

OPERE: Piano nazionale contro il dissesto idrogeologico 2014 - 2020
INTERVENTI DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO AL
FINE DI FAVORIRE L'ADATTAMENTO AI CAMBIAMENTI CLIMATICI IN
ATTUAZIONE DELL'ART. 19, COMMA 6, LETT. A DEL DECRETO
LEGISLATIVO N. 30/2013 "PIANO CLIMA"

PROGETTO: **08IR326-G1** - COMPLETAMENTO DEGLI INTERVENTI PER IL
CONSOLIDAMENTO DELLA PARETE EST DELLA RUPE DI
SAN LEO (RN).

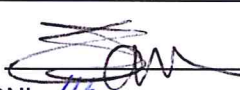
IMPORTO COMPLESSIVO: €. 2'000'000,00

PROGETTO ESECUTIVO

ELABORATO n° 7
RELAZIONE DI CALCOLO



PROGETTISTI:

Ing. SANZIO SAMMARINI 

Dott. Geol. CLAUDIO CORRADO LUCENTE 

Ing. UMBERTO UGUCCIONI 

Dott. CHRISTIAN MOROLLI 

Geom. RICCARDO TURA 

Collaboratore alla progettazione: Geom. MAURO CORBELLI 

CONSULENZA GEOTECNICA:

Prof. Ing. Albino Lembo-Fazio

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Ing. MAURO VANNONI 

Reg.

TIPO	ANNO	NUMERO

del _____

REV. 16/11/2017

ad uso interno DP

ANNO	NUMERO

 Classif.

INDICE	LIV. 1	LIV. 2	LIV. 3	LIV. 4	LIV. 5
5685					

 Fasc.

ANNO	NUMERO	SUB
2016	420	

INDICE

1	Introduzione.....	2
2	Scelta del tipo di intervento di stabilizzazione	3
3	Descrizione dell'intervento proposto	4
3.1	Caratteristiche dei materiali	5
4	Modello geotecnico utilizzato per il progetto dell'intervento.....	6
5	Contributo resistente di una barra passiva.....	8
6	Analisi all'equilibrio limite della parete Est.....	10
6.1	Valutazione delle forze agenti.....	11
6.2	Valutazione del coefficiente di sicurezza allo scivolamento.....	12
6.3	Valutazione della resistenza limite di sfilamento di una barra	14
7	Descrizione dei cinematismi di scivolamento tipici della parete Est.....	17
8	Cinematismi di scivolamento analizzati per la Sezione 15	18
8.1	Casi di calcolo A.....	18
8.2	Casi di calcolo B.....	18
8.3	Casi di calcolo C.....	19
8.4	Casi di calcolo D.....	19
8.5	Casi di calcolo E ed F.....	19
9	Cinematismi di scivolamento analizzati per la Sezione 18	20
9.1	Casi di calcolo A.....	20
9.2	Casi di calcolo B.....	20
9.3	Casi di calcolo C.....	21
10	Cinematismi di scivolamento analizzati per la Sezione 11.....	22
10.1	Casi di calcolo A.....	22
10.2	Casi di calcolo B.....	23
10.3	Casi di calcolo C.....	23
11	Osservazioni conclusive.....	24
12	Riferimenti.....	25
13	Figure e Tabelle	26

1 Introduzione

In questa relazione sono descritti i criteri di progetto e le verifiche statiche effettuate per il Progetto Esecutivo dell'intervento di rinforzo della parete Est della rupe di San Leo.

Le analisi già eseguite nell'ambito del Progetto Definitivo sono state incluse integralmente nella presente relazione, integrandole con nuove analisi, che estendono a diverse sezioni di calcolo le verifiche precedentemente effettuate per una sola sezione rappresentativa e tengono conto degli ulteriori dati acquisiti nel corso delle recenti indagini geotecniche. In particolare, le verifiche descritte in questa relazione considerano le Sezioni 15 (sezione rappresentativa di riferimento), 18 e 11, secondo la denominazione già utilizzata nel Progetto Definitivo.

Come indicato nella Relazione Generale, la zona specifica della rupe in cui si porre in atto questo intervento di stabilizzazione è stata individuata in modo da soddisfare una specifica esigenza: quella di migliorare le condizioni di sicurezza del percorso di accesso alla fortezza.

La zona in esame è adiacente all'area del crollo che si è verificato in data 27/02/2014, che ha coinvolto un volume di circa 330.00 m³ di roccia. In seguito a tale evento, sono stati eseguiti numerosi studi ed indagini sulla parete Nord della rupe e sull'adiacente parete Est, alla cui sommità si sviluppa la strada che conduce alla Rocca rinascimentale.

Come illustrato nella Relazione Geotecnica, i fenomeni di instabilità che interessano le pareti della rupe risultano fortemente condizionati dai fenomeni franosi ed erosivi dei valloni laterali e dai complessi effetti di interazione tra la placca rocciosa rigida ed il substrato argilloso deformabile (Tommasi 1997, Lembo Fazio et al. 1998).

L'intervento di rinforzo analizzato in questa relazione riguarda i fronti di roccia ed è mirato al miglioramento delle condizioni di sicurezza dei cunei di roccia potenzialmente instabili, per effetto di azioni di tipo sia statico sia dinamico (eventi sismici).

Le principali azioni destabilizzanti di tipo statico sono riconducibili alla progressiva degradazione della resistenza a taglio, sia del materiale roccioso sia delle discontinuità naturali presenti, e al raggiungimento della resistenza a trazione dei ponti di roccia, causato dalle sollecitazioni indotte dallo scalzamento al piede del versante.

Il tipo di intervento prescelto consiste essenzialmente nell'installazione di un sistema di barre d'acciaio non pretese ("passive") inserite all'interno di perforazioni variamente orientate. Le barre sono connesse ("ancorate") alla roccia lungo la loro intera lunghezza mediante iniezioni di boiaccia cementizia.

Per la realizzazione dell'intervento è previsto che si operi sia sulla sommità della rupe, con perforazioni dirette verso il fronte esterno, a partire da piazzole di lavoro appositamente realizzate, sia da ponteggi realizzati al piede della parete Est, con perforazioni dirette dalla parete verso l'interno dell'ammasso.

2 Scelta del tipo di intervento di stabilizzazione

Le tipologie di intervento più comunemente adottate per il miglioramento delle condizioni di stabilità di pareti rocciose consistono nell'installazione di elementi di rinforzo pretesi (tiranti a barra o a trefoli in acciaio) o di elementi di rinforzo passivi. In alcuni casi, l'intervento può essere integrato con reti e funi d'acciaio disposte a maglie sulla superficie del fronte in roccia, in modo da formare un reticolo superficiale per trattenere piccoli blocchi o placche di roccia (protezione dalla caduta blocchi). Un approccio spesso seguito nella pratica progettuale è affidare la stabilizzazione "profonda" dell'ammasso a tiranti pretesi, capaci di trasmettere carichi di stabilizzazione elevati ed ancorati molto in profondità, mentre la stabilizzazione "superficiale" è ottenuta mediante sistemi di barre passive di modesta lunghezza, disposti ad interasse più piccolo in modo da ottenere un effetto di rinforzo più diffuso (barre di cucitura).

Un ulteriore tipo di intervento, alternativo o talora complementare ai precedenti, consiste nell'iniezione con boiaccia o malta cementizia (o anche resine di vario tipo) delle discontinuità aperte presenti nell'ammasso.

La soluzione progettuale proposta per la parete Est, pur mirando alla stabilizzazione profonda dell'ammasso, prevede l'impiego solamente di barre non pretese. Un aspetto particolare dell'intervento proposto è la notevole lunghezza delle barre, che raggiunge in alcuni casi anche i 50 m. La soluzione prescelta combina quindi alcune caratteristiche tipiche degli interventi con tiranti e con sistemi di barre passive.

La scelta del rinforzo di tipo passivo è essenzialmente motivata dall'evitare i rischi di rottura dei ponti di roccia presenti su molte delle discontinuità naturali che attraversano l'ammasso. L'applicazione degli elevati carichi di pretensione tipici dei tiranti tenderebbe infatti a sollecitare maggiormente proprio le zone di roccia integra (di maggiore rigidità) presenti localmente lungo le superfici di contatto tra i blocchi che formano l'ammasso. Fenomeni analoghi di intensificazione locale degli sforzi e danneggiamento della roccia sarebbero indotti anche al di sotto delle piastre di ancoraggio dei tiranti sulla parete.

I suddetti fenomeni sono da evitare in quanto poco controllabili e in genere caratterizzati da modalità di rottura fragile. Le armature passive integralmente cementate alla roccia non presentano questi rischi di danneggiamento indotto. Inoltre, la cementazione integrale delle barre, realizzata con iniezioni a bassa pressione, può essere facilmente associata ad interventi di iniezione di singole discontinuità naturali aperte eventualmente intercettate dalle perforazioni.

3 Descrizione dell'intervento proposto

Il tipo di intervento predisposto consiste essenzialmente nell'installazione di un sistema di barre d'acciaio non pretese ("passive") inserite all'interno di perforazioni variamente orientate. Le barre sono in acciaio ad elevato limite di snervamento ($f_y = 950 \text{ N/mm}^2$), di diametro $d_b = 26.5$ o 32 mm . Le barre sono connesse ("ancorate") alla roccia lungo la loro intera lunghezza mediante iniezioni di boiaccia cementizia che intasano integralmente lo spazio compreso tra il fusto della barra e la parete del foro. Il diametro di perforazione può essere compreso tra 90 e 120 mm . La lunghezza delle barre è variabile tra 20 e 50 m .

L'intervento è descritto in dettaglio nelle varie sezioni verticali (con direzione Est-Ovest) rappresentate nelle Tavole costruttive allegate (Sezioni dal numero 9 alla 19 , tracciate parallelamente, ad interasse costante di 5 m). Le suddette sezioni sono orientate in direzione all'incirca ortogonale alla direzione media del fronte di roccia a strapiombo che delimita a Est la rupe, nel tratto compreso tra il Torrione Nord e il tornante della strada di accesso alla Fortezza (vedi Tavole).

La densità di barre richiesta e la loro disposizione ottimale sono stati stabiliti mediante una serie di analisi all'equilibrio limite, come spiegato nei successivi paragrafi, le quali hanno condotto a definire lo schema di intervento rappresentato negli elaborati grafici di progetto.

L'insieme di barre da installare in una generica sezione trasversale (con direzione Est – Ovest) può essere suddiviso in due gruppi principali (Tabelle 1 e 2).

Un primo gruppo di barre è quello installato nei fori eseguiti dalle piazzole di lavoro posizionate sul piano sommitale della rupe, nella fascia planimetricamente compresa intorno ai due tratti rettilinei della strada di accesso che, rispettivamente, precedono e seguono il tornante. In sezione, le piazzole sono poste a tre differenti quote e corrispondono in pratica a tre punti di stazione della sonda perforatrice.

La direzione dell'asse dei fori è Est-Ovest, con possibile lieve apertura a ventaglio qualora le condizioni locali ne suggerissero l'opportunità; l'inclinazione è variabile. L'interasse tra le barre in direzione normale alle Sezioni considerate è di 5 m per le barre realizzate dalle piazzole. Le 5 barre da installare nei fori della piazzola a quota più elevata sono di diametro più piccolo (26.5 mm) e disposte secondo un reticolo più fitto in modo da assicurare un effetto di rinforzo più diffuso nella parte alta della parete, più vicina alla zona di accesso e con altezze di caduta degli eventuali blocchi instabili maggiori. Inoltre le barre poste a quota più elevata e che intercettano la parete in zone non strapiombanti saranno installate in fori passanti e dotate di piastra di ancoraggio, alloggiata all'interno di tasche realizzate sulla parete. La piastra in parete svolge solo una funzione secondaria e l'effetto di rinforzo dipende soprattutto dall'efficacia della cementazione lungo il fusto della barra.

