

<b>REGIONE SICILIANA</b>		
<b>COMUNE DI MILAZZO</b>		
<b>PROVINCIA DI MESSINA</b>		
<b>PROGETTO</b>	<b>CONSOLIDAMENTO DELLA PARETE ROCCIOSA</b>	
<b>ESECUTIVO</b>	<b>DEL CASTELLO DI MILAZZO</b>	
	<b>2° STRALCIO FUNZIONALE</b>	
<b>ALLEGATO</b>	<b>RELAZIONI: GEOTECNICA-DI CALCOLO-SUI</b>	
<b>A.1.b</b>	<b>MATERIALI. CALCOLI STRUTTURE</b>	
<b>PROGETTISTI</b>	<b>ing. Filippo Floramo</b>	<b>DATA</b>
	<b>ing. Mariano Bucca</b>	



<p style="text-align: center;"><b>CITTA' DI MILAZZO</b></p> <p>4° Settore Lavori Pubblici e Patrimonio (validazione ai sensi dell'art. 55 Dpr 207/2010)</p> <p>Il progetto dell'importo complessivo di € 1.360.000,00 ha formato oggetto di validazione con verbale del 23/02/2015, cui si fa riferimento.</p> <p>Milazzo, li 23/02/2015</p> <p style="text-align: center;">II RUP Arch. Natalia Famà</p>	<p style="text-align: center;"><b>CITTA' DI MILAZZO</b></p> <p>4° Settore Lavori Pubblici e Patrimonio (art. 5 L.R. 12/2011)</p> <p>Pare in linea tecnica reso con provvedimento N. 70 del 23/02/2015, cui si fa rinvio.</p> <p>Milazzo, li 23/02/2015</p> <p style="text-align: center;">II RUP Arch. Natalia Famà</p>
---	---

VISTO:  
IL SINDACO  
Avv. Carmelo Pino



Handwritten signature and initials.



## **Premesse**

A seguito di finanziamento dell'Assessorato TT.AA. Dipartimento dell'ambiente servizio 3, il Dirigente del Settore LL.PP. e Patrimonio del Comune di Milazzo con propria Determina n. 515 del 15.12.2014 ha impegnato la somma di € 30.945,27 per la redazione del progetto esecutivo stralcio dei "lavori di consolidamento della parete rocciosa del Castello di Milazzo"; sulla scorta di quanto sopra detto gli scriventi, hanno eseguito dei sopralluoghi sul posto al fine di accertare l'attuale situazione di luoghi.

Gli scriventi, al fine di accertare l'attuale situazione di luoghi, hanno eseguito dei sopralluoghi sul posto.

Tale esigenza è scaturita dal fatto che i rilievi in situ del I° stralcio del progetto originale sono stati eseguiti nell'anno 2009, (da circa 6 anni), e che già allora era stata rilevata una situazione di pericolosità estesa a tutta l'area di intervento.

Infatti, durante tali visite di ispezione, è emersa una situazione sicuramente più precaria di quanto rilevato in precedenza, poiché, durante un sopralluogo eseguito lungo la base del costone nella zona interessata, si è notata la presenza di blocchi caduti dalla parete; purtroppo non si è potuto accertare se tali massi erano già caduti nei primi sopralluoghi effettuati (1998) o successivamente, in quanto risultavano tutti parzialmente ricoperti da vegetazione spontanea del luogo.

Sulla scorta di tali nuovi elementi, si è proceduto alla ispezione della parete rocciosa, partendo dal limite dell'intervento già realizzato col 1° stralcio(2009), riscontrando quanto segue:

- I blocchi instabili in parete, già rilevati in precedenza, sono in una situazione di maggiore precarietà, in quanto le aperture delle discontinuità tra tali blocchi si sono allargate e sono aumentate; alcuni blocchi si presume abbiano subito lievi spostamenti e/o scalzamenti
- da un esame visivo di dettaglio, le aperture nelle fratture dell'ammasso roccioso sono aumentate.
- Anche le aperture, in corrispondenza delle faglie estensionali sembrano aver subito lo stesso tipo di degrado.

I fenomeni rilevati, sicuramente hanno portato ad un decadimento graduale delle caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso ed inoltre, dalla zonazione delle instabilità delle pareti redatta dal Geologo tutta l'area rilevata risulta ad elevata instabilità.

Sulla scorta del rilievo delle discontinuità geostrutturali, eseguito dal Geologo Dott. D. Pontillo, nello studio geologico originario, tenendo conto dell'aggiornamento di tale studio geologico, eseguito del Geologo Dott. Salvatore Maio, sulla scorta dei rilievi del costone derivanti dalla restituzione dei rilievi digitali tridimensionali eseguiti con strumentazione elettroottica laser "Leica", gli scriventi hanno provveduto ad eseguire la caratterizzazione meccanica dell'ammasso e delle discontinuità, a definire gli schemi fisici di riferimento per la verifica geotecnica degli interventi ed hanno eseguito i calcoli per il loro proporzionamento geotecnico.



Nella presente relazione infine, sono descritti gli interventi e le indagini eseguite per il consolidamento del costone roccioso sotto il castello; tali interventi fanno parte del “Progetto per il consolidamento del costone roccioso sotto il castello di Milazzo II° stralcio”. Tutti gli interventi previsti sono rivolti ad assicurare la sicurezza e la relativa stabilità del costone roccioso sotto il castello ed a garantire la sicurezza degli insediamenti abitativi che si sviluppano al piede delle pareti del costone.

La zona di costone su cui si interverrà ha uno sviluppo del fronte di circa ml. 60, con un'altezza variabile tra 50 e 70 mt. in direzione est-ovest, con una consistente presenza di zone subverticali (vedasi foto); più precisamente tale zona di intervento inizia subito dopo il precedente intervento fino a poco prima della grotta “Polifemo”.



## ***Inquadramento geologico***

L'area oggetto di studio, costituisce una parte del promontorio che inizia dal margine occidentale della penisola di Milazzo in direzione della riviera di ponente, immediatamente a nord del centro abitato; essa occupa il settore N della tavoletta in scala 1:25000 dell' I.G.M. foglio 253 I NO)

Le coste della penisola sono generalmente alte, frastagliate e ripide, spesso a strapiombo.

L'area oggetto di studio è costituita da un costone con la zona sommitale spianata a quota di circa 70-80 mt. Tale costone di forma triangolare è assai ripido sui versanti nord e nord-ovest dove in alcuni tratti le pareti sono quasi verticali.

Il tratto di versante in studio è costituito da rocce di natura metamorfica, intensamente fratturate e con diversi blocchi isolati in equilibrio precario che potrebbero staccarsi e precipitare a valle (e come presumibilmente è accaduto).

Queste frane da crollo si verificano con continuità nel tempo (si accentuano nei periodi piovosi) ed all'improvviso.

L'area in studio è costituita da paragneiss biotitici, talvolta sfumati a migmatiti, gneiss anfiboliti e gneiss occhiadini, attraversati da numerose manifestazioni a forma di filoni di varie dimensioni a carattere aplitico-pegmatitico.

Tali affioramenti appartengono alla falda tettonica denominata "Unità Aspromonte".

Le metamorfite presentano un colore grigiastro, dovuto all'alterazione subita della biotite, che viene trasformata in clorite; in rari casi presentano un colore rossiccio dovuto all'elevato tenore di biotite ossidata.

I filoni aplitici pegmatici assumono, invece un colore bianco argenteo dovuto alla presenza di cristalli muscovitici; spesso le pegmatiti si presentano friabili a causa della caolinizzazione del k-feldspato.

In questi corpi litodermici sono riconoscibili varie fasi di deformazioni para e post-cristalline, rappresentate da ripetuti effetti cataclastici sui minerali rigidi ed arricciamenti nei minerali scistogeni.

In rari casi, sopra gli affioramenti metamorfici, o direttamente nelle fratture, sono presenti lembi calcarei bianchi o grigi a grana fine.

Alla base del versante si trovano le alluvioni attuali e recenti, costituite da sabbie grossolane e ghiaie da elementi prevalentemente metamorfici, immersi in una matrice limoso-sabbiosa.

Tale coltre detritica proviene dalla disgregazione e dalla demolizione dei costoni rocciosi soprastanti, trasportati alle quote più basse dall'azione della gravità e da quella delle acque di dilavamento superficiale.

Nel corso delle ispezioni superficiali della zona oggetto del presente studio, sono stati riscontrati numerosi vuoti nelle pareti formati in seguito al distacco e conseguente crollo di blocchi dal volume variabile; inoltre l'intero ammasso roccioso può essere considerato in precarie condizioni di instabilità rilevato il fitto reticolo di fratture.

Le condizioni idrauliche rivestono un'importanza notevole nelle considerazioni geostatiche dell'intera zona oggetto di studio.

Il reticolo idrografico, sul costone, è debolmente sviluppato, presentando tuttavia, un ruscellamento diffuso, mentre in alcuni tratti si instaurano le condizioni per la formazione di fossi di ruscellamento concentrato.

Dal punto di vista idrogeologico le rocce dell'area in studio sono classificate in rocce con elevata permeabilità primaria (dovuta alla porosità) e rocce dotate di media o bassa permeabilità secondaria (dovuta alla fessurazione).

Nella prima classe sono identificabili sia i depositi alluvionali che il detrito di falda; poichè entrambi sono costituiti da rocce sciolte, la disposizione spaziale dei clasti favorisce la presenza di spazi vuoti tra i singoli elementi; tali spazi vuoti consentono una circolazione idrica e potenzialmente il relativo accumulo in una falda riscontrata a circa 10 mt. sul livello del mare.

Sia i depositi che il detrito di falda esplicano un'azione drenante nei confronti delle acque provenienti dalle quote superiori.

Per quanto riguarda il secondo tipo di rocce (dotate di media o bassa permeabilità secondaria) ad esso appartengono le metamorfiti; le loro modeste condizioni di permeabilità sono dovute alla presenza di diaclasi e giunti beanti che favoriscono infiltrazioni de acque dilavanti ed una circolazione idrica estesa all'intero ammasso roccioso.

Infine le acque percolanti alterano in modo notevole l'equilibrio geostatico dei blocchi, creando, nelle superfici di contatto sub-orizzontali dei singoli blocchi, sottopressioni e/o sovrappressioni.

## ***Indagini geognostiche***

***(relazione geologica originaria Dott. Domenico Puntillo)***

Così come già riportato nella precedente relazione sono stati eseguiti n. 2 sondaggi geognostici verticali a carotaggio continuo in corrispondenza della zona in studio, della profondità media di 20 mt. in prossimità del ciglio della parete rocciosa (a circa ml. 5,00 da essa).

Da questi sondaggi si è riscontrato un RQD medio pari a 20%, indice che sta ad indicare un ammasso con caratteristiche geomeccaniche molto scadenti.

Sono stati eseguiti n. 10 stendimenti sismici, di cui n. 6 stendimenti sulla spianata sommitale del costone ed i rimanenti alla base dello stesso.

La lunghezza di tali stendimenti varia da ml. 35,00 a ml. 65,00; i risultati ottenuti da queste indagini hanno dato i seguenti spessori degli orizzonti sottostanti:

- **il primo orizzonte corrisponde alle coperture detritico eluviali, possiede uno spessore variabile da qualche decimetro a circa 6,00 mt.**
- **il secondo orizzonte corrisponde alle porzioni più fratturate dell'ammasso roccioso e varia da 10 a 15 mt.**
- **il terzo orizzonte più profondo corrisponde alle metamorfite meno fratturate.**

**Alla base del costone sono stati riconosciuti solo 2 orizzonti:**

- **il primo corrisponde alla copertura detritica, di spessore variabile da 5 a 6 mt.;**
- **il secondo orizzonte corrisponde alle metamorfite fratturate;**



Dall'analisi strutturale del versante eseguita dal geologo sono state individuate n. 15 stazioni mesostrutturali, volte al campionamento delle orientazioni spaziali degli elementi geometrici planari e lineari conferenti alle successioni affioranti le caratteristiche di un ammasso roccioso. I dati di giacitura delle discontinuità, sono raccolti negli *stereonet* dove sono visualizzate le ciclografie dei sistemi di faglie e fratture neotettoniche, i loro poli, le isodensità della loro sommatoria, il loro andamento attraverso il diagramma *rose* e l'andamento medio del versante.

Di queste stazioni mesostrutturali ne sono state considerate 2, rientranti nell'area oggetto del presente studio geotecnica e precisamente:

stazione n. 10 - 1; tali stazioni individuano n. 2 zone geotecnicamente differenti:

- **Zona 1 (con riferimento alla stazione mesostrutturale n. 10);**
- **Zona 2 (con riferimento alla stazione mesostrutturale n. 1);**

Tali stazioni di misura sono ubicate nella corografia della rocca del castello di Milazzo ed ubicazione dei sondaggi e delle stazioni mesostrutturali allegata alla relazione geologica del Dott. Pontillo.

Da tale rilievo sono state determinate le popolazioni di discontinuità che possono determinare instabilità del versante espressa in termini di distacchi e/o scorrimenti dei volumi rocciosi di varie forme e dimensioni.

Dopo una preliminare zonazione visiva delle pareti in zone ritenute omogenee dal punto di vista geostrutturale, il geologo ha eseguito il rilievo delle giaciture delle discontinuità, lungo "scanlines", rilevando oltre all'orientazione delle superfici anche gli indici di terminazione, l'apertura, i profili di scabrezza ed i valori di JCS (resistenza a compressione uniassiale in direzione normale ai "giunti") con il martello di Schmidt.

I rilievi sono stati eseguiti nelle 2 stazioni di misura, prese in considerazione. Sono altresì state eseguite le seguenti prove:

- determinazione del carico puntuale (prova Franklim);
- determinazione della scabrezza dei giunti (pettine di Barton);
- determinazione della resistenza della roccia (sclerometro di Schmidt).

Nella relazione geologica sono riportate le schede relative a tutte le misure eseguite nelle stazioni prese in considerazione ed i risultati delle prove eseguite.

### ***Indagini geognostiche***

***(relazione geologica integrativa Dott. Salvatore Maio)***

#### **CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO DI FONDAZIONE**

L'analisi delle curve di dispersione delle onde superficiali scaturita dall'esecuzione delle prove di sismica attiva MASW, ha evidenziato la presenza di n° 3 sismostrati aventi velocità media di propagazione delle onde S entro 30 m di profondità pari a:

INDAGINE MASW	Vs30 (m/sec)
MW1	681
MW2	622

In particolare, l'esame dei grafici "profondità (m)- velocità onde S (m/s)" riportati in allegato, mostrano un aumento progressivo della velocità di propagazione delle onde S fino alla profondità di mt. 5,0÷6,0 circa dal p.c. oltre il quale si evidenzia la presenza di una netta superficie di discontinuità sismoelastica dovuta alla presenza del bedrock sismico.



Tale valore (unitamente alla presenza del bedrock sismico a modesta profondità dal p.c.) permette di classificare il terreno di fondazione ai sensi del § 3.2.2 del D.M.I.T. 14 gennaio 2008 come appartenente alla categoria di sottosuolo E ("terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento -con  $V_s > 800$  m/sec-).

### CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

L'andamento delle isoipse osservabile nella planimetria ubicazione indagini geognostiche in scala 1:2000 allegata alla presente nota integrativa, permette di evidenziare come, la parete rocciosa sottostante il Castello di Milazzo, sia interessata da versanti con acclività prossime o superiori al 60%.

Localmente, la pendenza di tali versanti aumenta fino a raggiungere condizioni subverticali o strapiombanti.

Ne deriva che l'area in esame risulta classificabile come appartenente alla categoria topografica T2 ("Pendii con inclinazione media  $i > 15^\circ$ ") ai sensi della tabella 3.2.IV del D.M.I.T. 14.01.2008.

Le osservazioni geologiche effettuate nell'area oggetto di intervento, unitamente all'esecuzione di n° 2 profili sismici con metodologia MASW, ha condotto alla definizione della categoria del substrato di fondazione e relativa categoria topografica ai sensi del D.M.I.T. 14 gennaio 2008, permettendo di esprimere le seguenti considerazioni:

- L'area indagata risulta classificabile come appartenente alla categoria di sottosuolo "E".

- In relazione all'andamento della superficie topografica e alle condizioni morfologiche locali, l'area interessata dai lavori di consolidamento risulta classificabile come appartenente alla categoria topografica T2

### **Caratteristiche geostrutturali e geomeccaniche della massa rocciosa**

Da un punto di vista dell'ingegneria delle rocce, la massa rocciosa può essere considerata come un mezzo costituito dalla matrice rocciosa e dalle discontinuità.

La matrice rocciosa è la roccia intatta ed è costituita da un insieme di particelle di diversi minerali cementate tra loro; la matrice rocciosa quindi può essere considerata come un mezzo continuo.

Le discontinuità presenti nella massa rocciosa possono essere considerate, indipendentemente dalla loro dimensione, come dei difetti, che possono dipendere dalla storia dello stato tensionale o dalla tessitura della roccia stessa. I primi, detti difetti strutturali (es. pieghe, faglie e giunti), sono principalmente classificabili sulla base del tipo di stato di sollecitazione che ha determinato la rottura (trazione o taglio) e dell'entità del movimento subito dalle pareti della discontinuità così creata (vedi foto n. ).

I secondi, detti difetti di tessitura, possono essere stati creati durante il processo di deposizione di rocce sedimentarie, come i piani di stratificazione o possono essere il risultato di processi di riassetamento e

di riallineamento di particelle di minerale di forma allungata nelle rocce metamorfiche come i piani di scistosità.

I fenomeni di instabilità delle scarpate in roccia sono principalmente condizionati dalle caratteristiche strutturali dell'ammasso roccioso.

Nella maggioranza dei casi il meccanismo di dissesto e le dimensioni della massa rocciosa instabile dipendono dal numero di famiglie di discontinuità che interessano l'ammasso, dalla loro reciproca giacitura e rispetto alla superficie del versante.

Quindi in definitiva le proprietà meccaniche della massa rocciosa dipendono sia da quelle della matrice rocciosa, sia da quelle delle discontinuità presenti; in realtà a volte è sufficiente la presenza di poche di queste per far assumere un comportamento meccanico molto differente da quello della matrice rocciosa.

I meccanismi di dissesto sono molto vari e complessi soprattutto nel caso in esame, in quanto le fratturazioni sono molto numerose ed irregolari.

Una massa rocciosa è un corpo discontinuo, con struttura e composizione spesso complessa. Le proprietà fisiche e meccaniche di un ammasso roccioso sono determinate principalmente dai tipi litologici con le loro interazioni e, nello stesso litotipo, da facies di alterazione e di litificazioni diverse, unitamente alle caratteristiche delle discontinuità che con il loro orientamento e la loro frequenza possono indurre un comportamento globale dell'ammasso diverso da quella della matrice litologica.

Le discontinuità che possono interessare una massa rocciosa sono costituita da un numero di famiglie abbastanza limitato; ognuna di tali famiglie è formata da piani subparalleli.

A queste discontinuità possono aggiungersene delle altre (fratturazione casuale) che sono usualmente di importanza minore.

