



Città di Padula

Provincia di Salerno

Interventi per la mitigazione del rischio idrogeologico e consolidamento distacco parti
rocciose in località "Petrara"
CUP: C34H20001030001

Responsabile Procedimento	
Dott. Angelo D'Aniello	
Progettazione Definitiva/Esecutiva:	Rilievo Geometrico 3D e Geostrutturale:
Ing. Michele Tamburini	Geol. Umberto Del Vecchio
Piano della Sicurezza:	Supporto al RUP:
Ing. Gabriele Petroccelli	Ing. Vincenzo D'Addessio
Relazione Geologica	Collaudo Tecnico/Amministrativo:
Geol. Marcello Ferrigno	Ing. Angelo Maiorino

Rilievi Geometrico Tridimensionale e Geostrutturale			
Rilievo Geostrutturale:		Rilievo Geometrico Tridimensionale:	
Geol. Umberto Del Vecchio		Ing. Maria Danzi	
N. Elaborato:	Titolo elaborato:	Rev:	Data:
A.06	A - elaborati generali Relazione di calcolo interventi geotecnici di difesa attiva	01	16.03.2022
		Scala:	/

1. DIMENSIONAMENTO SISTEMA DI RIVESTIMENTO CORTICALE

INTRODUZIONE

Le reti di rivestimento ancorate (chiamate anche reti di protezione, o rinforzi corticali, o stabilizzazioni superficiali) sono composte da ancoraggi e reti di acciaio (reti paramassi). L'obiettivo di questo sistema è migliorare la stabilità superficiale degli ammassi rocciosi corticali e contenere i detriti e i blocchi rocciosi (Figura 1).

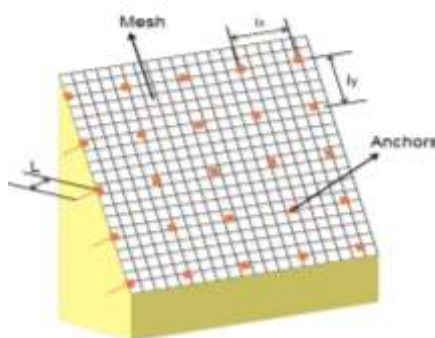
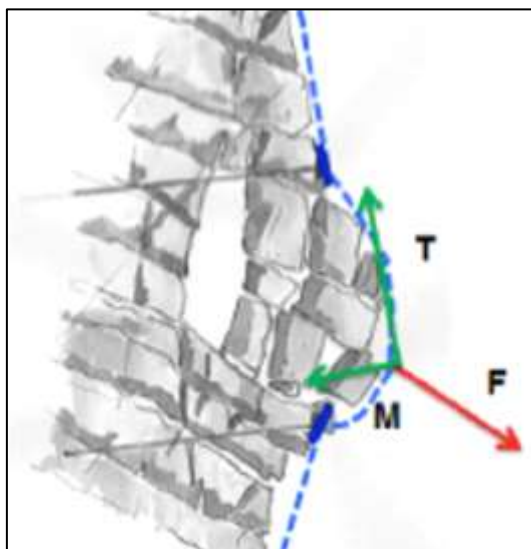


Figura 1 – Tipica configurazione della rete di rivestimento

Le reti di rivestimento ancorate potrebbero essere incluse nelle misure di protezione attiva, poiché sono applicate direttamente sulla zona instabile per evitare la caduta di massi. In questi termini differiscono totalmente dalle barriere paramassi che sono poste lontano dalla zona di distacco e possono solo ridurre l'effetto della caduta di massi. Ma dal punto di vista geomeccanico esse dovrebbero essere classificate come interventi passivi, poiché generano forze quando la caduta dei massi ha luogo.

La progettazione delle reti di rivestimento ancorate è alquanto complessa a causa delle numerose variabili, tra cui la topografia, proprietà degli ammassi rocciosi, geometria e proprietà dei giunti, la tipologia di rete e relative condizioni al contorno. A causa di ciò, allo stato attuale, è preferibile adottare modelli di calcolo all'equilibrio limite, come quello adottato nella presente relazione tecnica, che viene illustrato di seguito.

In una parete quale si dimostra quella in fase di studio formata da roccia sana ma con la presenza di fessurazioni/stratificazioni, le problematiche che si possono verificare possono essere di spostamenti paralleli al piano di scivolamento che tendono a scorrere sulle discontinuità andando a tensionare e deformare una eventuale rete di contenimento secondo uno schema che può essere sinteticamente raffigurato come sotto.



METODO DI CALCOLO

Coesistenza di ancoraggi e rete

Il metodo di calcolo considera che sul pendio vi sia un ammasso roccioso superficiale eroso o disturbato. La massa erosa è convenientemente approssimata ad un pseudo continuo; questo corpo continuo genera frequenti instabilità a basse profondità e caduta di massi. Ha spessore " s " e inclinazione " β " parallela al pendio. Diversi giunti di scorrimento attraversano il corpo superficiale; il più sfavorevole ha inclinazione " α " (Figura 2).



Figura 2 – Pendio con la superficie instabile erosa

Le forze di rete e ancoraggi vengono passivamente generate quando una di queste due condizioni succede:

- L'intero corpo eroso scivola sul piano inclinato α . Questo è il problema della stabilità globale delle superficie erose; esso è risolto dal raster di ancoraggi (Figura 3a sinistra).
- Uno o più blocchi cadono dal corpo eroso. La dinamica dell'instabilità potrebbe essere una qualsiasi (planare o a cuneo scorrevole, rotolante, in caduta, ecc...). Il software considera solo lo scorrimento planare sul piano α , che è il caso più sfavorevole. Poiché questa instabilità può avvenire solo tra gli ancoraggi, essa può essere definita come instabilità locale della superficie erosa; la rete fissata con gli ancoraggi risponde alla instabilità locale (Figura 3a destra).

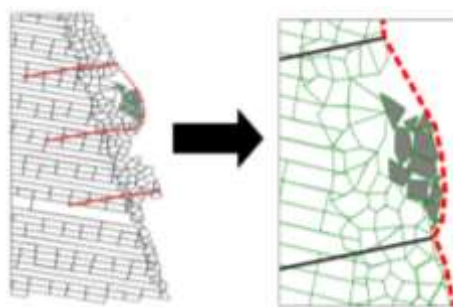


Figura 3 – Elementi della rete di rivestimento ancorata. Ancoraggi (sinistra) stabilizzanti la porzione superficiale. Rete (destra) trattene il materiale tra gli ancoraggi.

Sia rete che ancoraggi possono solo sviluppare reazioni appena l'ammasso di roccia si muove (sistema passivo). Il metodo di calcolo impiegato analizza separatamente i meccanismi di ancoraggio e di rete paramassi.

Approccio progettuale

L'approccio progettuale adottato segue solo i concetti generali degli Eurocodici (UNI ENV 1997-1: 2005). In questi termini vengono incrementate le forze destabilizzanti e vengono ridotte le resistenze per mezzo di opportuni coefficienti di sicurezza, che devono essere calibrati con la metodologia probabilistica. Purtroppo gli Eurocodici non possono correttamente essere applicati nel campo geomeccanico e le reti di rivestimento ancorate sono abbastanza lontane dai problemi geotecnici più comuni. È per questo che i coefficienti di sicurezza si fondano su parametri specifici come la morfologia del pendio o il comportamento della rete. Questo approccio è più realistico nella progettazione di reti di rivestimento ancorate.

Secondo la comune prassi di progettazione, il calcolo della rete di rivestimento viene eseguito agli stati limite ultimo e di esercizio. Lo stato limite ultimo permette capire se la rete può essere rotta a causa del carico, mentre lo stato limite di esercizio permette di prevedere la deformazione della rete di rivestimento perpendicolarmente al piano della rete. La conoscenza della deformazione è molto utile perché:

- Quando la deformazione raggiunge il limite di progettazione, significa che è necessaria la manutenzione (pulizia) della rete di rivestimento prima che ulteriori spostamenti determinano la rottura della rete. Il programma di intervento a carico del proprietario è rappresentato da un semplice controllo visivo.
- Una rete troppo deformata implica un facile distacco degli ancoraggi e minore durata dell'intervento. Il progettista deve essere consapevole di questo e prevedere di conseguenza il tipo giusto di rete.