Un secondo gruppo di barre è quello installato dai ponteggi da realizzare al piede della parete Est. L'interasse tra le barre realizzate da ponteggio, misurato in direzione normale alle Sezioni, è di 2.5 m, pari quindi alla metà dell'interasse previsto per le barre realizzate dalle piazzole. Il diametro delle 4 barre da installare nei fori da ponteggio è di 26.5 mm, in modo da facilitare la movimentazione dei tronchi di barra. In generale, si può pensare di utilizzare tronchi di barra di 6 m di lunghezza, giuntati a bocca foro con appositi manicotti.

La localizzazione di dettaglio dei ponteggi e delle piazzole di lavoro sul piano superiore della rupe richiede un preventivo approfondimento dei rilievi topografici, da eseguire a cura dell'impresa esecutrice.

L'iniezione dei fori è prevista a semplice gravità per i fori da iniettare dall'alto e con minima sovrappressione a boccaforo per i fori da iniettare dal basso (fori da ponteggio). La procedura di iniezione sarà messa a punto mediante apposite prove pilota, in modo da stabilire il rapporto acqua/cemento ottimale e l'eventuale uso di specifici additivi fluidificanti e/o antiritiro. Nel caso di dispersione della boiaccia di intasamento dei fori, attraverso possibili discontinuità aperte intercettate dal foro, si può ricorrere a iniezione completa del foro e riperforazione prima dell'installazione della barra. In alternativa, per garantire in ogni caso una efficace protezione anti-corrosiva dell'acciaio, si può prevedere l'impiego di barre con guina corrugata pre-iniettata (Fig.5 e 6).

A completamento dell'intervento di rinforzo, è prevista la realizzazione di almeno 4 fori drenanti profondi (diametro di almeno 100 mm) per ciascuna sezione, secondo lo schema illustrato nelle Tavole costruttive, ad interasse di 5 m in senso longitudinale.

3.1 Caratteristiche dei materiali

Il consolidamento e rinforzo dell'ammasso roccioso verrà realizzato mediante barre passive in acciaio a filettatura continua, con filetto grossolano robusto lungo l'intera lunghezza. La tensione di snervamento dell'acciaio è richiesta pari a $f_y = 950 \text{ N/mm}^2$, mentre la tensione di rottura pari a $f_{tu} = 1050 \text{ N/mm}^2$.

Le barre verranno centrate nei fori mediante appositi distanziatori ed ancorate al terreno, per tutta la lunghezza, mediante iniezione di boiaccia di cemento, partendo dal fondo foro. Nel valutare la resistenza limite di aderenza al contatto roccia-cemento e barra-cemento è stato utilizzato un valore della resistenza a compressione della boiaccia di cemento pari a 40 MPa.

4 Modello geotecnico utilizzato per il progetto dell'intervento

I dati disponibili all'atto dell'elaborazione del Progetto definitivo avevano già consentito una soddisfacente definizione della morfologia della parete e delle caratteristiche strutturali generali dell'ammasso nel tratto adiacente la strada di accesso alla Rocca.

I rilievi effettuati sia in parete, con tecniche alpinistiche, integrati dai rilievi eseguiti in foro mediante ripresa televisiva BHTV hanno fornito ulteriori dettagli sull'effettiva giacitura e spaziatura delle discontinuità presenti nello specifico settore della rupe oggetto dell'intervento. Per quanto riguarda la parete sommitale della rupe, nella zona dove devono essere realizzate le piazzole per l'installazione delle barre dall'alto, l'esecuzione di alcuni profili sismici a rifrazione ha fornito indicazioni utili per definire la distribuzione areale dello spessore superficiale di ammasso costituito da detrito e roccia intensamente fratturata.

Nell'insieme, si può affermare che le nuove indagini hanno sostanzialmente confermato la validità del modello geotecnico utilizzato per il progetto definitivo.

Le calate su corda hanno confermato la presenza di un grosso blocco di roccia che si estende parallelo alla strada, isolato a tergo da una grande frattura subverticale del sistema K1 e, verso la base, da grandi fratture appartenenti alla famiglia K4. Osservata frontalmente (Fig. 1), la superficie superiore del blocco è delimitata da una frattura appartenente alla famiglia K4 (59/060), denominata nel prospetto K4.3; le due fratture verso la base, K4.4 (58/061) e K4.5 (58/061), risultano invece discontinue, con presenza di frequenti ponti di roccia.

In questo tratto della rupe, i fenomeni di instabilità più probabili sono pertanto rappresentati dallo scivolamento piano di una estesa fetta di roccia su un giunto di base, appartenente alla famiglia K4 (immergente verso il fronte della rupe), con l'apertura a trazione di una frattura subverticale, diretta circa parallelamente al fronte, appartenente al sistema di giunti K1 - K2. Un analogo fenomeno di crollo, con scivolamento sulla grande cengia indicata in Fig 1 come K4.6, ha verosimilmente interessato in passato anche la zona di parete adiacente al tratto in esame, tra il tornante della strada ed il limite dell'area interessata dal crollo del 2014.

Le fette di roccia potenzialmente instabili potrebbero essere lateralmente delimitate da giunti subverticali, con elevato angolo di apertura rispetto al fronte della rupe (60 – 70°), appartenenti al sistema di giunti K3.

Il dimensionamento dell'intervento di ancoraggio della fetta di roccia potenzialmente instabile è stato inizialmente effettuato prendendo a riferimento la Sezione n°15, nel piano E-W, in cui il fronte di roccia presenta una importante zona in aggetto ed un'altezza rilevante. Tali caratteristiche rendono infatti particolarmente critico il tratto centrale di parete, a cavallo della Sezione n°15. Le verifiche statiche sono state poi estese anche al tratto di parete più a Nord (Sezione n°18), e al tratto di parete a Sud in prossimità della Fortezza (Sezione n°11).

Le verifiche di stabilità, sia nelle condizioni attuali che in presenza degli ancoraggi (vedi paragrafo 6), sono state effettuate ipotizzando almeno due diverse quote alle quali il giunto di scivolamento (sistema K4) interseca il fronte della rupe: nei casi A, B ed E lo scivolamento interessa l'intera altezza del fronte; nei casi C, D ed F lo scivolamento interessa invece solo la metà superiore della rupe.

Prendendo a riferimento i dati disponibili sulla resistenza a taglio dei giunti, alla superficie di base di potenziale scivolamento del blocco, sono state attribuite caratteristiche assimilabili a quelle dei giunti di Tipo II in Fig. 3 (giunti poco scabri, poco o non cementati e con superfici alterate). Per queste superfici è stato assunto un angolo di attrito $\phi = 44^\circ$ ed una coesione equivalente di 0.2 MPa (Fig. 4) valutata linearizzando la curva che esprime il criterio di resistenza di Barton nell'intervallo di valori dello sforzo normale tipico dei giunti basali e delle dimensioni dei blocchi potenzialmente instabili della parete Est. Nel criterio di resistenza adottato (Fig. 4) la coesione equivalente è da attribuire alla scabrezza ed allo stato di alterazione della superficie del giunto. In considerazione della possibile cementazione del giunto e della presenza di locali ponti di roccia derivanti dalla non continuità della superficie di giunto, nelle analisi relative a condizioni geometriche in cui la superficie di scivolamento presenta una lunghezza L superiore a 25 m (nel piano della sezione Est-Ovest), è stata considerata una resistenza coesiva aggiuntiva pari a 0.35 MPa agente sul tratto di giunto eccedente i 25 m.

Anche per le superfici subverticali, appartenenti ai sistemi di giunto K1 - K2, circa parallele al fronte della rupe e che delimitano a tergo il blocco di roccia potenzialmente instabile, si è tenuto conto di un contributo resistente dovuto alla presenza di ponti di roccia. Cautelativamente si è ipotizzata una resistenza a trazione della roccia pari a $\sigma_{td} = 0.4$ MPa (a fronte di una resistenza minima a trazione di $\sigma_t = 3$ MPa fornita dalle prove in laboratorio), assumendo che l'estensione dei ponti di roccia sia pari al 3% della superficie complessiva del giunto a trazione. Nelle successive verifiche all'equilibrio limite la resistenza a trazione dei giunti che delimitano i cunei di roccia potenzialmente instabile è stata quindi assunta pari a $\sigma_{td\ eq} = \sigma_{td} * 0.03 = 0.012$ MPa.

Il contributo a trazione del giunto è stato considerato solo nelle verifiche relative alle attuali condizioni di stabilità dei blocchi (analisi a ritroso).

Nelle verifiche post intervento, considerato il comportamento fragile dei ponti di roccia rispetto alla duttilità delle barre di armatura, questo contributo resistente a trazione dei giunti è stato trascurato a favore della sicurezza.

In base ai dati disponibili, nelle condizioni attuali è da ritenersi che nei giunti non agiscano pressioni interstiziali significative se non in occasione di eventi pluviometrici intensi e persistenti.

5 Contributo resistente di una barra passiva

Per valutare il contributo resistente offerto dalle barre, in condizioni di equilibrio limite, è stato applicato il metodo descritto in Ribacchi et al. (1995). Per un approfondimento dei fondamenti teorici e della formulazione analitica del metodo si rimanda alla suddetta pubblicazione e ai precedenti studi di Panet (1987) e Spang e Egger (1990). Nel seguito si richiamano i punti essenziali del procedimento di calcolo.

Il contributo resistente a taglio C_b offerto da una generica barra che interseca un cuneo di roccia in potenziale scivolamento può essere espresso con la seguente relazione:

$$C_b = [C \cos \theta + S \sin \theta] \tan \phi + S \sin \theta \cos \theta$$

$$C = C_b \cos \theta, \quad S = C_b \sin \theta$$

con il seguente significato dei simboli:

- R = forza risultante nella barra all'intersezione con il cuneo in scivolamento
- N, S = componente assiale e di taglio della forza risultante R : $N = R \cdot \cos \beta$, $S = R \cdot \sin \beta$
- β = angolo tra il vettore forza risultante R e l'asse barra
- θ = angolo formato tra l'asse della barra e la normale alla superficie di scorrimento.

Per valutare la forza risultante R e l'angolo β , e quindi le componenti N, S di trazione e taglio, si può utilizzare il principio del massimo lavoro plastico (Ribacchi et al. 1995), che richiede la preventiva definizione del dominio di snervamento della barra nel piano N, S (trazione, taglio). Tale dominio è rappresentato da un'ellisse (Fig. 7), sia se lo snervamento della barra avviene per tranciamento a taglio sia se avviene per formazione di cerniere plastiche, nei punti lungo l'asse della barra dove il momento è massimo. Il dominio di resistenza effettivo è dato dall'ellisse più interna, individuata dalla misura del suo semiasse minore $\xi = S_o/N_y$, pari al valore minore tra $\xi_1 = 0.5$ (tranciamento) e $\xi_2 = \sigma_u / (p_u / f_y)$ (formazione cerniera plastica). Nel caso in esame si è assunto:

- f_y = 950 N/mm², tensione di snervamento dell'acciaio;
- N_y = 0.524 oppure 0.764 MN, forza di snervamento a trazione pura di una barra Ø26.5 oppure Ø32;
- p_u = $n_{TX} f_c = 100$ N/mm² resistenza a schiacciamento del materiale di cementazione intorno alla barra ($n_{TX} = 2.5 - 3$, fattore di resistenza triassiale; $f_c = 35$ N/mm² resistenza a compressione uniassiale).