Lo stato di fratturazione viene quindi determinato principalmente dal numero di famiglie di giunti che è uno dei parametri essenziali.

Anche l'orientazione mutua delle singole famiglie serve a definire la forma degli elementi in cui può essere suddiviso l'ammasso roccioso.

Un ulteriore parametro caratteristico da prendere in considerazione è la spaziatura media che definisce, nell'ambito di ciascuna famiglia, le discontinuità singole subparallele che si susseguono a distanze variabili con una distribuzione descrivibile con metodi statistici.

Dall'esame dei tre parametri suddetti dipendono sia la forma che la dimensione del blocco elementare; tali parametri caratterizzano in sostanza l'influenza dei giunti sul comportamento globale della massa rocciosa.

A questo punto è necessario caratterizzare il giunto tipico per ognuna delle principali famiglie di fratture.

Per definire questo aspetto sono stati individuati altri parametri specifici, uno di questi è definito "rugosità del giunto".

La roccia infatti, in prossimità del giunto è soggetta ai fenomeni di alterazione esogena ed endogena; per cui, le caratteristiche meccaniche possono risultare inferiori a quelle della massa rocciosa integra.

Si deve quindi valutare il grado di alterazione delle pareti per potere esprimere le caratteristiche di resistenza del giunto in termini quantitativi.

Da un punto di vista ingegneristico é molto importante capire il diverso grado di influenza dello stato di fratturazione del grado di litificazione e della alterazione, della stratificazione, delle condizioni idrauliche della struttura, e delle caratteristiche geometriche (forma e dimensione).

Combinando queste caratteristiche si può avere una diversa complessità geostrutturale dell'ammasso roccioso ed un conseguente comportamento geomeccanico.

Dopo l'esecuzione di un rilievo sistematico delle condizioni strutturali della massa rocciosa si è potuto suddividere la stessa in n. 5 zone diverse a comportamento geomeccanico omogeneo.

Tali zone della massa rocciosa sono risultate omogenee per

- spaziatura;
- persistenza;
- scabrezza;
- grado di alterazione;
- apertura;
- riempimento;
- circolazione idrica;
- tipo di ammasso;
- resistenza della roccia integra;
- RQD%;
- tipologia dei potenziali movimenti;

La dimensione e la forma dei blocchi elementari della massa rocciosa sono determinate dall'orientazione e dalla spaziatura delle singole famiglie discontinuità; gli altri parametri caratterizzano invece l'influenza delle discontinuità sul comportamento globale dell'ammasso.

I principali parametri litotecnici sono stati raccolti in schede per la raccolta dati seguendo la terminologia standardizzata delle norme ISRM.

Analizzando tali dati si possono adoperare le classifiche geomeccaniche di Bieniawski e Barton, che permettono di stimare quantitativamente i parametri di resistenza e deformabilità della massa rocciosa.

La classificazione di Bieniawski comporta ha come risultato la valutazione dell'indice RMR (variabile tra 0 e 100) il quale tiene conto di sei parametri qui di seguito elencati:

- $R_1$  = resistenza a compressione uniassiale (kN/mq) della roccia integra;
- $R_2$  = qualità della roccia mediante l'indice RQD secondo Barton
- dove  $RQD = 115 - 3,3 \times n^\circ$  giunti/mc;
- $R_3$  = spaziatura delle discontinuità;
- $R_4$  = direzione ed orientamento dei giunti rispetto al versante;
- $R_5$  = condizione dei giunti (alterazione, apertura, scabrezza, riempimento);
- $R_6$  = filtrazione dell'acqua.

I dati raccolti dal rilevamento e cioè litotipi, famiglie di discontinuità e loro caratteristiche strutturali, giacitura degli strati e presenza di faglie, hanno permesso di classificare come le cinque zone in esame siano a comportamento geostrutturale e geomeccanico simile tra loro.

Per fornire una indicazione delle orientazioni preferenziali sull'andamento dei sistemi di discontinuità, presenti nella massa rocciosa, sono stati rappresentati i poli di tali piani sul reticolo di Schmidt, calcolando la loro densità e riportando le curve di isofrequenza.

La rappresentazione su scala stereografica dei risultati di tale rilievo, consente di individuare le orientazioni preferenziali e quindi la definizione del numero di famiglie importanti e della loro reciproca orientazione.

Dal rilievo geostrutturale di dettaglio della massa rocciosa in parete, si è rilevata la presenza di famiglie di discontinuità principali, che in qualche caso danno luogo a situazioni di equilibrio limite di alcuni grossi blocchi, ed una irregolare fratturazione che determina una situazione di instabilità della parete rocciosa per lo spessore minimo di circa 2 m.

Tali discontinuità si presentano con diversi gradi di spaziatura, con giunti molto aperti talora riempiti di materiali milonitizzato in parte ricementato.

Nel complesso la massa rocciosa si presenta molto fratturata ed in alcune zone intensamente fratturata o cataclastica.

Nella tavola n. è riportata la planimetria con la suddivisione delle zone e la tabella con le tipologie di intervento per ogni zona.



Nelle zone fratturate più o meno intensamente e cataclastiche l'ammasso roccioso appare come una breccia ad elementi metamorfici centimetrici o decimetrici con cemento micritico carbonatico.

Durante i sondaggi a carotaggio continuo, la roccia si disgregava facilmente ed appariva ridotta ad un materiale incoerente con granulometria ghiaiosa sabbiosa.

Dalla analisi delle curve di isofrequenza delle discontinuità presenti in parete, si sono rilevati, nell'area in studio, e più precisamente nelle zone 1 e 2 i sistemi di discontinuità:

Per meglio catalogare le varie forme di instabilità e quindi per progettare i relativi interventi di consolidamento, si è eseguita, per le zone in esame la classificazione geomeccanica e geostrutturale secondo quanto proposto dall'I.S.R.M.

Nelle pagine seguenti si sintetizzano i risultati delle indagini sviluppate sopradescritte.

STAZIONE n. 10							
$\Sigma_j = 43 = [\text{classe III}] \quad c (5 \times \text{BMR}) = 215 \text{ kPa}; \quad \phi (5 + \text{BMR}/2) = 26,5^\circ$							
SPAZIATURA ( $X_i \rightarrow$ scanline)	prossime (0-2 cm)	molto vicine (2-6 cm)	vicine (6-20 cm)	distanti (20-60 cm)	molto distanti (60-200 cm)	lontane (200-600 cm)	molto lontane (> 600 cm)
	*			*			
PERSISTENZA	molto bassa (0-1 m)	bassa (1-3 m)	media (3-10 m)	alta (10-20 m)	molto alta (> 20 m)		
	*						*
SCABREZZA	piano (JRC $\approx$ 0-8)			ondulato (JRC $\approx$ 9-15)		a gradini (JRC $\approx$ 16-20)	
	striato (IX)	liscio (VIII)	scabro (VII)	striato (VI)	liscio (V)	scabro (IV)	striato (III)
		*		*			
GRADO DI ALTERAZIONE	integrati (I) ( $R_d > 250 \text{ MPa}$ )	debolmente alterata (II) ( $100 < R_d < 250 \text{ MPa}$ )	mediamente alterata (III) ( $50 < R_d < 100 \text{ MPa}$ )	molto alta (IV) ( $25 < R_d < 50 \text{ MPa}$ )	completamente alterata (V) ( $5 < R_d < 25 \text{ MPa}$ )	suolo residuale (VI) ( $1 < R_d < 5 \text{ MPa}$ )	
	*		*				
APERTURA	chiuse (0-0,5 mm)		beanti (0,5-10 mm)			aperte (10-1000 mm)	
	*					* *	
RIEMPIMENTO							
CIRCOLAZIONE IDRICA	asciutta			umida		satura	
	*			* *			
TIPO DI AMMASSO	massiccio	a blocchi $a \approx b \approx c$	lastriforme $a \ll b \approx c$	colonnare $a \approx b \ll c$	irregolare $a \neq b \neq c$	fratturato $a \neq b \neq c$	
			*			*	
RESISTENZA DELLA ROCCIA INTEGRA	molto alta > 250 MPa	alta 100-250 MPa	media 50-100 MPa	moderata 25-50 MPa	bassa 5-25 MPa	molto bassa 1-5 MPa	
			*				
RQD% $100 \times \Sigma X_i (\geq 0,1 \text{ m})$ scanline	eccellente 90%-100%	buona 75%-90%	media 50%-75%	bassa 25%-50%	molto bassa < 25%		
					*		
TIPOLOGIA DEI POTENZIALI MOVIMENTI	ribaltamento		Scorrimento traslativo/erollo			erollo	
						*	

#### LEGENDA

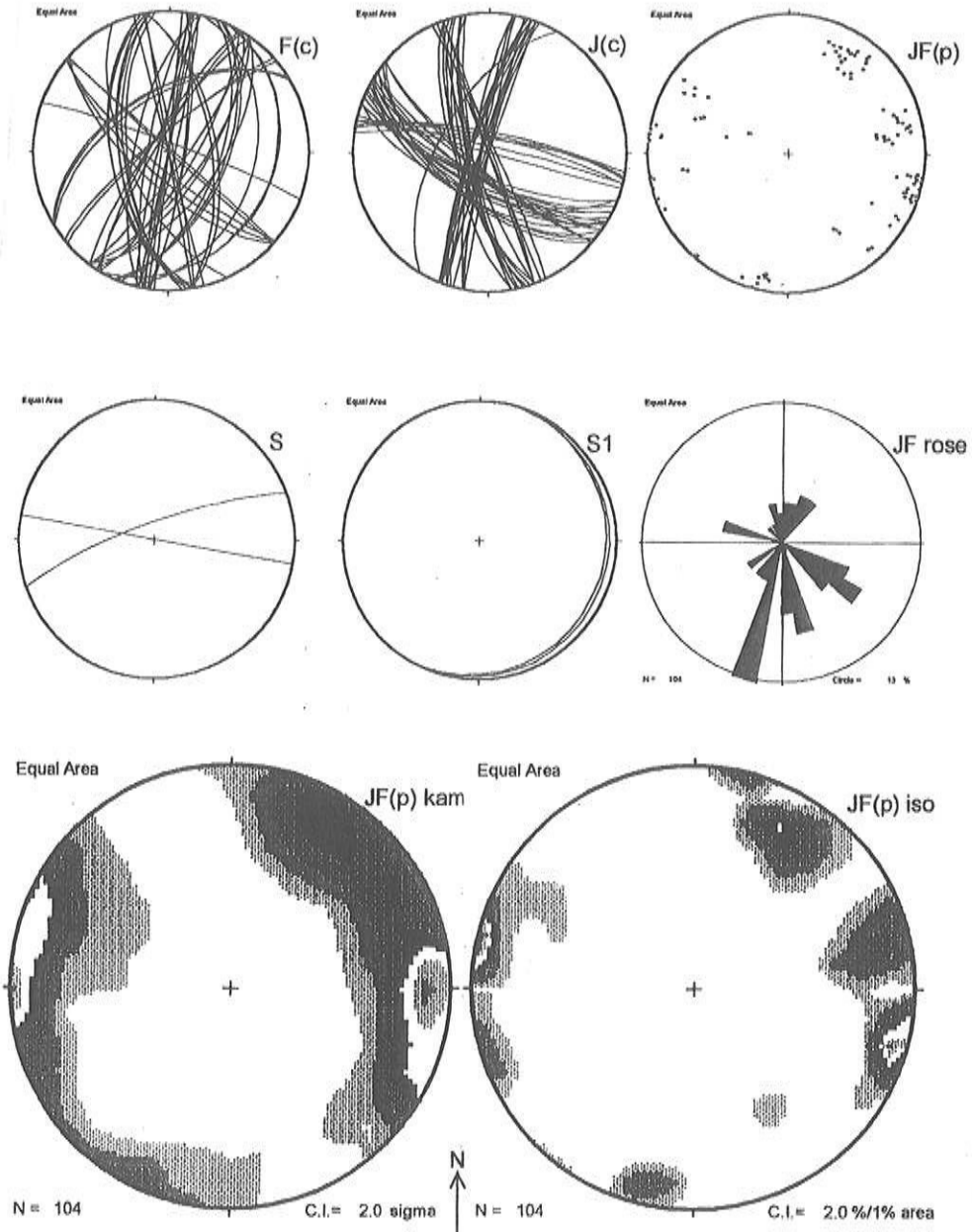
- \* Clivaggio di frattura
- Clivaggio di piano assiale
- \* Faglia
- \* Superficie di scistosità (*main foliation*)
- \* Riferito all'intero ammasso roccioso

STAZIONE n. 1 $\Sigma_i = 39 = [\text{classe IV}] c (5 \times \text{BMR}) = 195 \text{ kPa}; \phi (5 + \text{BMR}/2) = 24,5^\circ$									
SPAZIATURA ( $x_i \rightarrow$ scanline)	prossime (0-2 cm)	molto vicine (2-6 cm)	vicine (6-20 cm)	distanti (20-60 cm)	molto distanti (60-200 cm)	lontane (200-600 cm)	molto lontane (> 600 cm)		
	*					*			
PERSISTENZA	molto bassa (0-1 m)		bassa (1-3 m)	media (3-10 m)		alta (10-20 m)	molto alta (> 20 m)		
	*						*		
SCABREZZA	piano (JRC $\approx$ 0-8)			ondulato (JRC $\approx$ 9-15)			a gradini (JRC $\approx$ 16-20)		
	striato (IX)	liscio (VIII)	scabro (VII)	striato (VI)	liscio (V)	scabro (IV)	striato (III)	liscio (II)	scabro (I)
	*	*		*					
GRADO DI ALTERAZIONE	integra (I) ( $R_c > 250 \text{ MPa}$ )		debolmente alterata (II) ( $100 < R_c < 250 \text{ MPa}$ )	mediamente alterata (III) ( $50 < R_c < 100 \text{ MPa}$ )		molto alta (IV) ( $25 < R_c < 50 \text{ MPa}$ )	completamente alterata (V) ( $5 < R_c < 25 \text{ MPa}$ )		suolo residuale (VI) ( $1 < R_c < 5 \text{ MPa}$ )
	*			*					
APERTURA	chiuse (0-0,5 mm)			beanti (0,5-10 mm)			aperte (10-1000 mm)		
	*						*		
RIEMPIMENTO	<i>materiale colluviale all'interno delle porzioni più alterate</i>								
CIRCOLAZIONE IDRICA	asciutta			umida			satura		
	*			*					
TIPO DI AMMASSO	massiccio		a blocchi $a \approx b \approx c$	lastriforme $a \ll b \approx c$		colonnare $a \approx b \ll c$	irregolare $a \neq b \neq c$		fratturato $a \neq b \neq c$
							*		
RESISTENZA DELLA ROCCIA INTEGRA	molto alta > 250 MPa		alta 100-250 MPa	media 50-100 MPa		moderata 25-50 MPa	bassa 5-25 MPa		molto bassa 1-5 MPa
				*					
RQD% 100 x $\Sigma x_i (> 0,1 \text{ m})$ scanline	eccellente 90%-100%		buona 75%-90%	media 50%-75%		bassa 25%-50%	molto bassa < 25%		
						*			
TIPOLOGIA DEI POTENZIALI MOVIMENTI	ribaltamento			Scorrimento traslativo/rollo			crollo		
				*					

LEGENDA

- Clivaggio di frattura
- Clivaggio di piano assiale
- \* Faglia
- \* Superficie di scistosità (*main foliation*)
- \* ...

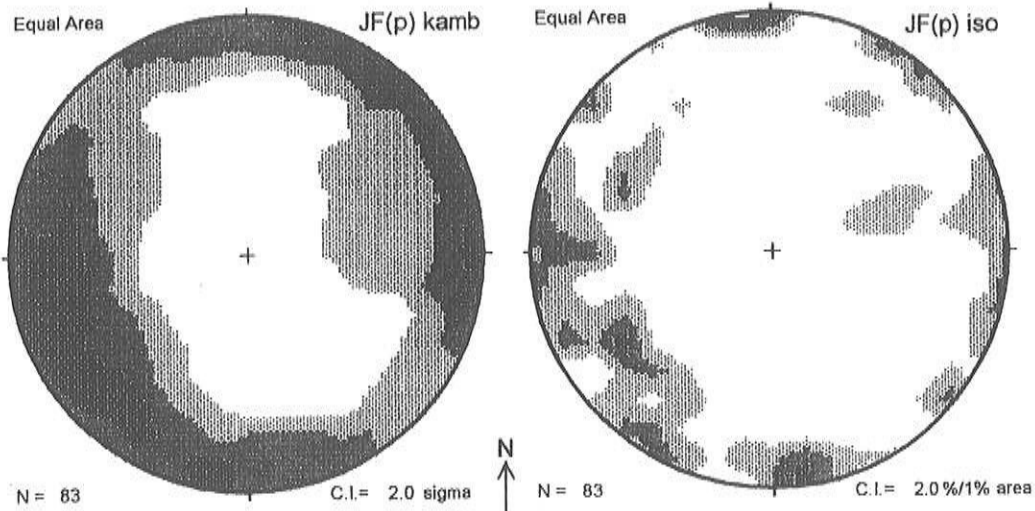
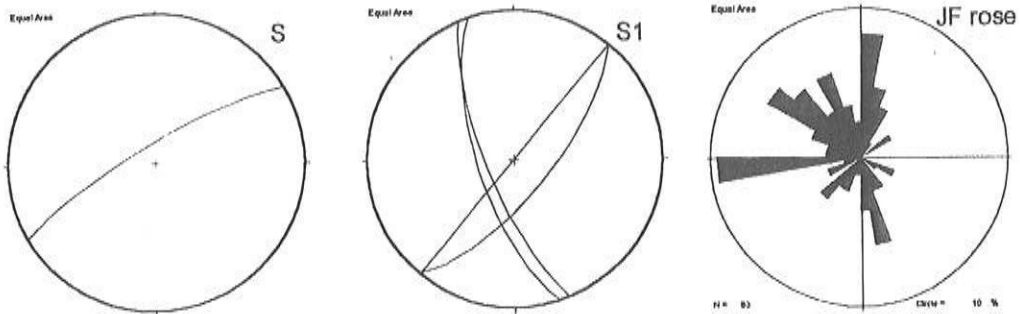
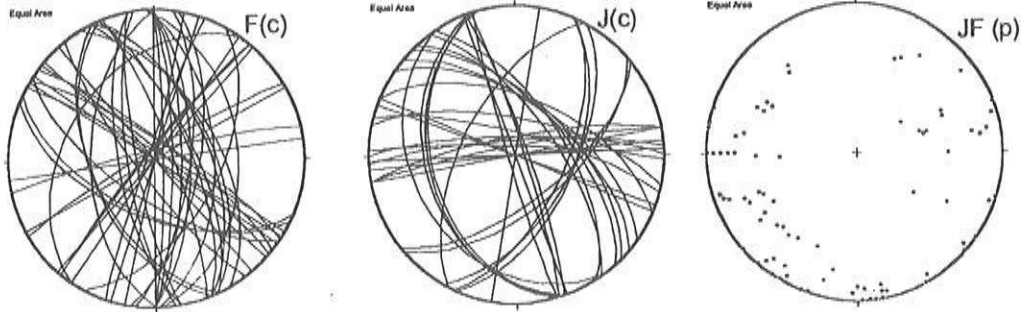
STAZIONE 10



F=faglie; J=fratture; S=versante; S1=scistosità; c=ciclografica; p=polo

Schmidt-Lambert equal area

STAZIONE 1



F=faglie; J=fratture; S=versante; S1=scistosità; c=ciclografica; p=polo

Schmidt-Lambert equal area

## **Caratteristiche meccaniche del materiale roccioso**

In definitiva per il materiale roccioso nelle aree in esame si possono adottare i seguenti valori:

Il peso dell'unità di volume può ritenersi compreso nell'intervallo 2,20 – 2,40 t/mc. e ad esso cautelativamente può essere attribuito il valore:

$$\gamma = 2,30 \text{ t/mc.}$$

La valutazione della resistenza della roccia è stata eseguita con la misura della resistenza uniassiale mediante il martello di Schmidt.

