



**INTERVENTO DI RIDUZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO IN LOCALITÀ
COLLE DELLE ROCCE NEL COMUNE DI ANTRODOCO (RI)**

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE OPERE DI PROGETTO

UFFICIO SPECIALE RICOSTRUZIONE LAZIO

Direttore: Ing. Wanda D'Ercole

RUP: Arch. Fiorella Giunta

PROT:

PROGETTISTI:

Capogruppo Mandataria:



Ing. Paolo Discetti



C.to Direzionale Is. G1, 80143 - Napoli (NA)
Tel: 081.7879778 Fax: 081.7870763
e-mail info@studiodiscetti.com

Mandante:

Geol. Anna Maria Patelli

A norma di legge il presente elaborato non potrà essere riprodotto né consegnato a terzi né utilizzato per scopi diversi da quello di destinazione senza l'autorizzazione scritta dello STUDIO DISCETTI che ne detiene la proprietà.

COMMESSA		COMMITTENTE		TIPO		FASE		LOTTO		ELABORATO		SCALA	
5 0 8 2 0 2 0		1 5 3		P B		P D		- -		T A V G 0 5			
REVISIONE	DESCRIZIONE	REDATTO	DATA	VERIFICATO	DATA	APPROVATO	AUTORIZZATO	DATA					
A		S.C.	NOVEMBRE 2020	P.D.	NOVEMBRE 2020	P.D.	E.D.	NOVEMBRE 2020					
		A.S.											
		F.P.											
		M.T.											
		S.S.											
B	Nota Prot. 1025553.24 del 24/11/2020	S.C.	NOVEMBRE 2020	P.D.	NOVEMBRE 2020	P.D.	E.D.	NOVEMBRE 2020					
		A.S.											
		F.P.											
		M.T.											
		S.S.											

PREMESSA	2
CARATTERISTICHE LITOLOGICHE DI AREA VASTA.....	3
CARATTERISTICHE DELL’AFFIORAMENTO	10
IMPOSTAZIONE GENERALE DEGLI INTERVENTI	20
FASI DI LAVORO - TECNICHE DI MESSA IN SICUREZZA E DISGAGGIO CONTROLLATO.....	21
VERIFICHE DI ROTOLAMENTO.....	35
INTERVENTI DI SOTTOMURAZIONE.....	40
INTERVENTI DI RINFORZO CORTICALE	44
Caratterizzazione sismica dell’area.....	45
Descrizione del metodo di dimensionamento.....	56
Calcolo della stabilità parallela al versante	59
Calcolo della stabilità locale (meccanismi di rottura tra gli ancoraggi).....	60
Risultati	62
Lunghezza degli ancoraggi	65
Verifica della sezione d’acciaio dell’ancoraggio.....	66
MATERIALI	70
CONCLUSIONI	71
BIBLIOGRAFIA.....	72
TABULATO DI CALCOLO RISANAMENTO CORTICALE.....	73

PREMESSA

La presente relazione costituisce un approfondimento alla conoscenza delle condizioni di rischio idrogeologico che interessano l'affioramento calcareo in località Colle delle Rocce ed oggetto della progettazione definitiva ed esecutiva, affidata agli scriventi.

In particolare, illustra sulla base delle caratteristiche geostrutturali dell'ammasso roccioso nonché delle indagini eseguite, la relativa propensione al dissesto nonché, la suscettibilità per frana da crollo presente sull'intero versante e, quindi, descrive gli interventi necessari per la mitigazione della pericolosità, atteso l'elevato livello di degrado riscontrato.

Al riguardo occorre evidenziare, che l'elevato livello di degrado con i relativi livelli di pericolosità connessi, attribuiti ai blocchi detensionati ed in precario equilibrio, nonché alla presenza di cavità molto degradate, non hanno consentito, unitamente alle caratteristiche impervie dell'area ed alla ridotta e difficile accessibilità una ricognizione puntuale dell'affioramento ed invero, le misure con gli stendimenti sono state realizzate nei soli luoghi accessibili, mentre l'utilizzo del drone, per la presenza della folta vegetazione, è stato ricondotto alle sole parti affioranti ed emergenti. Nei paragrafi seguenti, pertanto, si riportano gli interventi necessari per la mitigazione del rischio crolli che derivano dall'osservazione dei blocchi ormai collassati rispetto all'affioramento e, quindi computano una preliminare attività di messa in sicurezza propedeutica alla realizzazione delle opere a carattere definitivo, per i cui dettagli si rimanda alle tavole grafiche allegate.

CARATTERISTICHE LITOLOGICHE DI AREA VASTA

Il territorio in cui ricade il comune di Antrodoco è situato al margine occidentale della dorsale appenninica tra il Monte Terminillo e il Gran Sasso d'Italia. L'orografia dell'area, dominata dalla valle del Fiume Velino, è caratterizzata ad ovest e nord ovest dalla dorsale dei Monti Reatini che, allungata in direzione meridiana, raggiunge le quote più elevate con il Monte Elefante (2015 m slm), il Monte Terminillo (2181 m), il Monte Cambio (2081 m) e il Monte Boragine (1824 m). A nord e nord est dai Monti della Laga, a sud, sud est la dorsale dei Monti Nuria (1888 m), Giano (1820 m) e Gabbia (1497 m).

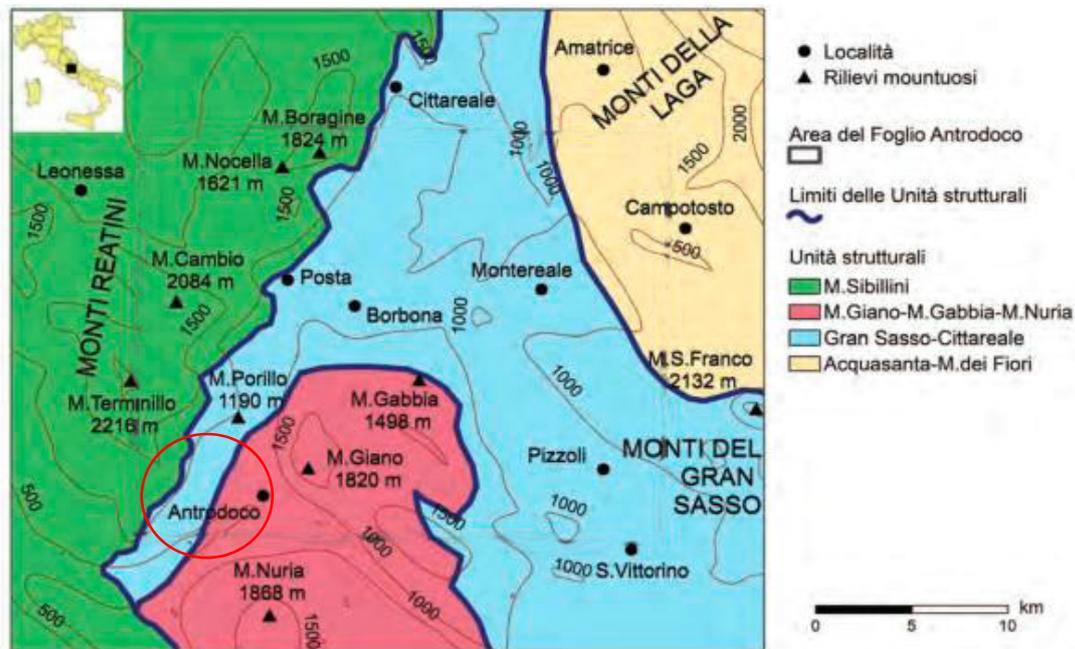


Figura n. 2 - Stralcio cartografico con ubicazione dell'area in esame

L'orografia nei suoi tratti essenziali è caratterizzata da un paesaggio articolato per la presenza di dorsali e aree collinari che si alternano a conche e valli fluviali.

L'area in studio appartiene ad un settore della catena appenninica caratterizzato da distinte unità tettoniche sovrapposte secondo una principale vergenza adriatica. È ubicata nella zona d'incontro tra l'Appennino carbonatico laziale-abruzzese, rappresentato dalla dorsale M. Nuria-M. Giano e il dominio umbro-marchigiano-sabino, rappresentato dal gruppo montuoso del Terminillo (Fig. 2).

I due diversi ambienti geologici sono posti a contatto dalla linea tettonica nota come Olevano-Antrodoco (Ancona-Anzio auct.; ACCORDI & CARBONE, 1988; PAROTTO & PRATURLON, 1975), connessa alla tettonica compressiva tardo-miocenica. Lungo questa direttrice l'attività tettonica si sarebbe sviluppata anche in epoche precedenti, durante il processo di separazione del dominio neritico carbonatico dal dominio pelagico (CASTELLARIN et alii, 1978). Nel settore di Antrodoco (Fig. 2), alla base del M. Giano, l'incisione delle Gole del Fiume Velino interessa il basamento affiorante della serie carbonatica di piattaforma, costituito dalle dolomie triassiche e dai calcari

dolomitici liassici. Tra Antrodoco e Canetra affiorano i flysch miocenici, depositatisi in una paleodepressione inglobata tra le dorsali in emersione durante la fase orogenetica. All'altezza di Canetra la valle si stringe nuovamente e il corso del fiume incide nuovamente per un breve tratto la successione carbonatica. L'orogenesi ha prodotto una struttura ad unità tettoniche sovrapposte, che caratterizzano lo sviluppo dell'elemento tettonico Olevano-Antrodoco sopra citato; questa struttura risulta evidente procedendo dal M. Terminillo sul versante sudorientale verso il M. Paterno, fino al contatto con la piana di S.Vittorino.

Lungo il versante del M. Paterno si rinvencono infatti, separate da elementi tettonici compressivi e dislocati da elementi tettonici distensivi, diverse unità tettoniche (CAPOTORTI et alii, 1995; CENTAMORE et alii, 2009; CIOTOLI et alii, 2001) come evidenziato nelle figure sottostanti.