La valutazione della resistenza a schiacciamento p_u , caratteristica del materiale presente intorno al fusto di una barra, è stata effettuata considerando valore di f_c minore tra la resistenza a compressione della malta cementizia e della roccia formante la parete del foro. La modalità di snervamento critica è risultata la formazione di cerniere plastiche, con $\xi_2 = 0.234$.

La costruzione grafica per la determinazione di R e β , in funzione anche dell'angolo di dilatanza ψ , è rappresentata in Figura 7. Le corrispondenti formule analitiche sono le seguenti:

$$\tan \alpha = \frac{c}{\sigma(\phi + \psi)} \quad \frac{R}{\sigma} = \frac{1 + c \cdot \sigma}{1 + (c \cdot \sigma) / \sigma}$$

Per analizzare la variazione delle condizioni di sollecitazione (trazione e taglio) in una barra e del contributo resistente in funzione dell'angolo θ tra l'asse della barra e la normale alla superficie di scorrimento, è stato preparato un secondo foglio di lavoro EXCEL. In particolare, sono stati rappresentati gli andamenti delle seguenti grandezze al variare dell'angolo θ tra 0° e 90° :

- angolo β formato tra la forza risultante e l'asse della barra (Fig. 8)
- modulo della forza risultante R nella barra (Fig. 8)
- componente di trazione N e di taglio S nella barra (Fig. 9)
- contributo resistente C_b offerto dalla barra, distinguendo il contributo indiretto dovuto all'attrito (incremento della resistenza a scivolamento conseguente all'incremento dello sforzo normale efficace sulla superficie di scorrimento) e i contributi diretti dovuti alle sollecitazioni di trazione e di taglio nella barra (Fig. 9).

Nel caso specifico della parete Est della rupe di San Leo il possibile contributo di dilatanza della superficie di scorrimento è stato trascurato, per cautela. L'angolo relativo θ tra la direzione dell'asse di ciascuna barra e la direzione di scivolamento dei diversi possibili cunei risulta molto variabile, sia per la diversa inclinazione delle varie barre sia per la variabilità della direzione di scivolamento per i vari casi (cinematismi) analizzati. Si può tuttavia osservare che le condizioni più frequenti sono quelle in cui l'angolo θ risulta maggiore di 25° . In tali condizioni il contributo resistente a taglio C_b della barra risulta in genere maggiore di $1.2 N_y$.

6 Analisi all'equilibrio limite della parete Est

In questo paragrafo, sono illustrate le verifiche di stabilità eseguite con il metodo dell'equilibrio limite per la parete Est della rupe. L'assetto strutturale della parete Est, come spiegato nel paragrafo 4, è tale da determinare cinematismi di rottura essenzialmente del tipo "scivolamento piano". I cunei di roccia potenzialmente instabili sono delimitati alla base da discontinuità prevalentemente appartenenti al sistema K4 e, in molti casi, sono troncati a tergo da un "giunto a trazione" subverticale (vedi paragrafo 7).

È stata analizzata sia la situazione attuale in assenza di rinforzi, sia la situazione conseguente alla realizzazione dell'intervento di rinforzo mediante il sistema di barre passive descritto nel paragrafo 3.

Le barre possono essere distinte in due gruppi principali, a seconda della posizione da cui è avverrà la perforazione e l'istallazione dell'armatura: da piazzole di lavoro situate in prossimità della strada di accesso alla fortezza, oppure, da ponteggi realizzati direttamente a ridosso della parete. Ulteriori caratteristiche distintive sono il diametro della barra e l'interasse tra le barre.

Il numero complessivo di barre richiesto e la loro disposizione ottimale sono stati stabiliti mediante una serie di analisi di tentativo, le quali hanno condotto allo schema definitivo rappresentato in dettaglio negli elaborati grafici di progetto (vedi Tavole allegate).

Come anticipato nel paragrafo 4, il dimensionamento dell'intervento di ancoraggio è stato inizialmente effettuato prendendo a riferimento la Sezione n°15, nel piano E-W, in cui il fronte di roccia presenta un'importante zona in aggetto ed un'altezza rilevante. L'analisi è stata poi estesa al tratto di parete più a Nord (Sezione n°18), e al tratto di parete a Sud in prossimità della Fortezza (Sezione n°11).

I cinematismi di rottura tipici della parete in esame sono stati individuati in base all'esame delle condizioni strutturali dell'ammasso, tenendo anche conto delle caratteristiche geometriche e cinematiche effettivamente riscontrate nei ripetuti fenomeni di instabilità avvenuti in precedenza. I cinematismi tipici sono illustrati in generale nel paragrafo 7; i risultati specifici ottenuti per ciascuna delle tre sezioni di calcolo sono esposti nei paragrafi 8, 9 e 10, iniziando dalla Sezione n°15 di riferimento.

Per semplicità, i risultati delle analisi all'equilibrio limite saranno presentati in forma di calcoli di "verifica" di uno schema di intervento prefissato, valutando il coefficiente di sicurezza per vari potenziali cinematismi di rottura. Il coefficiente di sicurezza sarà espresso come rapporto tra forza resistente globale massima mobilitabile e forza agente (in accordo al DM 2008).

Nel seguito di questo paragrafo, sono descritti i criteri generali adottati per valutare le forze agenti su un cuneo di roccia (paragrafo 6.1), per esprimere il coefficiente di sicurezza allo scivolamento (paragrafo 6.2) e per tener conto della resistenza allo sfilamento delle barre (paragrafo 6.3).

6.1 Valutazione delle forze agenti

Le forze agenti che maggiormente influenzano le condizioni di stabilità della parete Est della rupe sono il peso proprio e le possibili forze inerziali indotte da eventi sismici. Le azioni dovute a pressioni dell'acqua presente nel reticolo formato dalle discontinuità più estese ed aperte possono rappresentare un ulteriore fattore destabilizzante. Tuttavia, in base alle indagini in foro eseguite e alle osservazioni di superficie (vedi Relazione Geotecnica) appare ragionevole attribuire un ruolo generalmente secondario alle pressioni interstiziali, peraltro caratterizzate da regime transitorio e verosimilmente agenti solo per brevi periodi, in occasione di eventi di pioggia intensa.

In ogni caso, è prevista l'esecuzione di una serie di fori di drenaggio (Tavola 7), come intervento complementare per ridurre al minimo l'influenza delle pressioni interstiziali all'interno dell'ammasso.

In definitiva, le forze esterne considerate nell'analisi delle condizioni di equilibrio limite della parete sia nella situazione attuale (analisi "a ritroso") sia nella situazione finale ad intervento di rinforzo completato (analisi "di previsione") sono le forze di volume dovute al peso proprio del cuneo (situazione "senza sisma") e alle accelerazioni sismiche in direzione orizzontale e verticale (situazione "con sisma").

L'effetto del sisma è stato rappresentato mediante forze pseudo-statiche equivalenti, la cui grandezza è definita dai coefficienti sismici k_h e k_v , rispettivamente, per le componenti orizzontali e verticali.

I coefficienti sismici utilizzati nelle analisi di stabilità sono stati valutati in base ai dati di pericolosità sismica del territorio nazionale forniti dalla Normativa vigente (D.M. 2008), con alcune cautele motivate dalle particolari condizioni stratigrafiche e morfologiche della rupe di San Leo, costituita da una placca rocciosa calcareo – arenacea, delimitata da pareti a strapiombo e poggiante su un potente deposito di argille consistenti.

L'accelerazione massima attesa al sito (comune di San Leo), al basamento roccioso di riferimento, è $a_g = 0.178$ g, considerando lo stato limite di Salvaguardia della vita (SLV) con tempo di ritorno $T_r = 475$ anni.

Le azioni sismiche sono state definite per una *Vita utile* dell'opera $V_N = 50$ anni, assumendo una *Classe d'uso II* e un *Coefficiente d'uso* $C_U = 1.0$. Come già accennato, la valutazione della categoria di sottosuolo e della categoria topografica appropriata pone alcune difficoltà per le particolari condizioni delle pareti della rupe. Considerando la categoria topografica più gravosa (T4) e una situazione stratigrafica intermedia (C), quest'ultima scelta facendo riferimento al deposito argilloso di base piuttosto che alla placca rocciosa, si otterrebbero i seguenti parametri: $k_h = 0.086$, $k_v = 0.043$, $a_{max} = 3.517$ m/s², $\beta = 0.240$.

In assenza di una specifica analisi di risposta sismica locale è stato però ritenuto opportuno eseguire le analisi di stabilità utilizzando coefficienti sismici più elevati, praticamente coincidenti con quelli che si otterrebbero per la coppia di categorie T4 e D. In tutte le analisi si è assunto infatti $k_h = 0.1$, $k_v = 0.05$.

6.2 Valutazione del coefficiente di sicurezza allo scivolamento

Il coefficiente di sicurezza globale F allo scorrimento è espresso dal rapporto tra la sommatoria delle forze di taglio resistenti e la sommatoria delle forze di taglio agenti, con riferimento alla superficie di scivolamento considerata. In presenza di elementi di rinforzo (barre, tiranti), sono possibili due espressioni alternative F_1 ed F_2 del coefficiente di sicurezza, a seconda del modo in cui è trattato l'effetto di rinforzo:

- Effetto delle barre rappresentato mediante forze esterne (effetto di tipo “attivo”)

$$F_1 = \frac{\sum (c + \sigma \cos \alpha) \pm \sum (F_b \cos \alpha) + \sum (F_{b1} \cos \alpha) + \sum (F_{b2} \cos \alpha) + \dots}{\sum (W \sin \alpha) + \sum (F_b \sin \alpha) + \sum (F_{b1} \sin \alpha) + \sum (F_{b2} \sin \alpha) + \dots}$$

- Effetto delle barre rappresentato come una coesione aggiuntiva (effetto di tipo “passivo”)

$$F_2 = \frac{\sum (c + \sigma + c_b) \pm \sum (W \cos \alpha) + \sum (F_{b1} \cos \alpha) + \sum (F_{b2} \cos \alpha) + \dots}{\sum (W \sin \alpha) + \sum (F_b \sin \alpha) + \sum (F_{b1} \sin \alpha) + \sum (F_{b2} \sin \alpha) + \dots}$$

Nelle precedenti relazioni i termini che rappresentano il contributo complessivo delle barre ($\sum (F_{b1} \cos \alpha)$, $\sum (F_{b1} \sin \alpha)$, $\sum (F_{b2} \cos \alpha)$, $\sum (F_{b2} \sin \alpha)$) sono ottenuti come somma dei contributi di tutte le barre che intersecano il cuneo di roccia in esame:

$$\sum (F_{b1} \cos \alpha) = \sum (n_b \cdot \sigma_b \cdot \cos(\alpha + \theta_b)) \cdot \tan \phi$$

$$\sum (F_{b1} \sin \alpha) = \sum (n_b \cdot \sigma_b \cdot \sin(\alpha + \theta_b))$$

$$\sum (F_b \cos \alpha) = \sum (n_b \cdot \sigma_b \cdot [\cos(\alpha + \theta_b) \cdot \tan \phi + \sin(\alpha + \theta_b)])$$

Le sommatorie che compaiono nelle precedenti formule sono estese alle diverse “famiglie” di barre presenti. Ciascuna famiglia (gruppo di barre) è costituita da un certo numero di barre n_b caratterizzate da un medesimo angolo θ_b oltre che da medesimo diametro e tipo di acciaio.