Dimensionamento delle chiodature

Il metodo di calcolo considera che sul pendio vi sia un ammasso roccioso superficiale eroso o disturbato. La massa erosa è convenientemente approssimata ad un pseudo continuo; questo corpo continuo genera frequenti instabilità a basse profondità e caduta di massi. Ha spessore " s " e inclinazione " β " parallela al pendio.

In via cautelativa, dunque, si ipotizza che i chiodi sostengano l'intera parte corticale dell'ammasso che riveste il pendio. Questa coltre continua è in realtà costituita dalla somma di tutti volumi rocciosi secondari che originano i frequenti episodi di caduta.

Il contributo resistente delle barre di ancoraggio inserite negli ammassi rocciosi può essere calcolato con ben note procedure descritte in letteratura (AICAP 1993, Wyllie e Mah 2004), includendo anche l'effetto dei chiodi in gruppo (Ferrero et al. 1997).

Tenendo sempre presente che si tratta di elementi passivi, per cui si lavora con i parametri geotecnici in condizioni residue, il calcolo dei chiodi deve assumere che la porzione instabile dell'ammasso giaccia in condizione di equilibrio limite, dove il fattore di sicurezza è pari a 1.0. Pertanto, le forze stabilizzanti hanno lo stesso valore delle forze destabilizzanti ed è vera la seguente equazione:

$$[1] \quad \text{forze stabilizzanti} = W \cdot \sin \beta = \text{forze destabilizzanti}$$

dove:

W = peso dell'ammasso roccioso instabile da consolidare

β = inclinazione della superficie secondo cui può manifestarsi lo scivolamento

Utilizzando il criterio di rottura di Barton-Bandis per i giunti, l'equazione [1] può essere riscritta per descrivere il miglioramento della stabilità (Hoek and Brown, 1981):

$$[2] \quad W \cdot \sin \beta - c \cdot \sin \beta \tan \phi + R \geq W(\sin \beta + c \cdot \cos \beta)$$

con

R = contributo stabilizzante dei chiodi

c = coefficienti sismici

ϕ = angolo di attrito residuo del giunto

Assumendo $\tan \phi \approx 1$ (angolo di attrito = 45°), e introducendo dei fattori di sicurezza per ridurre le forze stabilizzanti (γ_{RW}) e incrementare le forze destabilizzanti (γ_{DW}), la condizione di stabilità sarebbe:

$$[3] \quad W \cdot \sin \beta \cdot (1 - c) / \gamma_{RW} + R \geq W \cdot \gamma_{DW} \cdot (\sin \beta + c \cdot \cos \beta)$$

oppure

$$F_{Sslp} > F_{Dslp}$$

assumendo

$$F_{Dslp} = (W \cdot \sin \beta + c \cdot \cos \beta) \gamma_{DW} = \text{somma delle forze destabilizzanti}$$

$$F_{Sslp} = ((W \cdot \sin \beta) (1 - c)) / \gamma_{RW} + R = \text{soma delle forze stabilizzanti}$$

L'equazione [3] consente di determinare la forza del chiodo che consolida una massa rocciosa allo stato di equilibrio limite. È un'equazione conservativa ed è semplice da utilizzare in quanto l'unica variabile geotecnica è l'inclinazione del piano di scorrimento. I coefficienti di sicurezza (γ_{RW} , γ_{DW}) dipendono da diversi fattori. Le caratteristiche della massa rocciosa influenzano l'entità delle forze stabilizzanti, in modo che il loro coefficiente di sicurezza può essere descritto come:

$$\gamma_{RW} = \gamma_{THI} \gamma_{WG} \gamma_{BH}$$

dove

- γ_{THI} descrive le incertezze nel determinare spessore superficiale instabile s . Il suo valore è compreso tra 1.20, quando la stima è basata su un rilievo geomeccanico, e 1.30, quando si basa su stima grossolana.

- γ_{WG} descrive le incertezze nella determinazione del peso unitario della massa rocciosa. Di solito si assume uguale 1.00, ma se ci sono gravi incertezze (ad esempio quando la densità non è omogenea, come nei flysch) può essere assunto pari 1.05.
- γ_{BH} descrive le incertezze relative al comportamento della massa rocciosa. Un'elevata erodibilità della superficie della roccia può provocare un denudamento dei chiodi e innescare un indebolimento dell'intero sistema. Solitamente il valore viene assunto pari 1.00, ma se ci sono condizioni ambientali gravose o la massa roccia è soggetta ad alterazione, può essere assunto pari a 1.05.

Le condizioni esterne, in particolare la morfologia del versante, svolgono un ruolo importante nell'entità delle forze destabilizzanti, il cui coefficiente di sicurezza è definito come:

$$\gamma_{DW} = \gamma_{MO} \gamma_{OL}$$

dove

- γ_{MO} descrive le incertezze relative alla morfologia del versante. Se la scarpata è molto accidentata, e quindi la rete di rivestimento non è in perfetta aderenza con la superficie della parete, e i blocchi instabili possono liberamente muoversi, in questo caso dovrebbe essere applicato un coefficiente di sicurezza di 1.30. Se la superficie del pendio è regolare, la rete di rivestimento è in aderenza con la parete e i movimenti dei blocchi instabili sono limitati, quindi in questo caso viene utilizzato un coefficiente di sicurezza pari a 1.10.
- γ_{OL} descrive le incertezze relative ai carichi accidentali/addizionali applicati sul sistema di rivestimento. I carichi addizionali potrebbero essere correlati alla presenza di ghiaccio e neve, o di vegetazione che cresce sul pendio. Di solito è assunto pari 1.00, ma se sono previste condizioni gravose, può essere assunto pari a 1.20.

I chiodi di rinforzo lavorano principalmente in prossimità del giunto di scorrimento, dove sono sottoposti sia a sollecitazioni di taglio che di trazione. La forza resistente R , che viene mobilitata in funzione della presenza della barra lungo il piano di scorrimento, è derivata utilizzando la direttrice di lavoro massima:

$$[4] \quad R = \left[\frac{1 + \frac{m^2}{16}}{1 + \frac{m^2}{4}} \right]^{\frac{1}{2}} \cdot N_e$$

dove:

$$m = \cotg(\varepsilon + \delta)$$

ε = angolo tra l'asse della barra e la perpendicolare al giunti di scivolamento, uguale a

$$\varepsilon = 90^\circ - \beta - \theta_0, \text{ dove } \theta_0 \text{ è l'inclinazione della perforazione rispetto all'orizzontale}$$

δ = dilatanza della superficie di scivolamento

$$N_e = \text{resistenza della barra (in condizioni di limite elastico)} = ESS \sigma_{adm} = ESS \sigma_{ST} / \gamma_{ST}$$

γ_{ST} = coefficiente di riduzione della resistenza dell'acciaio

$$ESS = \text{area efficace della barra di acciaio} = \pi / 4 ((f_e - 2 f_c)^2 - f_i^2)$$

f_e = diametro esterno della barra di acciaio

f_c = spessore di corrosione della corona esterna

f_i = diametro minore della bara di acciaio

In accordo con il criterio di rottura di Barton – Bandis, il valore δ è approssimato come:

$$\delta = \frac{JRC \log \frac{JCS}{\sigma_{plan}}}{3}$$

dove:

$$\sigma_{plan} = \frac{i_x i_y s \gamma \cos \alpha}{i_x i_y}$$

α = inclinazione del piano di scorrimento più sfavorevole

σ_{plan} = sforzo di trazione sul piano di scivolamento

JRC = coefficiente di rugosità del giunto = $JRC_0 \cdot \left[\frac{L_g}{L_0} \right]^{(-0.02 \cdot JRC_0)}$

JCS = resistenza a compressione semplice del giunto = $JCS_0 \cdot \left[\frac{L_g}{L_0} \right]^{(-0.03 \cdot JRC_0)}$

JCS_0 = resistenza a compressione semplice del giunto riferita alla scala del giunto campione

JRC_0 = coefficiente di rugosità del giunto riferita alla scala del giunto campione

L_0 = lunghezza del giunto (assunta pari a 0.1 m per mancanza di dati)

L_g = lunghezza del giunto (assunta pari alla spaziatura verticale dei chiodi di 1.0 m per mancanza di dati).

Si prega di notare che i valori di rugosità e di resistenza a compressione semplice dovrebbero essere stimati sul giunto più sfavorevole.