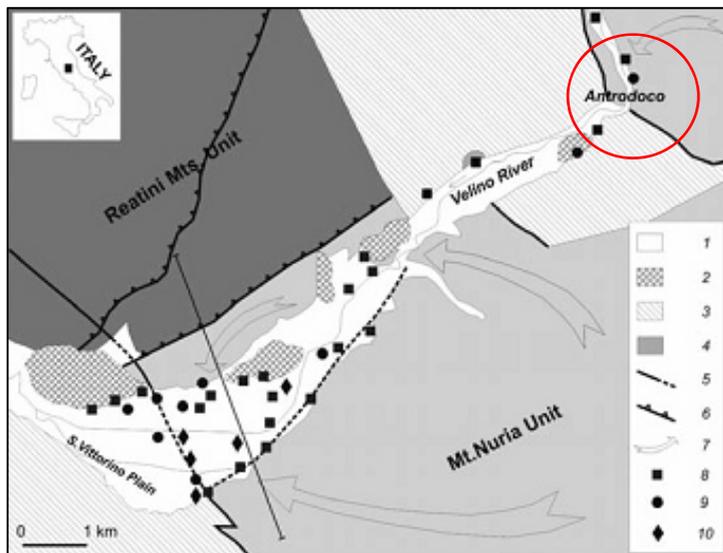


Figura n. 3 - Assetto geologico e idrogeologico della zona di studio. 1) Depositi quaternari della Valle del Velino e della Piana di S.Vittorino; 2) Travertini; 3) Depositi sinorogenici a bassa permeabilità; 4) Substrato carbonatico, suddiviso tra l'Unità Idrogeologica dei Monti Reatini (più scuro) e quella del M. Nuria (più chiaro), che include il settore di Canetra-M. Paterno; 5) Principali faglie, sepolte ove tratteggiate; 6) Principali sovrascorrimenti; 7) Principali direttrici di deflusso idrico sotterraneo; 8) Principali sorgenti alimentate dall'acquifero carbonatico; 9) Principali sorgenti mineralizzate; 10) Principali sinkholes. La traccia della sezione si riferisce a alla figura successiva .

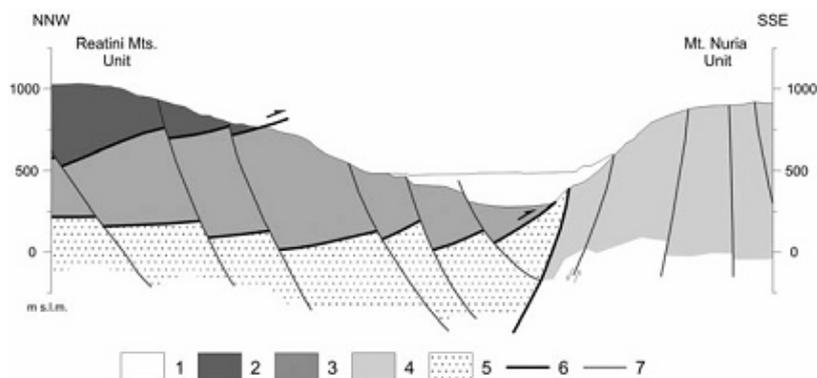


Figura n. 4 - Sezione geologica-idrogeologica (modificata da CENTAMORE et alii, 2009) attraverso la Piana di S.Vittorino. La traccia della sezione è in Fig.4) 1) Depositi della Piana di S.Vittorino; 2) Unità tettonica dei M.Reatini-M.Terminillo; 3) Unità tettonica di Canetra-M.Paterno; 4) Unità del M.Nuria; 5) Unità tettonica dei depositi sin- e pre-orogenici; 6) Sovrascorrimenti principali; 7) Faglie principali.

Alle fasi compressive fanno seguito più recenti fasi distensive. L'evoluzione pleistocenica dell'area ha determinato il ribassamento dei carbonati meso-cenozoici nell'area di S.Vittorino, attraverso fasi tettoniche a componente prevalentemente distensiva (FACCENNA et alii, 1993), con conseguente riempimento del settore depresso da parte di sedimenti alluvionali, fluvio-lacustri e provenienti dai versanti in rapida erosione. Gli stessi versanti vengono interessati da detensionamenti e deformazioni gravitative profonde (MARTINO et alii, 2004). La coltre di sedimenti recenti scarsamente o affatto cementata, cui si sovrappongono i depositi attuali del fiume Velino, presenta uno spessore variabile, minimo lungo i margini settentrionale e sud-orientale della piana e più elevato verso il centro della depressione. Da prospezioni geofisiche lo spessore massimo dei sedimenti è stato valutato nell'ordine dei 200 m (FACCENNA et alii, 1993). Il bedrock è costituito, presumibilmente, da carbonati del dominio di piattaforma (Fig. 4), anche se nessun sondaggio diretto ha mai raggiunto il tetto dei carbonati al centro della piana.

L'area, oltre a presentare un elevato grado di sismicità, testimoniato anche da recentissimi terremoti di medio grado, presenta una tettonica attiva molto evidente, i cui caratteri principali evidenziano il pro- seguito di linee tettoniche regionali anche all'interno della piana, secondo direzioni tipiche dell'evoluzione appenninica (FACCENNA et alii, 1993). Queste discontinuità, evidenziate da varie metodologie di prospezione, assumono direzioni prevalenti NW-SE e E-W e rappresentano spesso le linee lungo le quali risalgono i fluidi gassosi profondi le cui manifestazioni sono evidenti nella piana. Per quanto attiene al quadro idrogeologico, la media valle del Velino e la Piana di S.Vittorino rappresentano il recapito di importanti acquiferi carbonatici fratturati, comprendenti le dorsali M.Giano-M.Nuria- M.Velino del dominio carbonatico di piattaforma. Altre importanti sorgenti pedemontane sono presenti lungo la valle (anche tramite drenaggio diretto in alveo) e lungo il margine destro, in corrispondenza del limite settentrionale della piana (Fig. 5). La portata totale delle emergenze presenti nella sola piana supera i 20 m³/s, che sommati ai contributi presenti nel settore immediatamente a monte, possono raggiungere i 30 m³/s.

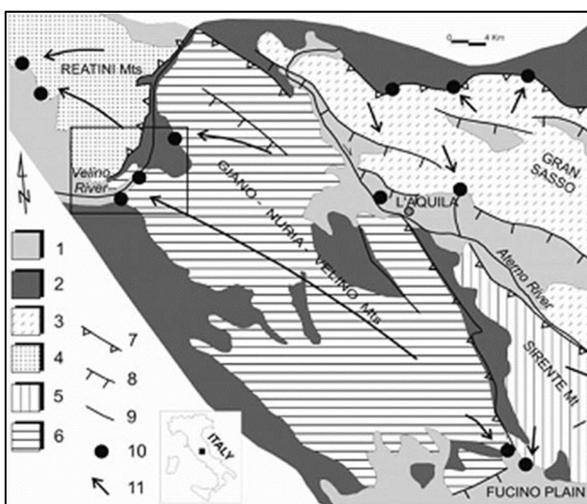


Figura n. 5 -Schema idrogeologico regionale. 1) Depositi quaternari; 2) Depositi sinorogenici; 3) Idrostruttura del Gran Sasso; 4) Idrostruttura del M.Sirente; 5) Idrostruttura dei Montigiano-Nuria-Velino; 6) Idrostruttura dei Monti Reatini (M.Terminillo); 7) Sovrascorrimenti; 8) Faglie dirette; 9 Faglie; 10) Principali sorgenti; 11) Direttrici di deflusso idrico sotterraneo

Le principali sorgenti, ubicate sul versante meridionale e sul margine settentrionale della piana di S.Vittorino, sono rappresentate innanzitutto dalle note sorgenti del Peschiera (18 m³/s), parzialmente captate per l'approvvigionamento idrico di Roma. Le altre principali emergenze dell'area sono le sorgenti lineari di Antrodoco (circa 2 m³/s), la sorgente di Canetra (2 m³/s), il gruppo di Canetra (4.5 m³/s), quello di Vasche (1.5 m³/s), di S. Vittorino (0.5 m³/s) e da altre sorgenti minori del Peschiera (0.5 m³/s) cui si affiancano anche sorgenti ad elevata mineralizzazione, anche di portata elevata (Terme di Cotilia, 0.25 m³/s). L'area di alimentazione a scala regionale è rappresentata dall'idrostruttura dei Monti Giano-Nuria-Velino, avente una superficie di circa 1016 km².

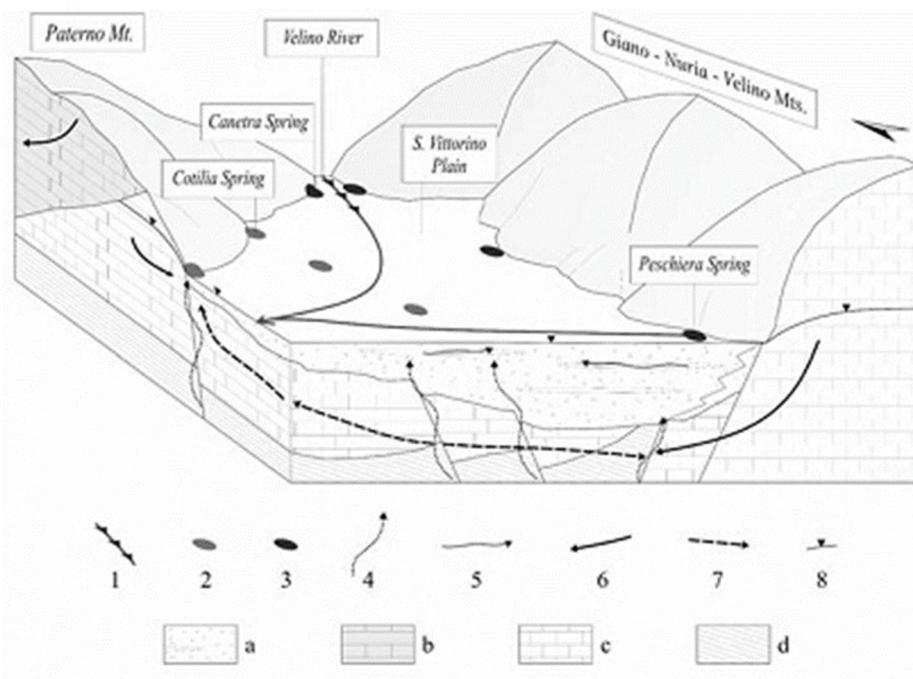


Figura n. 6 - Schema della circolazione idrica sotterranea nella Piana di S.Vittorino (non in scala). 1) Corsi d'acqua (le frecce identificano la sorgente lineare); 2) Principali sorgenti mineralizzate; 3) Principali sorgenti alimentate dall'acquifero carbonatico; 4) Risalita di fluidi gassosi profondi; 5) Circolazione idrica sotterranea nei sedimenti a maggiore permeabilità della Piana; 6) Principali linee di deflusso sotterraneo dall'acquifero carbonatico; 7) Deflusso idrico profondo nel substrato carbonatico della Piana; 8) Traccia della superficie piezometrica) acquifero della Piana di S.Vittorino; b) acquifero carbonatico dei Monti Reatini; c) acquifero carbonatico regionale del M.Nuria, che include l'unità idrogeologica Canetra-M. Paterno; d) Depositi sinorogenici a bassa permeabilità

L'area investigata è situata lungo la Valle del Fiume Velino, in prossimità della sua sponda destra, a nord del centro abitato di Antrodoco. Essa è ubicata sul versante orientale di Colle Frate ad una quota di circa 755 m s.l.m., è esposta ad est e immerge verso il fondovalle. Come già esposto nel paragrafo precedente la geologia dell'area è dominata dal contatto tettonico Olevano-Antrodoco che coinvolge i terreni in una serie di deformazioni tettoniche intense che si manifestano sotto forma di pieghe, sovrascorrimenti faglie e fratture. L'assetto tettonico generale è quindi caratterizzato dalla prossimità del fronte di accavallamento a direzione nord-sud che rappresenta il tratto più orientale di quella fascia di deformazioni orientate in senso meridiano definita Linea Olevano Antrodoco che si rinviene proprio ad ovest dell'abitato di Antrodoco. Tale contesto controllerebbe anche la sismicità dell'area come recentemente accaduto.