Per la parete Est sono state individuate un numero massimo di 12 famiglie di barre, le cui caratteristiche sono indicate nelle Tabelle allegate.

Ovviamente, nel caso in cui non sia presente il contributo degli elementi di rinforzo le due precedenti espressioni del coefficiente di sicurezza (F_1 oppure F_2) coincidono. In ogni caso, il coefficiente di sicurezza calcolato ha il senso di un coefficiente di sicurezza globale allo scivolamento.

Per la valutazione del contributo resistente delle barre e del coefficiente di sicurezza allo scorrimento è stato preparato un foglio di lavoro EXCEL. Di seguito, si riporta l'elenco dei principali simboli utilizzati nel foglio di calcolo:

- L = Lunghezza della superficie di scivolamento
- A = Area del cuneo potenzialmente instabile
- s = Spessore del cuneo (fuori dal piano)
- γ_t = Peso di volume unitario del cuneo
- k_v = Coefficiente sismico verticale
- k_h = Coefficiente sismico orizzontale
- L_t = Lunghezza del giunto a trazione
- P = Forza rappresentativa del contributo dei ponti di roccia (giunto a trazione)
- ψ_t = Inclinazione del giunto a trazione
- ψ_P = Inclinazione della forza esterna P
- ψ_g = Inclinazione superficie di scivolamento
- c = Coesione totale equivalente della superficie di scivolamento
- ϕ = Angolo attrito della superficie di scivolamento
- ψ = Angolo dilatanza della superficie di scivolamento

L'angolo di dilatanza è stato assunto nullo, $\psi = 0^\circ$. Come già detto, sono stati considerati diversi casi di calcolo. Per ciascun caso è stato valutato sia il coefficiente di sicurezza F in assenza di barre, sia i coefficienti F_1 ed F_2 in presenza di barre. Pur essendo la scelta della valutazione di tipo F_1 o F_2 sostanzialmente convenzionale, nel caso di rinforzi "passivi" (non pretesi) si ritiene più appropriata l'espressione F_2 . Di fatto, il coefficiente di sicurezza F_2 è sistematicamente inferiore al coefficiente F_1 . Inoltre, il coefficiente F_2 ha anche il pregio di risultare generalmente più vicino al valore limite del fattore di riduzione della resistenza ricavato da analisi tensio-deformative (metodo di "strength reduction").

Applicando il procedimento di calcolo descritto, si ottengono coefficienti di sicurezza F aventi il carattere di fattori di sicurezza globale. Inoltre, si può osservare che altri fattori non considerati esplicitamente nel calcolo contribuiscono in realtà ad incrementare i margini di sicurezza effettivi. In particolare, si possono evidenziare i seguenti fattori:

- Stima cautelativa del contributo resistente dei ponti di roccia nelle condizioni "attuali" (senza rinforzi) che in alcuni casi conduce alla valutazione di un coefficiente di sicurezza F prossimo ad 1 o minore di 1 in condizioni sismiche.
- Assunzione di un sisma di progetto particolarmente gravoso, a causa delle incertezze legate alla risposta sismica locale.
- Contributo resistente dei ponti di roccia sul giunto a trazione completamente trascurato (posto uguale a zero) nella valutazione del coefficiente di sicurezza ad intervento di rinforzo eseguito.

- Valutazione cautelativa della persistenza delle discontinuità che formano la superficie di scivolamento dei cunei potenzialmente instabili (estensione massima sovrastimata, $L_{d\ max} = 25\ m$, della lunghezza di giunto senza interruzioni di continuità e senza ponti di roccia).

Le disposizioni delle NTC in materia di stabilità dei pendii naturali chiariscono che il livello di sicurezza deve essere espresso dal rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie di scivolamento, presa con il suo *valore caratteristico*, e il valore dello sforzo di taglio necessario a garantire l'equilibrio. Nelle verifiche di stabilità all'equilibrio limite di seguito riportate, la resistenza al taglio del giunto è stata pertanto posta uguale al valore ritenuto *caratteristico*. Tenuto conto delle precedenti osservazioni, sono stati stabiliti i seguenti valori accettabili dei coefficienti di sicurezza in presenza di barre (situazione ad intervento eseguito): $F \bullet 1.15$ in condizioni statiche (senza sisma), $F \bullet 1$ in condizioni sismiche (vedi paragrafo 6.1).

6.3 Valutazione della resistenza limite di sfilamento di una barra

Le analisi di stabilità di un cuneo di roccia allo scivolamento richiedono anche il controllo della capacità di ancoraggio degli elementi di rinforzo nella porzione di ammasso all'esterno del cuneo. In altre parole, si tratta di verificare che la lunghezza del tratto di barra al di fuori della superficie che delimita internamente il cuneo (sia nel caso di una barra che attraversi il giunto di scivolamento, sia nel caso di una barra che attraversi il giunto a trazione) sia sufficiente a controbilanciare la trazione assiale N agente nel punto d'intersezione della barra con la superficie del cuneo.

Tale verifica a "sfilamento" della singola barra presenta alcune analogie con la verifica della lunghezza del tratto di ancoraggio richiesta per i tiranti (ancoraggi attivi, DM 2008). Tuttavia i criteri di verifica validi per le barre passive integralmente cementate sono specifici e non esplicitamente normati.

I criteri di verifica adottati in questa relazione fanno riferimento alle indicazioni di varie raccomandazioni, in particolare, si può citare BRITISH STANDARD BS8081 (1989).

In genere, nelle verifiche a sfilamento si adotta l'ipotesi che la forza assiale N nella barra sia controbilanciata da sforzi resistenti tangenziali, distribuiti uniformemente lungo il tratto di ancoraggio di lunghezza l_s . Si considerano quindi due valori limite dello sforzo nominale di aderenza, $\sigma_{b,c}$ e $\sigma_{r,c}$, relativi rispettivamente all'interfaccia cemento-barra e all'interfaccia roccia-cemento (ciascuna rappresentata da una superficie cilindrica, di diametro d_b e d_r rispettivamente).

La lunghezza minima di ancoraggio sarà dunque pari al valore maggiore tra le due lunghezze $l_{b,c}$, $l_{r,c}$ corrispondenti rispettivamente ad un meccanismo di sfilamento all'interfaccia cemento-barra e roccia-cemento.

$$l_{b,c} = \frac{N}{\sigma_{b,c} \cdot d_b}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{\sigma}{\dots}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \max(\sigma_{\text{max}}, \sigma_{\text{max}})$$

Sulla base dei dati disponibili e delle correlazioni indicate in BS8081 (1989), per le verifiche del sistema di barre di rinforzo della parete Est si è assunto:

- $\sigma_{\text{max}} = 4 \text{ MPa}$;
- $\sigma_{\text{max}} = 0.1 \cdot f_c = 4 \text{ MPa}$;
- $N = N_y = 0.524$ oppure 0.764 MN , forza di snervamento a trazione di una barra di diametro $d_b = 26.5$ oppure 32 mm ;
- $d_f = 90 \text{ mm}$, diametro di perforazione.

Nel valutare la resistenza limite di aderenza al contatto roccia-cemento è stato utilizzato un valore prudenziale della resistenza a compressione del materiale roccioso ($f_c = 40 \text{ MPa}$), valore anche rappresentativo della resistenza della boiaccia cementizia.

Si ottiene così per le barre di differente diametro:

- barra $\varnothing 26.5$: $\sigma_{\text{max}} = 1.57 \text{ m}$; $\sigma_{\text{max}} = 0.46 \text{ m}$;
- barra $\varnothing 32$: $\sigma_{\text{max}} = 1.91 \text{ m}$; $\sigma_{\text{max}} = 0.67 \text{ m}$;

Risulterebbe quindi sufficiente una lunghezza di ancoraggio di circa 2 m per consentire in ogni caso il massimo sfruttamento della resistenza assiale della barra.

Nel caso specifico dello schema di intervento predisposto per parete Est della rupe, tenuto conto della particolare disposizione a ventaglio delle barre installate dalle piazzole superiori e quindi della possibile mutua influenza tra barre vicine, si è deciso di trascurare del tutto la capacità di ancoraggio delle barre lungo un tratto iniziale (a partire dalle piazzole) di barra di 2 m e quindi richiedere una lunghezza di ancoraggio di almeno 3 m per poter includere l'effetto di una barra nel computo del contributo stabilizzante complessivo. Nelle verifiche a sfilamento della barra è stato pertanto considerato un coefficiente di sicurezza γ_m sulle resistenze di aderenza (σ_{max} e σ_{max}) superiore a 1.5 .

Nel caso di barra protetta da una guaina si può ipotizzare una resistenza di aderenza in corrispondenza dell'interfaccia tra guaina e cemento almeno pari a quello tra barra e cemento.

Inoltre, è stata anche completamente trascurata la capacità di ancoraggio in corrispondenza dei tratti di barra che attraversano lo spessore superficiale di ammasso, formato da detrito o roccia intensamente fratturata (con velocità $V_p < 1500 \text{ m/s}$). Tale spessore è indicato nelle Tavole costruttive allegate.

Le precedenti valutazioni, molto cautelative, sono state applicate per ciascuno dei casi di calcolo analizzati (tipo di cinematismo di scivolamento, geometria e volume del cuneo instabile).

In fase esecutiva si dovrà provvedere ad effettuare almeno 3 prove di sfilamento delle barre di ancoraggio per verificare i parametri assunti nel progetto e controllare l'idoneità dei materiali utilizzati per la cementazione delle barre.

7 Descrizione dei cinematismi di scivolamento tipici della parete Est

Sulla base del modello geotecnico del versante, descritto nel paragrafo 4, si sono ipotizzate varie configurazioni geometriche di blocchi o fette di roccia (denominati in generale “cunei” di roccia) potenzialmente instabili.

Come già evidenziato, i meccanismi di rottura che caratterizzano la parete Est sono del tipo “scivolamento piano”. I cunei potenzialmente instabili presentano un “giunto di scivolamento” tipicamente appartenente alla famiglia K4 e, in molti casi, sono delimitati a monte da un “giunto di trazione” subverticale formato da discontinuità appartenenti alle famiglie K1 e K2 (Fig. 2).

Nelle verifiche di stabilità l’inclinazione del giunto di scivolamento α_g è stata fatta variare tra 40 e 60°, tuttavia i casi critici sono quelli con inclinazione compresa tra 50 e 60°. Il giunto a trazione è stato assunto verticale o inclinato di 75°, con stessa immersione del giunto di scivolamento.

Le verifiche di stabilità sono state effettuate ipotizzando almeno due diverse quote alle quali il giunto di scivolamento (sistema K4) può intersecare il fronte della rupe: lo scivolamento può interessare quindi l’intera altezza del fronte (come in Fig. 11) oppure solo la porzione superiore della rupe (come in Fig. 14).

Fissata l’altezza complessiva del cuneo, è stata fatta variare l’inclinazione della superficie di scivolamento ($\alpha_g = 50^\circ, 55^\circ, 60^\circ$) e l’inclinazione α_t del giunto a trazione (verticale “V” oppure inclinato di 75°), ottenendo così i singoli casi di calcolo. I fattori di sicurezza ottenuti sono riassunti nelle Tabelle allegate; è riportato anche il valore della coesione totale (comprensivo dell’eventuale contributo dei ponti di roccia) del giunto di scivolamento, valutato in funzione della lunghezza del giunto stesso.