Valutazione della lunghezza dei chiodi

Nella valutazione della lunghezza dei chiodi viene considerato quanto segue:

- Il chiodo svolge il ruolo più importante nel consolidamento superficiale del versante. La sua lunghezza deve essere maggiore dello spessore instabile e dovrebbe permettere l'“immorsamento” della barra nella porzione stabile.
- La barra di acciaio e la malta sono esposti agli agenti atmosferici (ghiaccio, pioggia, salinità, variazioni di temperatura, ecc.).

La lunghezza minima teorica è calcolata come segue:

$$L_t = L_s + L_i + L_p$$

Assumendo:

L_s = lunghezza nella porzione stabile dall'ammasso roccioso = $P / (\pi \phi_{drill} \tau_{lim} / \gamma_{gt})$

L_i = lunghezza nella porzione alterata = $s / \cos \varepsilon \gamma_{dw}$

L_p = lunghezza del foro con fenomeni di plasticità nella parte stabile dell'ammasso roccioso, assunta essere pari a 0.3 m.

con

ϕ_{drill} = diametro della perforazione

τ_{lim} = tensione di aderenza tra malta e roccia

γ_{gt} = coefficiente di sicurezza per l'aderenza tra malta e roccia

P = carico di sfilamento; più grande di:

$P_{\text{Mesh}} = ((W_{\text{Sbar}} - W_{\text{Dbar}}) \cos(\alpha + \theta_o)) i_x$ = carico di sfilamento dovuto alla rete

$P_{\text{Rock}} = (F_{\text{sslp}} - R - F_{\text{Dslp}}) \cos(\beta + \theta_o)$ = carico di sfilamento dovuto all'instabilità del versante.

La lunghezza del chiodo in questo modo viene definita in maniera preliminare. La lunghezza finale appropriata delle barre deve essere valutata durante le operazioni di perforazione e validata da prove di sfilamento.

Dimensionamento della rete: stato limite ultimo

Alcuni blocchi secondari potrebbero scivolare tra i chiodi su un piano con inclinazione α , dove α è minore della pendenza del versante β , e spingere sulla rete di rivestimento. La dimensione massima del blocco che esercita un carico per metro lineare del rivestimento dipende dallo spessore s e dalla spaziatura verticale i_y tra due chiodi.

Poiché il carico di spinta è asimmetrico e la rete si deforma in maniera non uniforme, le forze che agiscono sul paramento sono rappresentate con il seguente schema semplificato (vedi Figura 1):

F - la forza sviluppata dai blocchi che scivolano tra i chiodi su un piano con inclinazione α .

T - la forza agente sul piano del rivestimento, che si presenta quando i blocchi scivolando spingono sul rivestimento. La forza può svilupparsi perché c'è un grande attrito tra la rete e i blocchi, e si forma una tasca. Il rivestimento, che è considerato essere chiodato solo sulla porzione superiore, reagisce a T mobilizzando la resistenza a trazione della rete.

M - la forza di punzonamento sviluppata dai blocchi perpendicolari al piano del rivestimento. La forza si sviluppa in quanto ci sono diversi vincoli laterali, come la chiodatura (forte vincolo) e la rete (vincolo più debole). L'entità di M dipende largamente dalla rigidità della rete: maggiore è la rigidità della rete, maggiore sarà l'efficacia del rivestimento.

Nel caso della rete, lo stato limite ultimo è soddisfatto quando

$$T_{\text{adm}} - T \geq 0$$

dove

T_{adm} = resistenza a trazione ammissibile della rete

La resistenza ammissibile della rete sarà:

$$T_{\text{adm}} = T_m / \gamma_{\text{MH}}$$

dove

T_m = Resistenza a trazione della rete

γ_{MH} = coefficiente di sicurezza per la riduzione della resistenza a trazione. Tenendo in considerazione lo stato disomogeneo di stress agente sulla rete, il minimo coefficiente di sicurezza sarà non inferiore a 2.0.

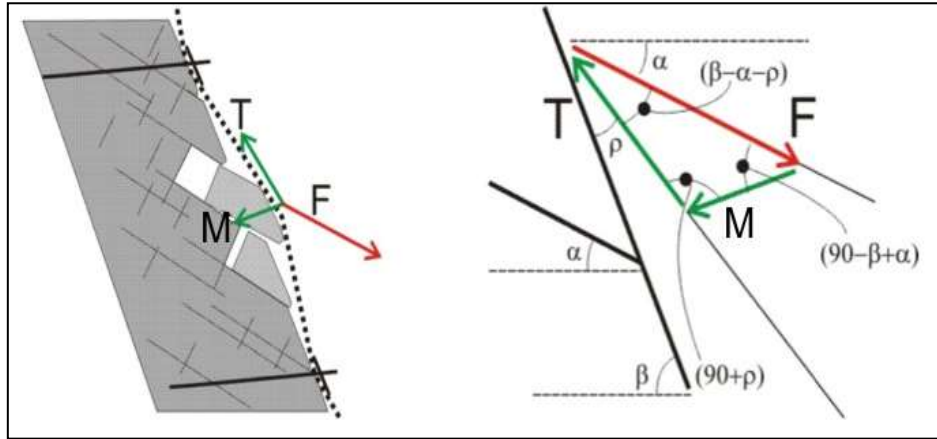


Fig. 4 – Schematizzazione delle forze agenti sulla rete

Il carico T agente sulla rete dipende dalla spinta agente sulla rete (M - v. Figura 1), che può essere calcolata utilizzando gli stessi principi della formula [3]

$$M = F \sin(\beta - \alpha) i_x = (M_{bdrv} - M_{bstb}) \sin(\beta - \alpha) i_x$$

dove:

$$M_{bdrv} = (Mb \sin \alpha + c \cos \alpha) \gamma_{DW} = \text{forze agenti}$$

$$M_{bstb} = (Mb \sin \alpha (1 - c)) \gamma_{RW} = \text{forze resistenti}$$

$$Mb = V \gamma = \text{peso della massa di roccia instabile}$$

V = volume instabile massimo tra i chiodi che è calcolato come segue:

$$\text{(Caso A): se } \alpha \geq (\beta - \arctan(s/i_y)) \text{ e } \alpha < \beta \quad V = \frac{1}{2} \cdot i_y^2 \cdot \tan(\beta - \alpha)$$

$$\text{(Caso B): se } \alpha < (\beta - \arctan(s/i_y)) \quad V = i_y \cdot s - \frac{1}{2} \cdot \frac{s^2}{\tan(\beta - \alpha)}$$

$$\text{(Caso C): se } \alpha < (\beta - \arctg(s/i_y)) \quad V = 0.5 s^2 / \tan(\beta - \alpha)$$

Infine

$$\text{se } M/i_x / \sin(\beta - \alpha) - \rho_p < Mb \sin \beta$$

$$\text{allora } T = M / i_x / \sin(\beta - \alpha) - \rho_p \quad \text{quindi} \quad T = Mb \sin \beta$$

con

$$\rho_p \approx \arctg(Z_{bulg} / 1.5) = \text{angolo della deformazione della rete}$$

Z_{bulg} = deformazione correlata al carico di punzonamento M. É direttamente misurata da dati sperimentali di Maccaferri.

Dimensionamento della rete: stato limite di servizio

Lo stato limite di servizio fornisce informazioni riguardanti quanto segue:

- attività di manutenzione sul rivestimento necessaria;
- rischi di denudamento degli ancoraggi;
- interferenza tra l'infrastruttura e il rivestimento del versante come conseguenza di deformazioni eccessive.

Lo stato limite di servizio è soddisfatto se

$$B_{bulg} - Z_{bulg} \geq 0$$

dove

B_{bulg} = $D_{mbulg} / \gamma_{mbulg}$ = deformazione ammissibile

D_{mbulg} = deformazione di progetto massima

γ_{mbulg} = coefficiente di sicurezza; varia tra 1.2 (rivestimento correttamente installato su un versante con una superficie regolare) e 2.00 (rivestimento installato non correttamente su un versante con una morfologia irregolare).

Z_{bulg} = deformazione del rivestimento derivato dai risultati dei test condotti da Maccaferri sulla base del carico di punzonamento M.

DIMENSIONAMENTO DEGLI INTERVENTI DI RAFFORZAMENTO CORTICALE

Principali dati di input

Qui di seguito si riassumono i dati di input, ricavati dalla relazione geologico-tecnica, utilizzati ai fini del dimensionamento della rete di rivestimento e delle barre di ancoraggio.