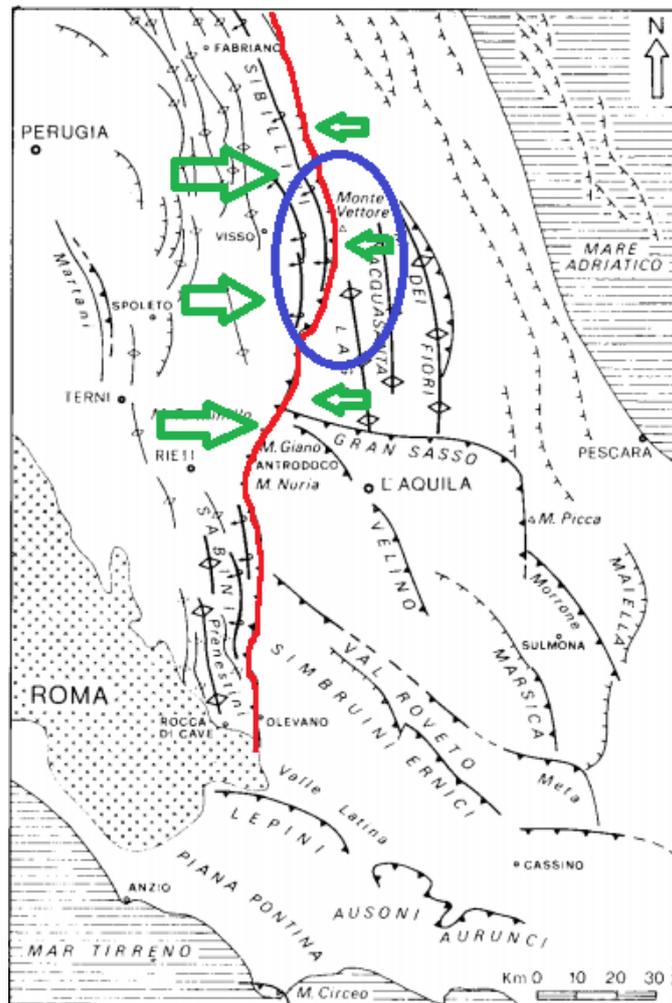


Figura n. 7 - Linea Ancona Anzio

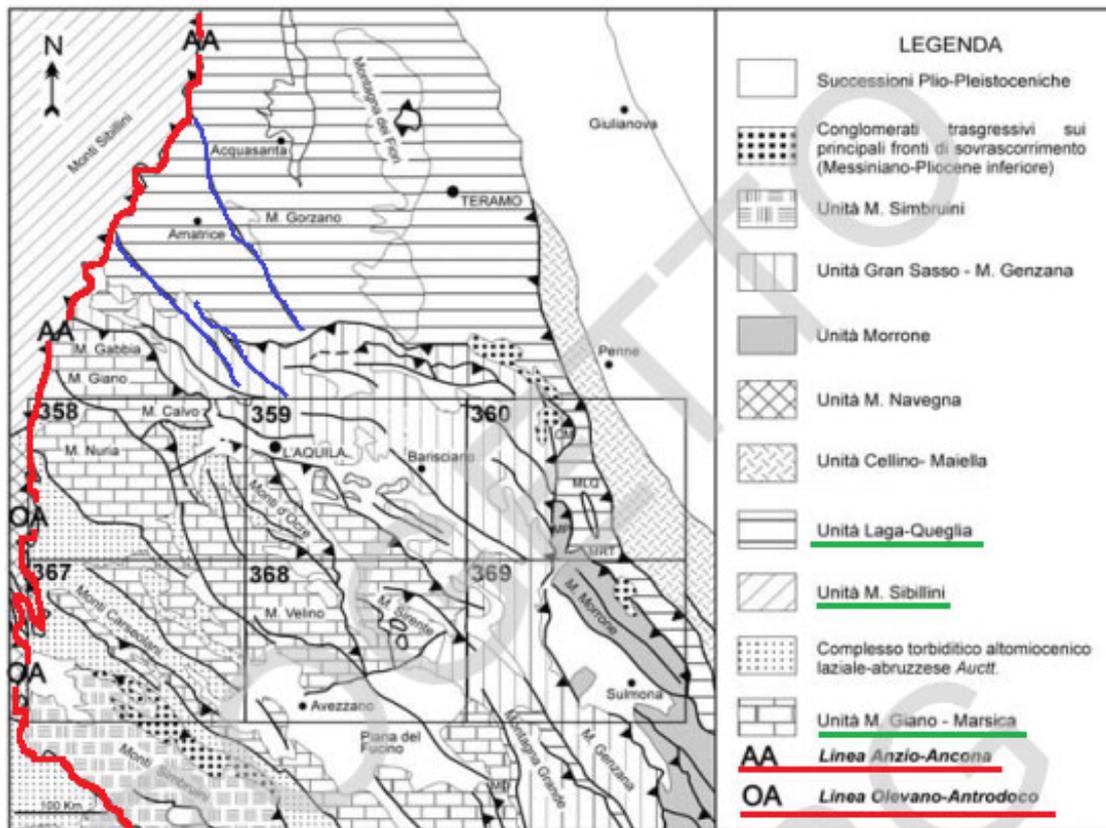
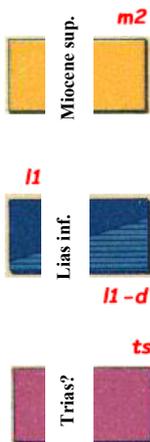


Figura n. 8 - Linea Ancona Anzio e Olevano Antrodoco

Nel settore est del contatto tettonico, dove è ubicata l'area oggetto del presente lavoro, si rinviene la successione carbonatica di piattaforma costituita da dolomie brune, grigie o giallastre talora straterellate di probabile età triassica; queste sono seguite da calcari bianchi del Lias inferiore, talvolta dolomitici, subcristallini, travertinoidi o pisolitici o brecciati, stratificati in banchi con frequenti fossili e una serie di lacune di emersione con depositi continentali riferibili ai periodi Cenomaniano e Paleogene. Nel settore ovest del contatto tettonico si rinvengono, invece, i terreni della serie calcareo-silico-marnosa della serie umbro-marchigiana di età miocenica (cfr. Fig. 9 Carta geologica F. 139 Antrodoco).

Dal punto di vista idrogeologico i calcari dolomitici affioranti nell'area di interesse presentano una permeabilità per fratturazione e carsismo. Sono sede di una falda acquifera sotterranea ubicata a profondità notevoli e, quindi, non interferente con l'area in esame. Ad ogni modo non si esclude la presenza di falde più superficiali, anche di lieve entità e a carattere discontinuo, legate a contatti tettonici o a locali variazioni litologiche.



"Molasse" : Molasse e arenarie; nella parte superiore in banchi e strati relativamente più sottili, talvolta scistosi, e con più frequenti e spesse intercalazioni di marne arenacee; nella parte inferiore in banchi e strati più spessi, con impronte vegetali, frustoli carboniosi e, a luoghi, con sottili letti di lignite picea. Banchi basali con sferoidi concrezionati (Pontico-Tortoniano Sup.)

- I** Calcari bianchi, talvolta dolomitici, subcristallini, travertinoidi, o pisolitici o brecciatati, stratificati in banchi, con frequenti modelli di gasteropodi (*Chemnitzia*, ed altre turruculate), con qualche ammonite (*Arietites*) nella parte superiore (I1)
Calcari compatti, ceroidi, giallastri. Calcari dolomitici e dolomie bianche o grigie o brune, spesso farinose (Hettangiano) (I1)
- II** Dolomie e calcari dolomitici bianchi, in strati o in banchi, sovente farinosi o brecciatati per cause tettoniche (I1-d)
- III** Dolomia bianca, ben stratificata, ma più spesso brecciatata o farinosa, comprensiva di più piani del Lias e dell'infralias (I1-d) (base serie compressiva (cr1-I2)
- III** Dolomia bruna o grigia o giallastra, stratificata e talvolta straterellata con *Megalodon Gumbeli*, di Antrodoco.

Figura n. 9 -Carta geologica d'Italia 1:100.000 - 139 Antrodoco

CARATTERISTICHE DELL’AFFIORAMENTO

Le caratteristiche dell’area sono fortemente condizionate dall’elevato grado di fratturazione del versante, ancorché sia presente un’importante e significativa copertura vegetale ed invero, la balza in oggetto, sormontando la vegetazione, risulta fortemente lesionata con fessurazioni beanti sub verticali e sub orizzontali che di fatto evidenziano un pericolo di crollo.

L’orlatura del masso è infatti lesionata e, in ragione dei volumi afferenti alle diverse forme presenti, si rilevano lungo il perimetro, detensionamenti, mensole e massi aggettanti in precarie condizioni.



Figura n.10 - Vista aerea del masso



Figura n.11 - Vista del masso con evidenza dell’orlo instabile

L'orlatura con la relativa vegetazione è poi ulteriormente condizionata dalla fessurazione presente in parete dove, la commistione tra vegetazione e ruscellamento delle acque, ha esaltato oltre al carsismo anche i fenomeni crioclastici, con conseguente aumento del degrado. Invero, le escursioni termiche unite all'esposizione ed alle caratteristiche climatiche dell'area con i relativi andamenti delle precipitazioni ha inciso fortemente sulle porzioni maggiormente vulnerabili realizzando all'interno delle zone detensionate ulteriori degradi.