Per ciascun caso, è stato calcolato sia il fattore di sicurezza relativo alla situazione “attuale” (in assenza di barre), sia il fattore di sicurezza conseguente alla realizzazione dell’intervento di rinforzo (con barre).

Le verifiche sono state svolte in modo sistematico per 4 “condizioni di calcolo”, contraddistinte dalle seguenti sigle: significato:

- “p” = con contributo resistente dei ponti di roccia (per il giunto a trazione);
- “sp” = con sisma + contributo resistente dei ponti di roccia;
- “b” = senza contributo resistente dei ponti di roccia e senza sisma;
- “sb” = con sisma, senza contributo resistente dei ponti di roccia.

Le forze statiche equivalenti al sisma sono state valutate secondo la procedura indicata nel paragrafo 6.1; per quanto riguarda l’effetto del sisma verticale, è risultata più sfavorevole la condizione in cui la forza verticale è diretta verso il basso.

8 Cinematismi di scivolamento analizzati per la Sezione 15

La Sezione n°15 presenta un'altezza massima di circa 68 m ed è caratterizzata da un esteso tratto in aggetto. Per questa sezione sono stati presi in esame 6 diversi schemi di cuneo instabile (denominati "caso" A, B, C, D, E ed F). Un quadro di sintesi dei vari casi considerati è presentato nelle Figure 11 - 19 allegate alla relazione di calcolo.

Nei casi A, B ed E lo scivolamento interessa l'intera altezza del fronte (come in Fig. 11); nei casi C, D ed F lo scivolamento interessa invece solo la metà superiore della rupe (come in Fig. 14).

I vari sotto-casi corrispondono a diverse inclinazioni della superficie di scivolamento ($\alpha_g = 50^\circ, 55^\circ, 60^\circ$) e del giunto a trazione (inclinazione $\alpha_t = 90^\circ$, verticale, oppure di 75°).

Nel seguito è riportata una breve descrizione dei risultati ottenuti per i diversi casi di calcolo. E' opportuno evidenziare che nella valutazione del contributo resistente delle barre, per ciascun caso di calcolo, si è tenuto conto solo di quelle barre che presentano un'adeguata lunghezza di ancoraggio, secondo i criteri esposti nel paragrafo 6.3.

8.1 Casi di calcolo A

In questo schema di analisi, il cuneo di roccia considerato presenta l'altezza dell'intera scarpata ed è delimitato a tergo da un giunto a trazione verticale (Caso A, Fig. 11) oppure con inclinazione di 75° (caso A1, Fig. 12). Tra le situazioni più critiche si può evidenziare il caso in cui il giunto di base è inclinato di 55° . Ad esempio, per il caso di calcolo Asp_55_V si ottiene un fattore di sicurezza in assenza di barre di 1.028. Per questo stesso caso, se si tenesse conto del contributo a trazione dei ponti di roccia si otterrebbe 1.191 in presenza di barre. Tuttavia, come spiegato in precedenza, si ritiene opportuno non tener conto del contemporaneo effetto sia delle barre sia dei ponti di roccia sul giunto a trazione: il fattore di sicurezza si riduce allora a 1.160 (caso di calcolo Asb_55_V).

8.2 Casi di calcolo B

Questo schema (Fig. 13) si presenta simile al caso A, ma la fetta di roccia isolata dal giunto a trazione è in questo caso di spessore più sottile (circa 10 m al massimo). In questo caso, la modesta lunghezza del giunto di scivolamento fa sì che il contributo coesivo sia particolarmente basso e, in assenza di barre, pur considerando agente il contributo dei ponti di roccia sul giunto a trazione, il coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche risulterebbe significativamente < 1

(pari a 0.848 nel caso Bsp_60_V). In presenza di barre, trascurando completamente il contributo a trazione dei ponti di roccia si ottiene 1.114 (caso Bsb_60_V).

8.3 Casi di calcolo C

Questo caso (Fig. 14 e 15) si può pensare derivato dal caso A, trasportando a metà altezza del fronte la posizione del giunto di scivolamento. La fetta di roccia isolata dal giunto a trazione diviene in questo caso più tozza e nel caso in cui l'inclinazione $\alpha_g = 60^\circ$ non è più presente il giunto a trazione. Uno schema di analisi di questo tipo è importante per verificare la sicurezza nei confronti di cinematismi di rottura che coinvolgano sono la porzione superiore della scarpata, tenendo conto del fatto che in questo si riduce il volume del cuneo instabile ma, contemporaneamente, si perde anche l'effetto di tutte le barre che non intersecano il cuneo. Nel caso C1sb_50_75, particolarmente sfavorevole sotto quest'ultimo aspetto, si ottiene $F = 1.496$ e 1.599 , rispettivamente senza e con le barre.

8.4 Casi di calcolo D

Anche questo schema (Fig. 16 e 17) si può pensare derivato dal caso A, dimezzando l'altezza della fetta di roccia potenzialmente instabile. Questo caso presenta condizioni simili al precedente caso C ma con coefficienti di sicurezza più bassi, in quanto l'effetto della riduzione del contributo coesivo (a causa della minore lunghezza L del giunto) prevale sull'aumento del numero di barre che intersecano il cuneo. Ad esempio, nel caso D1sb_60_75 si ottiene $F = 0.975$ e 1.249 , rispettivamente senza e con le barre.

8.5 Casi di calcolo E ed F

Questo schema (Fig. 18) presenta situazioni di scivolamento planare con un ampio ventaglio di inclinazioni del giunto (fino a $\alpha_g = 75^\circ$). La situazione è caratterizzata da elevata lunghezza del giunto di scivolamento (in assenza di giunto a trazione) e dalla perdita dell'effetto delle barre installate dalle piazzole superiori, in particolare per $\alpha_g = 50^\circ$. Ad esempio, nel caso Esb_60 si ottiene $F = 1.382$ e 1.438 , rispettivamente senza e con le barre.

Per il caso F (Fig. 19) valgono osservazioni simili a quelle esposte per il caso E. La quota dei piani di scivolamento è però più elevata. I coefficienti di sicurezza risultano però sensibilmente più elevati. Ad esempio, nel caso Fsb_50 si ottiene $F = 1.880$ e 1.913 , rispettivamente senza e con le barre.

9 Cinematismi di scivolamento analizzati per la Sezione 18

La Sezione n°18 è caratterizzata da una morfologia simile a quella della Sezione n°15, con un'altezza massima della parete di poco inferiore (circa 64 m) ed un aggetto meno pronunciato. Sulla base dei risultati precedentemente ottenuti per la Sezione n°15, è stato possibile ridurre il ventaglio dei casi da esaminare per individuare i cinematismi effettivamente più critici.

Per questa sezione sono stati presi in esame 3 diversi schemi di cuneo instabile (denominati "caso" A, B, C). Un quadro di sintesi dei vari casi considerati è presentato nelle Figure 20 - 22 allegate alla relazione di calcolo.

Nel caso A, lo scivolamento interessa l'intera altezza del fronte (Fig. 20); nei casi C e B lo scivolamento interessa invece una porzione progressivamente ridotta (Fig. 21 e 22).

I vari sotto-casi corrispondono a diverse inclinazioni della superficie di scivolamento ($\alpha_g = 50^\circ, 55^\circ, 60^\circ$) e del giunto a trazione (inclinazione $\alpha_t = 90^\circ$, verticale, oppure di 75°).

Nel seguito è riportata una breve descrizione dei risultati ottenuti per i diversi casi di calcolo.

9.1 Casi di calcolo A

Il cuneo di roccia considerato presenta l'altezza dell'intera scarpata ed è delimitato a tergo da un giunto a trazione con inclinazione di 75° (Caso A, Fig. 20).

La situazione più critica è risultata in cui il giunto di base è inclinato di 50° (Tabella 35). Nel caso di calcolo Asp_50_75 si ottiene un coefficiente di sicurezza in assenza di barre di 0.990. Per questo stesso caso, se si tenesse conto del contributo a trazione dei ponti di roccia si otterrebbe 1.074 in presenza di barre. Tuttavia, come spiegato in precedenza, si ritiene opportuno non tener conto del contemporaneo effetto sia delle barre sia dei ponti di roccia sul giunto a trazione: il coefficiente di sicurezza si riduce allora a 1.047 (caso di calcolo Asb_50_75).

9.2 Casi di calcolo B

Il cuneo considerato rappresenta un'estesa fetta di roccia delimitata da un giunto a trazione verticale e da un giunto di scivolamento che intercetta il fronte appena al di sopra della fila superiore di barre installate dal ponteggio.

Il caso di calcolo più critico (Tabella 36) è risultato quello con inclinazione del giunto di scivolamento più elevata ($\alpha_g = 60^\circ$). In condizioni sismiche e in assenza di barre il coefficiente di sicurezza risulta infatti significativamente minore di 1: si è ottenuto infatti 0.829 anche tenendo conto dei ponti di roccia (caso Bsp_60_V). Il coefficiente di sicurezza allo scivolamento sale a 1.015 in presenza di barre, senza tener conto dei ponti di roccia (caso Bsb_60_V).

9.3 Casi di calcolo C

L'altezza del cuneo di roccia è stata ulteriormente ridotta, rispetto al precedente caso B. In questo caso infatti la superficie di scivolamento taglia il fronte a quota superiore in modo da escludere anche l'effetto delle due prime file di barre installate dalla piazzola a quota più bassa. In questo caso l'effetto di rinforzo del cuneo è demandato infatti, prevalentemente, al gruppo di barre installato dalla piazzola a quota intermedia, mentre le barre della piazzola più in alto non danno alcun contributo.

Il caso più critico è risultato (Tabella 37) quello con giunto di scivolamento avente inclinazione intermedia $\alpha_g = 55^\circ$, comunque in tutti i casi considerati, anche in assenza di barre, il coefficiente di sicurezza si mantiene superiore ad 1.

10 Cinematismi di scivolamento analizzati per la Sezione 11

La Sezione n°11 è caratterizzata da una parete con inclinazione elevata e immersione diretta verso l'esterno della rupe, senza quindi i significativi aggetti che caratterizzano le Sezioni 15 e 18 precedentemente analizzate. L'altezza massima della parete è però più elevata, raggiungendo circa gli 80 m.

Come per la Sezione 18, anche per questa sezione sono stati presi in esame 3 diversi schemi di cuneo instabile (denominati "caso" A, B, C).

Nel caso lo scivolamento interessa quasi l'intera altezza del fronte (Fig. 23); nei casi B e C lo scivolamento interessa invece solo la parte superiore della rupe (Fig. 24 e 25), con giunto di base posto a quota progressivamente più elevata.

I vari sotto-casi corrispondono a diverse inclinazioni della superficie di scivolamento ($\alpha_g = 50^\circ, 55^\circ, 60^\circ$) e del giunto a trazione (inclinazione $\alpha_t = 90^\circ$, verticale, oppure di 75°).

Nel seguito è riportata una breve descrizione dei risultati ottenuti per i diversi casi di calcolo. Si può comunque notare che in tutti i casi si è ottenuto un coefficiente di sicurezza molto superiore ad 1, anche nei casi in assenza di barre.

10.1 Casi di calcolo A

Il cuneo considerato è delimitato prevalentemente dal giunto basale di scivolamento, con estensione relativamente modesta del giunto a trazione, del tutto assente nel caso con inclinazione $\alpha_g = 60^\circ$.