- ❖ Inclinazione del pendio: 80°
- ❖ Peso di volume: 27 kN/m³
- ❖ Resistenza alla compressione semplice dei giunti (JCS): 59 Mpa
- ❖ Coefficiente di rugosità del giunto più pericoloso (JRC): 4
- ❖ Inclinazione del giunto più pericoloso: 50°
- ❖ Spessore di materiale potenzialmente instabile: 1,00 m
- ❖ Coefficiente sismico orizzontale (kh): 0,147 g

Si allegano alla presente le risultanze delle verifiche effettuate.

DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

A seguito dei calcoli e delle considerazioni effettuate nelle pagine precedenti, emerge che per mettere in sicurezza la scarpata, sarà necessario prevedere un intervento di rafforzamento corticale con le proprietà che vengono qui di seguito riassunte.

Intervento di rafforzamento corticale realizzato mediante chiodature con maglia 3,0x3,0 m con barre in acciaio barre a filettatura continua tipo Dywidag diam. 26,5 mm aventi lunghezza minima pari a 3,0 m al fine di consolidare le pareti rocciose e la stesa di un rivestimento flessibile ad alta resistenza e ad elevata durabilità (geocomposito), costituito da rete metallica a doppia torsione a maglia esagonale tipo 8x10.

Il geocomposito sarà tessuto con trafilato di acciaio avente un diametro pari a 2.70/3.70 mm (diam. int./est.), conforme a UNI EN 10223-3, galvanizzato con Galmac (lega eutettica di Zinco – 5% Alluminio) in conformità a UNI EN 10244-2 Classe A e successivamente rivestito in PVC in conformità a UNI EN 10245-2. La rete metallica, in rotoli di larghezza pari a 3.0 m, è tessuta con l'inserimento, direttamente in produzione, di funi di acciaio con anima metallica con grado non inferiore a 1770 N/mm² (UNI EN 12385-2) aventi un diametro pari a 6/8 mm (diam. int./est.) (UNI EN 12385-4), galvanizzate con Galmac (lega eutettica di Zinco – 5% Alluminio) in conformità a UNI EN 10264-2 Classe A e successivamente rivestite in PVC

La protezione anticorrosiva della rete sarà tale da non presentare tracce di ruggine rossa a seguito di un test di invecchiamento accelerato in nebbia salina (test in accordo a UNI EN ISO 9227) per un tempo di esposizione minimo di 6000 ore e tale da garantire una vita utile del prodotto non inferiore a 120 anni in un ambiente di categoria C5 (ISO 9223). Le funi sono inserite longitudinalmente lungo i bordi del telo di rete e all'interno delle doppie torsioni con una spaziatura nominale pari a 50 cm.

Il geocomposito metallico avrà una resistenza a trazione longitudinale nominale non inferiore a 150 kN/m, con una deformazione massima non superiore a 8%. La rete sarà caratterizzata da una resistenza a punzonamento nominale non inferiore a 170 kN, quando testata in accordo a UNI 11437.

Il geocomposito metallico sarà fissato alla sommità ed al piede della parete rocciosa alla predisposta struttura di contenimento (ancoraggi e funi da compensare a parte), mediante l'applicazione di morsetti con una protezione anticorrosiva tale da non presentare tracce di ruggine rossa, a seguito di un test di invecchiamento accelerato in nebbia salina (test in accordo a UNI EN ISO 9227), su una superficie maggiore del 5% per un tempo di esposizione minimo di 600 ore. Gli ancoraggi saranno dotati di speciale piastra di ripartizione in acciaio S235JR (EN 10025-2) di dimensioni 250x250x8 mm, zincate a caldo in accordo a UNI EN ISO 1461 (da computarsi a parte). I teli di rete dovranno essere legati tra loro ogni 15-20 cm mediante false maglie in filo di acciaio inox ad alta resistenza (1500 N/mm²) con un diametro minimo di 4.0 mm.

Prima della messa in opera e per ogni partita ricevuta in cantiere, l'Appaltatore dovrà consegnare alla D.L. la relativa Dichiarazione di Prestazione (DoP) rilasciata in originale, in cui specifica il nome del prodotto, la Ditta produttrice, le quantità fornite e la destinazione. La conformità dei prodotti dovrà essere certificata da un organismo notificato ai sensi del CPR 305/2011, terzo ed indipendente, tramite Certificato di Costanza delle Prestazioni.

Il Sistema Qualità della ditta produttrice dovrà essere inoltre certificato in accordo alla ISO 9001 da un organismo terzo indipendente.



2. DIMENSIONAMENTO SISTEMA DI IMBRACATURA MASSI MEDIANTE FUNI METALLICHE

Tale intervento di difesa attiva servirà a stabilizzare gli elementi lapidei removibili potenzialmente instabili di volumetria maggiore che non possono essere stabilizzati mediante l'intervento corticale.

L'imbracatura verrà realizzata mediante funi di acciaio, opportunamente protette dalla corrosione, aventi diametro $\Phi 20$ mm ancorate a barre di acciaio Dywidag $\Phi 26,5$ mm della lunghezza di mt 4 e riguarderà i blocchi B01, B02, B03, B05, B08 e B09.

ANCORAGGIO FUNI MEDIANTE TIRANTI PASSIVI

Gli ancoraggi, o tiranti, sono elementi strutturali in grado di sostenere forze di trazione, in virtù di un'adeguata connessione al terreno. Con riferimento allo schema riportato in Figura - Rappresentazione schematica tirante di ancoraggio secondo la norma UNI EN 1537, gli elementi caratterizzanti un ancoraggio sono:

- testata: indica l'insieme degli elementi atti a trasmettere alla struttura ancorata la forza di trazione del tirante;
- fondazione: indica la parte del tirante che realizza la connessione con il terreno, trasmettendo a quest'ultimo la forza di trazione del tirante.

Il tratto compreso tra la testata e la fondazione prende il nome di parte libera.

L'elemento strutturale, al quale è affidato il compito di trasmettere la forza di trazione, può essere costituito da barre, fili o trefoli.

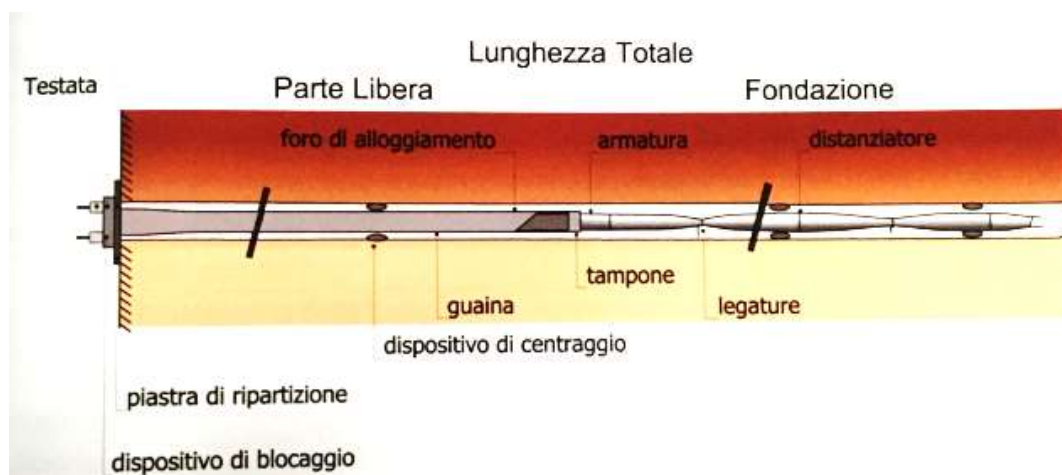


Figura - Rappresentazione schematica tirante di ancoraggio secondo la norma UNI EN 1537

Nella parte libera, questi elementi sono protetti da una guaina, che può risultare unica per tutti gli elementi, singola per ciascun elemento o composta, ossia una guaina per ogni elemento, più una guaina per l'insieme di tutti gli elementi. La stessa fondazione può essere realizzata con o senza guaina. Il dispositivo di bloccaggio in testata può risultare unico per tutti gli elementi di armatura o può essere multiplo.

In base alla tensione iniziale applicata, si distingue tra: *tiranti attivi*, come possono essere i tiranti presollecitati, se la forza di tesatura iniziale è superiore a quella di utilizzazione, e parzialmente presollecitati se la tesatura iniziale non supera il valore di utilizzazione; *tiranti passivi*, se nell'armatura del tirante non viene indotta alcuna forza di tesatura.