### MARTELLLO DI SMIDT

Sondaggio	m	Kg/cm <sup>q</sup>	
S <sub>1</sub>	3,00	360	
	4,40	520	100 superficie giunto
	5,00	500	
	6,80	520	
	8,00	150	
	11,00	450	160 superficie giunto
	13,00	400	
	15,00	510	
	17,20	520	200 superficie giunto
	20,00	480	
S <sub>2</sub>	7,30	520	
	8,50	600	
	9,10	540	310 superficie giunto
	12,20	500	
	14,10	450	
	16,00	320	160 superficie giunto
	16,80	440	
	18,00	500	
	20,00	520	220 superficie giunto

La media del sondaggio S<sub>1</sub> risulta pari a 440 kg/cm<sup>q</sup>., mentre quella del sondaggio S<sub>2</sub> = 480 kg/cm<sup>q</sup>.

Oltre a questi valori ottenuti nei 2 sondaggi eseguiti sono state effettuate n. 30 prove sclerometriche che hanno dato un valore di resistenza media compreso tra 300 e 450 kg./cm<sup>q</sup>.

Facendo la media tra tutti i valori ottenuti si ottiene un valore:

$$\sigma_f = 430 \text{ kg/cm}^q.$$



Tale valore risulterebbe prossimo al limite superiore dell'intervallo di resistenza corrispondente al materiale classificato come "roccia di resistenza bassa". Considerato che le misure sono relative alle superfici delle discontinuità, dove in genere la roccia presenta i massimi livelli di ossidazione ed alterazione, cui conseguono cadute di resistenza pari anche al 40=60% della resistenza della roccia intatta, può ritenersi con sufficiente cautela che la resistenza di quest'ultima sia superiore al valore medio sopra indicato almeno del 30% e che conseguentemente, per il materiale intatto, possa assumersi il valore:

$$\sigma_f = 560 \text{ kg/cmq.}$$






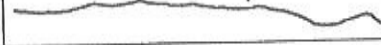

La roccia costituente l'ammasso può quindi essere classificata come "roccia di resistenza media".

La resistenza a trazione della roccia, considerati i risultati della sperimentazione sopra esposta, può ritenersi prossima a 50 kg/cmq.



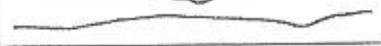


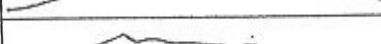
Il valore  $\sigma_t = 430 \text{ kg/cmq.}$  può essere assunto, invece, per il parametro JCS, resistenza a compressione uniassiale sulle pareti dei giunti, di interesse nella successiva caratterizzazione meccanica delle discontinuità.

In fig. si riportano alcuni tipici profili di scabrezza delle discontinuità. Sia le discontinuità di strato che quelle sub-verticali presentano sempre, a grande scala, profili piani, mentre la scabrezza a piccola scala, come può desumersi dalla figura, è estremamente variabile e va dal profilo ondulato-liscio all'ondulato-scabro.

PROFILO GIUNTI (Pettine di Barton)

Sondaggio	m	Profilo	JRC
S <sub>1</sub>	4,40		10-20
	5,00		6-10
	6,80		10-14
	8,00		14-20
	11,00		10-14
	18,50		6-10
	15,40		10-14

PROFILO GIUNTI (Pettine di Barton)

Sondaggio	m	Profilo	JRC
S <sub>2</sub>	8,40		6-10
	14,50		14-20
	16,00		
	17,50		6-20
	18,00		14-20
	19,00		14-20

Con riferimento ai valori del parametro di scabrezza JRC, proposti da Barton, e considerato che nella resistenza al taglio è prevalente il dato relativo al profilo a grande scala, si ritiene sufficientemente cautelativo attribuire a tutte le discontinuità un valore di JRC al più pari a 10.

JCS - resistenza compressione uniaxiale	: 430 kg/cmq.
JRC - coefficiente di rugosità	: 10
$\sigma_n$ = sforzo efficace sul piano	: 2,00 kg/cmq.
$\phi_b$ = angolo attrito base roccia	: 25°

Utilizzando l'espressione di Barton, la resistenza al taglio risulta pari a:

$\phi$ = angolo di resistenza al taglio	38,3°
$\tau$ = resistenza al taglio di Barton	15,8 kg/cmq.

Infine si riportano i valori della coesione e dell'angolo di attrito interno ricavati dal geologo ed assunti come media per l'intero versante:

c = coesione	2,00 kg/cmq.
$\phi_b$ = angolo di attrito	25°

## Calcoli geotecnici

I metodi di calcolo a disposizione per verificare la stabilità delle scarpate rappresentano, come spesso avviene nei problemi di ingegneria, il risultato di tentativi volti a restringere realtà fisiche complesse in sistemi razionali il più possibile semplici.

Anzitutto, la scelta del metodo di calcolo deve tenere conto dei dati di partenza quali ad esempio carichi esterni in condizioni normali, dati geometrici, caratteristiche meccaniche etc.

Nel caso della verifica di stabilità delle scarpate in ammassi rocciosi, i dati di ingresso spesso un grado di incertezza molto elevato.

I metodi di calcolo per la verifica di stabilità delle scarpate in roccia più diffusi, sono quelli basati sull'equilibrio limite.

Per poter applicare tale metodo si suppone di conoscere a priori la superficie potenziale di rottura; tale superficie è definibile con una certa approssimazione nelle masse rocciose con struttura ben definita.

Le analisi di stabilità di pendii in rocce discontinue hanno lo scopo di determinare le condizioni di equilibrio di singoli blocchi e di sistemi di blocchi delimitati da piani di discontinuità presenti all'interno della massa ed esposti sul fronte di scavo o sulle superfici libere del pendio in esame.

Il primo passo di un'analisi di stabilità è quello di determinare i possibili cinematismi di scivolamento e di ribaltamento dei blocchi che si affacciano sulle superfici del pendio.

Successivamente si determina l'entità, la direzione ed il punto di applicazione delle forze agenti sui blocchi (gravità, forze resistenti, forze dovute alla spinta dell'acqua, etc.) e si studia la loro condizione di equilibrio.

Le analisi possono utilizzare le equazioni di equilibrio statico o dinamico. L'analisi statica, che è quella che si adatterà, è in grado di definire la condizione di equilibrio limite (forze resistenti uguali a forze scivolanti) e le condizioni in cui le forze resistenti sono superiori alle forze scivolanti.

I procedimenti statici ipotizzano che tutti i blocchi siano rigidi e limitano l'analisi al solo moto di traslazione.

Per definire la condizione di stabilità del blocco esaminato in situazioni diverse da quelle di equilibrio limite si introduce il concetto di "fattore di sicurezza" come indice del grado di stabilità.

In termini di sollecitazioni il fattore di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio massima mobilitabile sulla superficie di potenziale scivolamento e la resistenza al taglio effettivamente mobilitata.

La sollecitazione di taglio effettivamente mobilitata (denominatore) agente sulla superficie di potenziale rottura viene valutata con analisi di equilibrio statico dell'intera massa instabile o delle sue varie parti.

Di più difficile determinazione risulta invece il termine al numeratore che dipende dalla distribuzione degli sforzi normali lungo la superficie di scivolamento.

I fattori che intervengono nei problemi di verifica di stabilità dei blocchi in roccia sono di tre tipi:

- caratteristiche geometriche della parete e della massa rocciosa;
- resistenza meccanica del materiale e delle opere di sostegno;
- carichi agenti: pressione idraulica, sisma, carichi esterni.

Le zone 1 e 2 sono caratterizzate da un elevato grado di fratturazione che a sua volta determina una instabilità globale della parete del costone con probabili fenomeni di rottura e successivo distacco verso valle, di parti di parete con roccia allentata di dimensioni che potrebbero raggiungere anche 10-15 ml. con spessori variabili da 2 a 3 ml.

Il tipo di dissesto analizzato potrebbe verificarsi poichè nelle zone in esame la parete presenta un roccia molto fratturata con sistemi di giunti paralleli al fronte sia con inclinazioni subverticali che di  $40^{\circ}$ - $50^{\circ}$ .

Le verifiche in menzione sono state condotte nell'ipotesi di equilibrio limite ed in particolare riferendosi alla formulazione di seguito riportata che, ipotizza la presenza della spinta idrostatica, nella frattura che delimita a monte il volume di roccia, e della forza sismica.

Si riportano nel seguito i significati dei parametri e delle grandezze che intervengono nella scrittura delle equazioni utilizzate per risolvere il problema.

## RISULTATI DEI CALCOLI

### Generalità

Nel presente capitolo sono riportati i risultati dei calcoli di carattere geotecnica e di quelli strutturali inerenti ai tiranti e le funi metalliche.

I calcoli di carattere geotecnica hanno riguardato la determinazione:

- della forzante sismica, in base alla nuova normativa (D.M. 14/01/08);
- della forza da trasmettere ai blocchi lapidei per assicurarne la stabilità;
- dello sforzo di esercizio dei tiranti;
- della lunghezza dei tiranti, sia di consolidamento di blocchi lapidei che di fondazione delle barriere paramassi.

I calcoli strutturali hanno riguardato la verifica delle barre di armatura dei tiranti di consolidamento e di fondazione.

Nei calcoli di cui appresso si è fatto riferimento alla normativa di seguito indicata:

Nei calcoli si è fatto riferimento alla normativa di seguito indicata:

**D.M. Infrastrutture 14.01.2008** *"Norme tecniche per le costruzioni"*;

**D.M. Infrastrutture 06.01.2008** *"Integrazioni al O.M. 14/01/2008 di approvazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni"*;

**Circolare 2 febbraio 2009 n. 617/C.S.LL.PP.** *"Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni di cui al O.M. 14.01.2008"* ;

**D.M. 11.03.1988** *"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"*.



Le caratteristiche dei materiali adoperati sono le seguenti:

- Calcestruzzo per sottomurazioni	$R_{ck} \geq 25 \text{ MPa}$
- Rete elettrosaldata	$f_{tk} \geq 440 \text{ MPa}$
- Copriferro	$\geq 4 \text{ cm}$
- Sovrapposizione	$\geq 50 \phi$
- Calcestruzzo di riempimento	$R_{ck} \geq 15 \text{ MPa}$
- Malta di cemento per iniezione dei tiranti additivata con agente antiritiro ( $A/C = 0,5$ )	$\tau_r \geq 15 \text{ MPa}$
- Barra in acciaio ad alta resistenza $\phi 26,5 \text{ mm}$	$f_{ptk} \geq 1.030 \text{ MPa}$ $f_{pyk} \geq 835 \text{ MPa}$
- Barra in acciaio ad alta resistenza $\phi 15 \text{ mm}$	$f_{ptk} \geq 1.080 \text{ MPa}$ $f_{pyk} \geq 885 \text{ MPa}$

## 8.2 Valutazione delle azioni sismiche

Secondo il D.M. Infrastrutture del 14 gennaio 2008, le azioni sismiche dipendono dalle coordinate geografiche del sito, a cui corrispondono i parametri sismici, e da coefficienti di amplificazione locale relativi alla topografia e alla categoria del suolo presente nel sito.

Adottando il metodo pseudostatico previsto nel citato D.M., l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, le componenti orizzontale  $F_h$  e verticale  $F_v$

di tale forza sono pari a:

$$F_h = k_h \times W$$

$$F_v = k_v \times W$$

Le espressioni dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  sono le seguenti:

$$k_h = \beta_s \times a_{\max}/g$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

essendo:

- $\beta_s$ , il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa nel sito in oggetto, che dipende dalla *"categoria di sottosuolo"*;
- $a_{\max}$ , l'accelerazione massima attesa nel sito in oggetto;
- $g$ , l'accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, si può assumere:

$$a_{\max} = S \times a_g = S_s \times S_T \times a_g$$

dove:

- $S_s$ , coefficiente d'amplificazione stratigrafica, che dipende dalla *"categoria di sottosuolo"*;
- $S_T$ , coefficiente d'amplificazione topografica, che dipende dalla *"categoria topografica"*;
- $a_g$ , accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nel caso specifico si è operato come appresso:

**Sono stati individuati i parametri sismici locali.**

Le costruende strutture rientrano nella **Classe d'uso II**; per esse è prevista

una Vita nominale 50 di anni. Coefficiente cu: 1

Le Coordinate del Sito sono:

**Siti di riferimento.**

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	44760	38,221520	15,204920	3448,1
Sito 2	44761	38,220490	15,268370	2793,8
Sito 3	44539	38,270480	15,269710	4783,9
Sito 4	44538	38,271500	15,206190	5193,4

	Prob. superamento [%]	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
Operatività (SLO)	81	30	0,052	2,412	0,276
Danno (SLD)	63	50	0,065	2,425	0,300
Salvaguardia della vita (SLV)	10	475	0,155	2,528	0,367
Prevenzione dal collasso (SLC)	5	975	0,195	2,576	0,388

**E' stata definita la "categoria di sottosuolo".**

Poiché si tratta di fronti di roccia calcareo-dolomitica, si adotta la "categoria di sottosuolo E" valida per i "terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con  $V_s > 800$  m/s).

Ne deriva (v. Tab. 3.2.V del D.M.):

$$S_s = 1,00 \leq 2,00 - 1,10 \times F_0 \times a_{g/g} \leq 1,60$$

$$S_s = 1,57$$

A favore di sicurezza, in analogia a quanto previsto dalla vigente normativa per la stabilità dei muri che non siano in grado di subire spostamenti, si assume:

$$\beta_s = 1,15 \times (T^*_c)^{-0,40}$$

$$\beta_s = 1,72$$

**E' stata definita la "categoria topografica".**

Trattandosi di un fronte roccioso con inclinazione media superiore a  $15^\circ$ , la categoria topografica è la T2 (v. Tab. 3.2.IV del D.M.), a cui corrisponde un valore massimo del coefficiente di amplificazione topografica pari a (v. Tab. 3.2.VI del D.M.):

$$S_T = 1,20$$

Sulla base di quanto innanzi, i coefficienti sismici risultano pari a:

$$k_h = 0,070 = 7,00\%$$

$$k_v = 0,035 = 3,50\%$$

## Coefficienti Sismici

	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s <sup>2</sup> ]	Beta [-]
SLO	1,600	1,920	1,200	0,018	0,009	0,985	0,180
SLD	1,600	1,860	1,200	0,023	0,011	1,232	0,180
SLV	1,570	1,720	1,200	0,070	0,035	2,860	0,240
SLC	1,450	1,680	1,200	0,081	0,041	3,326	0,240

## Schemi di calcolo per la determinazione della forza stabilizzante da trasmettere ai blocchi rocciosi

Dall'analisi mesostrutturale e di dettaglio per la **Zona 1 e la zona 2** il blocchi instabili hanno le seguenti caratteristiche:

### Blocco T1

- tipo di ammasso fratturato:  $a \neq b \neq c$ ;
- peso di volume della roccia: 2300 Kg/m<sup>3</sup>
- attrito sul piano di scorrimento: 25°
- Coefficiente JRC: 10
- Coefficiente JCS Kpa: 43000

### Blocco T2

- tipo di ammasso fratturato:  $a \neq b \neq c$ ;
- peso di volume della roccia: 2300 Kg/m<sup>3</sup>
- attrito sul piano di scorrimento: 25°

Coefficiente JRC:	10
Coefficiente JCS Kpa:	43000

Per i blocchi rocciosi presenti nell'area sono cinematicamente e meccanicamente possibili:

- A. il ribaltamento intorno allo spigolo di valle;
- B. lo scivolamento lungo superfici di discontinuità piane, subverticali nel caso degli elementi a sbalzo (crollo).

Tali cinematismi sono anche meccanicamente possibili, in quanto dissesti si sono già verificati in passato ed in tempi recenti; inoltre in taluni casi sono stati ravvisati spostamenti relativi tra massi adiacenti o tra alcuni blocchi e l'ammasso roccioso.

Per la determinazione della forza stabilizzante  $F$  da trasferire con l'intervento previsto ai blocchi instabili, si è fatto riferimento agli schemi di calcolo e alle relative espressioni di  $F$  rappresentati nella Fig. 1 .

In particolare:

lo schema di calcolo illustrato in Fig. 1 è rappresentativo del meccanismo di rottura relativo ai blocchi T1 e T2 a cui sono state assegnate le seguenti caratteristiche (le più gravose a vantaggio di sicurezza):

### ***Blocco T1***

altezza blocco	13,00 m
spessore	6,00 m
larghezza del blocco	4,00 m

Nel caso in oggetto risulta:

- $W = 10.764 \text{ kN}$  (v. disegni esecutivi);

- $k_h = 0,070$ ;
- $k_v = 0,035$  ;
- $\alpha = 65^\circ$  (inclinazione media della superficie di scivolamento);
- $\varepsilon = 0^\circ$  (inclinazione dei tiranti sull'orizzontale);
- $\phi' = 38,3^\circ$ ;

Per quanto riguarda il valore ottenuto dal coefficiente di sicurezza  $\gamma_R$ , si rinvia al paragrafo successivo;

### ***Blocco T2***

altezza blocco	12,50 m
spessore	6,00 m
larghezza del blocco	22,00 m

Nel caso in oggetto risulta:

- $W = 32.292$  kN (v. disegni esecutivi);
- $k_h = 0,5087$ ;
- $k_v = 0,2544$  ;
- $\alpha = 40^\circ$  (inclinazione media della superficie di scivolamento);
- $\varepsilon = 0^\circ$  (inclinazione dei tiranti sull'orizzontale);
- $\phi' = 38,3^\circ$ ;

Per quanto riguarda il valore ottenuto dal coefficiente di sicurezza  $\gamma_R$ , si rinvia al paragrafo successivo.

## **Determinazione della forza stabilizzante da trasmettere agli elementi lapidei**

Per la determinazione delle forze stabilizzanti da trasmettere agli elementi lapidei T1, T2 si è fatto riferimento agli schemi di calcolo illustrati in dettaglio al paragrafo precedente e a quanto indicato nella vigente normativa (D.M. 14/01/08), in verità non molto esplicita nel caso della meccanica delle rocce.

In particolare: i calcoli sono stati sviluppati nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU); in analogia a quanto prescritto nel citato D.M. per i muri di sostegno, in corrispondenza dei vari cinematismi che gli elementi lapidei possono subire si è fatto riferimento agli approcci progettuali e alle combinazioni evidenziate in Fig. 3.