E' importante notare che in questo caso il contributo resistente del gruppo di barre installate dalla piazzola intermedia è stato totalmente trascurato, a causa della ridotta lunghezza di ancoraggio, in base ai criteri di valutazione cautelativi esposti nel paragrafo 6.3. Ovviamente, nel calcolo del contributo resistente delle barre non interviene neppure il gruppo di barre installato dalla piazzola superiore, in quanto non intercettano la superficie limite del cuneo. Resta comunque inteso che tali barre svolgono un ruolo importante, in quanto assicurano la stabilità di eventuali cunei di piccolo volume in potenziale distacco dalla parte sommitale della parete.

I coefficienti di sicurezza calcolati sono riassunti nella Tabella 44.

10.2 Casi di calcolo B

Il cuneo considerato è delimitato da giunto a trazione verticale e giunto di scivolamento che intercetta la parete a quota superiore alle barre installate dal ponteggio. Lo spessore della fetta di roccia tende a ridursi nella parte più alta (circa 6 m). Il caso con coefficiente di sicurezza più basso (Tabella 45) è il caso Bsb_50_V, con coefficienti 1.394 e 1.674, rispettivamente per la situazione senza e con barre.

10.3 Casi di calcolo C

Il cuneo preso in esame è delimitato da un giunto di scivolamento che intercetta la parete in corrispondenza di una piccola cengia visibile in Figura 25.

Il caso con coefficiente di sicurezza più basso (Tabella 46) è il caso Bsb_50_75, con coefficienti 1.294 e 1.447, rispettivamente per la situazione senza e con barre.

Come nel caso A, anche in questo caso è stato trascurato il contributo resistente delle barre della piazzola superiore, tenuto conto della modesta lunghezza di ancoraggio e della possibile presenza di una fascia detritica.

11 Osservazioni conclusive

Le analisi di stabilità all'equilibrio limite della parete Est della rupe sono state effettuate prendendo in esame tre diverse sezioni verticali con direzione Est-Ovest: la Sezione n°15, rappresentativa del tratto centrale della parete, la Sezione n°18 e la Sezione n°11, rispettivamente rappresentative del tratto di parete più a Nord (in prossimità del tornante della strada di accesso alla Fortezza) e del tratto di parete più vicino alla Fortezza.

Nelle Tabelle allegate è presentata una sintesi dei fattori di sicurezza allo scivolamento ottenuti. La Sezione n°15, caratterizzata da porzioni di parete in aggetto di maggior volume, è quella che presenta condizioni più critiche, con coefficienti di sicurezza generalmente più bassi. Il progetto dell'intervento di rinforzo è stato quindi innanzitutto determinato dall'analisi di questa sezione.

Le analisi svolte con riferimento alla situazione attuale (in assenza di rinforzi) hanno fornito sostanziale conferma del modello geotecnico ipotizzato per l'ammasso e dei parametri di resistenza (prudenziali) assunti per le superfici di discontinuità. Tali parametri sono stati in seguito utilizzati per le analisi di progetto dell'intervento di rinforzo mediante barre passive.

Alla luce dei risultati ottenuti, lo schema di rinforzo adottato appare soddisfacente, in quanto consente di ottenere un significativo miglioramento delle condizioni di stabilità della parete Est, nel tratto corrispondente al tracciato della strada di accesso alla Fortezza, sia in condizioni statiche sia in presenza di sollecitazioni sismiche.

I casi di calcolo risultati più critici (coefficienti di sicurezza più piccoli), e quindi particolarmente rilevanti per il dimensionamento dell'intervento, sono risultati i casi A e B, in cui il cuneo di roccia potenzialmente instabile assume la forma di una fetta di roccia di notevole altezza (circa 70 m, praticamente pari all'altezza massima della parete), isolata a tergo da un giunto di trazione subverticale.

Il sistema di barre proposto consente di ottenere un effetto di rinforzo di tipo più diffuso nella parte alta della parete, con effetto di cucitura tra blocchi di roccia anche di dimensioni relativamente modeste (dell'ordine dell'interasse tra le barre), e di tipo più profondo nella zona al piede della parete.

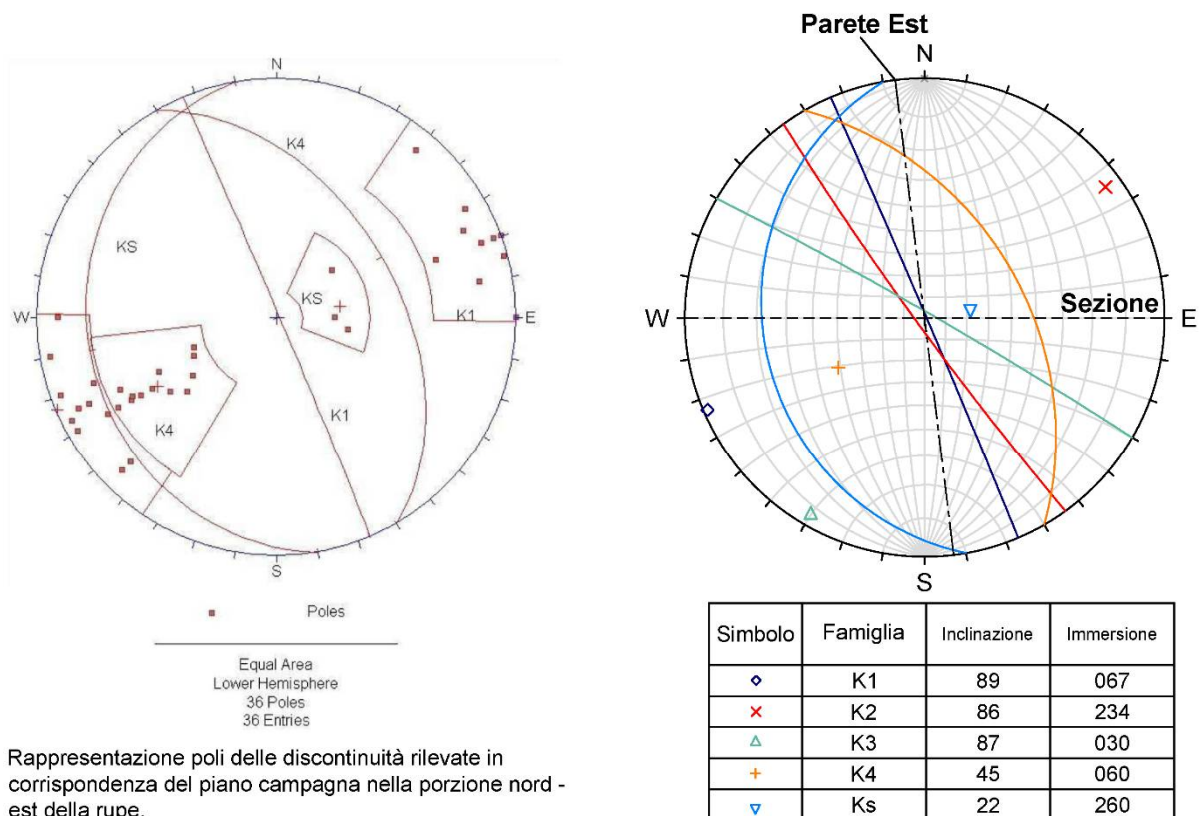
12 Riferimenti

- BOLDINI D., TOMMASI P. (2014) - Relazione illustrativa sull'analisi all'equilibrio limite della parete Est. S14031-007-RE01-0.
- BRITISH STANDARD BS8081 (1989) – Code of practice for ground anchorages.
- D.M. 2008, Decreto ministeriale 14 gennaio 2008, pubblicato nella Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n. 29, Nuove norme tecniche per le costruzioni.
- LEMBO-FAZIO A., RIBACCHI R., SCIOTTI M., TOMMASI P. (1998) - Problematiche di intervento su versanti naturali per la salvaguardia di abitati ed opere di ingegneria. Alcuni esempi in relazione a diversi tipi di dissesto. 6° Ciclo di conferenze di Meccanica delle Rocce, Torino.
- PANET M. (1987) - Reinforcement of Rock Foundations and Slopes by Active or Passive Anchors. 6th ISRM Int. Congr., Montreal, 2, 1411-1420.
- RIBACCHI R., GRAZIANI A., LEMBO-FAZIO A. (1995) - Analisi del comportamento dei sistemi di rinforzo passivi in roccia. XIX Conv. Naz. Geotec., Pavia, 2, 239-268.
- SPANG K., EGGER P. (1990) – Action of fully grouted bolts in jointed rocks and factors of influence. Rock Mech. And Rock Eng., 23, 201-229.
- TOMMASI P. (1997) - Analisi dei fattori che influenzano la resistenza dei giunti in rocce calcaree: un esempio di caratterizzazione per lo studio di una parete rocciosa. In “Il modello geotecnico del sottosuolo nella progettazione delle opere di sostegno e degli scavi”. IV Convegno Nazionale dei Ricercatori Universitari, Perugia, 1, 549-565.

13 Figure e Tabelle



Figura 1 – Superfici di discontinuità individuate con le calate su corda sulla parete Est.



Rappresentazione poli delle discontinuità rilevate in corrispondenza del piano campagna nella porzione nord - est della rupe.

Ciclografie dei piani rappresentativi della giacitura media delle varie famiglie di discontinuità

Figura 2 – Rappresentazione dei poli delle discontinuità rilevate in corrispondenza nella porzione nord-est della rupe e ciclografia dei piani della giacitura media delle varie famiglie di discontinuità.

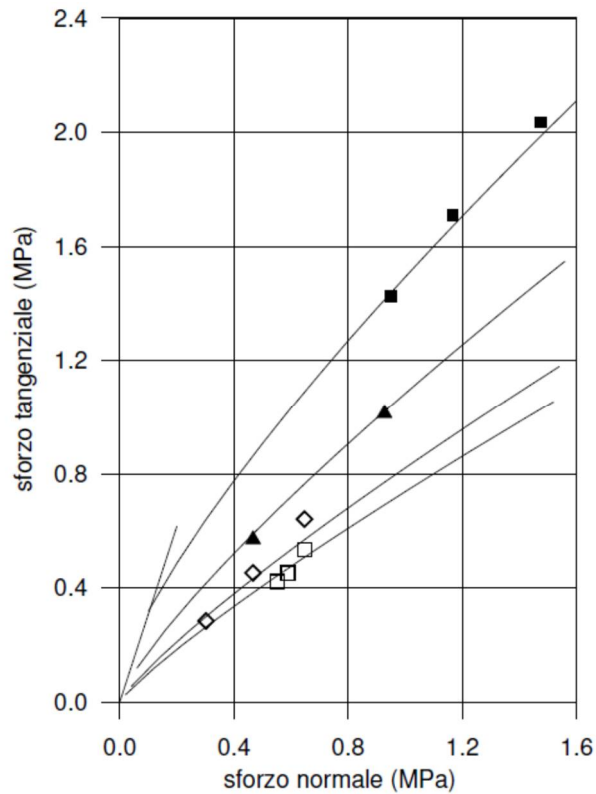


Figura 3 – Risultati delle prove di taglio diretto sulle discontinuità naturali e curve intrinseche secondo il criterio di Barton (da Boldini e Tommasi 2014).