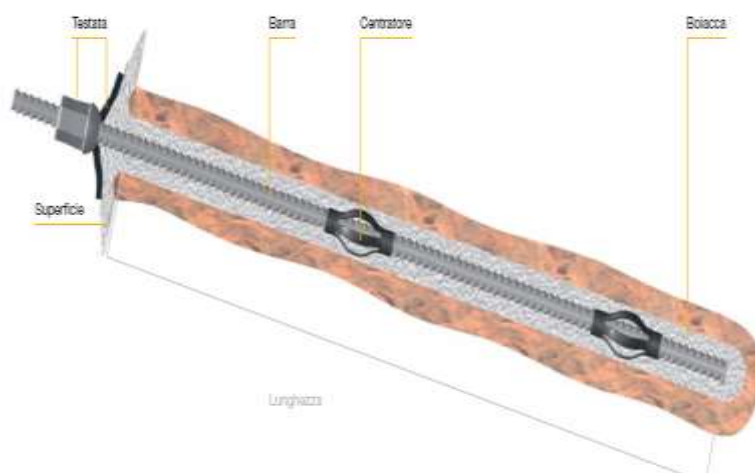
Un importante distinzione viene, inoltre, operata in base alla durata in esercizio dei tiranti. Se essi vengono impiegati con funzione permanente è necessario adottare tutti gli accorgimenti atti a garantire la durabilità e

l'efficienza, predisponendo un piano di monitoraggio con possibilità di successivi interventi o eventuale sostituzione.

Aderenza e capacità portante dei chiodi devono essere verificate da prove di idoneità. In caso di roccia fessurata o terreno estremamente permeabile si può ricorrere ad una perforazione rivestita.

Gli ancoraggi delle funi di ancoraggio verranno realizzati mediante barre di acciaio Dywidag alloggiate in perfori di diametro 60 mm.

Le barre sono centrate nei fori mediante distanziatori. Quindi la perforazione è iniettata con boiaccia di cemento partendo dal fondo a risalire per l'intera lunghezza. La boiaccia crea un ancoraggio per aderenza colla barra a filettatura continua e colle pareti del foro.

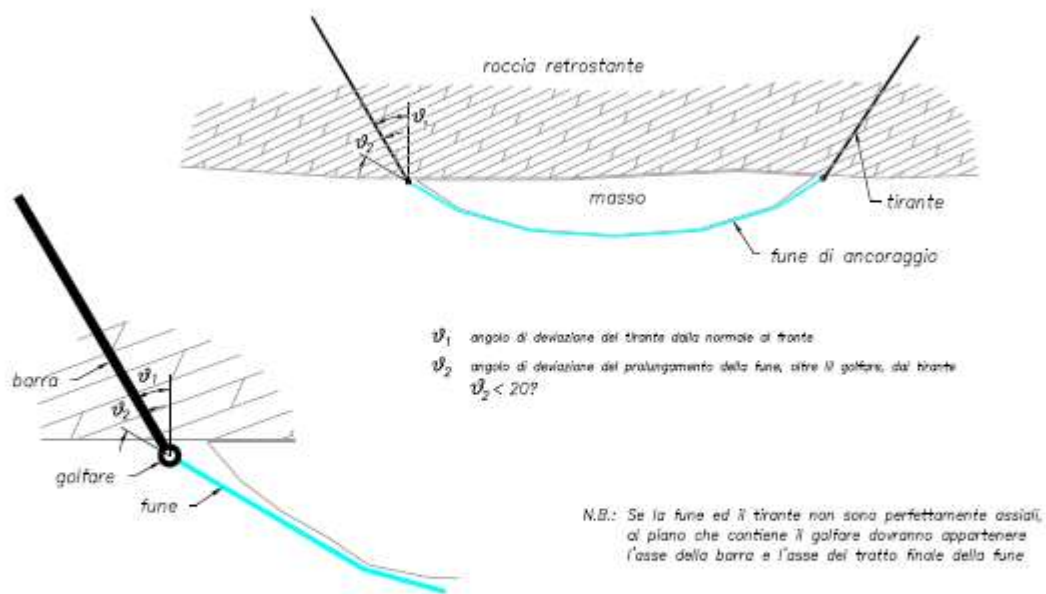


Dati tecnici

Bulloni da roccia DYWIDAG in acciaio da precompressione

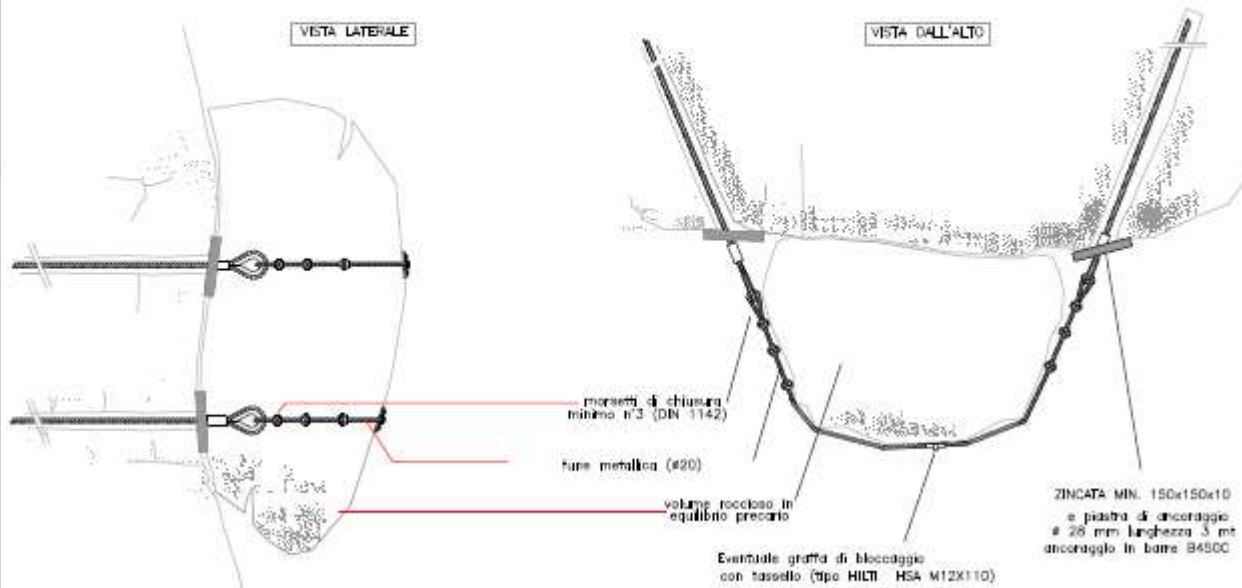
Diametro nominale \varnothing [mm]	Tensione snerv. / rottura $f_{0,1k}/f_{pk}$ [N/mm ²]	Sezione trasversale A [mm ²]	Carico snervamento $F_{p0,1k}$ [kN]	Carico ultimo F_{pk} [kN]	Peso [kg/m]	Peso DCP [kg/m]	Omolog.
15	900/1.100	177	159	195	1.30		
26.5	950/1.050	552	525	580	4.48	7.4	
32	950/1.050	804	760	845	6.53	9.8	
							△ △

- Germania: Z-20.1-106 Sistema chiodi DYWIDAG
- × Austria: BMVT-327.120/0022-II/ST 2/ GEWI® Plus chiodi
- △ Germania: Z-20.1-17 DYWIDAG Tiranti permanenti a barre



Particolare del collegamento fune-barra sul golfare

SCHEMA TIPO
con fasciature in fune metallica
Contenimento di volume roccioso



A. DETERMINAZIONE DEL TIRO DI ESERCIZIO E DEL NUMERO DI FUNI DI IMBRACATURA DEI BLOCCHI POTENZIALMENTE INSTABILI INDIVIDUATI

Lo sforzo di esercizio T_e^f delle funi di imbracatura è fornito dalla seguente espressione:

$$T_e^f = \frac{F}{2 \cdot n_f}$$

n_f rappresenta il numero di funi da applicare sul blocco e con F la forza da esplicare per la stabilizzazione del masso removibile potenzialmente instabile,

Il tiro di esercizio, T_e^f , invece è stato determinato a partire dal tiro di rottura delle funi, T_r^f , considerando un opportuno coefficiente di sicurezza, nel nostro caso posto pari a 3.

Il tiro di rottura della fune, T_r^f , infine, è univocamente determinato una volta scelto il tipo di fune.