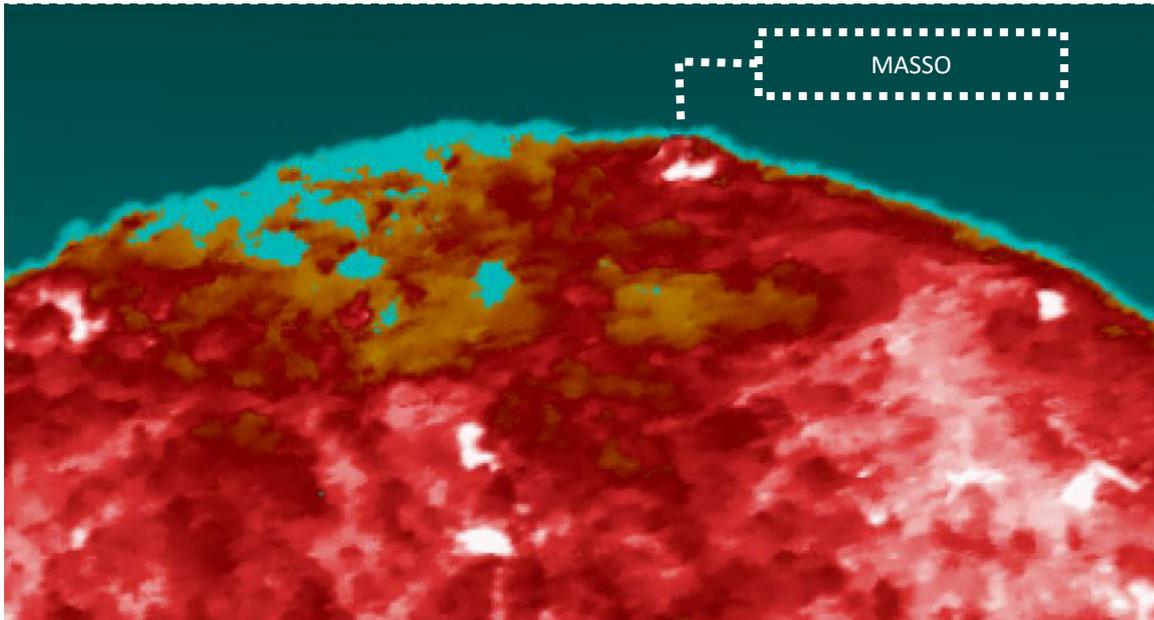


Figura n.12 - Analisi termografica del masso

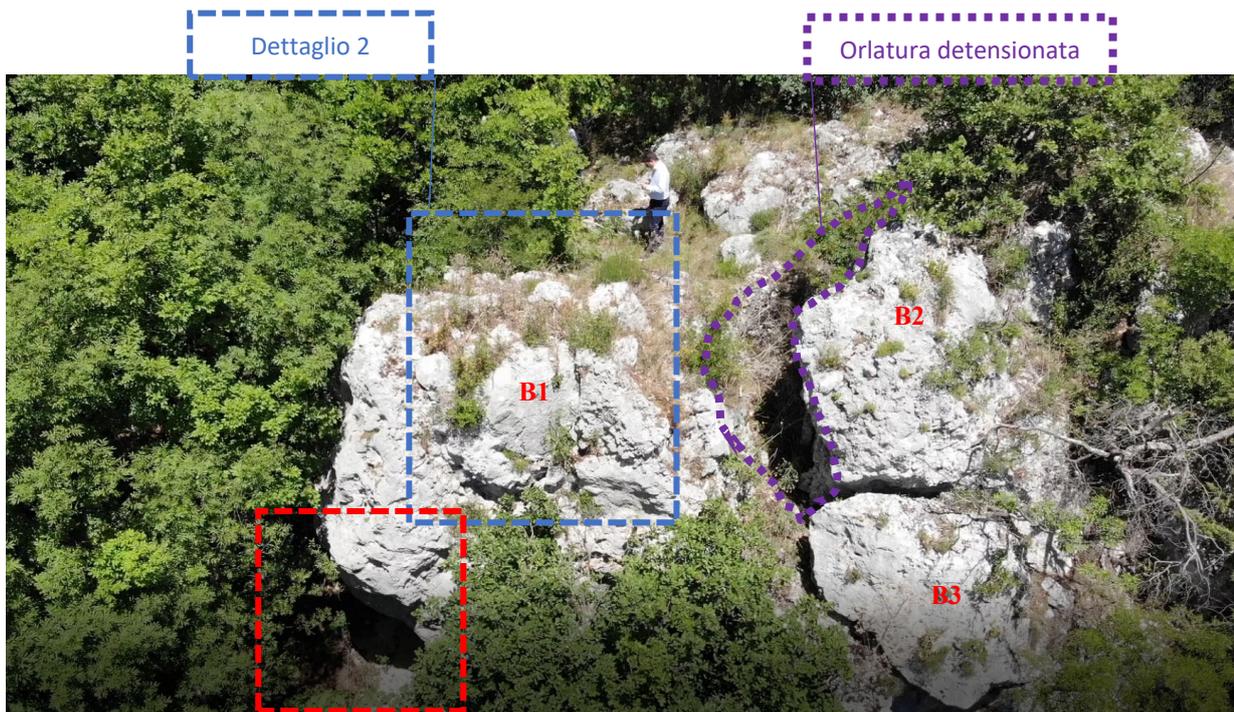


Figura n.13 - Vista dei degradi dell'orlatura

Dettaglio 1



Figura n. 14 - Dettaglio 1 - Mancanza di appoggio al piede

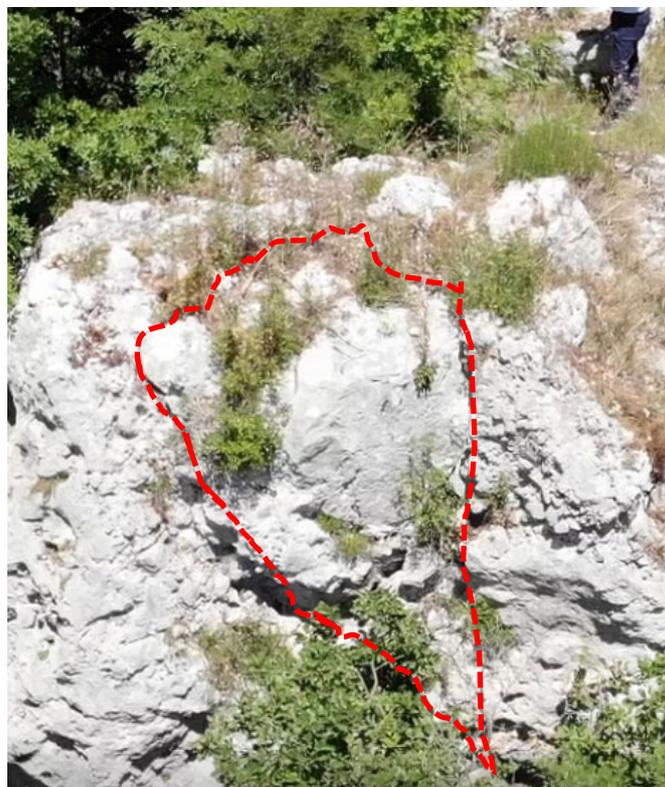


Figura n.15 - Dettaglio 2 - Fessurazione sub verticale su cuneo all'interno del blocco B1



Figura n.16 - Dettaglio 3 - Zona detensionata



Figura n. 17 - Dettaglio 4 - Mancanza di appoggio al piede e nicchia di distacco



Figura n.18 - Dettaglio 5 - Mensola e fessurazioni sub orizzontali



Figura n.19 - Dettaglio 6 - Blocco detensionato

L'intero masso è quindi fortemente fessurato e fratturato e, lo scenario attuale è ulteriormente aggravato dai caratteri impervi che ne condizionano l'accessibilità, nondimeno le linee di ruscellamento delle acque meteoriche che dilavano verso valle, amplificano i degradi portando con sé il materiale morfoselettivo ovvero, denudando ulteriormente i fronti e le zone maggiormente esposte.

Radice del blocco disseccata e scagliettata



**Cavità sulla
superficie del
blocco**

Figura n.20 - Vista radice blocco B1

Al riguardo gli scriventi hanno voluto eseguire, sulla base di un volo aereo, alcune elaborazioni volte a comprendere, visto l'elevato stato di degrado presente sul versante, la significatività delle possibili concause e, quindi delle zone maggiormente vulnerabili presenti. In particolare, sono stati analizzati, su scala maggiore, i bacini di accumulo ed i ruscellamenti con cui correlare pendenze ed il grado di copertura vegetale al fine di individuare le potenziali zone di crisi, fermo restando che sul versante sono presenti altri blocchi e zone di potenziale distacco che dovranno essere necessariamente essere indagine per la stima del livello di rischio crollo presente.