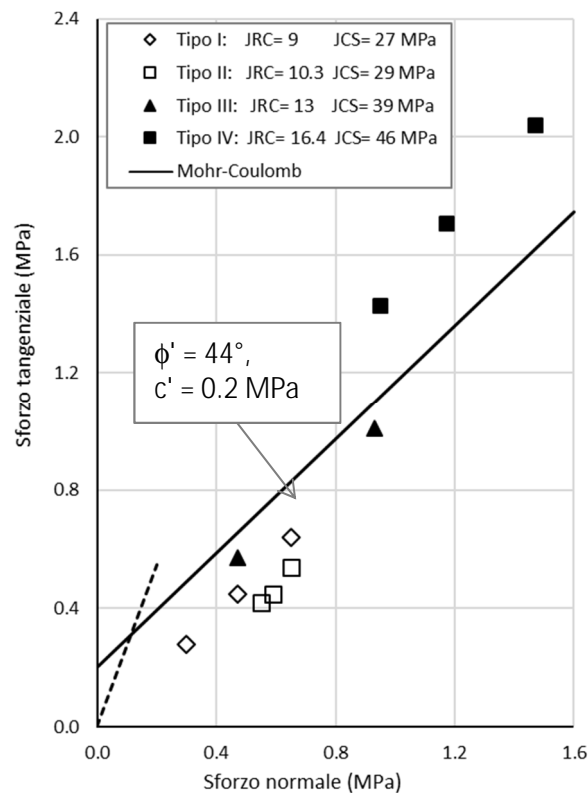


Figura 4 – Criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb adottato nelle verifiche di stabilità del cuneo di roccia.

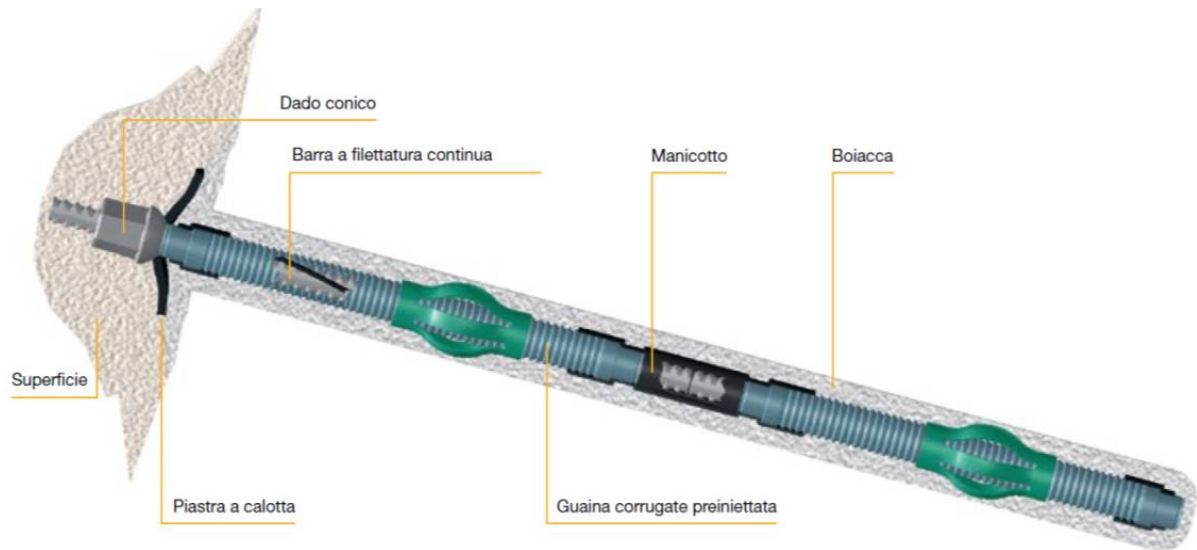


Figura 5 – Schema tipo di barra passiva di ancoraggio con guaina corrugata pre-iniettata e cementazione nel foro.

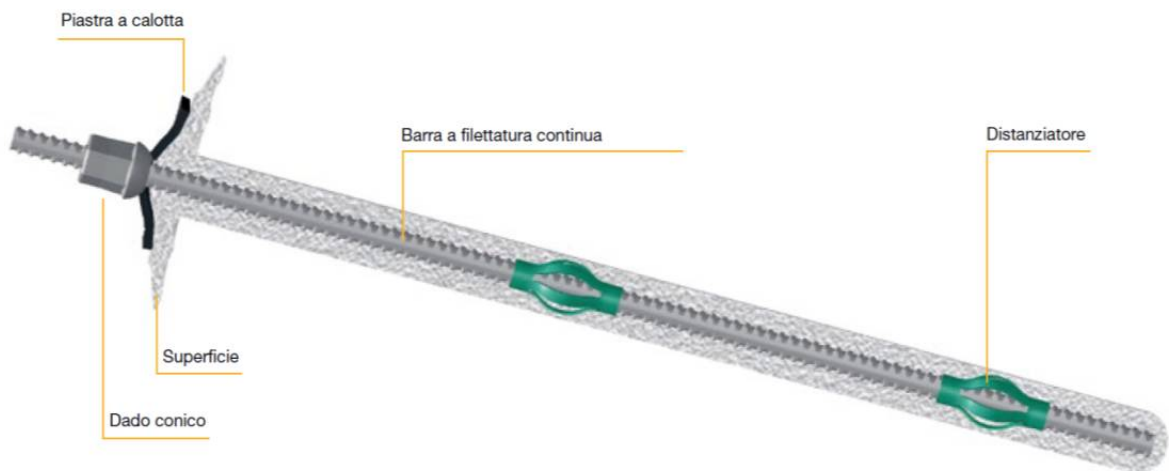


Figura 6 – Schema tipo di barra passiva di ancoraggio con cementazione integrale del fusto.

Tabella 1 – Sintesi caratteristiche geometriche delle barre passive di ancoraggio da installare mediante perforazione sulla parte alta del versante.

<p style="text-align: center;">BARRE PASSIVE Parte alta del versante (perforazione da piazzola)</p>						
Barra	n°	inclinazione ψ_b (°)	L (m)	diametro barre d_b (mm)	interasse i (m)	Piastra parete
1	1	0	16.50	26.5	5	x
2	1	5	18.00	26.5	5	x
3	1	10	19.50	26.5	5	x
4	1	15	21.60	26.5	5	x
5	1	20	24.00	26.5	5	x
6	1	20	27.30	32.0	5	x
7	1	25	29.00	32.0	5	x
8	1	30	30.00	32.0	5	
9	1	35	34.00	32.0	5	
10	1	25	42.00	32.0	5	
11	1	30	42.00	32.0	5	
12	1	35	44.00	32.0	5	
13	1	40	48.00	32.0	5	
Lunghezza totale barre da piazzola $\Sigma L/i = 79.2$ m/m						

Tabella 2 - Sintesi caratteristiche geometriche delle barre passive di ancoraggio da installare mediante perforazione da ponteggio.

<p style="text-align: center;">BARRE PASSIVE Parte bassa del versante (perforazione da ponteggio)</p>						
Barra	n°	inclinazione ψ_b (°)	L (m)	diametro barre d_b (mm)	interasse i (m)	Piastra parete
14	1	15	30.0	26.5	2.5	x
15	1	15	30.0	26.5	2.5	x
16	1	0	20.0	26.5	2.5	x
17	1	0	20.0	26.5	2.5	x
Lunghezza totale barre da ponteggio $\Sigma L/i = 40$ m/m						

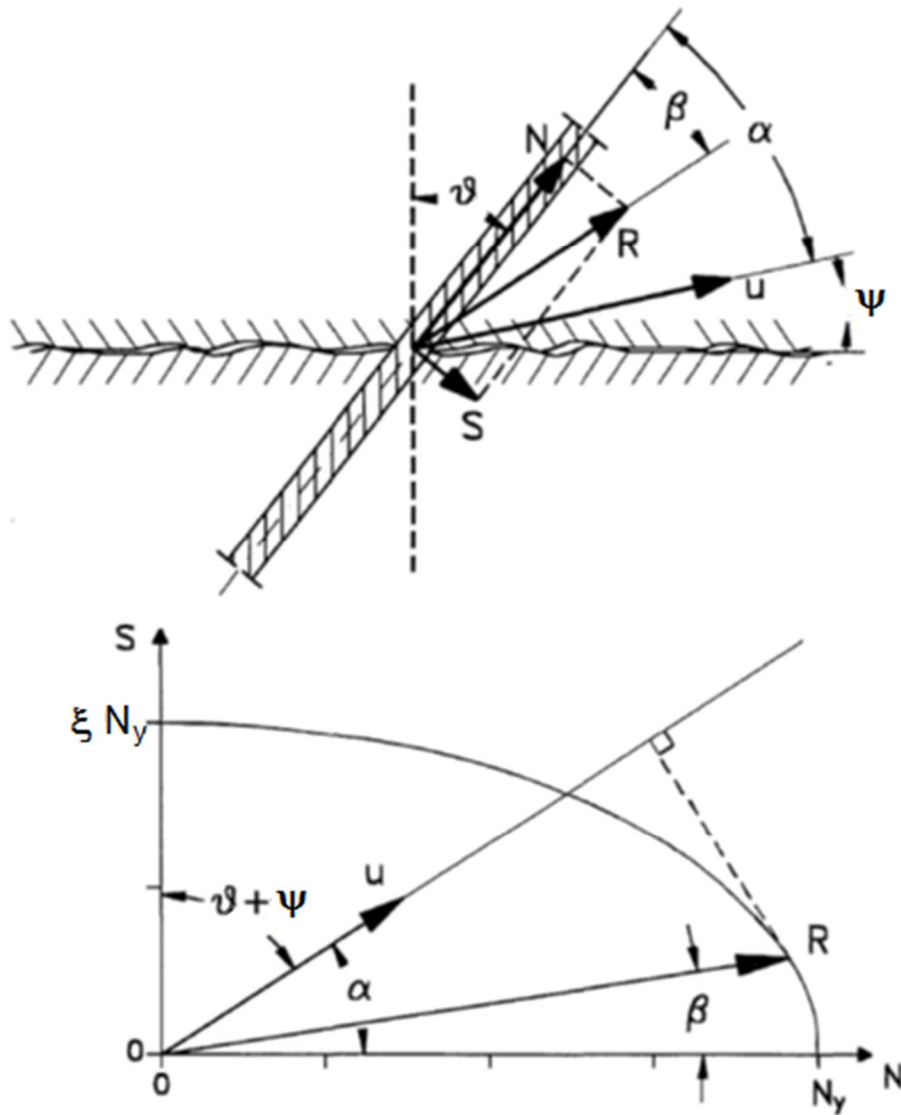


Figura 7 – Forza risultante R in una barra che interseca la superficie di scorrimento e componenti di trazione N e taglio S (in alto); valutazione della forza risultante R con il metodo del lavoro massimo (ellisse per il caso di tranciamento a taglio, con $\xi = 0.5$).