Nel caso in esame è stata scelta la seguente fune:

➔ **fune di fasciatura con diametro 20 mm e carico di rottura minimo garantito non inferiore a 21.700 kg.**

La fune deve essere di tipo a trefoli a filo elementare zincato (secondo la classe AB, UNI 7304 – 74 oppure DIN 2078). L'intervento comporta anche la realizzazione di chiodi di lunghezza adeguata agli sforzi che li sollecitano da definirsi a seconda del terreno di ancoraggio.

Si dovrà poi procedere al tensionamento della fune di fasciatura a mezzo di elementi di tesatura manuale per poi procedere al bloccaggio con non meno di 5 morsetti per lato, disposti ad una distanza tra di loro di 7 volte il diametro.

Dunque si ha:

T_r^f (variabile in relazione al tipo di fune scelta)

$$T_e^f = \frac{T_r^f}{\gamma} = \frac{21,70}{3} = 7,23t \quad \text{fune } \Phi 20$$

Per cui noto il tiro di esercizio e la forza necessaria per stabilizzare il blocco roccioso (peso del blocco amplificato secondo i coefficienti dell'approccio A1+M1+R3 delle NTC2018, vedi tabella di seguito riportata) si è passati al calcolo del numero di funi:

$$n_f = \frac{F}{2 \cdot T_e^f}$$

Il calcolo è stato implementato considerando un peso di volume della roccia pari a 2,7 t/mc desunto dalla Relazione Geologica.

Tutti i pesi dei blocchi sono stati cautelativamente amplificati del 50%, ovvero si è adottato un coefficiente di sicurezza pari a 1,5.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

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

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

Di seguito si riporta in tabella il numero di funi necessarie a stabilizzare ciascun blocco removibile potenzialmente instabile individuato.

Tabella 1 - numero di funi necessarie a stabilizzare ciascun blocco removibile potenzialmente instabile individuato

Masso	Numero funi da utilizzare	Numero tiranti	Lunghezza ancoraggio tiranti
B01	3	6	4 mt
B02	2	4	4 mt
B03	1	2	4 mt
B05	1	2	4 mt
B08	2	4	4 mt
B09	4	8	4 mt

Si riportano di seguito i report delle calcolazioni effettuate.

BLOCCO B0I

BLOCCO

VOLUME	5.2 MC
PESO SPECIFICO	2.7 T/MC
PESO	14.04 T
γG	1.50
F=PESO x γG	21.06 T

FUNE

DIAMETRO	Ø20
CARICO ROTTURA	21.7 T
COEFF. SICUREZZA	3
TIRO DI ESERCIZIO	7.23 T

$$T_e^f = \frac{T_r^f}{\gamma}$$

NUMERO FUNI

$$n_f = \frac{F}{2 \cdot T_e^f}$$

Tab. 9.23 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_f (o γ_{Ed})	EQU	IAI	IA2
Carichi permanenti G _k	Favorevole	γ _{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.3	1.0
Carichi permanenti G _{k2}	Favorevole	γ _{G2}	0.9	0.9	0.9
	Sfavorevole		1.3	1.3	1.3
Azioni variabili Q _k	Favorevole	γ _Q	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

* Per i carichi permanenti G_k si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.1. Per la scelta delle norme si fa riferimento ai coefficienti γ_{ps}.

1.46

NUMERO MINIMO FUNI 2

FUNI UTILIZZATE 3

NUMERO TIRANTI (T) 6

TIRO DI ESERCIZIO
TIRANTE (KG) 3510

BLOCCO B2

BLOCCO

VOLUME	4 MC
PESO SPECIFICO	2.7 T/MC
PESO	10.80 T
γG	1.50
F=PESO x γG	16.20 T

FUNE

DIAMETRO	Ø20
CARICO ROTTURA	21.7 T
COEFF. SICUREZZA	3
TIRO DI ESERCIZIO	7.23 T

$$T_e^f = \frac{T_r^f}{\gamma}$$

NUMERO FUNI

$$n_f = \frac{F}{2 \cdot T_e^f}$$

Tab. 9.23 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_f (o γ_{Ed})	EQU	IAI	IA2
Carichi permanenti G _k	Favorevole	γ _{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.3	1.0
Carichi permanenti G _{k2}	Favorevole	γ _{G2}	0.9	0.9	0.9
	Sfavorevole		1.3	1.3	1.3
Azioni variabili Q _k	Favorevole	γ _Q	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

* Per i carichi permanenti G_k si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.1. Per la scelta delle norme si fa riferimento ai coefficienti γ_{ps}.

1.12

NUMERO MINIMO FUNI 2

FUNI UTILIZZATE 2

NUMERO TIRANTI (T) 4

TIRO DI ESERCIZIO
TIRANTE (KG) 4050

BLOCCO B3

BLOCCO

VOLUME	1.3	MC
PESO SPECIFICO	2.7	T/MC
PESO	3.51	T
γG	1.50	
F=PESO x γG	5.27	T

FUNE

DIAMETRO	Φ20
CARICO ROTTURA	21.7 T
COEFF. SICUREZZA	3
TIRO DI ESERCIZIO	7.23 T

$$T_e^f = \frac{T_c^f}{\gamma}$$

NUMERO FUNI

$$n_f = \frac{F}{2 \cdot T_e^f}$$

Tab. 9.21 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ _i (o γ _{Ed})	EQE	IAE	IAE
Carichi permanenti G _i	Favorevole	γ _{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti G _o	Favorevole	γ _{G2}	0.9	0.8	0.9
	Sfavorevole		1.3	1.5	1.3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ _Q	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Per i carichi permanenti G_i si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.1. Per la quota delle nevi si fa riferimento ai coefficienti γ_s.

0.36

NUMERO MINIMO FUNI 1

FUNI UTILIZZATE 1

NUMERO TIRANTI (T) 2

TIRO DI ESERCIZIO
TIRANTE (KG) 2633

BLOCCO B5

BLOCCO

VOLUME	1.4	MC
PESO SPECIFICO	2.7	T/MC
PESO	3.78	T
γG	1.50	
F=PESO x γG	5.67	T

FUNE

DIAMETRO	Φ20
CARICO ROTTURA	21.7 T
COEFF. SICUREZZA	3
TIRO DI ESERCIZIO	7.23 T

$$T_e^f = \frac{T_c^f}{\gamma}$$

NUMERO FUNI

$$n_f = \frac{F}{2 \cdot T_e^f}$$

Tab. 9.21 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ _i (o γ _{Ed})	EQE	IAE	IAE
Carichi permanenti G _i	Favorevole	γ _{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti G _o	Favorevole	γ _{G2}	0.9	0.8	0.9
	Sfavorevole		1.3	1.5	1.3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ _Q	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Per i carichi permanenti G_i si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.1. Per la quota delle nevi si fa riferimento ai coefficienti γ_s.

0.39

NUMERO MINIMO FUNI 1

FUNI UTILIZZATE 1

NUMERO TIRANTI (T) 2

TIRO DI ESERCIZIO
TIRANTE (KG) 2835

BLOCCO B08

BLOCCO

VOLUME	1.6	MC
PESO SPECIFICO	2.7	T/MC
PESO	4.32	T
γ_G	1.50	
$F = \text{PESO} \times \gamma_G$	6.48	T

FUNE

DIAMETRO	Φ20
CARICO ROTTURA	21.7 T
COEFF. SICUREZZA	3
TIRO DI ESERCIZIO	7.23 T

$$T_e^f = \frac{T_r^f}{\gamma}$$

NUMERO FUNI

$$n_f = \frac{F}{2 \cdot T_e^f}$$

Tab. 9.21 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Ultimo	Coefficiente Parziale γ_1 da γ_{12}	EQU	IAI	IA2
Carichi permanenti G_k	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.3	1.0
Carichi permanenti G_{k2}	Favorevole	γ_{G2}	0.9	0.9	0.9
	Sfavorevole		1.3	1.5	1.3
Azioni variabili Q_k	Favorevole	γ_{Q1}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

* Per i carichi permanenti G_k si applica quanto indicato alla Tabella 2.4.1. Per la quota delle azioni si fa riferimento ai coefficienti γ_{12} .