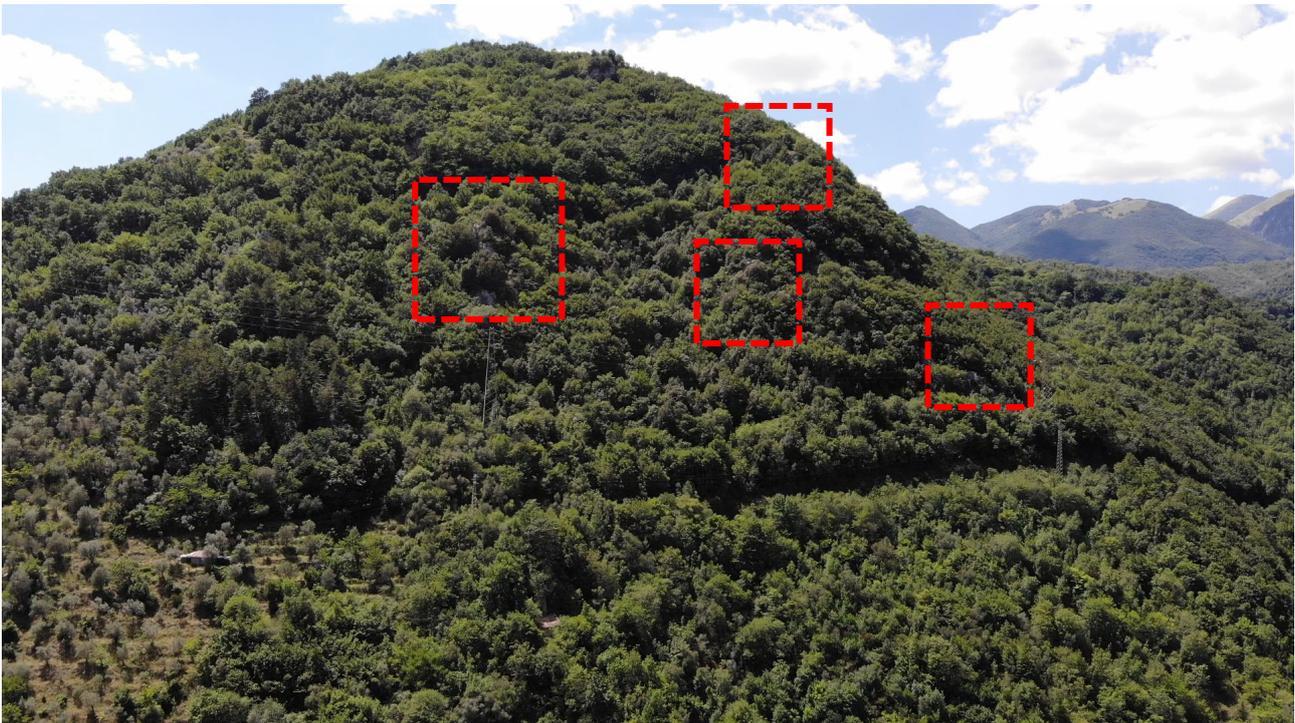


Figura n.21 - Vista del versante con individuazione delle ulteriori criticità

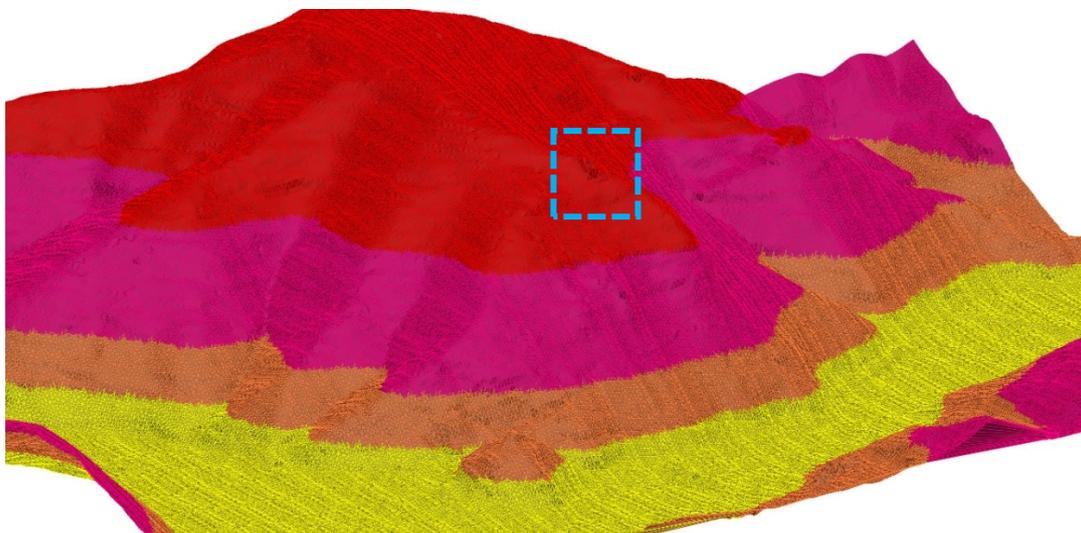


Figura n. 22 - Modello DTM - Triangolazione per classi di pendenza

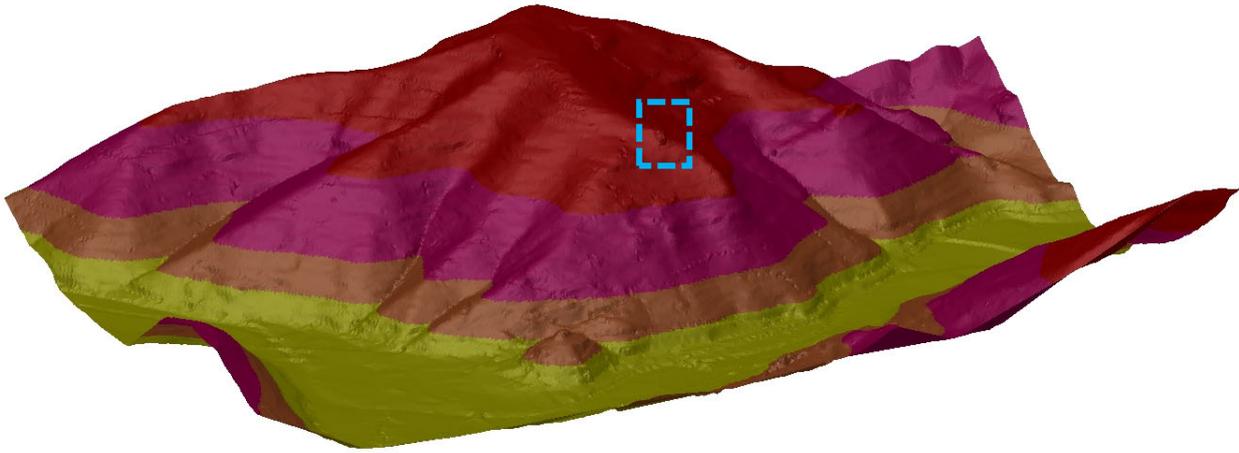


Figura n.23 - Modello DTM - con classi di pendenza

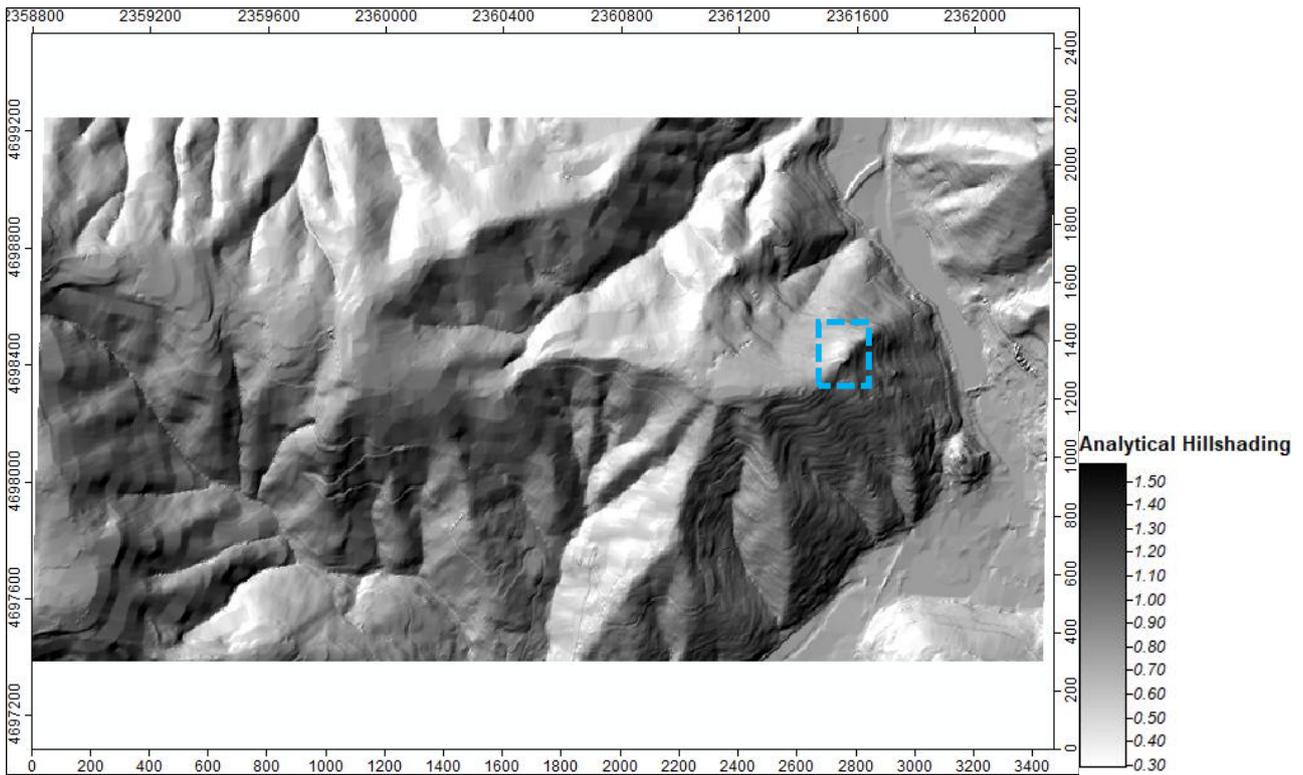


Figura n.24 - Modello DTM

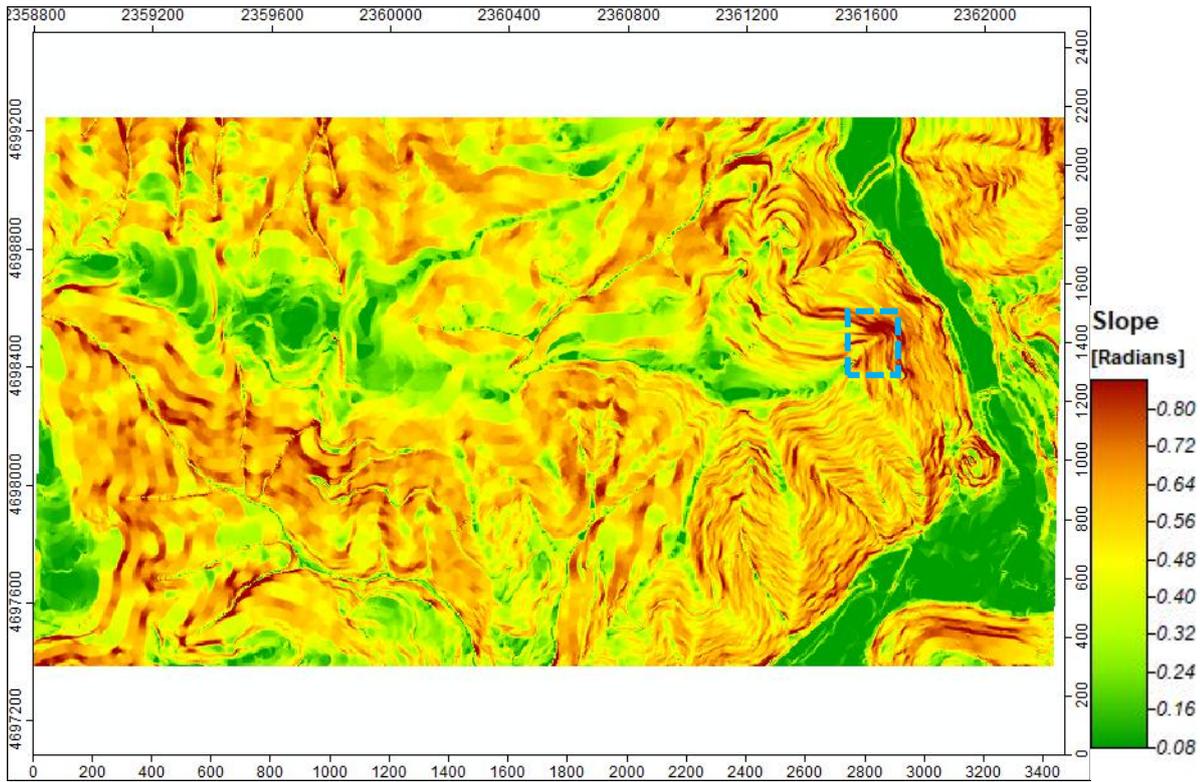


Figura n.25 - Modello DTM - Pendenze

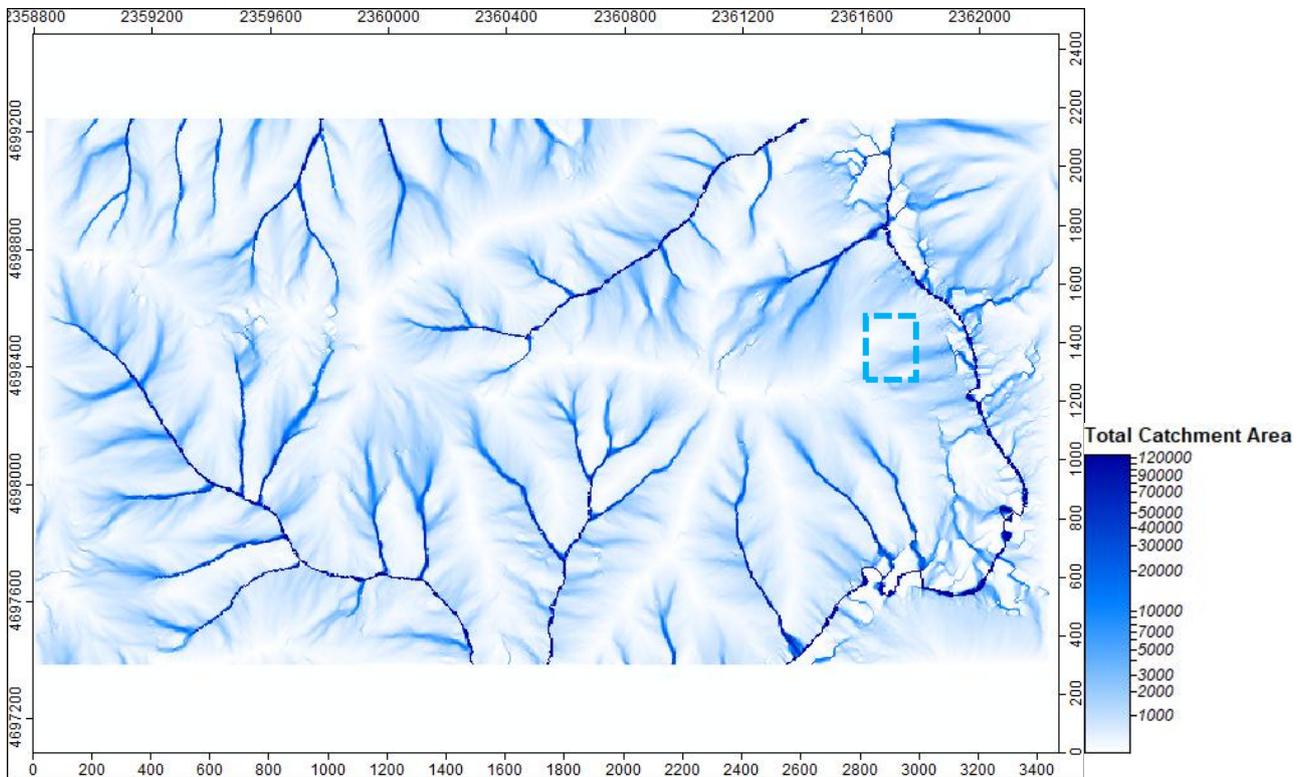


Figura n.26 - Modello DTM -con bacini di accumulo

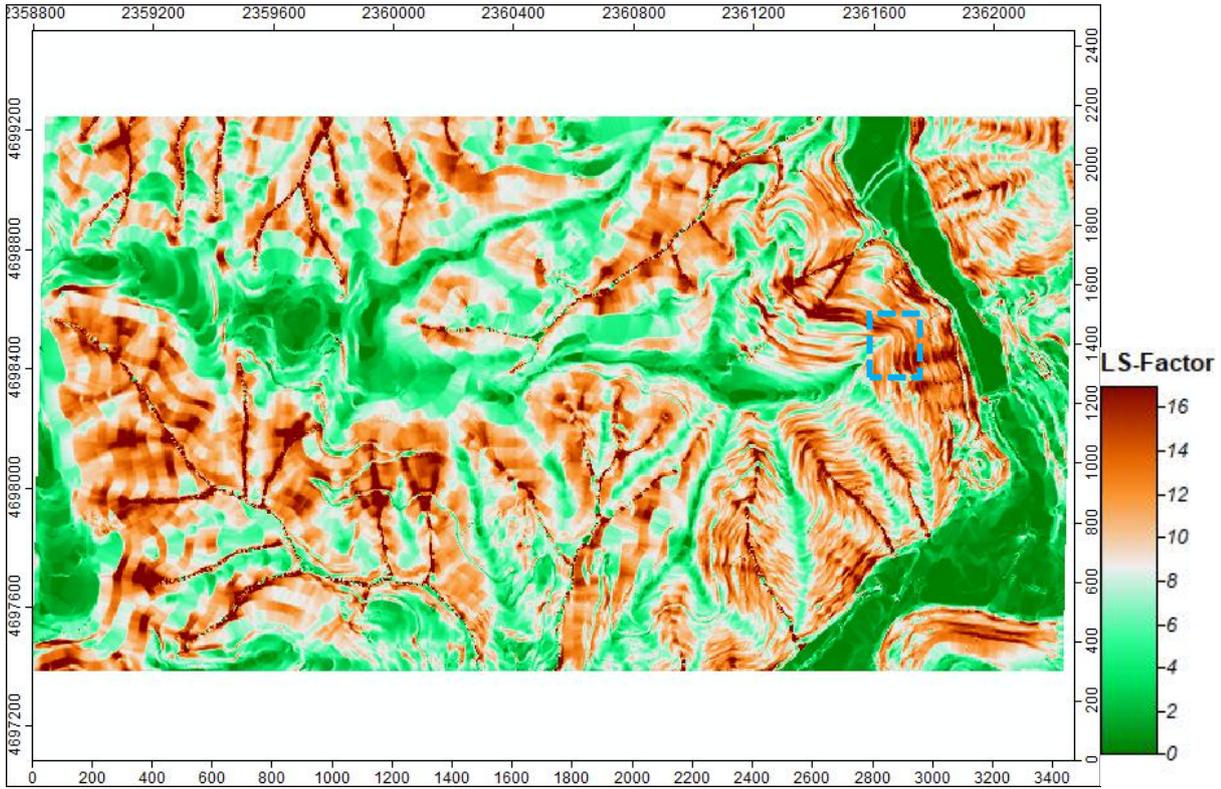


Figura n.27 - Carta tematica LS - Factor

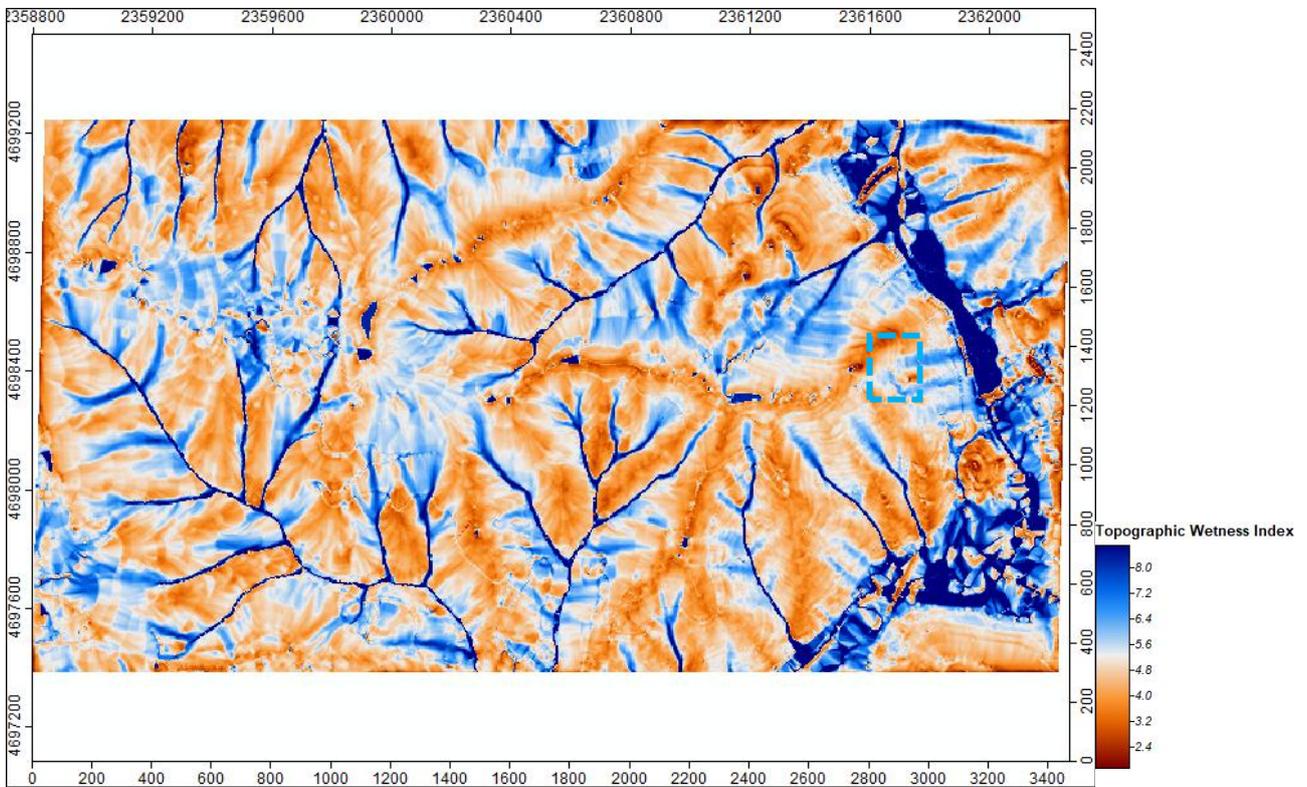


Figura n.28 - Carta tematica TWI Index

L'analisi eseguite, hanno consentito di ricostruire il DTM e analizzare attraverso valutazioni morfometriche i parametri influenti la condizioni di stabilità, invero, dall'analisi delle pendenze, che si riscontrano di elevato valore rispetto al piano delle infrastrutture sottese, nondimeno del grado di copertura vegetale è stato possibile calcolare il fattore *LS* rappresentativo dell'erosione presente. Successivamente è stata valutata in ragione delle linee di deflusso e della morfologia della zona, la capacità di accumulo idrico e quindi le zone maggiormente critiche (indice *TWI*) visto il livello di fessurazione presente lungo il versante.

IMPOSTAZIONE GENERALE DEGLI INTERVENTI

Ridurre il rischio idrogeologico, necessità di valutazioni dedicate sia in riferimento alle tradizionali competenze proprie dell'ingegneria geotecnica, sia relativamente alla conoscenza degli aspetti ambientali, dei problemi di sicurezza, dei metodi costruttivi, dei costi e delle procedure tecnico amministrative connesse all'appalto dei lavori. I moderni metodi di stabilizzazione dei pendii in roccia sono stati definiti nel tempo da studi scientifici ed applicazioni sperimentali¹, che possono essere utilizzati con confidenza in un vasto campo di differenti condizioni geologiche. Tuttavia è essenziale che tali metodi siano utilizzati in modo appropriato, in funzione delle condizioni che caratterizzano il sito e in generale, tali metodi possono essere suddivisi in tre categorie, quali: rinforzo, disaggio e protezione.

Orbene nel caso in esame, il dissesto è diversificato e, quindi, occorre realizzare secondo una fasizzazione dedicata, gli interventi, di pulizia delle pareti instabili, di messa in sicurezza temporanea al fine di realizzare un disaggio controllato ed in ultimo di rinforzo corticale avendo predisposto a valle degli elementi di protezione. Dunque, si dovranno realizzare delle sottomurazioni e delle opere di messa in sicurezza temporanea attraverso l'utilizzo delle fasciature, per poter poi intervenire sulle criticità evidenti e su quelle derivanti dalla pulizia, avendo posto prima delle barriere temporanee a valle, per evitare che il materiale anche di piccole dimensioni potesse rovinare verso valle.