Nella tab. II sono, altresì, evidenziati i coefficienti di amplificazione dei carichi sfavorevoli ( $\gamma_w$ ,  $\gamma_k$ ), di riduzione dei parametri caratteristici di resistenza del terreno ( $\gamma_\phi$ ) e quello parziale, ossia di sicurezza ( $\gamma_R$ ).

Va rilevato che non si è considerato il coefficiente di riduzione del termine coesivo della resistenza al taglio della roccia lungo la discontinuità, in quanto si è posto  $c' = 0$ ; inoltre, secondo quanto indicato nella vigente normativa, più volte menzionata, in corrispondenza della combinazione in cui si amplificano i carichi sfavorevoli non è stato considerato il sisma ( $\gamma_k = 0$ ).

Infine, a favore di sicurezza, in corrispondenza del meccanismo di rottura di ribaltamento, sul quale nulla precisa la vigente normativa, si è ritenuto



opportuno considerare un valore di  $\gamma_R = 1,4$  pari al massimo previsto nel D.M., benché all'unica combinazione possibile corrisponda  $\gamma_R = 1$ .

I risultati ottenuti sono illustrati nella tab. III, dove è, altresì, indicato il verso della componente verticale della forza sismica più oneroso ai fini delle verifiche e, quindi, considerato per il calcolo di  $F$  (verso positivo di  $k_v$  comporta  $F_v$  diretta verso il basso).

### **Determinazione del tiro di esercizio di tiranti.**

#### *a) tiranti di consolidamento del blocco lapideo T1*

Lo sforzo di esercizio  $T_{es}$  dei tiranti è pari a:

$$T_{es} = \frac{F}{n \cdot \cos \varepsilon}$$

essendo:

- $n$ , il numero dei tiranti;
- $\varepsilon = 0^\circ$ , l'angolo formato dagli ancoraggi con la normale al fronte nel piano orizzontale.
- $F$ , la forza di stabilizzazione.

Si ha:

- blocco T1 ( $F = 8.721,83 \text{ kN}$  ;  $n = 15$ )

$$T_{es} \approx 581,43 \text{ kN}$$

b) *tiranti di consolidamento del blocco lapideo T2*

Lo sforzo di esercizio  $T_{es}$  dei tiranti è pari a:

$$T_{es} = \frac{F}{n \cdot \cos \varepsilon}$$

essendo:

- $n$ , il numero dei tiranti;
- $\varepsilon = 0^\circ$ , l'angolo formato dagli ancoraggi con la normale al fronte nel piano orizzontale.
- $F$ , la forza di stabilizzazione.

Si ha:

- blocco T2 ( $F = 14.804,40 \text{ kN}$  ;  $n = 27$ )

$$T_{es} \approx 548,31 \text{ kN}$$

### **Dimensionamento della lunghezza dei tiranti**

La lunghezza complessiva  $L$  dei tiranti è, in generale, somma di due termini:

$$L = L_a + L_b$$

essendo:

- $L_a$  = lunghezza del tratto libero;
- $L_b$  = lunghezza del bulbo.

La lunghezza della fondazione  $L_b$  viene dimensionata nei riguardi della verifica allo sfilamento del complesso "*bulbo-terreno*": si impone, cioè, che la forza di attrito lungo la superficie laterale dell'ancoraggio fisso  $S_{lim}$  sia superiore, secondo un coefficiente di sicurezza  $\eta$ , alla forza di tiro a cui è sottoposto l'ancoraggio (fig. 2):

$$\eta = S_{lim}/T_{es}$$

L'espressione di  $S_{lim}$  a cui si fa riferimento per ancoraggi in roccia è la seguente:

$$S_{lim} = \pi \cdot D \cdot \tau \cdot L_b$$

in cui:

- $S_{lim}$  - carico limite allo sfilamento del complesso bulbo-terreno;
- $\eta$  - coefficiente di sicurezza;
- $\tau$  - adesione "*miscela-roccia*";
- $D$  - diametro del bulbo.

La  $\tau$  rappresenta la massima tensione tangenziale che può destarsi lungo la superficie di contatto "*malta-roccia*" ( $\tau_{lim}$ ).

Per i calcari nella letteratura vengono indicati valori di  $\tau_{lim}$ , indicati nella fig. , variabili da 1,20 N/mm<sup>2</sup> a 1,58 N/mm<sup>2</sup>.

Nei calcoli di cui appresso, a favore di sicurezza, per tenere conto del grado di fratturazione della roccia, che anche in profondità può essere elevato in quanto i tiranti saranno realizzati in prossimità della fascia di disturbo tettonico (faglia), si è ritenuto opportuno fare riferimento ad un

valore di  $\tau_{lim}$  decisamente più basso di quelli innanzi indicati, pari 0,60 N/mm<sup>2</sup>.

Per quanto riguarda il diametro del bulbo, nelle verifiche si è posto cautelativamente  $D = d$ , essendo  $d$  il diametro di perforazione, in quanto quello del bulbo non è noto a priori e comunque non differisce molto da quello di perforazione trattandosi di roccia. Di conseguenza si è assunto:

- tiranti di imbracatura dei massi T1 e T2 (armati con barre  $\phi$  40,0 mm):

$$D = 160 \text{ mm}$$

I risultati delle verifiche, eseguite con i criteri di cui al D.M. 14/01/08, facendo riferimento alle lunghezze di ancoraggio fisso previste in progetto, pari a 7,00 m. per i tiranti di placcaggio dei blocchi, sono illustrati nelle tavv. I e II,.

La lunghezza di ancoraggio libero dei tiranti di placcaggio dei blocchi lapidei è stata determinata secondo il criterio che il bulbo debba ricadere, con adeguato margine di sicurezza, al di là della roccia più fratturata superficiale.

Tenuto conto dello spessore della fascia di roccia superficiale più alterata, si ritiene opportuna una lunghezza di ancoraggio libero di circa m 16.

In definitiva:

tiranti blocchi T1 e T2:

lunghezza bulbo = 7,00 m.

lunghezza libera = 18,00 m.

lunghezza totale = 25,00 m.

## Verifica strutturale delle barre

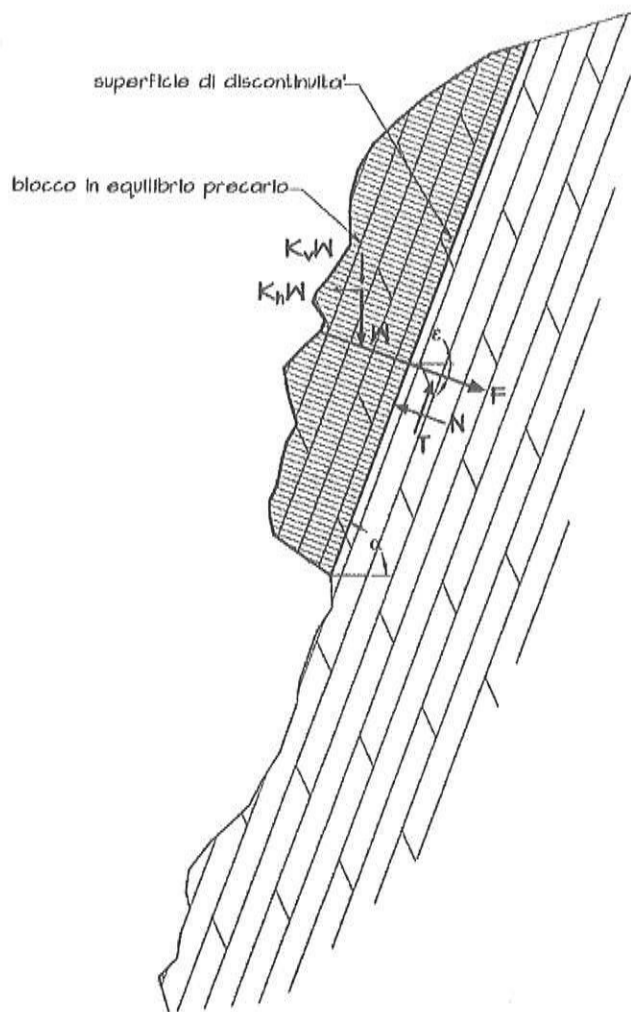
In base alla vigente normativa (D.M. 14/01/08 - paragrafo 4.1.2.1.1.3), la tensione agente nelle strutture metalliche deve essere non superiore alla resistenza di calcolo  $f_{yd}$  dell'acciaio, pari a:

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$$

essendo:

- $f_{yk}$ , la tensione convenzionale caratteristica di snervamento;
- $\gamma_s$ , il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio, pari a 1,15.

I risultati delle verifiche strutturali relative alle barre in acciaio ad alta resistenza  $\phi$  40,0 (di armatura dei tiranti di stabilizzazione degli elementi lapidei) sono riportati, rispettivamente, nelle già menzionate tavv. I e II.



- equilibrio alla traslazione nella direzione ortogonale allo scivolamento

$$N = W [(1 \pm K_v) \cdot \cos \alpha - K_h \cdot \sin \alpha] + F \cdot \sin (\alpha + \varepsilon) \quad (1)$$

- equilibrio alla traslazione nella direzione dello scivolamento (F trasmessa con ancoraggi attivi)

$$T + \gamma_R \cdot F \cdot \cos (\alpha + \varepsilon) = \gamma_R \cdot W \cdot [(1 \pm K_v) \cdot \sin \alpha + K_h \cdot \cos \alpha] \quad (2)$$

- equilibrio alla traslazione nella direzione dello scivolamento (F trasmessa con ancoraggi passivi)

$$T + F \cdot \cos (\alpha + \varepsilon) = \gamma_R \cdot W \cdot [(1 \pm K_v) \cdot \sin \alpha + K_h \cdot \cos \alpha] \quad (3)$$

essendo:  $T = N \cdot \tan \varphi' + c \cdot A$ , risolvendo il sistema della (1) e della (2) e della (1) e della (3), si ricava:

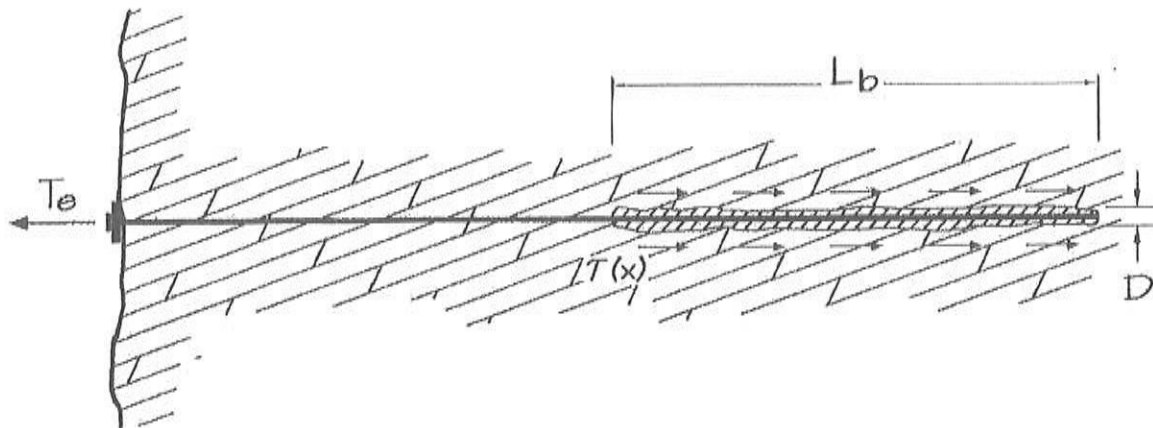
- ancoraggi attivi:

$$F = \frac{W \cdot \left\{ \gamma_R \cdot [(1 \pm K_v) \cdot \sin \alpha + K_h \cdot \cos \alpha] - \tan \varphi' \cdot [(1 \pm K_v) \cdot \cos \alpha - K_h \cdot \sin \alpha] \right\} - c' \cdot A}{\sin (\alpha + \varepsilon) \cdot \tan \varphi' + \gamma_R \cdot \cos (\alpha + \varepsilon)} \quad (4)$$

- ancoraggi passivi:

$$F = \frac{W \cdot \left\{ \gamma_R \cdot [(1 \pm K_v) \cdot \sin \alpha + K_h \cdot \cos \alpha] - \tan \varphi' \cdot [(1 \pm K_v) \cdot \cos \alpha - K_h \cdot \sin \alpha] \right\} - c' \cdot A}{\sin (\alpha + \varepsilon) \cdot \tan \varphi' + \cos (\alpha + \varepsilon)} \quad (5)$$

Figura 1



La lunghezza del bulbo viene dimensionata nei riguardi della verifica allo sfilamento del complesso "bulbo-terreno": si impone che le forze di attrito lungo la superficie laterale dell'ancoraggio siano superiori, secondo un coefficiente di sicurezza  $\eta$ , alla forza di tiro a cui e' sottoposto l'ancoraggio.

$$\pi \times D \times \int_0^{L_b} \tau(x) \times dx = \eta \times T_e$$

Nell'ipotesi di conoscere il valore della  $\tau_{media}$  lungo il tratto di ancoraggio fisso:

$$\pi \times D \times \tau \times L_b = \eta \times T_e$$

da cui:

$$L_b = \eta \times T_e / (\pi \times D \times \tau)$$

La quantita':

$$S_{lim} = \pi \times D \times \tau \times L_b$$

rappresenta il carico limite allo sfilamento del complesso bulbo-terreno. La forza limite ultima della fondazione di un ancoraggio si puo' assumere valida anche per i tiranti in gruppo solo se l'interasse  $l_t$  risulta:

$$l_t \geq \max \{ 1/3 \times L_b; 10 \times D \}$$

Figura 2



MECCANISMO DI ROTTURA	APPROCCIO	COMBINAZIONE	ABBINAMENTO COEFFICIENTI (D.M. 14/01/2008)	$\gamma_w$	$\gamma_k$	$\gamma_v$	$\gamma_R$
scorrimento	1	1	A1+M1+R1	1,30	0,00	1,00	1,00
	1	2	A2+M2+R2	1,00	1,00	1,25	1,00
	2	---	A1+M1+R3	1,30	0,00	1,00	1,10
ribaltamento	1	2	A1+M1+R1*	1,00	1,00	—	1,40

\* A favore di sicurezza di è posto  $\gamma_R = 1,4$  anzichè 1

Figura 3

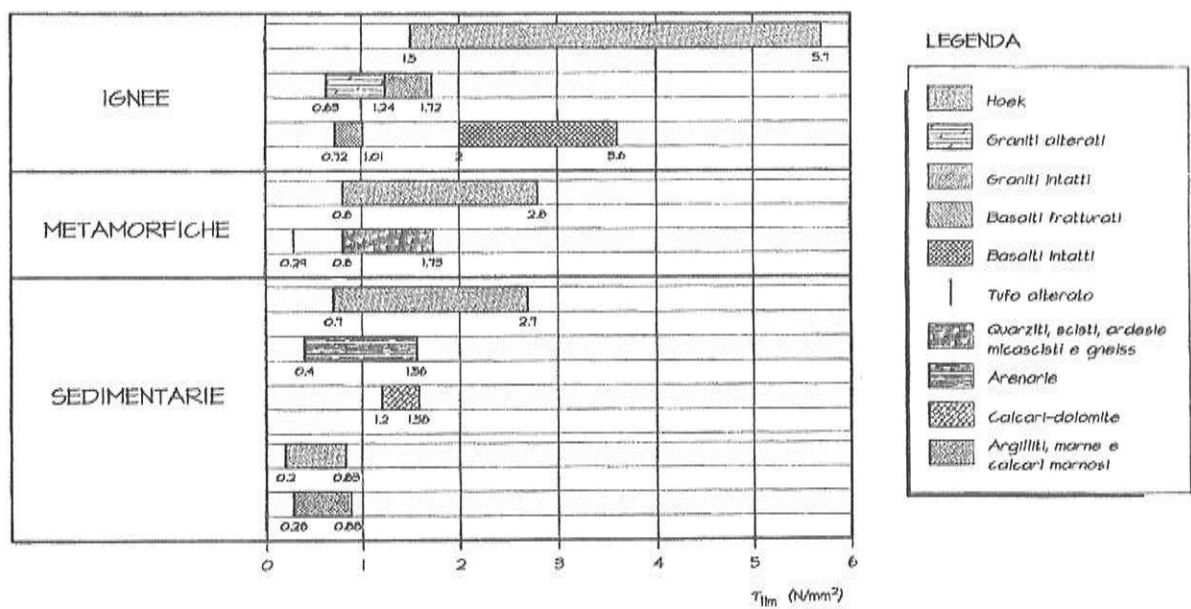


Figura 4

**CALCOLI FORZE STABILIZZANTI**

**CALCOLI TIRANTI**

**CALCOLI VOLUMI DI RIEMPIMENTO**

**Calcolo forza stabilizzante blocco roccioso T1 inclinazione 50°****Dati generali**

kh =	0,070	
kv =	0,035	
h =	13,00 m	altezza del blocco
Lm =	4,00 m	larghezza media del blocco
sm =	6,00 m	spessore medio del blocco
A =	72,00 mq	area impronta scivolamento blocco
g =	23,00 kN/mc	peso specifico ammasso roccioso
W =	9936 kN	peso blocco
gr =	1,4	
a =	50 °	0,87266 rad
c' =	0	
e =	0 °	0 rad
f' =	38,3 °	0,66846 rad
cos a =	0,6427876	
sen a =	0,7660444	
tg f' =	0,7897524	
sen (a+e) =	0,7660444	
cos (a+e) =	0,6427876	0,6428
<b>F =</b>	<b>4555,20 kN</b>	<b>forza stabilizzante per ancoraggi attivi</b>
<b>F =</b>	<b>5493,85 kN</b>	<b>forza stabilizzante per ancoraggi passivi</b>

### Tiranti con armatura in barre di acciaio ad alta resistenza (DIWIDAG)

Diametro della barra		40,00 mm	
area della barra		1256,00 mm <sup>2</sup>	
tensione di snervamento (limite elastico) f <sub>yk</sub>		500 N/mm <sup>2</sup>	
tensione di rottura f <sub>ptk</sub>		550 N/mm <sup>2</sup>	
Carico di snervamento FT <sub>g</sub>		628,00 kN	
Coefficiente parziale di sicurezza g <sub>s</sub>		1,15	
FT <sub>g</sub> /g <sub>s</sub>		546,09 kN	
Forza F da trasmettere ai blocchi		4555,20 kN	
Numero di tiranti agenti sul blocco		16	
e	0 °	0 rad	
cos e		1	
Carico di esercizio su ciascun tirante (T <sub>es</sub> = P <sub>d</sub> )		284,70 kN	<i>T<sub>es</sub> &lt; FT<sub>g</sub>/1,15</i>
Diametro del bulbo		160 mm	
Tensione tangenziale limite (t <sub>lim</sub> )		0,6 N/mm <sup>2</sup>	
Coeff. parz. Riduzione resistenza caratteristica (g <sub>R</sub> )		1,2	<i>tiranti permanenti</i>
Coeff. parz. Riduzione resistenza di calcolo (g <sub>R</sub> )		1,8	
Coeff. di sicurezza Raccomandazione AICAP (e <sub>s</sub> )		2,5	
Lunghezza del bulbo di fondazione L <sub>b</sub>		2,36 m	
Resistenza di calcolo (R <sub>acal</sub> )		711,75 kN	
Resistenza di progetto Rad = R <sub>ak</sub> /g <sub>R</sub> = R <sub>acal</sub> /(g <sub>R</sub> x f <sub>4</sub> )		329,51 kN	