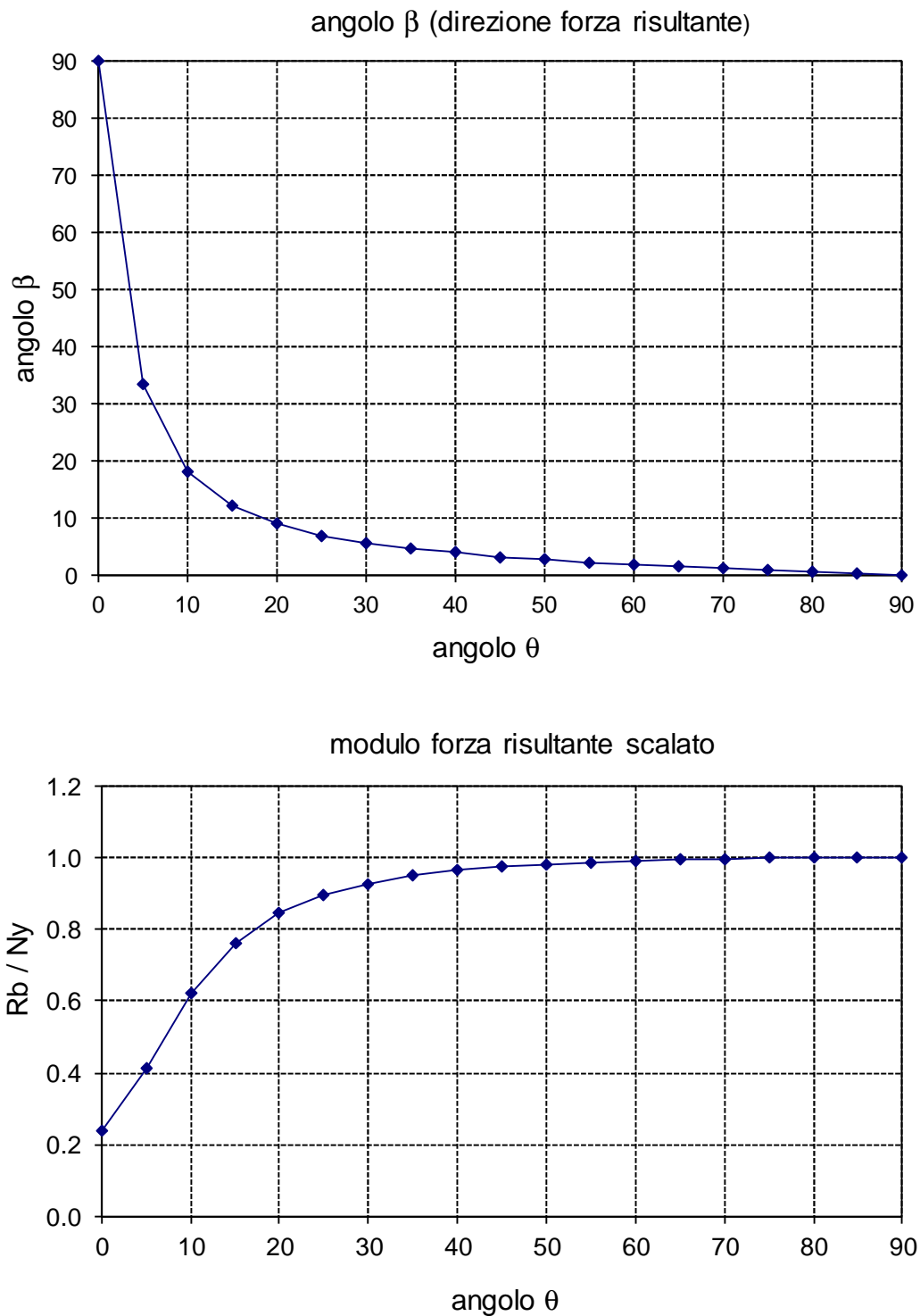
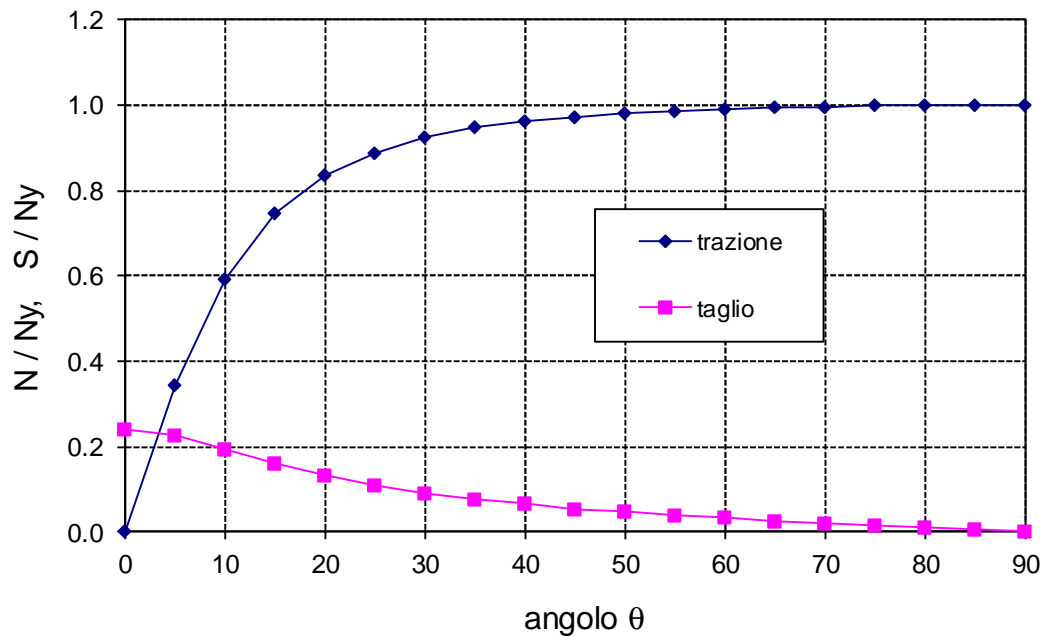


Figura 8 – Andamento dell'angolo β (angolo formato tra il vettore forza risultante e l'asse della barra) in funzione dell'angolo θ (angolo tra l'asse della barra e la normale alla superficie di scivolamento) (in alto); andamento della forza risultante R, scalata rispetto alla forza di snervamento in funzione dell'angolo θ (in basso).

Taglio e trazione nella barra in funzione dell'inclinazione



Contributo resistente barra C_b scalato

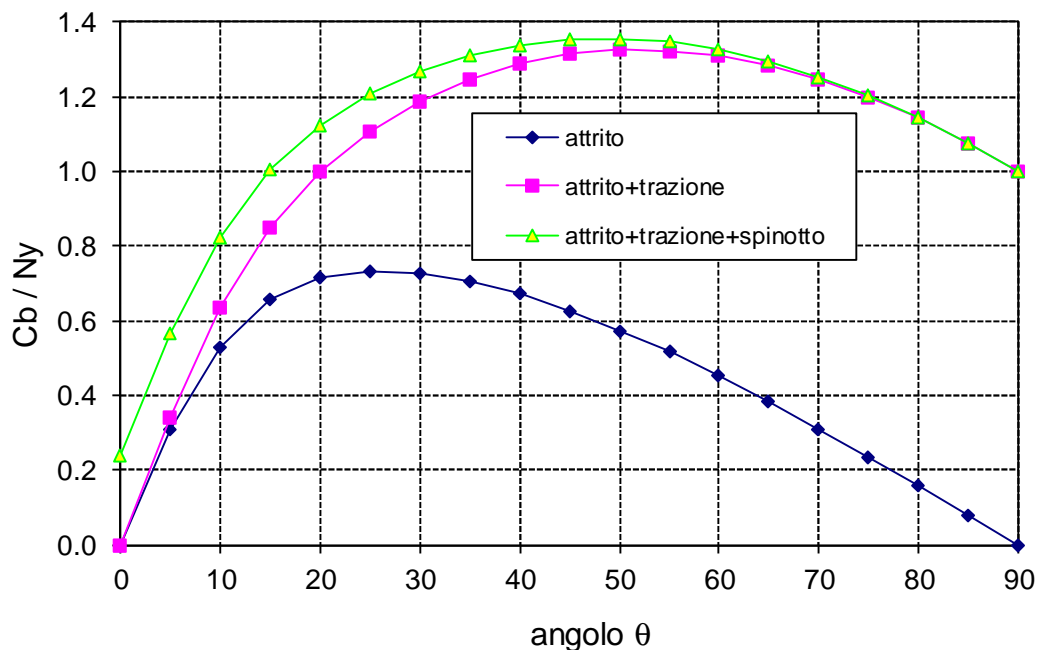


Figura 9 – Andamento delle sollecitazioni di trazione e taglio nella barra in funzione dell'angolo θ (angolo formato tra l'asse della barra e la normale alla superficie di scivolamento) (in alto); andamento del contributo resistente della barra C_b in funzione dell'angolo θ (in basso).

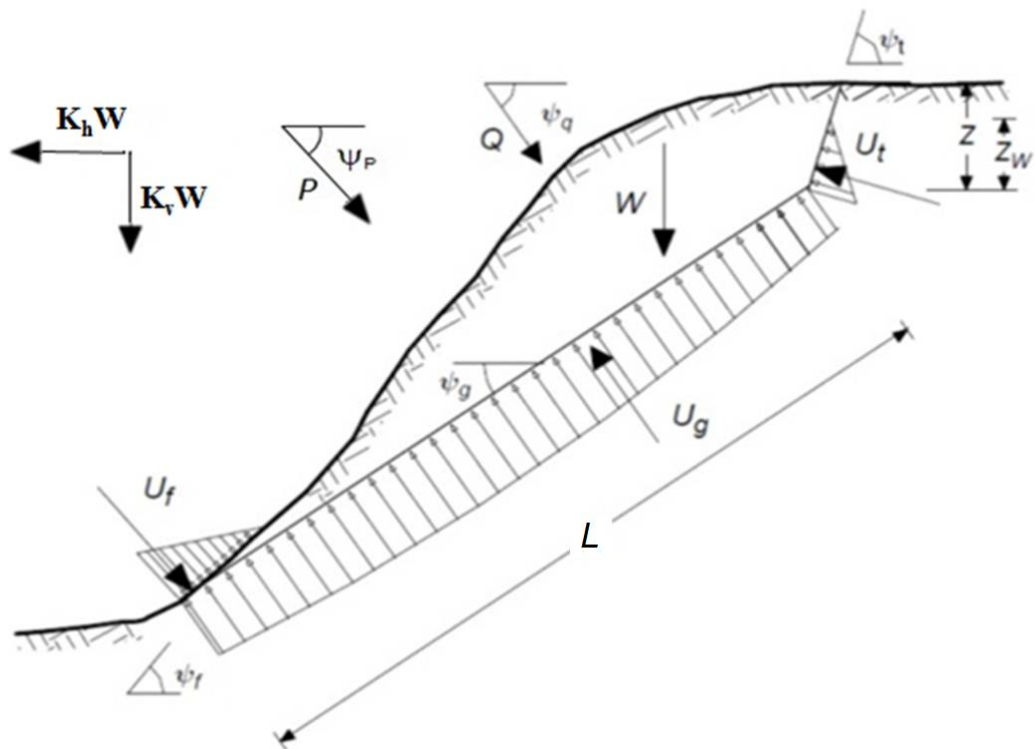


Figura 10 – Schema di analisi all'equilibrio limite di un cuneo piano di roccia.

Tabella 3 – Sigla delle grandezze e loro significato utilizzate nello schema di analisi.

L	Lunghezza superficie di scivolamento
L_t	Lunghezza del giunto a trazione
A	Area del cuneo instabile
s	Spessore cuneo (fuori dal piano)
γ_t	Peso di volume unitario del cuneo
k_v	Coefficiente sismico verticale
k_h	Coefficiente sismico orizzontale
U_f	Spinta dell'acqua sul fronte
U_t	Spinta dell'acqua nel giunto a trazione
U_g	Risultante pressioni acqua sulla sup. scivolamento
Q	Forza esterna Q
P	Forza P rappresentativa del contributo resistente dei ponti di roccia
ψ_f	Inclinazione del fronte
ψ_t	Inclinazione del giunto a trazione
ψ_Q	Inclinazione della forza esterna Q
ψ_P	Inclinazione della forza esterna P
ψ_g	Inclinazione superficie di scivolamento
c	Coesione della superficie di scivolamento
ϕ	Angolo attrito della superficie di scivolamento
ψ	Angolo dilatanza della superficie di scivolamento