.

¹ Brawner e Wyllie 1975 - Fookes e Sweeney 1976 - Piteru e Peckover 1978 - Hoek e Bray 1991 - Scuster 1992 - Federal Highway administration 1989.

FASI DI LAVORO - TECNICHE DI MESSA IN SICUREZZA E DISGAGGIO CONTROLLATO

Negli interventi di difesa del suolo con riguardo alla dinamica dei corpi rocciosi di grande dimensioni occorre, in generale, esaminare l'analisi di stabilità nelle condizioni attuali applicando un approccio probabilistico, al fine di computare, secondo intervalli di incertezza la probabilità di rottura.

Nel caso in esame, l'affioramento risulta molto fratturato e alcuni blocchi ad esso appartenenti risultano detensionati: i caratteri impervi della zona con una difficile accessibilità combinati alle precarie condizioni di tali blocchi, hanno reso necessario attuare una procedura di interventi per fasi, ovvero realizzando in via prioritaria delle opere necessarie alla messa in sicurezza temporanea per poi eliminare le parti instabili e consolidare quelli degradati. Al riguardo si è predisposto un piano delle indagini che tuttavia, ha previsto una ridefinizione delle prove, in ragione della dinamica evolutiva in atto, che rispetto a quanto pianificato, ha impedito di poterle realizzare correttamente e, quindi si è inteso variare alcune prove al fine di ricercare, per quanto possibile, le informazioni ed i parametri geomeccanici necessari a comprendere il degrado, la sua evoluzione e quindi gli interventi necessari.

La soluzione proposta può essere suddivisa, previa pulizia e disboscamento dell'area e del suo intorno, nelle seguenti fasi:

Fase 1: ancorare i blocchi di grande dimensioni con una fasciatura, al fine di mettere immediatamente in sicurezza le aree ed infrastrutture sensibili e, consentire agli operai di poter realizzare l'intervento;

Fase 2: realizzazione di un sistema di protezione passiva posto a valle dell'affioramento, al fine di contenere eventuali scarriolature di materiale durante le operazioni di disaggio e pulizia;

Fase 3: realizzazione delle sottomurazioni nelle zone prive di appoggio al piede predisponendo migliorando ulteriormente la stabilità dei blocchi;

Fase 4: disaggio controllato e progressivo dei blocchi detensionati.

Fase 5: realizzazione del rinforzo corticale dell'affioramento.