**P<sub>d</sub> < R<sub>ad</sub>    verifica soddisfatta**

L<sub>b</sub>/3 = 0,79 m

Interasse tiranti = max tra i due valori

D x 10 = 1,60 m

**Calcolo forza stabilizzante blocco roccioso T1 inclinazione 60°****Dati generali**

kh =	0,070	
kv =	0,035	
h =	13,00 m	altezza del blocco
Lm =	4,00 m	larghezza media del blocco
sm =	6,00 m	spessore medio del blocco
A =	72,00 mq	area impronta scivolamento blocco
g =	23,00 kN/mc	peso specifico ammasso roccioso
W =	9936 kN	peso blocco
gr =	1,4	
a =	60 °	1,0472 rad
c' =	0	
e =	0 °	0 rad
f' =	38,3 °	0,66846 rad
cos a =	0,5	
sen a =	0,8660254	
tg f' =	0,7897524	
sen (a+e) =	0,8660254	
cos (a+e) =	0,5	0,5
<b>F =</b>	<b>6770,60 kN</b>	<b>forza stabilizzante per ancoraggi attivi</b>
F =	7914,34 kN	forza stabilizzante per ancoraggi passivi

**Tiranti con armatura in barre di acciaio ad alta resistenza (DIWIDAG)**

Diametro della barra		40,00 mm	
area della barra		1256,00 mmq	
tensione di snervamento (limite elastico) fpyk		500 N/mmq	
tensione di rottura fptk		550 N/mmq	
Carico di snervamento FTg		628,00 kN	
Coefficiente parziale di sicurezza gs		1,15	
FTg/gs		546,09 kN	
Forza F da trasmettere ai blocchi		6770,60 kN	
Numero di tiranti agenti sul blocco		16	
e	0 °	0 rad	
cos e		1	
Carico di esercizio su ciascun tirante (Tes = Pd)		423,16 kN	<i>Tes &lt; FTg/1,15</i>
Diametro del bulbo		160 mm	
Tensione tangenziale limite (tlim)		0,6 N/mmq	
Coeff. parz. Riduzione resistenza caratteristica (gR)		1,2	<i>tiranti permanenti</i>
Coeff. parz. Riduzione resistenza di calcolo (gR)		1,8	
Coeff. di sicurezza Raccomandazione AICAP (es)		2,5	
Lunghezza del bulbo di fondazione Lb		3,51 m	
Resistenza di calcolo (Racal)		1057,91 kN	
Resistenza di progetto Rad = Rak/gR = Racal/(gR x f4)		489,77 kN	

**Pd < Rad    verifica soddisfatta**

Lb/3 = 1,17 m

Interasse tiranti = max tra i due valori

D x 10 = 1,60 m

## Calcolo forza stabilizzante blocco roccioso T1 inclinazione 70°

### Dati generali

kh =	0,070	
kv =	0,035	
h =	13,00 m	altezza del blocco
Lm =	4,00 m	larghezza media del blocco
sm =	6,00 m	spessore medio del blocco
A =	72,00 mq	area impronta scivolamento blocco
g =	23,00 kN/mc	peso specifico ammasso roccioso
W =	9936 kN	peso blocco
gr =	1,4	
a =	70 °	1,22173 rad
c' =	0	
e =	0 °	0 rad
f' =	38,3 °	0,66846 rad
cos a =	0,3420201	
sen a =	0,9396926	
tg f' =	0,7897524	
sen (a+e) =	0,9396926	
cos (a+e) =	0,3420201	0,342
<b>F =</b>	<b>9501,36 kN</b>	<b>forza stabilizzante per ancoraggi attivi</b>
F =	10700,28 kN	forza stabilizzante per ancoraggi passivi



**Tiranti con armatura in barre di acciaio ad alta resistenza (DIWIDAG)**

Diametro della barra		40,00 mm	
area della barra		1256,00 mm <sup>2</sup>	
tensione di snervamento (limite elastico) $f_{yk}$		500 N/mm <sup>2</sup>	
tensione di rottura $f_{tk}$		550 N/mm <sup>2</sup>	
Carico di snervamento $FT_g$		628,00 kN	
Coefficiente parziale di sicurezza $g_s$		1,15	
$FT_g/g_s$		546,09 kN	
Forza F da trasmettere ai blocchi		9501,36 kN	
Numero di tiranti agenti sul blocco		16	
$e$	0 °	0 rad	
$\cos e$		1	
Carico di esercizio su ciascun tirante ( $T_{es} = P_d$ )		593,83 kN	$T_{es} < FT_g/1,15$
Diametro del bulbo		160 mm	
Tensione tangenziale limite ( $t_{lim}$ )		0,6 N/mm <sup>2</sup>	
Coeff. parz. Riduzione resistenza caratteristica ( $g_R$ )		1,2	<i>tiranti permanenti</i>
Coeff. parz. Riduzione resistenza di calcolo ( $g_R$ )		1,8	
Coeff. di sicurezza Raccomandazione AICAP ( $e_s$ )		2,5	
Lunghezza del bulbo di fondazione $L_b$		4,92 m	
Resistenza di calcolo ( $R_{acal}$ )		1484,59 kN	
Resistenza di progetto $R_{ad} = R_{ak}/g_R = R_{acal}/(g_R \times f_4)$		687,31 kN	

 **$P_d < R_{ad}$  verifica soddisfatta**

$$L_b/3 = 1,64 \text{ m}$$

Interasse tiranti = max tra i due valori

$$D \times 10 = 1,60 \text{ m}$$

## Calcolo forza stabilizzante blocco roccioso T1 inclinazione 80°

### Dati generali

kh =	0,070	
kv =	0,035	
h =	13,00 m	altezza del blocco
Lm =	4,00 m	larghezza media del blocco
sm =	6,00 m	spessore medio del blocco
A =	72,00 mq	area impronta scivolamento blocco
g =	23,00 kN/mc	peso specifico ammasso roccioso
W =	9936 kN	peso blocco
gr =	1,4	
a =	80 °	1,39626 rad
c' =	0	
e =	0 °	0 rad
f' =	38,3 °	0,66846 rad
cos a =	0,1736482	
sen a =	0,9848078	
tg f' =	0,7897524	
sen (a+e) =	0,9848078	
cos (a+e) =	0,1736482	0,1736
<b>F =</b>	<b>13203,70 kN</b>	<b>forza stabilizzante per ancoraggi attivi</b>
F =	14167,45 kN	forza stabilizzante per ancoraggi passivi

**Tiranti con armatura in barre di acciaio ad alta resistenza (DIWIDAG)**

Diametro della barra		40,00 mm	
area della barra		1256,00 mm <sup>2</sup>	
tensione di snervamento (limite elastico) $f_{yk}$		500 N/mm <sup>2</sup>	
tensione di rottura $f_{tk}$		550 N/mm <sup>2</sup>	
Carico di snervamento $FT_g$		628,00 kN	
Coefficiente parziale di sicurezza $g_s$		1,15	
$FT_g/g_s$		546,09 kN	
Forza F da trasmettere ai blocchi		13203,70 kN	
Numero di tiranti agenti sul blocco		16	
$e$	0 °	0 rad	
$\cos e$		1	
Carico di esercizio su ciascun tirante ( $Tes = Pd$ )		825,23 kN	$Tes < FT_g/1,15$
Diametro del bulbo		160 mm	
Tensione tangenziale limite ( $t_{lim}$ )		0,6 N/mm <sup>2</sup>	
Coeff. parz. Riduzione resistenza caratteristica ( $g_R$ )		1,2	<i>tiranti permanenti</i>
Coeff. parz. Riduzione resistenza di calcolo ( $g_R$ )		1,8	
Coeff. di sicurezza Raccomandazione AICAP ( $e_s$ )		2,5	
Lunghezza del bulbo di fondazione $L_b$		6,84 m	
Resistenza di calcolo ( $R_{acal}$ )		2063,08 kN	
Resistenza di progetto $R_{ad} = R_{ak}/g_R = R_{acal}/(g_R \times f_4)$		955,13 kN	

 **$Pd < R_{ad}$  verifica soddisfatta**

$$L_b/3 = 2,28 \text{ m}$$

$$D \times 10 = 1,60 \text{ m}$$

Interasse tiranti = max tra i due valori

**Calcolo forza stabilizzante blocco roccioso T2 inclinazione 40°****Dati generali**

kh =	0,070	
0,035		
h =	12,50 m	altezza del blocco
Lm =	22,00 m	larghezza media del blocco
sm =	6,00 m	spessore medio del blocco
A =	234,00 mq	area impronta scivolamento blocco
g =	23,00 kN/mc	peso specifico ammasso roccioso
W =	32292 kN	peso blocco
gr =	1,4	
a =	40 °	0,69813 rad
c' =	0	
e =	0 °	0 rad
f' =	38,3 °	0,66846 rad
cos a =	0,7660444	
sen a =	0,6427876	
tg f' =	0,7897524	
sen (a+e) =	0,6427876	
cos (a+e) =	0,7660444	0,766
F =	8498,83 kN	forza stabilizzante per ancoraggi attivi
F =	10543,39 kN	forza stabilizzante per ancoraggi passivi

**Tiranti con armatura in barre di acciaio ad alta resistenza (DIWIDAG)**

Diametro della barra		40,00 mm	
area della barra		1256,00 mm <sup>2</sup>	
tensione di snervamento (limite elastico) $f_{yk}$		500 N/mm <sup>2</sup>	
tensione di rottura $f_{tk}$		550 N/mm <sup>2</sup>	
Carico di snervamento FTg		628,00 kN	
Coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_s$		1,15	
FTg/ $\gamma_s$		546,09 kN	
Forza F da trasmettere ai blocchi		8498,83 kN	
Numero di tiranti agenti sul blocco		28	
$e$	0 °	0 rad	
$\cos e$		1	
Carico di esercizio su ciascun tirante ( $T_{es} = P_d$ )		303,53 kN	$T_{es} < FTg/1,15$
Diametro del bulbo		160 mm	
Tensione tangenziale limite ( $t_{lim}$ )		0,6 N/mm <sup>2</sup>	
Coeff. parz. Riduzione resistenza caratteristica ( $\gamma_R$ )		1,2	<i>tiranti permanenti</i>
Coeff. parz. Riduzione resistenza di calcolo ( $\gamma_R$ )		1,8	
Coeff. di sicurezza Raccomandazione AICAP ( $e_s$ )		2,5	
Lunghezza del bulbo di fondazione $L_b$		2,52 m	
Resistenza di calcolo ( $R_{acal}$ )		758,82 kN	
Resistenza di progetto $R_{ad} = R_{ak}/\gamma_R = R_{acal}/(\gamma_R \times f_4)$		351,31 kN	

 **$P_d < R_{ad}$  verifica soddisfatta**

$$L_b/3 = 0,84 \text{ m}$$

Interasse tiranti = max tra i due valori

$$D \times 10 = 1,6 \text{ m}$$

**Calcolo forza stabilizzante blocco roccioso T2 inclinazione 50°****Dati generali**

kh =	0,070	
0,035		
h =	12,50 m	altezza del blocco
Lm =	22,00 m	larghezza media del blocco
sm =	6,00 m	spessore medio del blocco
A =	234,00 mq	area impronta scivolamento blocco
g =	23,00 kN/mc	peso specifico ammasso roccioso
W =	32292 kN	peso blocco
gr =	1,4	
a =	50 °	0,87266 rad
c' =	0	
e =	0 °	0 rad
f' =	38,3 °	0,66846 rad
cos a =	0,6427876	
sen a =	0,7660444	
tg f' =	0,7897524	
sen (a+e) =	0,7660444	
cos (a+e) =	0,6427876	0,6428
F =	14804,40 kN	forza stabilizzante per ancoraggi attivi
F =	17855,01 kN	forza stabilizzante per ancoraggi passivi

**Tiranti con armatura in barre di acciaio ad alta resistenza (DIWIDAG)**

Diametro della barra		40,00 mm	
area della barra		1256,00 mm <sup>2</sup>	
tensione di snervamento (limite elastico) $f_{yk}$		500 N/mm <sup>2</sup>	
tensione di rottura $f_{tk}$		550 N/mm <sup>2</sup>	
Carico di snervamento $FT_g$		628,00 kN	
Coefficiente parziale di sicurezza $g_s$		1,15	
$FT_g/g_s$		546,09 kN	
Forza F da trasmettere ai blocchi		14804,40 kN	
Numero di tiranti agenti sul blocco		28	
$e$	0 °	0 rad	
$\cos e$		1	
Carico di esercizio su ciascun tirante ( $Tes = Pd$ )		528,73 kN	$Tes < FT_g/1,15$
Diametro del bulbo		160 mm	
Tensione tangenziale limite ( $t_{lim}$ )		0,6 N/mm <sup>2</sup>	
Coeff. parz. Riduzione resistenza caratteristica ( $g_R$ )		1,2	<i>tiranti permanenti</i>
Coeff. parz. Riduzione resistenza di calcolo ( $g_R$ )		1,8	
Coeff. di sicurezza Raccomandazione AICAP ( $e_s$ )		2,5	
Lunghezza del bulbo di fondazione $L_b$		4,39 m	
Resistenza di calcolo ( $R_{acal}$ )		1321,82 kN	
Resistenza di progetto $R_{ad} = R_{ak}/g_R = R_{acal}/(g_R \times f_4)$		611,95 kN	

 **$Pd < R_{ad}$  verifica soddisfatta**

$$L_b/3 = 1,46 \text{ m}$$

Interasse tiranti = max tra i due valori

$$D \times 10 = 1,6 \text{ m}$$



**Calcolo forza stabilizzante blocco roccioso T2 inclinazione 60°****Dati generali**

kh =	0,070	
kv =	0,035	
h =	12,50 m	altezza del blocco
Lm =	22,00 m	larghezza media del blocco
sm =	6,00 m	spessore medio del blocco
A =	234,00 mq	area impronta scivolamento blocco
g =	23,00 kN/mc	peso specifico ammasso roccioso
W =	32292 kN	peso blocco
gr =	1,4	
a =	60 °	1,0472 rad
c' =	0	
e =	0 °	0 rad
f' =	38,3 °	0,66846 rad
cos a =	0,5	
sen a =	0,8660254	
tg f' =	0,7897524	
sen (a+e) =	0,8660254	
cos (a+e) =	0,5	0,5
F =	22004,46 kN	forza stabilizzante per ancoraggi attivi
F =	25721,60 kN	forza stabilizzante per ancoraggi passivi

## Tiranti con armatura in barre di acciaio ad alta resistenza (DIWIDAG)

Diametro della barra	40,00 mm	
area della barra	1256,00 mm <sup>2</sup>	
tensione di snervamento (limite elastico) f <sub>yk</sub>	500 N/mm <sup>2</sup>	
tensione di rottura f <sub>tk</sub>	550 N/mm <sup>2</sup>	
Carico di snervamento FT <sub>g</sub>	628,00 kN	
Coefficiente parziale di sicurezza g <sub>s</sub>	1,15	
FT <sub>g</sub> /g <sub>s</sub>	546,09 kN	
Forza F da trasmettere ai blocchi	22004,46 kN	
Numero di tiranti agenti sul blocco	28	
e	0 °	0 rad
cos e		1
Carico di esercizio su ciascun tirante (T <sub>es</sub> = P <sub>d</sub> )	785,87 kN	<i>T<sub>es</sub> &lt; FT<sub>g</sub>/1,15</i>
Diametro del bulbo	160 mm	
Tensione tangenziale limite (t <sub>lim</sub> )	0,6 N/mm <sup>2</sup>	
Coeff. parz. Riduzione resistenza caratteristica (g <sub>R</sub> )	1,2	<i>tiranti permanenti</i>
Coeff. parz. Riduzione resistenza di calcolo (g <sub>R</sub> )	1,8	
Coeff. di sicurezza Raccomandazione AICAP (e <sub>s</sub> )	2,5	
Lunghezza del bulbo di fondazione L <sub>b</sub>	6,52 m	
Resistenza di calcolo (R <sub>acal</sub> )	1964,68 kN	
Resistenza di progetto R <sub>ad</sub> = R <sub>ak</sub> /g <sub>R</sub> = R <sub>acal</sub> /(g <sub>R</sub> x f <sub>4</sub> )	909,58 kN	

**P<sub>d</sub> < R<sub>ad</sub>    verifica soddisfatta**

L<sub>b</sub>/3 = 2,17 m

Interasse tiranti = max tra i due valori

D x 10 = 1,6 m

## Calcolo analitico volume di riempimento "B1"

### Tratto da 0 a S31

Superficie media	2,55 mq.	tra 0 e la sez. S31	
distanza tratto 0-S31	5,00 m.		
Volume tratto 0-S31	12,75 mc.		12,75 mc.

### Tratto da S31 a S39

Superficie media	5,90 mq.	tra la sez. S31 e la S39	
distanza tratto S31-S39	8,00 m.		
Volume tratto S31-S39	47,20 mc.		47,20 mc.

### Tratto da S39 a S45

Superficie media	5,70 mq.	tra la sez. S39 e la S45	
distanza tratto S39-S45	6,00 m.		
Volume tratto S39-S45	34,20 mc.		34,20 mc.

### Tratto da S45 a S54

Superficie media	7,85 mq.	tra la sez. S45 e la S54	
distanza tratto S45-S54	9,00 m.		
Volume tratto S45-S54	70,65 mc.		70,65 mc.

### Tratto da S54 a 1

Superficie media	5,50 mq.	tra la sez. S54 e 1	
distanza tratto S39-S45	6,00 m.		
Volume tratto S39-S45	33,00 mc.		<u>33,00 mc.</u>

**Somma il volume di riempimento** **197,8 mc.**

**Considerando la rugosità della superficie misurata si approssima a** **200,00 mc.**

**Dimensionamento intervento  
con rete di acciaio in fune spiroidale**



## **SOMMARIO**

1. <i>Premessa</i> .....	66
2. <i>Introduzione</i> .....	67
3. <i>Inquadramento geologico e geotecnico</i> .....	69
4. <i>Caratterizzazione sismica dell'area</i> .....	70
5. <i>Descrizione del metodo di dimensionamento</i> .....	74
6. <i>Dimensionamento</i> .....	87
7. <i>Risultati</i> .....	90
8. <i>Lunghezza degli ancoraggi</i> .....	95
9. <i>Conclusioni</i> .....	100
10. <i>Bibliografia</i> .....	102



## 1. Premessa

Nella presente relazione viene trattato il dimensionamento dell'intervento di consolidamento della parete rocciosa del Castello del Comune di Milazzo. Gli scriventi, sulla base dell'assetto geologico e geomorfologico dell'area, hanno scelto la soluzione progettuale del consolidamento con l'impiego di rete in acciaio ad alta resistenza, corredata da ancoraggi in barre d'acciaio, di cui verrà esposto il dimensionamento.