0.45

NUMERO MINIMO FUNI 1

FUNI UTILIZZATE 2

NUMERO TIRANTI (T) 4

TIRO DI ESERCIZIO
TIRANTE (KG) 1620

BLOCCO B09

BLOCCO

VOLUME	5.9	MC
PESO SPECIFICO	2.7	T/MC
PESO	15.93	T
γ_G	1.50	
$F = \text{PESO} \times \gamma_G$	23.90	T

FUNE

DIAMETRO	Φ20
CARICO ROTTURA	21.7 T
COEFF. SICUREZZA	3
TIRO DI ESERCIZIO	7.23 T

$$T_e^f = \frac{T_r^f}{\gamma}$$

NUMERO FUNI

$$n_f = \frac{F}{2 \cdot T_e^f}$$

Tab. 9.21 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Ultimo	Coefficiente Parziale γ_1 da γ_{12}	EQU	IAI	IA2
Carichi permanenti G_k	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.3	1.0
Carichi permanenti G_{k2}	Favorevole	γ_{G2}	0.9	0.9	0.9
	Sfavorevole		1.3	1.5	1.3
Azioni variabili Q_k	Favorevole	γ_{Q1}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

* Per i carichi permanenti G_k si applica quanto indicato alla Tabella 2.4.1. Per la quota delle azioni si fa riferimento ai coefficienti γ_{12} .

1.65

NUMERO MINIMO FUNI 2

FUNI UTILIZZATE 4

NUMERO TIRANTI (T) 8

TIRO DI ESERCIZIO
TIRANTE (KG) 2987

B. REPORT DI CALCOLO TIRANTE

TIRANTI DI ANCORAGGIO

Gli ancoraggi sono elementi strutturali opportunamente collegati al terreno, in grado di sostenere forze di trazione.

Resistenza allo sfilamento

La resistenza allo sfilamento di un tirante può essere calcolata con le relazioni di Schneebeli o di Bustamante Doix.

Schneebeli

Per terreni granulari ($\varphi > 0$) la formula è la seguente:

$$R_a = \pi \cdot D_p \cdot L \cdot \tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \operatorname{sen} \varphi \cdot \frac{1 + e^{2 \cdot \pi \cdot \tan \varphi}}{2} \cdot \gamma \cdot z$$

dove:

- D_p = diametro di perforazione;
- L = lunghezza della zona ancorata;
- z = profondità del punto medio del tratto ancorato;
- γ = peso di volume del terreno soprastante il tratto ancorato.

In terreni coesivi ($\varphi=0$) e per analisi a breve termine si può invece utilizzare la relazione:

$$R_a = \pi \cdot D_p \cdot L \cdot c_u$$

c_u = coesione non drenata del terreno nella zona di ancoraggio.

Bustamante Doix

La relazione è la seguente:

$$R_a = \pi \cdot \alpha \cdot D_p \cdot L \cdot q_s$$

dove:

- D_p = diametro di perforazione;
- L = lunghezza della zona ancorata;
- α = fattore che misura l'incremento di diametro del bulbo del tirante nella zona di ancoraggio;
- q_s = attrito e adesione laterale unitaria nella zona di ancoraggio.

Il coefficiente α è funzione della **litologia dominante nel tratto di ancoraggio** e delle **modalità di iniezione**.
Può essere ricavato dalla seguente tabella:

LITOLOGIA		COEFFICIENTE α			
		Iniezione ripetuta		Iniezione semplice	
		min	max	min	max
✓	Ghiaia	1.8	1.8	1.3	1.4
✓	Ghiaia sabbiosa	1.6	1.8	1.2	1.4
✓	Sabbia ghiaiosa	1.5	1.6	1.2	1.3
✓	Sabbia pulita	1.4	1.5	1.1	1.2
✓	Sabbia limosa	1.4	1.5	1.1	1.2
✓	Limo	1.4	1.6	1.1	1.2
✓	Argilla	1.8	2.0	1.2	1.2
✓	Marne e arenarie alterate e/o fratturate	1.8	1.8	1.1	1.2

Il fattore q_s può essere ricavato attraverso le seguenti due relazioni:

iniezione semplice:

q_s [MPa] = $0,01 \cdot (D_r - 50) + 0,05$	per terreni granulari (D_r = densità relativa)
q_s [MPa] = $0,006 \cdot (c - 10) + 0,1$	per terreni coesivi (c = coesione t/m ²)

iniezione ripetuta:

q_s [MPa] = $0,01 \cdot (D_r - 50) + 0,05$	per terreni granulari (D_r = densità relativa)
q_s [MPa] = $0,008 \cdot (c - 10) + 0,18$	per terreni coesivi (c = coesione t/m ²)

La resistenza allo sfilamento si ottiene quindi dividendo R_a (resistenza di calcolo a sfilamento) per un coefficiente di sicurezza F_s , che assume diversi valori a seconda della normativa scelta.

$$T_d = \frac{R_a}{F_s}$$

Verifiche dell'aderenza del tirante (progetto di massima del bulbo di ancoraggio)

La lunghezza minima del bulbo iniettato (ancoraggio) deve essere tale da soddisfare le tre seguenti verifiche.

ADERENZA ACCIAIO-MALTA DI INIEZIONE

Deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$L(\text{cm}) \geq 0.01 \cdot \frac{T}{\pi \cdot d \cdot \tau \cdot \gamma \cdot s}$$

dove:

$L(\text{cm})$ = lunghezza dell'ancoraggio;

$T(\text{N})$ = sforzo massimo di trazione del tirante;

$d(\text{cm})$ = somma dei diametri dei trefoli o delle barre;

$\tau(\text{Mpa}) = 0,4 + (R_{bk} - 15)/75$, con R_{bk} = resistenza caratteristica della malta d'iniezione (MPa);

γ = coefficiente correttivo fornito dalla seguente tabella:

s = coefficiente correttivo ricavabile dalle seguenti tabelle

TIPOLOGIA ARMATURA TIRANTE		COEFFICIENTE γ	
		min	max
✓	Fili lisci, barre lisce, trefoli compatti allo stato naturale	1.3	1.3
✓	Trefolo normale o barre corrugate puliti allo stato naturale	2.0	2.0
✓	Fili lisci, barre lisce, trefoli compatti verniciati o untati	0.75	0.85
✓	Fili lisci con ringrossi o compression grips all'estremità profonda, barre lisce con dado e rondella all'estremità profonda	1.7	1.7
✓	Trefoli normali con compression grips all'estremità profonda	2.5	2.5

• per elementi

di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature alternate nel fascio (n = numero di barre, trefoli, fili contenuti nella stessa guaina o perforazione):

n	✓	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
s	✓	1	0.89	0.81	0.72	0.63	0.55	0.48	0.42	0.36	0.32	0.28	0.24

- per elementi di tensione paralleli contenuti nella stessa guaina o perforazione (nel caso di più di 4 elementi introdurre il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi invece della somma dei singoli diametri):

n	✓	1	2	3	4
s	✓	1	0.8	0.6	0.5

ADERENZA MALTA – GUAINA CORRUGATA

Deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$L(cm) \geq 0.01 \cdot \frac{T}{\pi \cdot d \cdot \tau}$$

dove:

- L(cm) = lunghezza dell'ancoraggio;
 T(N) = sforzo massimo di trazione del tirante;
 d(cm) = diametro interno della guaina corrugata;
 $\tau(\text{Mpa}) = 0,4 + (R_{bk} - 15)/75$, con R_{bk} = resistenza caratteristica della malta d'iniezione (MPa).

