader} [kN]	T_L [kN]	$\zeta_{residuo}$	Verifica
20,00	450,00	26,90	2,00	0,85	0,85	549,52	300,00	1,83	SI'

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 garantire le stesse caratteristiche di resistenza ipotizzate.

PROVE DI COLLAUDO IN CORSO D'OPERA

L'art. 6.6.4.2. "Prove di carico in corso d'opera sugli ancoraggi" delle NTC 2018 (così come le precedenti NTC 2018) prevede che dovranno essere effettuate prove di carico in corso d'opera sugli ancoraggi per controllarne il comportamento sotto le azioni di progetto.

La prova consiste nell'applicazione di un ciclo semplice di carico e scarico; in questo ciclo il tirante viene sottoposto ad una forza pari a 1,20 l'azione di progetto P_d utilizzata per le verifiche SEL, verificando che gli allungamenti misurati siano nei limiti previsti e/o compatibili con le misure sugli ancoraggi preliminari di prova.

Modalità di prova

Circa le modalità di prova, si evidenzia che:

- le prove di collaudo devono essere eseguite da personale specializzato, nel rispetto delle norme di sicurezza degli operatori e di terze persone;
- gli strumenti ed apparecchiature utilizzati nelle prove devono essere tarati, con anzianità inferiore a 1 anno, presso un Laboratorio Ufficiale riconosciuto e devono avere adeguata precisione, in funzione del tipo di prova da eseguire;
- le tesature di prova, il ciclo di carico nonché i tempi di permanenza in tiro dell'ancoraggio sono stati stabiliti, in sede di collaudo, in riferimento alle norme UNI EN 11211-4:2018 e nelle Raccomandazioni AGI – AICAP 2012 – Ancoraggi nei terreni e nelle Rocce;
- la prova di un ancoraggio in corso d'opera si sviluppa in un semplice ciclo di carico di tesatura, fino a raggiungere il carico di esercizio dichiarato dal produttore della barriera;
- secondo le indicazioni dell'Allegato B della UNI 11211-4:2018, il carico di collaudo sarà pari al carico misurato durante la prova SEL;
- tenuto conto dei meccanismi di funzionamento degli ancoraggi di una barriera paramassi e del fatto che gli ancoraggi sono completamente iniettati fino al boccaforo (non sono previste lunghezze libere), la misura degli allungamenti in fase di prova non è significativa e quindi si è deciso di soprassedere a tale misura.

Strumentazione utilizzata

Il carico agli ancoraggi è stato applicato utilizzando un sistema oleodinamico costituito da una

pompa e da un cilindro idraulico (dimensionati per il raggiungimento dei carichi di prova) disposti al di sopra di un castello di tiro sufficientemente rigido, in modo tale da resistere ai carichi applicati.

Le apparecchiature impiegate (pompa, martinetto, manometro) devono essere adeguatamente tarate presso Laboratorio Ufficiale.

Le apparecchiature di tiro e misura garantiscono, inoltre, precisione e modalità di applicazione dei carichi conformi a quanto prescritto dalle Raccomandazioni AGI – AICAP 2012 – Ancoraggi nei terreni e nelle Rocce. Si evidenzia che deve essere fornita tutta la documentazione relativa alla taratura effettuata unitamente alle tabelle di conversione pressione-carico applicato dal martinetto.

Individuazione degli ancoraggi di prova

Gli ancoraggi di prova saranno scelti in sede di prova, secondo il principio di casualità

Determinazione dei carichi di prova

Il produttore della Barriera RMC300A ha fornito i seguenti carichi derivanti dalla lettura delle celle di carico nel corso delle prove di tipo SEL (Service energy level) e MEL (maximum energy level):

	Carico al SEL (kN)	Carico al MEL (kN)
Ancoraggio Monte	130,73	243,40
Ancoraggio laterale	143,20	300,00

Tenuto conto che la prova per ancoraggi in opera consiste (Allegato B della UNI 11211-4:2018) nell'applicazione di un ciclo semplice di carico e scarico nel quale il tirante viene sottoposto ad una forza pari a 1,20 l'azione di progetto P_d riferita alle prove SEL, si ha che il carico di collaudo è:

	Carico SEL (kN)	γ_c	Carico Collaudo (kN)
Ancoraggio Monte	130,73	1,20	156,88
Ancoraggio laterale	143,20	1,20	171,84

Modalità della prova. Raccomandazioni AICAP [ed. 2012]

Articolazione generale della prova:

1. Viene fissato il valore del carico di prova N_c secondo le indicazioni della Direzione dei Lavori e nel rispetto dell'Allegato B della UNI EN 12111-4:2018;
2. tesatura dalla forza di allineamento di circa $N_0 = 0,10 N_c$ al carico massimo di collaudo N_c con incrementi di carico prestabiliti $N_{i+1} = N_i + 0,20 N_c$ e successivamente ulteriore incremento fino al raggiungimento del carico di prova;
3. al raggiungimento di ogni singolo gradiente di carico N_i si determina una sosta all'incremento del carico pari a circa $\Delta t \geq 3,0$ minuti;
4. al raggiungimento di ogni step di carico, si procede alla lettura sul manometro di eventuali cali di tensione, alla verifica di eventuali anomalie nel comportamento dell'ancoraggio ed alla registrazione dei dati rilevati in apposita tabella;

5. dopo il Δt d'attesa a carico costante, in funzione del comportamento dell'ancoraggio, si procede alla successiva applicazione del carico fino al raggiungimento del gradiente successivo N_{i+1} ;
6. al raggiungimento del carico di collaudo N_c , lo si mantiene costante per un tempo $\Delta t = 5 \div 15$ minuti, procedendo alla registrazione di eventuali anomalie di comportamento dell'ancoraggio;
7. scarico progressivo dell'ancoraggio fino al carico di allineamento N_0 , in tre stadi con sosta di 1 minuto per ogni gradino, e si procede al controllo e registrazione di eventuali ulteriori cadute di tensione o di anomalie di comportamento dell'ancoraggio;
8. interpretazione dei dati della prova per la valutazione dell'esito della prova.

Le modalità di cui alle presenti indicazioni possono essere opportunamente modificate in funzione delle necessità e delle particolari situazioni che si dovessero verificare in fase di prova.

CONCLUSIONI

Si precisa che 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. 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.

Si dovranno verificare:

- le specifiche condizioni locali del terreno al fine di valutarne la corrispondenza con le ipotesi progettuali, verificando particolarmente la coerenza tra previsioni stratigrafiche indicate attraverso la continua osservazione e verifica dell'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 di progetto, nel qual caso si renderà necessario aumentare convenientemente le lunghezze degli ancoraggi.
- verificare la compatibilità di materiali e modalità esecutive con le specifiche esigenze di ogni singolo intervento.

Il tecnico
dott. ing. ~~Giorgio~~ Cavallet