In Figura 1 viene localizzata l'area d'intervento.



Figura 1. Localizzazione dell'area di intervento.

Mentre in Figura 2 viene evidenziato il versante da consolidare.



**Figura 2. Ingrandimento dell'area in esame.**

## **2. Introduzione**

A seguito dei sopralluoghi svolti e grazie all'analisi della relazione geologica è apparsa la criticità dell'area, con la presenza di instabilità di volumi rocciosi presenti sul versante. Per questa tipologia di fenomeni, l'orientamento che anima la scelta progettuale è quello di un consolidamento diffuso del versante.

Per quanto attiene al consolidamento superficiale di versanti, sono largamente adottate soluzioni che impiegano reti in acciaio. Gli scriventi hanno individuato ed analizzato diverse proposte ad opera dei maggiori operatori.



Essi possono essere genericamente elencati in pannelli di rete a trefolo, pannelli di rete a semplice torsione, rotoli di rete a semplice torsione, rotoli di rete a doppia torsione.

Per il versante in esame è stato individuato un sistema di consolidamento attivo che adotta una rete in filo di acciaio temprato ad alta resistenza, ancoraggi in barra con relative speciali piastre di ripartizione, nonché dispositivi di giunzione specificamente studiati per il sistema.

Senza entrare in questa nota nel merito delle differenze van sin da subito chiariti i criteri che hanno animato la scelta tra le varie proposte:

- possibilità di un effettivo dimensionamento del sistema che adotti le più recenti indicazioni in tema (Eurocodici);
- idoneità del sistema al trattamento di versanti caratterizzati da litotipi alterati, come il caso in esame;
- rapidità di installazione;
- impatto ambientale a breve termine (paesaggistico) e a lungo termine (durata e efficienza nel tempo);
- performances in esercizio (resistenza a trazione e al punzonamento).

Conseguentemente a tali criteri il sistema è stato considerato come il più soddisfacente, anche in rapporto ai costi a breve e lungo termine per la pubblica amministrazione.

### 3. Inquadramento geologico e geotecnico

In merito all'inquadramento geologico e geotecnico si fa riferimento alla relazione geologica redatta dal Geol. Dott. Domenico Pontillo ed alla relazione geologica integrativa redatta dal Geol. Dott. Salvatore Maio.

Considerando l'aspetto strutturale dei versanti in esame si riscontrano pendenze medie attorno ai 60° e fenomeni di instabilità superficiale di versante.

I dissesti si verificano principalmente per il degrado dei parametri geomeccanici lungo piani di discontinuità preesistenti.

Di seguito si riportano i parametri geotecnici per lo strato di detriti da consolidare.

Tipo di terreno:			
Spessore $t$ instabile [m]	1,80	Peso volume [kN/m <sup>3</sup> ]	23
Dislivello $H$ del pendio [m]	50-60	Angolo d'attrito [°]	33°
Coesione $c$ [kPa] *	5	Inclinazione del versante $\alpha$ [°]	80°

**Tabella 1. Caratterizzazione geotecnica del terreno affiorante**

Le analisi di stabilità vengono condotte soltanto sulle possibili instabilità all'interno dello strato superficiale di materiale, così come si sono verificate in passato, si studia quindi la stabilità di uno strato di terreno con spessore pari

a 1,8 m. Non vengono per contro analizzate possibili instabilità globali che esulano dalla presente relazione.

(\*): per la coesione è stato considerato un valore molto ridotto rispetto a quanto riportato nella caratterizzazione geomeccanica, in quanto in condizioni di collasso il valore di questo parametro lungo la superficie di scorrimento subisce una riduzione significativa.

#### 4. Caratterizzazione sismica dell'area

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica di progetto può essere verificata con metodi semplificati di tipo pseudo-statico, salvo nei casi in cui la superficie topografica ed il profilo stratigrafico presenti irregolarità molto marcate. (Ordinanza PCM n. 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica").

L'analisi viene effettuata in condizioni pseudo-statiche, imponendo un sistema di forze inerziali  $F_H$  e  $F_V$  sul baricentro del corpo analizzato secondo il meccanismo di instabilità studiato. Le direzioni delle forze pseudo statiche sono tali da massimizzare la componente di forza instabilizzante. La forza pseudostatica  $F_H$  viene calcolata come:

$$F_H = \pm \beta_s \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g \cdot W$$

Dove:

$\beta_s$  è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, i cui valori dipendono dalla categoria del suolo e dall'accelerazione massima al sito;

$S_S$  è il fattore di amplificazione per effetto della stratigrafia;

$S_T$  è il fattore di amplificazione per effetto della topografia;

$a_g$  è l'accelerazione di picco su roccia affiorante in assenza di effetti topografici (espressa come una parte dell'accelerazione di gravità  $g$ );

$W$  è il peso della massa stessa;

La forza pseudostatica  $F_V$  è calcolata come:

$$F_V = \pm 0,5 F_H$$

Essendo  $F_V$  la risultante verticale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile. In particolare le forze verticali vengono automaticamente scelte in modo tale che la direzione (verso l'alto o verso il basso) sia tale da produrre il minimo fattore di sicurezza; le forze orizzontali sono ovviamente sempre rivolte verso valle.

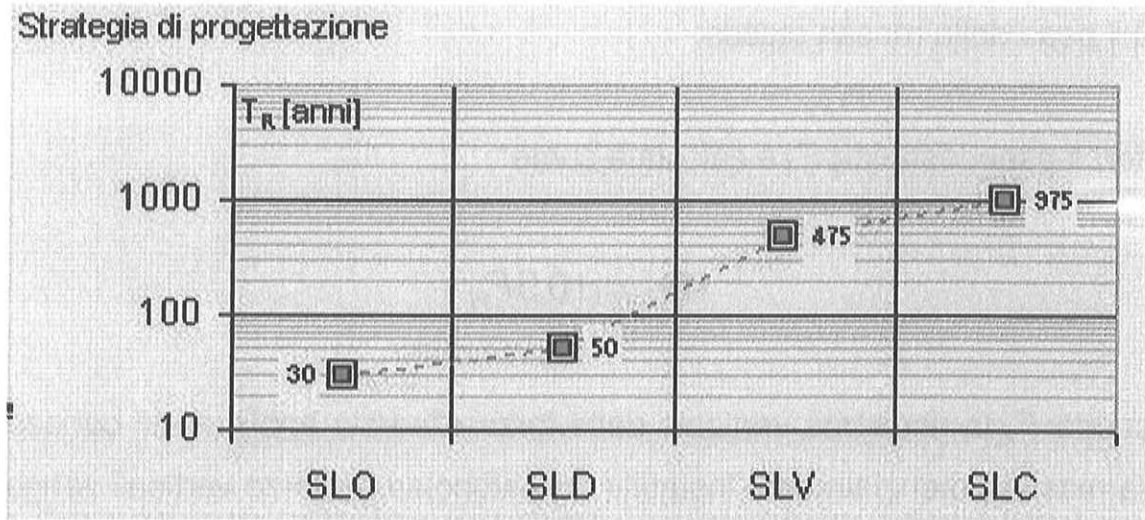
Le forze pseudostatiche  $F_H$  e  $F_V$  vengono anche espresse nel modo seguente:

$$F_H = k_H \cdot W$$

$$F_V = k_V \cdot W$$

Dove  $k_H$  e  $k_V$  sono i coefficienti di spinta sismica in direzione orizzontale.

Gli stati di verifica d'accordo alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008) e i tempi di ritorno cui essi fanno riferimento sono illustrati in Figura 3.



**Figura 3. Stati di verifica sismica.**

I valori del parametro  $a_g$  preso dai valori di pericolosità sismica del territorio nazionale sono forniti nel seguito (vedi Tabella 2):

Stato Limite	$T_r$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$	$T_c'$ [s]
Operatività (SLO)	30	0,052	2,412	0,276
Danno (SLD)	50	0,065	2,425	0,300
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,155	2,528	0,367
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,195	2,576	0,388
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

**Tabella 2. Valori dei parametri  $a_g$  per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento.**

Valutando le indicazioni riportate nella relazione geologica a cura del geologo Dott. Salvatore Maio, si considera un valore di accelerazione orizzontale di picco su strato roccioso affiorante per un periodo di ritorno di 475 anni (SLV) è pari a 0,155 g.

I risultati delle indagini sismiche, indicano una categoria di sottosuolo E. Nel caso specifico, viste le caratteristiche morfologiche dell'area, è possibile inserire il sito nella categoria topografica T2, ossia pendii con inclinazione media  $> 15^\circ$ . Il fattore di amplificazione  $S_T$  è pari a 1,2 per la categoria T2.

Valutando che gli interventi di progetto riguardano opere ordinarie, con vita nominale di almeno 50 anni e classe d'uso di tipo II (costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali) si ottengono i seguenti parametri sismici:



**Calcolo dei coefficienti sismici**

Muri di sostegno
  Paratie

Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo

Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss *	1,60	1,60	1,57	1,45
Amplificazione stratigrafica				
Cc *	1,92	1,86	1,72	1,68
Coeff. funz categoria				
St *	1,20	1,20	1,20	1,20
Amplificazione topografica				

Personalizza acc.ne massima attesa al sito [m/s<sup>2</sup>]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,020	0,025	0,070	0,081
kv	0,010	0,013	0,035	0,041
Amax [m/s <sup>2</sup> ]	0,985	1,232	2,860	3,327
Beta	0,200	0,200	0,240	0,240

\* I valori di Ss, Cc ed St possono essere variati.

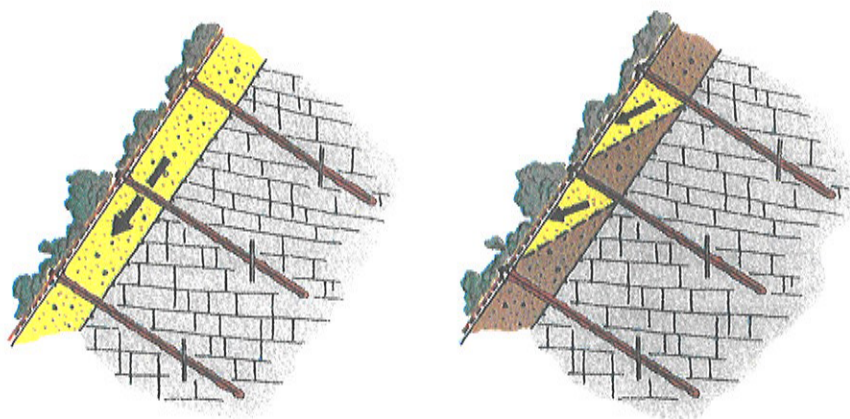
**Figura 4. Coefficienti sismici secondo le Nuove Norme Tecniche per l'opera di consolidamento superficiale.**

Tenendo conto delle condizioni locali del versante in esame e della normativa vigente, si ottiene un valore di  $k_H$  pari a 0.070 e un valore di  $k_V$  pari a 0.035.

## 5. Descrizione del metodo di dimensionamento

Le condizioni di carattere eminentemente geologico e geotecnico sono sufficientemente omogenee e di conseguenza per il dimensionamento

dell'intervento di consolidamento è stato impiegato un sistema di calcolo che modella la scarpata analizzandone la stabilità superficiale (intesa come scorrimento probabile di uno strato di terreno, o roccia alterata, su un substrato ritenuto stabile) e la stabilità locale (intesa come contenimento delle porzioni dello strato superficiale comprese nel reticolo degli elementi di ancoraggio, normalmente barre in acciaio ad alta resistenza). I meccanismi di rottura suddetti sono graficamente illustrati Figura 5.



**Figura 5. Meccanismi di rottura considerati per il dimensionamento**

Il sistema utilizzato per il dimensionamento – concetto RUVOLUM<sup>®</sup> di Ruegger e Flum, è uno tra i pochi software esistenti in cui la stabilizzazione e/o il consolidamento di un versante, che avviene per mezzo di ancoraggi strutturali, attivi e passivi, tiene conto del contributo del rivestimento superficiale del versante stesso, ossia della rete in acciaio ad alta resistenza.

Chiaramente, affinché il contributo sia sensibile, il materiale che riveste il versante, avente la funzione di distribuire lateralmente i carichi e le sollecitazioni, deve essere di caratteristiche tali da poter essere apprezzabili,



ovvero, in altre parole, avere una resistenza a trazione intrinseca elevata nelle due direzioni, ma anche una resistenza al punzonamento nota ed elevata.

La rete in acciaio, realizzata con un trefolo costituito da tre fili elementari del diametro di 3 mm, ha le seguenti caratteristiche:

- resistenza della rete allo sforzo di trazione parallelamente al versante, che per la rete è  $Z_R = 45$  kN con la piastra P33 o 70 kN con la piastra P66;
- resistenza della rete allo sforzo di pressione nella direzione dell'ancoraggio, che per la rete è  $D_R = 230$  kN con la piastra P33 o 300 kN con la piastra P66;
- resistenza della rete allo sforzo di taglio nella direzione dell'ancoraggio (immediatamente al di sopra della piastra romboidale), che per la rete è  $P_R = 115$  kN con la piastra P33 o 150 kN con la piastra P66;

I valori di resistenza ottenuti da prove di laboratorio d'accordo all'Eurocodice sono definiti come valori caratteristici; i valori di progetto sono ottenuti applicando un fattore di sicurezza riduttivo (tipicamente uguale a 1.5).

I valori di resistenza sopra riportati nascono dalla sperimentazione in laboratorio del sistema e dei suoi singoli componenti; il programma ne tiene conto nella verifica che le sollecitazioni non superino le capacità del sistema

stesso. Essi intervengono nel dimensionamento che opera nello spirito della verifica di cinque verifiche:

- 1) prova di stabilizzazione dello strato instabile per mezzo degli ancoraggi secondo l'interasse calcolato (metodo del pendio indefinito);

$$S_d \leq S_{Rred} / \gamma_{SR}$$

Dove:

- $S_d$  è la forza di taglio calcolata in funzione di  $V_{dl}$  (valore di dimensionamento della forza di pre-tensionamento dalla positiva influenza di V);
- $S_{Rred}$  resistenza degli ancoraggi agli sforzi di taglio;
- $\gamma_{SR}$  fattore di sicurezza per la resistenza al taglio degli ancoraggi.

- 2) prova di resistenza della rete contro lo scorrimento del terreno al di sopra delle piastre di ripartizione citate;

$$P_d \leq P_R / \gamma_{PR}$$

Dove:

- $P_d$  è il massimo sforzo sulla rete per taglio in direzione parallela all'ancoraggio al bordo superiore della piastra;

- $P_R$  è la resistenza della rete al taglio in direzione parallela all'ancoraggio al bordo superiore della piastra;
- $\gamma_{PR}$  correzione per la resistenza della rete per taglio;

3) prova di resistenza della rete alla trasmissione del pre-carico dell'elemento di ancoraggio (normalmente mai superiore ai 30 kN);

$$Z_d \leq Z_R / \gamma_{ZR}$$

Dove:

- $Z_d$  è la forza parallela al versante (in condizioni di equilibrio);
- $Z_R$  la resistenza della rete agli sforzi di trazione paralleli al versante;
- $\gamma_{ZR}$  il fattore di sicurezza alla trasmissione della forza Z;

4) prova della rete rispetto al punzonamento

$$V_{dII} \leq D_R / \gamma_{DR}$$

Dove:

- $V_{dII}$  è il valore di dimensionamento della forza di pre-tensionamento risultante dalla negativa influenza di V (forza di pre-tensionamento);
- $D_R$  resistenza della rete agli sforzi di punzonamento in direzione dell'ancoraggio;
- $\gamma_{DR}$  fattore di sicurezza per la resistenza al punzonamento.

5) prova della resistenza dell'ancoraggio sotto l'azione combinata di taglio (data dalla sollecitazione indotta dallo strato instabile) e trazione (data dal pre-carico dell'ancoraggio).

$$\left\{ \left[ V_{dll} / (T_{Rred} / \gamma_{TR}) \right]^2 + \left[ S_d / (S_{Rred} / \gamma_{SR}) \right]^2 \right\}^{0.5} \leq 1.0$$

$$\left\{ \left[ P_d / (T_{Rred} / \gamma_{TR}) \right]^2 + \left[ S_d / (S_{Rred} / \gamma_{SR}) \right]^2 \right\}^{0.5} \leq 1.0$$

Dove:

- $V_{dll}$  è il valore di dimensionamento della forza di pre-tensionamento risultante dalla negativa influenza di V (forza di pre-tensionamento);
- $T_{Rred}$  resistenza dell'ancoraggio agli sforzi di trazione;
- $\gamma_{TR}$  fattore di sicurezza per la resistenza a trazione dell'ancoraggio;
- $S_d$  forza di taglio calcolata in funzione di  $V_{dll}$ ;
- $S_{Rred}$  resistenza dell'ancoraggio agli sforzi di taglio;
- $\gamma_{SR}$  fattore di sicurezza per la resistenza al taglio dell'ancoraggio.

In abbinamento alla rete in acciaio, sono state studiate due apposite piastre di ripartizione dei carichi trasferiti dagli ancoraggi alla rete e viceversa, in grado in sostanza di conferire, in abbinamento alla rete, in maniera omogenea i carichi con i quali gli ancoraggi sono serrati.

Il modello di calcolo applica l'Eurocodice 7 in tema di progettazione geotecnica, ossia introducendo Fattori di Sicurezza parziali, come meglio specificato in seguito, e dunque tiene conto di:

1. inclinazione del versante
2. spessore dello strato instabile
3. angolo di attrito caratteristico del terreno

4. coesione caratteristica del terreno
5. peso di volume caratteristico del terreno

Alle voci 3, 4 e 5 può essere applicato, in accordo all'Eurocodice 7, un Fattore di Sicurezza parziale ( $F_{\phi}=1.25$  applicato alla tangente dell'angolo,  $F_c=1.25$   $F_{\gamma}=1.0$ ) che ne riduce il valore dell'angolo d'attrito  $\phi'$  e della coesione  $c'$ , mentre mantiene inalterato il peso di volume  $\gamma$ , rispettivamente. Un ulteriore Fattore di Sicurezza parziale ( $F_{mod}=1.10$ ) viene applicato in caso per limitare l'aleatorietà delle assunzioni.

Lavorare con dei coefficienti di sicurezza parziali equivale all'impiego di un fattore di sicurezza globale che è maggiore a quello considerato nelle vecchie normative ( $F_s = 1.3$ ), ma comunque in termini pratici vuol dire che la condizione di stabilità del versante è soddisfatta perché lontano dalla rottura. Da ciò si evince come il modello lavori in condizioni normalmente conservative.

Il programma permette poi di scegliere quale elemento di ancoraggio e consolidamento profondo sia ritenuto adatto al caso in esame; in particolare si deve individuare la tipologia, l'eventuale pre-tensione dell'elemento, l'angolo di applicazione del carico rispetto all'orizzontale e può essere imposto un decadimento delle proprietà meccaniche dell'acciaio a seguito di corrosione che può avvenire se la cementazione dell'armatura del foro non viene eseguita in maniera corretta. In accordo alle RECOMMENDATIONS CLOUTERRE 1991 (francesi), il degrado per ossidazione porta l'acciaio in barre immerso in terreni aggressivi a perdere, dopo 100 anni, 4 mm di diametro.