La complicata accessibilità dell'area dall'elevata pericolosità, combinata alla significativa acclività nonché, alla folta vegetazione, hanno impedito di determinare in modo preciso tutte le parti instabili dell'affioramento e quindi, attraverso riprese aree si sono stimate le dimensioni delle stesse ovvero i volumi da placcare e/o consolidare. La cresta della balza è stabile nella parte SO, ma è completamente frattura e degradata lungo l'orlatura con continue cavità al piede, di difficile determinazione, infatti le lesioni dei blocchi B2 e B3 sono significative ed il blocco B1 presenta una cavità nella parte sud est con una lesione in chiave. Inoltre, l'affioramento è interessato da una vegetazione di arbusti e rovi che ne rendono impossibile un'ispezione visiva

dedicata e/o misurazioni specifiche delle giaciture e delle lesioni.

Orbene, ancorché tale attività fosse da ricomprendersi nella fase di progetto preliminare, gli scriventi, per quanto possibile, hanno eseguito delle misurazioni e delle stime con le conseguenti valutazioni, per poi definire la tipologia di intervento ed invero hanno eseguito delle finestre e sezioni stratigrafiche per meglio interpretare e valutare le caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso e del suo intorno, alla luce dei degradi rilevati e degli esiti delle indagini che è stato possibile realizzare.

L'affioramento è fortemente fratturato e nella parte sud est, si presenta aggregato in blocchi, alcuni dei quali in precarie condizioni di stabilità e con evidenti elementi di degrado, che occorre contrastare al fine di poter eseguire le lavorazioni previste nelle diverse fasi. Orbene è stato possibile individuare n. 3 macro blocchi di cui il primo (blocco b1) è privo di appoggio alla radice e presenta una cavità con una frattura nella zona di valle. Dunque il blocco B1 deve essere imbracato ed ancorato per evitare movimenti gravitazionali non compatibili tali da pregiudicare le lavorazioni previste per gli altri blocchi e sul resto dell'affioramento.



Figura n.29 - Vista del Blocco B1

L'attività di imbracatura del masso risulta necessaria visto anche la fratturazione significativa rilevata durante le indagini con livelli di profondità diversificati anche a breve distanza. Dunque, si inseriranno, così come rappresentato nella tavola grafica, le funi dal diametro di 16 mm con degli ancoraggi da 20mm sempre in fune da poi disporre a "cavalletto specchiati" e con uno

sfalsamento dell'ordine di 80 - 100cm dalla $L = 6.0m$, secondo condizione, ciò al fine di poter realizzare un'attività di contrasto ai possibili movimenti giacitureali migliorando la tenuta, vista la forte e diversificata variabilità della fessurazione rilevata anche dell'ordine di 14 m da p.c. Di seguito si riportano le immagini relative alle criticità del blocco e le relative fratture con le proiezioni ciclografiche.