ADERENZA DELLA MALTA AL FORO

Deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$L(cm) \geq 0.01 \cdot \frac{3.5 \cdot T}{\pi \cdot d \cdot \tau}$$

dove:

- L(cm) = lunghezza dell'ancoraggio;
 T(N) = sforzo massimo di trazione del tirante;
 d(cm) = diametro della perforazione;
 $\tau(\text{Mpa})$ = tensione di aderenza unitaria malta-terreno, funzione delle caratteristiche meccaniche

della roccia o del terreno sciolto; non deve superare il valore di $\tau_{\max} = 0,8 + (R_{bk}-10)/25$, con R_{bk} = resistenza caratteristica della malta d'iniezione (MPa); τ può, in prima approssimazione, essere ricavata dalle seguenti tabelle:

TERRENO		Tensione di aderenza unitaria malta-terreno [Mpa]	
		min	max
ROCCIA			
✓	Basalto	5.50	6.00
✓	Calcare	2.80	4.80
✓	Arenaria	1.50	1.70
✓	Dolomite	1.70	1.90
✓	Scisti	0.50	0.70
✓	Scisti alterati	0.30	0.50
✓	Gesso	0.60	0.80
✓	Ardesia	1.60	1.80
SCIOLTO			
✓	Limi argillosi	0.06	0.09
✓	Argilla satura	0.05	0.08
✓	Argilla sabbiosa compatta	0.20	0.40
✓	Sabbia medio fine compatta	0.20	0.60
✓	Argilla medio plastica dura	0.20	0.50
✓	Argilla medio plastica media	0.16	0.29
✓	Sabbia grossa e ghiaia compatta	0.29	0.60

E. Segre, "Proposta di metodo di prove semplici per tiranti di ancoraggio" (Industria Italiana del Cemento 6/88)

TERRENO		Tensione di aderenza unitaria malta-terreno [Mpa]		
		min	med	max
✓	Basalto compatto		5.73	
✓	Granito alterato	1.5		2.5
✓	Basalto		3.86	
✓	Granito		4.83	
✓	Serpentino		1.55	
✓	Granito e basalto	1.72		3.10
✓	Scisto		2.80	
✓	Ardesia e argilla scistosa	0.83		1.38
✓	Cacare		2.83	

✓	Creta (Chalk)	0.22		1.07
✓	Calcare argilloso		2.75	
✓	Calcare tenero	1.03		1.52
✓	Calcare dolomitico	1.38		2.07
✓	Arenaria alterata	0.69		0.85
✓	Limo ben cementato		0.69	
✓	Arenaria compatta		2.24	
✓	Arenaria	0.83		1.73
✓	Marna del Keuper	0.17		0.25
✓	Argilla scistosa tenera		0.35	
✓	Argilla tenera e scistosa	0.21		0.83

G. S. Littlejohn, D.A. Bruce, "Rock anchors – Design and quality control"

Normativa

D.M. 17.01.2018 (N TC)

Verifiche di sicurezza (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza vanno presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve che a lungo termine.

Per il dimensionamento geotecnico (**stato limite di sfilamento della fondazione dall'ancoraggio**) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d rappresenta il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica di tale condizione va effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I.

Il flusso di calcolo si riporta di seguito:

Step 1 - Si calcola l'azione di progetto E_d considerando **tutti i possibili stati limiti ultimi (SLU) e di esercizio (SLE)**, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tabella 6.2.I (nel software online l'azione, dato di input, deve essere già amplificata).

Step 2 - Si determina con uno dei metodi analitici proposti (Schneebeli e Bustamante Doix) il valore medio e minimo delle resistenze $R_{a,c}$ ottenute dal calcolo (resistenza di calcolo a sfilamento utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del terreno dedotti dai risultati di prove in situ e/o di laboratorio), il valore della resistenza caratteristica $R_{a,k}$ si ottiene dalla seguente condizione, tenendo conto dei profili d'indagine:

$$R_{a,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a,3}}, \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a,4}} \right\}$$

✓ Numero profili d'indagine	1	2	3	4	≥ 5
✓ $\xi_{a,3}$	1.80	1.75	1.70	1.65	1.60
✓ $\xi_{a,4}$	1.80	1.70	1.65	1.60	1.55

Nella valutazione della analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi non si applicano coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici della resistenza del terreno, si fa riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza M1.

Step 3 - Si calcola la resistenza di progetto:

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{\gamma_R}$$

dove:

$R_{a,k}$ è il valore della resistenza caratteristica;

γ_R rappresenta il coefficiente parziale della resistenza dell'ancoraggio.

	TIPOLOGIA DEGLI ANCORAGGI	Simbolo	Coeff. Parziale
✓	Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1.10
✓	Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1.20

Step 4 – Verifica:

$$E_d \leq R_{a,d}$$

D.M.11.03.1988

“Per il progetto e l'esecuzione degli ancoraggi si potrà fare riferimento a: AICAP (1983). Ancoraggi nei terreni e nelle rocce - Raccomandazioni - Edizione provvisoria”.

Il dimensionamento della fondazione dei tiranti viene effettuato imponendo che l'azione sollecitante di progetto non sia superiore all'azione resistente per lo stato limite ultimo di progetto:

$$N_Q \leq \frac{N_{fu}}{\gamma_f}$$

In cui il coefficiente di sicurezza:

$$\gamma_f = 2.0 \text{ per tiranti temporanei}$$

$$\gamma_f = 2.5 \text{ per tiranti permanenti}$$

In ogni caso la lunghezza della fondazione non può essere inferiore a 3 m (2 m per i tiranti in roccia).

La forza limite ultima della fondazione N_{fu} è la forza di trazione che provoca lo sfilamento dell'armatura della fondazione, oppure lo sfilamento della fondazione stessa dal terreno. Con N_Q si indica la forza teorica di utilizzazione. Nell'applicazione online se tutte le verifiche di aderenza sono soddisfatte con $\gamma_f \cdot N_Q = T$, il tirante risulta verificato.

Dimensionamento di massima della piastra di ancoraggio.

Il lato o il diametro di una piastra di ancoraggio può essere ricavato in prima approssimazione con la seguente relazione empirica:

$$L = \sqrt{\frac{T}{\sigma_c}} + 0.78 \cdot d^2$$

$L(\text{mm})$ = lato o diametro della piastra;

$T(\text{N})$ = sforzo massimo di trazione del tirante;

$\sigma_c(\text{MPa})$ = resistenza alla compressione ammissibile del materiale su cui poggia la piastra;

$d(\text{mm})$ = diametro del foro retrostante la piastra.

Determinato il lato o il diametro della piastra, è possibile stimarne lo spessore con la relazione empirica: dove:

$$s = 0.06 \cdot \sqrt{T \cdot (L + d)}$$

$s(\text{mm})$ = spessore della piastra;

$T(\text{kN})$ = sforzo massimo di trazione del tirante;

$L(\text{mm})$ = lato o diametro della piastra;

$d(\text{mm})$ = diametro del foro retrostante la piastra.

Report di calcolo – tirante passivo – Lunghezza 3 mt

Dati generali

Metodo di calcolo Bustamante Doix

Descrizione Gli ancoraggi sono elementi strutturali opportunamente collegati al terreno, in grado di sostenere forze di trazione.

Normativa NTC (A1+M1+R3)

Fattori di sicurezza

Ancoraggi temporanei 1.10

Ancoraggi permanenti 1.20

Dati calcolo resistenza a sfilamento

Tipo di terreno:	Granulare
Accelerazione sismica di progetto (a_{max}/g)	0,387 g
P. U. V. del terreno soprastante il tratto ancorato	27 kN/m ³
Angolo di attrito interno del terreno	φ 30 °
Diametro di perforazione	0,06 m
Lunghezza della zona ancorata	La 4 m
Profondità del punto medio del tratto ancorato	2.00 m
Fattori correttivi sulle verticali indagate (n. 1)	$\xi_{a,3}$ 1.80

Dati verifiche di aderenza e dimensionamento di massima della piastra di ancoraggio

Sforzo di progetto tirante	40500 N
Somma dei diametri dei trefoli o delle barre	2.65 cm
Resistenza di calcolo acciaio (F _{yd})	826 MPa
Diametro interno della guaina grecata	2.65 cm
Diametro del foro retrostante la piastra	6 cm
Tensione di aderenza acciaio malta	2.69 MPa
Resistenza a compressione amm.le del materiale su cui poggia la piastra	59 MPa

Resistenza di aderenza acciaio-malta

Coefficiente correttivo	γ 2
Numero di elementi (barre trefoli, fili) di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature alternate nel fascio	1
Coefficiente correttivo	s 1.00

Resistenza di aderenza della malta al foro

Tensione di aderenza	τ 1,50 MPa
----------------------	-----------------

Risultati

Resistenza allo sfilamento - temporanei	57.12 kN
Resistenza allo sfilamento - permanenti	52.36 kN
Verifica dell'aderenza acciaio-malta d'iniezione	La = 400.00 >= 9.04 (cm) - Soddisfatta
Verifica dell'aderenza malta-guaina corrugata	La = 400.00 >= 18.08 (cm) - Soddisfatta
Verifica dell'aderenza della malta al foro	La = 400.00 >= 50.13 (cm) - Soddisfatta
Coefficiente di sicurezza a rottura acciaio	F _s =11.25

Dimensionamento di massima della piastra di ancoraggio

Lato o diametro della piastra	59.27 mm
Spessore della piastra	4.17 mm