Dimensioning of the slope stabilization system TECCO® / SPIDER® by the RUVOLUM® method

**Project No.** 150107

**Project Name** Milazzo

**Date, Author**

<b>Input quantities</b>
-------------------------

Slope inclination	$\alpha$	=	80.0 degrees
Layer thickness	$t$	=	1.80 m
Friction angle ground (characteristic value)	$\Phi_k$	=	25.0 degrees
Volume weight ground (characteristic value)	$\gamma_k$	=	23.0 kN/m <sup>3</sup>
Nail inclination to horizontal	$\psi$	=	20.0 degrees
Nail distance horizontal	$a$	=	2.55 m
Nail distance in line of slope	$b$	=	2.55 m

<b>Load cases</b>
-------------------

Streaming pressure considered			No
Earthquake considered			Yes
Coefficient of horizontal acceleration due to earthquake	$E_h$	=	0.070 [-]
Coefficient of vertical acceleration due to earthquake	$E_v$	=	0.035 [-]

<b>Defaults and Safety Factors</b>
------------------------------------

Cohesion ground (characteristic value)	$c_k$	=	5.0 kN/m <sup>2</sup>	
Radius of pressure cone, top	$\zeta$	=	0.15 m	
Inclination of pressure cone to horizontal	$\delta$	=	45.0 degrees	
Slope-parallel force	$Z_d$	=	25.0 kN	
Pretensioning force of the system	$V$	=	30.0 kN	
Partial safety correction value for friction angle	$\gamma_\phi$	=	1.25 [-]	Dimensioning quantities
Partial safety correction value for cohesion	$\gamma_c$	=	1.25 [-]	$\Phi_d$ [degrees] = 20.5
Partial safety correction value for volume weight	$\gamma_\gamma$	=	1.00 [-]	$c_d$ [kN/m <sup>2</sup> ] = 4.0
Model uncertainty correction value	$\gamma_{mod}$	=	1.00 [-]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ] = 23.0

<b>Elements of the system</b>
-------------------------------

Applied mesh type		SPIDER® S3-130
Applied spike plate		SPIDER® system spike plate P33
Bearing resistance of mesh to selective, slope parallel tensile stress	$Z_R$ [kN]	= 45
Bearing resistance of mesh to pressure stress in nail direction	$D_R$ [kN]	= 230
Bearing resistance of mesh against shearing-off in nail direction	$P_R$ [kN]	= 115
Applied nail type		GEWI D = 40 mm
Taking into account rusting away		No
Bearing resistance of nail to tensile stress	$T_R$ [kN]	= 629
Bearing resistance of nail to shear stress	$S_R$ [kN]	= 363
Cross-section surface of the applied nail with / without rusting away	$A$ [mm <sup>2</sup> ]	= 1.26e+3

<b>Proofs</b>
---------------

Proof of the mesh against shearing-off at the upslope edge of the spike plate	Fulfilled
Proof of the mesh to selective transmission of the force Z onto the nail	Fulfilled
Proof of the nail against sliding-off of a superficial layer parallel to the slope	Fulfilled
Proof of the mesh against puncturing	Fulfilled
Proof of the nail to combined stress	Fulfilled

The given proofs concern the investigation of superficial instabilities. Additional investigations are required if there is a risk regarding global stability of the slope. If necessary the nail type and nail pattern have to be adapted.

<b>Investigation of local instabilities between single nails</b>
--

**Proof of the mesh against shearing-off at the upslope edge of the spike plate**

Maximum stress on the mesh for shearing-off in nail direction at the upslope edge of the spike plate (dimensioning level).	$P_d$ [kN] =	71.6
Thickness of decisive sliding mechanism	$t_{rel}$ [m] =	0.96
Bearing resistance of the mesh against shearing-off in nail direction at the upslope edge of the spike plate (characteristic value).	$P_R$ [kN] =	115.0
Resistance correction value for shearing-off of the mesh	$\gamma_{PR}$ [-] =	1.5
Dimensioning value of the bearing resistance of the mesh against shearing-off	$P_R/\gamma_{PR}$ [kN] =	76.7
Proof of bearing safety	$P_d \leftarrow P_R/\gamma_{PR}$	Fulfilled

**Proof of the mesh to selective transmission of the force Z onto the nail**

Slope parallel force taken into account in the equilibrium considerations	$Z_d$ [kN] =	25.0
Bearing resistance of the mesh to selective, slope-parallel tensile stress	$Z_R$ [kN] =	45.0
Resistance correction value for selective, slope-parallel transmission of the force Z	$\gamma_{ZR}$ [-] =	1.5
Dimensioning value of the bearing resistance of the mesh to tensile stress	$Z_R/\gamma_{ZR}$ [kN] =	30.0
Proof of bearing safety	$Z_d \leftarrow Z_R/\gamma_{ZR}$	Fulfilled

<b>Investigation of slope-parallel, superficial instabilities</b>
---

**Proof of the nail against sliding-off of a superficial layer parallel to the slope**

Pretensioning force effectively applied on nail	$V$ [kN] =	30.0
Load factor for positive influence of pretension V	$\gamma_{VI}$ [-] =	0.8
Dimensioning value of the applied pretensioning force by positive influence of V	$V_{dI}$ [kN] =	24.0
Calculatory required shear force at dimensioning level in function of $V_{dI}$	$S_d$ [kN] =	235.9
Bearing resistance of the nail to shear stress	$S_R$ [kN] =	363.0
Resistance correction value for shearing-off of the nail	$\gamma_{SR}$ [-] =	1.5
Dimensioning value of the bearing resistance of the nail to shear stress	$S_R/\gamma_{SR}$ [kN] =	242.0
Proof of bearing safety	$S_d \leftarrow S_R/\gamma_{SR}$	Fulfilled

**Proof of the mesh against puncturing**

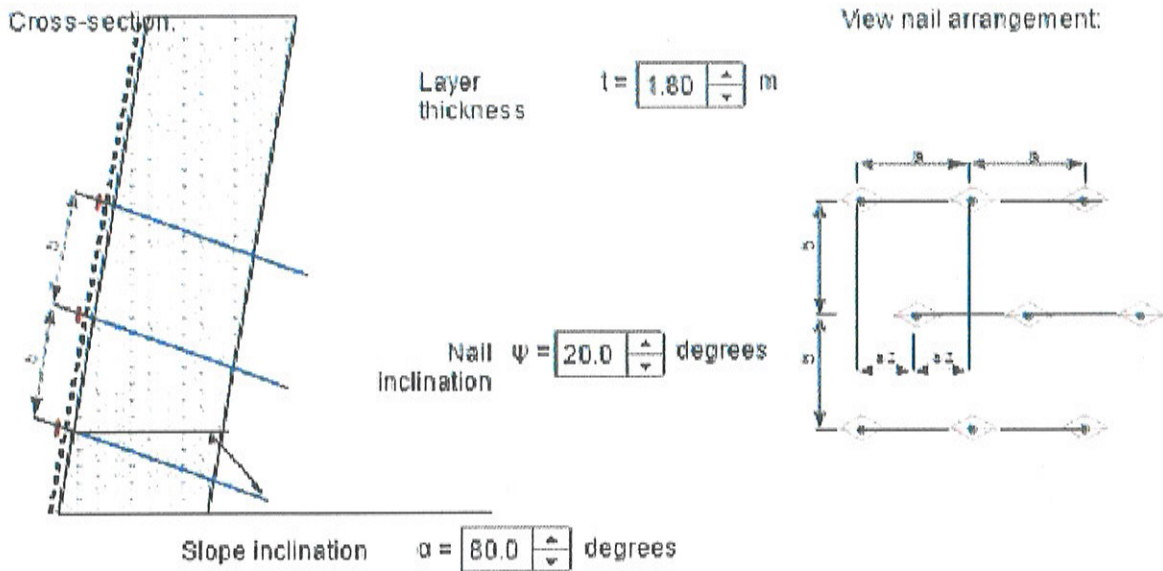
Pretensioning force effectively applied on nail	$V$ [kN] =	30.0
Load factor for negative influence of pretension V	$\gamma_{VII}$ [-] =	1.5
Dimensioning value of the applied pretensioning force by negative influence of V	$V_{dII}$ [kN] =	45.0
Bearing resistance of the mesh to pressure stress in nail direction	$D_R$ [kN] =	230.0
Resistance correction value for puncturing	$\gamma_{DR}$ [-] =	1.5
Dimensioning value of the bearing resistance of the mesh to pressure stress	$D_R/\gamma_{DR}$ [kN] =	153.3
Proof of bearing safety	$V_{dII} \leftarrow D_R/\gamma_{DR}$	Fulfilled

**Proof of the nail to combined stress**

Pretensioning force effectively applied on nail	V [kN] =	30.0
Load factor for positive influence of pretension V	$\gamma_{VI}$ [-] =	0.8
Dimensioning value of the applied pretensioning force by positive influence of V	$V_{dI}$ [kN] =	24.0
Load factor for negative influence of pretension V	$\gamma_{VII}$ [-] =	1.5
Dimensioning value of the applied pretensioning force by negative influence of V	$V_{dII}$ [kN] =	45.0
Calculatedly required shear force at dimensioning level in function of $V_{dII}$	$S_d$ [kN] =	235.9
Maximum stress on the mesh for shearing-off	$P_d$ [kN] =	71.6
Bearing resistance of the nail to tensile stress	$T_R$ [kN] =	629.0
Bearing resistance of the nail to shear stress	$S_R$ [kN] =	363.0
Resistance correction value for tensile stress	$\gamma_{TR}$ [-] =	1.5
Resistance correction value for shear stress	$\gamma_{SR}$ [-] =	1.5
Proof of bearing safety $([V_{dII}/(T_R/\gamma_{TR})]^2 + [S_d/(S_R/\gamma_{SR})]^2)^{0.5} \leq 1.0$	0.98	Fulfilled
Proof of bearing safety $([P_d/(T_R/\gamma_{TR})]^2 + [S_d/(S_R/\gamma_{SR})]^2)^{0.5} \leq 1.0$	0.99	Fulfilled

**Minimal tensile strength in the nail for superficial instabilities**

Dimensioning value of the static equivalent tensile force in the nail for determination of the nail length	$T_d$ [kN] =	419.3
--	--------------	-------





## Calcolo della stabilità parallela al versante:

Considerando l'equilibrio nella direzione x (vedi Figura 6), si ricava l'azione di taglio agente sull'ancoraggio come:

$$S = G \cdot \sin \alpha - V \cdot \cos(\psi + \alpha) - \frac{c \cdot A + [G \cdot \cos \alpha + V \cdot \sin(\psi + \alpha)] \cdot \tan \phi'}{\gamma_{\text{mod}}}$$

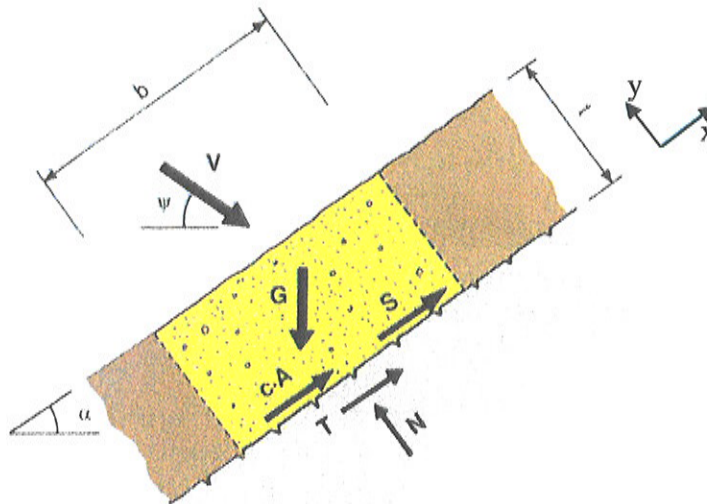
Dove:

G è il peso del corpo in giallo della figura sottostante

V è il precarico dell'ancoraggio dovuto alla pretensione dello stesso

$\psi$  è l'inclinazione degli ancoraggi rispetto all'orizzontale

$\gamma_{\text{mod}}$  è un fattore di riduzione che tiene conto delle incertezze del modello di calcolo.



**Figura 6. Azione di taglio S sull'ancoraggio (meccanismo di rottura globale).**

### Calcolo della stabilità locale (meccanismi di rottura tra gli ancoraggi):

Sono assunti 2 tipi di meccanismi locali di rottura (vedi Figura 7). A sinistra s'ipotizza un meccanismo di rottura che coinvolge un singolo corpo instabile che scivola su una discontinuità avente un'inclinazione  $\beta$  sull'orizzontale. A destra s'ipotizza un meccanismo di rottura locale che coinvolge 2 corpi, dove il corpo I spinge sul corpo II.

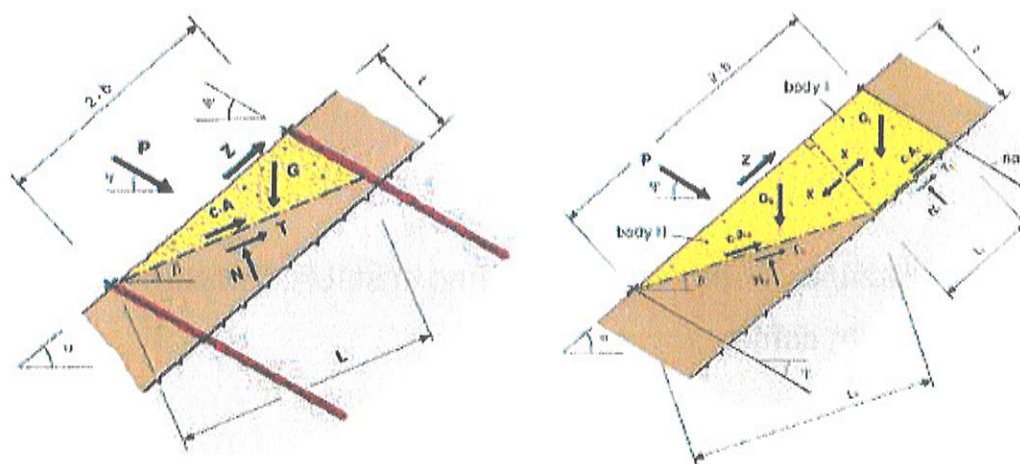
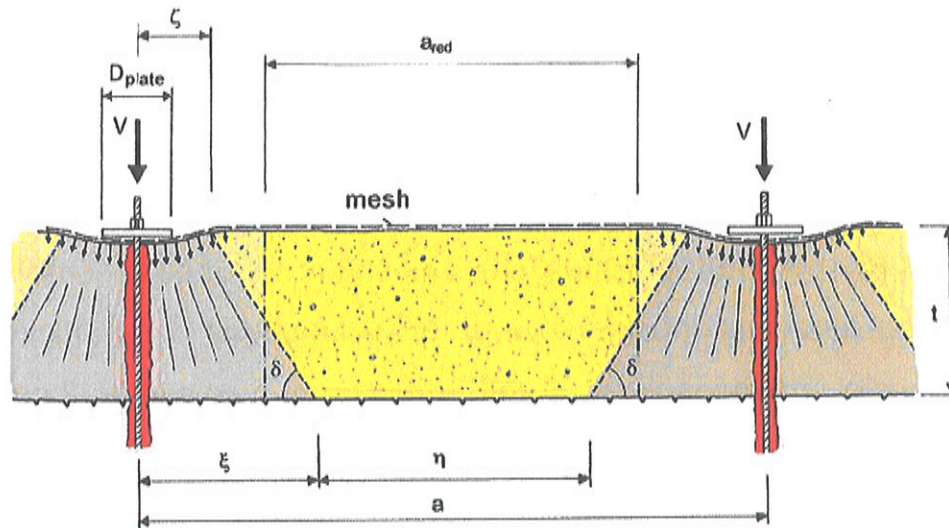


Figura 7. Meccanismi di rottura locale.

In Figura 8 si osserva una vista di fronte del corpo instabile tra gli ancoraggi, e la presenza del cono di pressione (zona stabile). L'angolo  $\delta$  diminuisce con la consistenza del terreno o roccia.



**Figura 8. Sezione trasversale del corpo instabile tra gli ancoraggi; cono di pressione attivo.**

La forza stabilizzante  $P$  per il meccanismo instabile mostrato a sinistra in Figura 6 è calcolata come:

$$P_1 = \frac{G \cdot \text{sen} \alpha - c \cdot A - G \cdot \cos \beta \cdot \tan \phi' - Z \cdot [\cos(\alpha - \beta) + \text{sen}(\alpha - \beta) \cdot \tan \phi']}{\text{sen}(\psi + \beta) \cdot \tan \phi' + \cos(\psi + \beta)}$$

Dove:

$Z$  è la forza trasmessa dalla rete sull'ancoraggio di monte

Invece la forza stabilizzante  $P$  per il meccanismo instabile mostrato a destra sempre in Figura 7 è calcolata come:

$$P_2 = \frac{G_{II} \cdot [\gamma_{\text{mod}} \cdot \text{sen}\beta - \cos\beta \cdot \tan\phi'] + (X - Z) \cdot [\cos(\alpha - \beta) + \text{sen}(\alpha - \beta) \cdot \tan\phi'] - c' \cdot A_{II}}{\text{sen}(\psi + \beta) \cdot \tan\phi' + \cos(\psi + \beta) \cdot \gamma_{\text{mod}}}$$

Dove:

X è la forza di contatto del corpo I sul corpo II, calcolata come:

$$X = 1 / \gamma_{\text{mod}} \cdot [G_I \cdot (\gamma_{\text{mod}} \cdot \text{sen}\alpha - \cos\alpha \cdot \tan\phi') - c' \cdot A_I]$$

Il programma di calcolo utilizzato fa variare l'inclinazione  $\beta$  della discontinuità in modo di trovare la forza stabilizzante massima. In altre parole il programma ricava la profondità della coltre superficiale, tale per cui si ha la massima richiesta di stabilizzazione del sistema di consolidamento, ovvero la profondità critica.

## 6. Dimensionamento

Nel seguito si illustrano viceversa i dati di input per l'analisi della soluzione per il consolidamento superficiale; si considera uno spessore instabile pari a 1,80 m. Questo valore è ricavato dalle indicazioni riportate nella relazione geologica già citata in precedenza ed è anche vicino al massimo valore che è possibile impostare tramite il software di calcolo utilizzato. Infatti nel sistema di consolidamento sviluppato nella presente relazione si considerano esclusivamente le instabilità superficiali del versante e non eventuali instabilità globali.



Scenario	Sp. Inst.	Inclin. Vers.	$\phi_k$	$c_k$	$\gamma$	$\gamma_\phi$	$\gamma_c$	$\gamma_\gamma$	$\gamma_{mod}$	Inclin. Ancor.
[-]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[-]	[-]	[-]	[°]
Tipo SPIDER S3-130	1,8	80°	25	5	23	1,25	1,25	1,00	1,00	20

**Tabella 3. Riassunto dei dati di input per il dimensionamento in esame.**

Per maggiore chiarezza della tabella riguardante i diversi scenari analizzati, a completamento di quanto citato nel paragrafo precedente rispetto alla descrizione del metodo di dimensionamento, si precisa che:

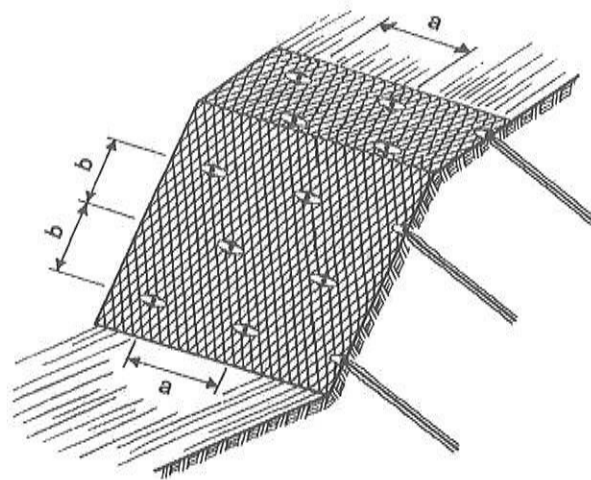
- Lo spessore  $t$  instabile, cioè la profondità massima della parte di ammasso che la rete da sola è chiamata a sostenere è di 1,80 m; valore vicino a quello massimo che è possibile impostare dal programma di dimensionamento. Come anticipato non vengono considerati meccanismi di rottura profondi che esulano dalla presente relazione.
- Della coesione, di angolo di attrito e peso di volume i valori assunti sono quelli indicati nella relazione geologica; su tali valori operano i coefficienti riduttivi  $\gamma_\phi$ ,  $\gamma_c$  e  $\gamma_\gamma$  della tangente dell'angolo d'attrito, della coesione e del peso unitario, rispettivamente, in applicazione dell'Eurocodice 7. La coesione non viene considerata nella sua interezza, come riportata nella relazione geologica ma, a favore di

sicurezza, si inserisce un valore inferiore, che andrà poi ridotto ulteriormente del rispettivo fattore di sicurezza.

- Gli ancoraggi ipotizzati, visto lo spessore elevato dello strato instabile, sono del tipo Swiss GEWI con diametro pari a 40 mm. Essi sono stati ipotizzati ad azione passiva con un'inclinazione rispetto l'orizzontale di  $20^\circ$ , pur avendo attribuito un pre-carico di tensionamento pari a 30 kN (affinché non si abbia a disperdere parte della loro resistenza per la reazione al movimento incipiente).
- Nelle analisi non è stata considerata la sovrappressione idraulica dovuta alla presenza di acqua nel pendio;
- Non si è tenuto conto della riduzione del diametro a causa della corrosione, dato che le condizioni locali permettono di realizzare le iniezioni degli ancoraggi a regola d'arte.

## 7. Risultati

Per effetto delle considerazioni sopra espresse, in riferimento agli allegati tabulati ed allo schema sottostante (vedi Figura 9),



**Figura 9. Rappresentazione schematica per l'interpretazione dei risultati.**

si ottiene il seguente riepilogo degli interassi ( $a$  = orizzontale,  $b$  = verticale) tra ancoraggi e tipologia di ancoraggio:

Scenario	a = H	b = V	Ancoraggi
[-]	[m]	[m]	[-]
Tipo SPIDER S3-130	2,55	2,55	GEWI 40 mm

**Tabella 4. Riepilogo degli interassi tra ancoraggi.**

Le reti individuate in fase progettuale, le cui prestazioni di elevata resistenza concorrono al dimensionamento, mobilita nel caso in esame la sua resistenza al taglio nella direzione parallela all'ancoraggio per spessori di meccanismi di rottura locale fino a 1,80 m.

Il meccanismo di rottura parallelo al versante è stabilizzato per mezzo di barre in acciaio, grazie alla loro resistenza al taglio e in minor grado al loro pretensionamento. Gli ancoraggi necessari per resistere le azioni combinate di taglio e trazione secondo il meccanismo di instabilità allo scorrimento parallelo al versante sono del tipo GEWI 40 mm.

Ulteriore variabile in seno agli ancoraggi è il decadimento meccanico legato alla corrosione per ossidazione. Per il caso in esame non viene considerata la corrosione; in pratica si ipotizza che gli ancoraggi vengano realizzati ad opera d'arte.

Degli ancoraggi ipotizzati sono riportati in seguito (vedi Tabella 5) le resistenze caratteristiche dichiarate dai produttori. I valori di progetto della resistenza a trazione e taglio secondo le Nuove Norme Tecniche risultano dalla applicazione di un fattore di riduzione pari a 1,25, il che a favore di sicurezza è stato approssimato a 1,3 per i calcoli sviluppati.



	Snervamento	Area	Res. trazione	Taglio	Res.taglio
	N/mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	kN	N/mm <sup>2</sup>	kN
GEWI 40 mm	500	1257	629	289	363

**Tabella 5. Caratteristiche dell'ancoraggio necessario per la stabilizzazione del meccanismo di rottura parallelo al versante, valori caratteristici di resistenza.**

Le condizioni di stabilità dei versanti sono ottenute per mezzo di quella coesione virtuale supplementare, ovvero l'incremento della resistenza al taglio, che il sistema (rete ad alta resistenza ed ancoraggi) è in grado

di fornire all'interfaccia tra la coltre superficiale (alterata) e il substrato stabile, se la rete viene debitamente tensionata e "vincolata" agli ancoraggi strutturali.

Come citato in precedenza, il dimensionamento adotta un sistema di rivestimento delle superfici particolarmente innovativo, i cui punti essenziali sono riassumibili sia nell'elevata resistenza intrinseca del materiale costituente la rete superficiale (filo in acciaio da 1770 N/mm<sup>2</sup>), sia nelle elevate prestazioni in termini di resistenza alla trazione e nella resistenza al punzonamento, prestazioni che in ultima analisi permettono di trasferire le sollecitazioni lateralmente facendo collaborare più ancoraggi, senza giungere alla rottura.

Inoltre una delle peculiarità del sistema scelto per il consolidamento del versante è anche quello della durata nei confronti della corrosione: la protezione è garantita dalla galvanizzazione che abbina allo Zinco una percentuale significativa di Alluminio, tale da implementare sensibilmente la durata anche in ambienti aggressivi

In tutti i casi, per garantire la stabilità devono essere rispettate le seguenti condizioni di posa in opera:

1. vengano rispettate le modalità di posa della rete in acciaio suggerite dal produttore, ossia facendo aderire il più possibile la rete alla parete in maniera da esercitare una contropinta diffusa su tutto l'areale;
2. gli ancoraggi siano realizzati secondo una maglia più o meno regolare, e che siano realizzati ancoraggi supplementari per la stabilizzazione di porzioni di versante palesemente instabili, pericolose principalmente per gli operatori impegnati in parete;
3. gli ancoraggi siano mantenuti in posizione centrata rispetto al foro per mezzo di opportuni dispositivi centratrici;
4. gli ancoraggi siano realizzati di profondità adeguata allo spessore ritenuto instabile, previo adeguato dimensionamento tenendo conto di:
  - carico massimo di esercizio per il sistema impiegato
  - condizioni geotecniche dei terreni attraversati
  - diametro di perforazione

5. la boiaccia cementizia sia confezionata con additivi antiritiro, e sufficientemente fluida per intasare completamente il foro;
6. il pre-tensionamento degli ancoraggi sia effettuato con cura, per non eccedere mai i 30 kN previsti dal presente dimensionamento e a maturazione della boiaccia avvenuta, previa la posa in opera delle piastre speciali in senso ortogonale alla maglia della rete in acciaio.

Il pregio della rete individuata è infatti di potere essere tensionata e dunque essere fatta aderire al versante in maniera molto precisa. A tale scopo, pertanto, sarà necessario individuare i punti di ancoraggio/perforazione nelle cavità o depressioni eventualmente realizzate, con scavo, allo scopo. Laddove questo non risultasse possibile pena il mancato rispetto della disposizione a quinconce degli ancoraggi e soprattutto degli interassi calcolati, il ricorso a elementi di fissaggio a secco quali picchetti sagomati a manico di ombrello, di profondità compatibile con la loro infissione, potrebbe essere indispensabile.

## 8. Lunghezza degli ancoraggi

Il calcolo è stato sviluppato in accordo con le nuove Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC, DM 14.01.2008), utilizzate in parallelo agli Eurocodici (EC). Gli Eurocodici sono stati sviluppati in ambito europeo, per armonizzare gli aspetti progettuali dei paesi membri, utilizzando come approccio la progettazione agli stati limite.

Negli Eurocodici, così come nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, si utilizzano dei coefficienti di sicurezza parziali, da applicare o alle azioni, o alle resistenze o ad entrambi, in funzione dell'approccio utilizzato. Il valore dei coefficienti di sicurezza utilizzato è indicato a livello Europeo, viene poi lasciata alle singole nazioni la possibilità di variare questi valori in funzione della propria specificità.

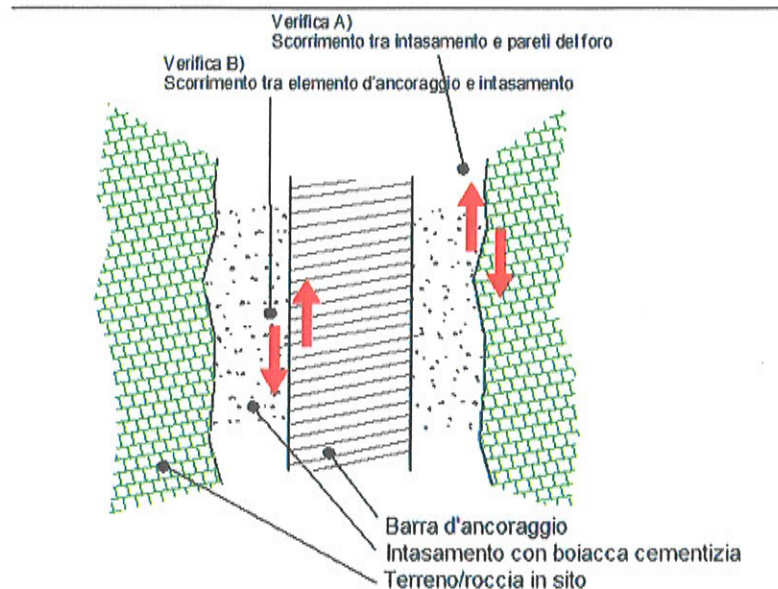
Gli Eurocodici sono stati la base per la redazione delle nuove Norme Tecniche, che ne recepiscono non solo lo spirito ma anche l'impostazione.

Il carico massimo applicato  $F_D$  è dato come output dal programma e nel caso in esame assume il seguente valore:

$$F_D = 419,30 \text{ kN}$$

Vengono effettuate tre differenti verifiche per il dimensionamento degli ancoraggi (vedi Figura 10): della sezione di acciaio, dell'interfaccia acciaio malta e dell'interfaccia malta-terreno; le prime due faranno riferimento agli

eurocodici strutturali (EC2), l'ultima a quello che si occupa della progettazione geotecnica (EC7).



**Figura 10. Verifiche rispetto allo sfilamento dell'ancoraggio.**

### **Verifica della sezione d'acciaio dell'ancoraggio**

Si deve verificare che la sezione di acciaio della barra sia sufficiente a contrastare il carico applicato; per il sistema in esame si è a conoscenza del carico massimo che viene trasmesso agli ancoraggi e questo valore viene utilizzato come valore dimensionante.

Dall'altro canto la resistenza della barra GEWI 40 mm a un carico di trazione  $R_k$  è pari a 629 kN. Ma secondo l'Eurocodice, la resistenza di progetto è pari a:

$$R_D = \frac{R_k}{\gamma_s}$$

Essendo  $\gamma_s$  il fattore di riduzione sulla resistenza degli ancoraggi.

Per il caso in esame:

$$\gamma_s = 1.4$$

Pertanto la resistenza di progetto risultante è:

$$R_D = \frac{R_k}{\gamma_s} = \frac{629 \text{ kN}}{1.4} = 449,285 \text{ kN}$$

Secondo l'Eurocodice dopo l'applicazione dei fattori parziali e quindi dopo che sono stati ottenuti i valori di progetto, si svolge la seguente verifica:

$$P_R \leq R_D$$

La quale in questo caso è soddisfatta.

### **Lunghezza ancoraggio – Verifica B sfilamento malta - acciaio**

Nella seguente verifica deve essere soddisfatta la seguente equazione:



$$F_D = \frac{\tau_{s-m}}{\gamma_{s-m}} \cdot S_{Lat} \cdot L$$

dove:

- $F_D$  ha il significato già illustrato precedentemente
- $\gamma_{s-m}$  è il fattore parziale per l'adesione malta – acciaio
- $\tau_{s-m}$  è l'adesione malta – acciaio
- $S_{Lat}$  è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio
- $L$  è la lunghezza dell'ancoraggio

Si considera un valore caratteristico dell'aderenza acciaio-malta pari a 1,5 N/mm<sup>2</sup> e un fattore parziale per l'adesione malta-acciaio pari a 1,5. Utilizzando come valore del carico massimo di progetto e risolvendo l'equazione rispetto alla lunghezza dell'ancoraggio si ottiene:

$$L_1 = 2,22 \text{ m};$$

che risulterebbe essere la lunghezza di ancoraggio della barra, non la lunghezza complessiva.

### **Lunghezza ancoraggio - Verifica A sfilamento malta – roccia**

Il diametro di perforazione è assunto pari a 90 mm (al fine di realizzare una corona di iniezione di spessore 25 mm circa, migliorando in questo modo la protezione contro la corrosione degli ancoraggi).

Sulla base del tipo di roccia presente in sito si assume un'adesione malta – detrito  $\tau_{M-T}$  pari a 0,60 MPa. La resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio può essere espressa come:

$$\tau_R = \tau_{M-T} \cdot \phi_{foro} \cdot \pi$$

Applicando i coefficienti di sicurezza previsti dalla normativa (NTC2008, par 4.1.2.1.4) si ottiene

$$L_2 = 5,35\text{m}$$

Anche in questo caso questa è la lunghezza di ancoraggio della barra.

Valutando la lunghezza di progetto come quella massima ottenuta nelle due verifiche:

$$L = \max(L_1; L_2);$$

E approssimando all'unità superiore, per tenere conto della situazione più critica oltre che del decadimento dei parametri di resistenza nella zona della superficie di scorrimento, si ritiene che una lunghezza complessiva degli elementi di ancoraggio pari a :

$$L = 8,0 \text{ m}$$



possa essere adeguata un'efficace azione di consolidamento della parete. Tuttavia, si demanda a Impresa e Direzione dei Lavori di optare per soluzioni più cautelative se le prime perforazioni dovessero suggerire diversamente.

Di seguito si riporta una tabella con il riepilogo della lunghezza degli ancoraggi per i due scenari considerati:

Scenario	Tipologia ancoraggi	Lunghezza [m]
Tipo SPIDER S3-130	GEWI 40 mm	8,0

**Tabella 6. Riepilogo della lunghezza degli ancoraggi.**

## 9. Conclusioni

Su incarico del Comune di Milazzo è stata analizzata la stabilità della parete rocciosa del castello di Milazzo in modo da valutare un metodo di consolidamento del versante.

Si ritiene opportuno che il consolidamento del versante possa essere conseguito con la posa di ancoraggi strutturali, in barra d'acciaio ad alta resistenza del tipo GEWI con diametro pari a 40 mm interconnessi in maniera

solidale per mezzo di una rete in acciaio ad alta resistenza, che combina alta resistenza a trazione ma al tempo stesso una adeguata flessibilità tale da permettere una disposizione molto aderente alle superfici naturali. L'elevata resistenza della rete fa sì che non si rendano necessari reticoli di funi supplementari, di fatto spesso adottate quale rinforzo di reti commerciali molto meno robuste.

La disposizione degli ancoraggi deve seguire tendenzialmente lo schema rappresentato nella Figura 9, ma la scelta della tipologia di rete, di fatto senza soluzioni di continuità per quanto attiene alla resistenza a trazione, permette una certa variabilità nella collocazione degli ancoraggi, che dunque saranno di preferenza

realizzati nelle concavità naturali della parete per favorire maggiore aderenza e, quindi, un maggiore contributo attivo come descritto in letteratura<sup>1</sup>.

La tabella riportata in seguito illustra in maniera riepilogativa i risultati di cui si dà conto nella relazione.

---

<sup>1</sup> Besseghini et. al. Modellazione meccanica di un sistema corticale attivo per il consolidamento di versanti in terreno- GEAM n. 125 – Dic.2008 pagg.25-30

Tipologia di rete	Tipologia ancoraggi	Interasse H ancoraggi	Interasse V ancoraggi	L ancoraggi
	[m]	[m]	[m]	[m]
Alta resistenza* tipo SPIDER S3-130	GEWI 40 mm	3.00	3.00	8.0

**Tabella 7. Riepilogo dei risultati. \* resistenza a trazione del filo elementare  $d=3$  mm maggiore o uguale a 12,5 kN.**

La frequenza degli ancoraggi in abbinamento alla rete ad alta resistenza individuata dagli scriventi per diverse ragioni potrebbe variare in funzione di eventuali condizioni locali riscontrate all'atto dell'avvio dell'intervento stesso. Sotto tali valori di frequenza tuttavia non è possibile scendere affinché siano verificate le condizioni di stabilità:

- o tra i singoli ordini di chiodi (instabilità locale)
- o dell'intero strato ritenuto instabile (instabilità globale nell'accezione del pendio indefinito).

Per la redazione del computo metrico e segnatamente per la quantificazione del numero degli ancoraggi si dovrà tenere conto della maggiore incidenza degli ancoraggi perimetrali.

Il sistema proposto è quindi in grado di mettere in sicurezza la porzione di versante interessata dal sistema stesso con i fattori di sicurezza previsti dall'Eurocodice. E' chiaro che il risultato ottenuto in termini di sicurezza e di stabilità del fronte dipende strettamente dalla tecnologia scelta, in particolare

dalle possibilità della rete di essere tensionata e quindi di trasmettere un'azione stabilizzante al terreno. Altri tipi di intervento difficilmente possono essere altrettanto efficaci, soprattutto a parità di densità di ancoraggi.

## **10. Bibliografia**

*Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo.* 2004. **CEN - Comitato Europeo di Normazione.**

*Eurocodice 7: Progettazione Geotecnica.* 2004. **CEN - Comitato Europeo di Normazione.**

*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.* 2003. **Ordinanza PCM n. 3274 del 20 marzo 2003**

*Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.* **D.M. 14.01.2008**

*Modellazione meccanica di un sistema corticale attivo per il consolidamento di versanti in terreno.* 2008. **Besseghini et al.** GEAM, p. 25-30.

*Recommendations clouterre 1991: soil nailing recommendations for designing, calculating, constructing and inspecting earth support systems using soil nailing.*1993. **U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Presses de L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussees.**