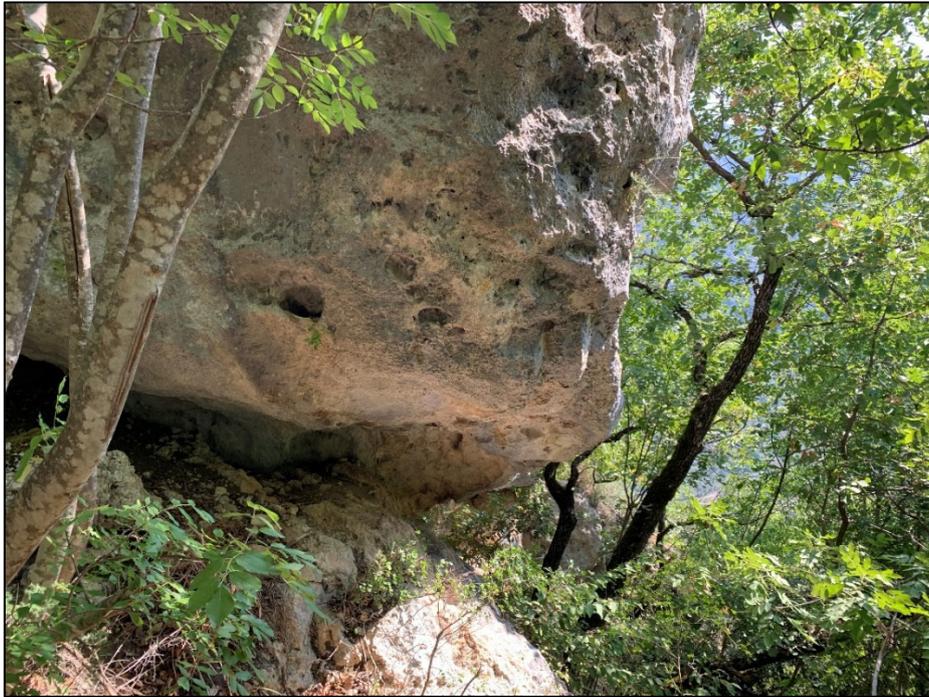


Figura n.30 - Vista del Blocco B1

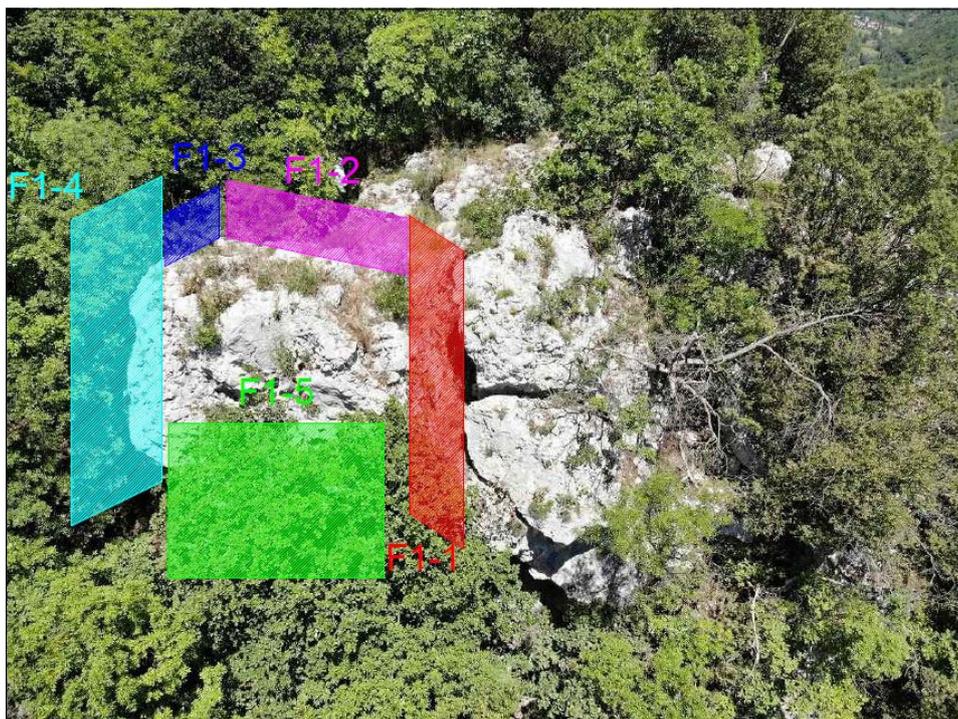


Figura n.31 - Schematizzazione delle fratture rilevate rispetto alla geometria del blocco B1

Frattura	Immersione °N	Inclinazione °
F1-1	94	82
F1-2	30	85
F1-3	355	80
F1-4	125	80
F1-5	290	70

Per gli ulteriori dettagli si rimanda alle tavole grafiche di progetto ed allo studio geologico.

Le parti di maggior dimensione ormai detensionate e che appartengono ad un unico blocco sub fratturato in modo orizzontale si riferiscono agli elementi B2 e B3 che stimano ad un unico volume di circa 67 mc: la litologia è caratterizzata da un peso specifico di circa 2500 Kg/mc e dunque si rileva un volume dal peso di 168.300 Kg ovvero, $M=1683$ KN.

Il blocco B2 si trova sulla sommità della propaggine settentrionale del blocco B1 degradante verso la fondovalle ad Est. Appoggia sostanzialmente sul blocco B1 dal quale si presenta isolato da una profonda frattura laterale ed è visibile anche la stratificazione che immerge verso Est.



Figura n.32 - Vista del blocco B2

Sono state rilevate le seguenti fratture la cui orientazione rispetto al blocco e la proiezione ciclografica sono riportate nella figura successiva:

Frattura	Immersione °N	Inclinazione °
F2-1	357	58
F2-2	82	72
F2-3	85	7
F2-4	305	75
F2-5	100	70

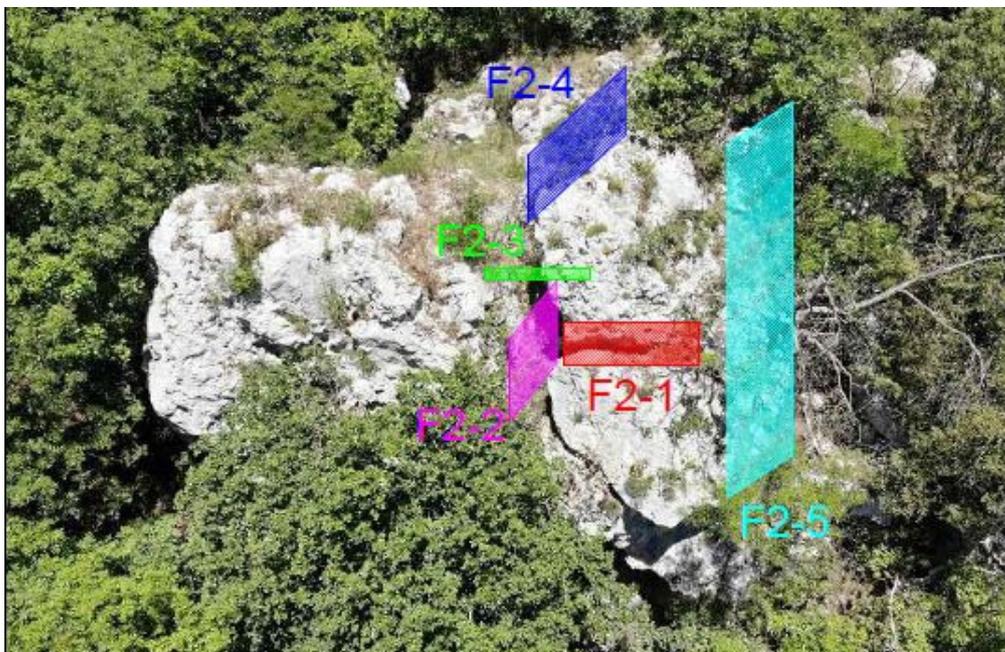


Figura n.33 - Schematizzazione delle fratture rilevate rispetto alla geometria del blocco B2

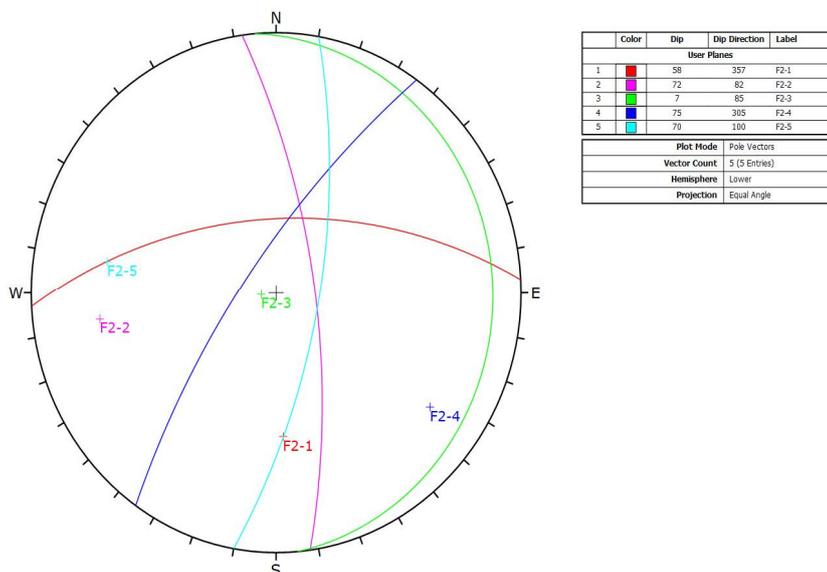


Figura n. 34 - Proiezione ciclografica delle fratture rilevate

Per quanto riguarda i cinematismi potenziali che interessano il blocco, considerando la giacitura del fronte quella Est, risulta un'elevata instabilità dovuta al cinematismo di scivolamento a cuneo dovuto sostanzialmente a tutte le fratture anche se principalmente sono le fratture F2-2 e F2-5 che concorrono a determinare determinano una condizione di criticità del 60%.

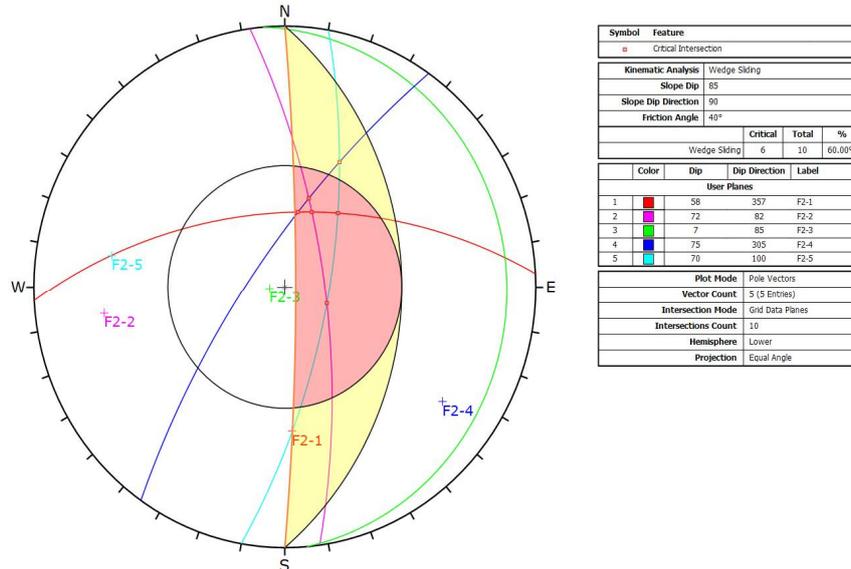


Figura n.35 - Analisi del cinematismo di rottura per lo scivolamento a cuneo

Il blocco B3 si trova poco più avanti del blocco B2 in posizione ancora più aggettante. Anche il blocco B3 appoggia sul blocco B1 dal quale si presenta isolato da una profonda frattura laterale. È anche visibile la stratificazione che immerge verso Est.



Figura n.36 - Vista Blocco B3

Sono state rilevate le seguenti fratture la cui orientazione rispetto al blocco e la proiezione ciclografica sono riportate nella figura successiva:

Frattura	Immersione °N	Inclinazione °
F3-1	80	5
F3-2	340	55
F3-3	83	72
F3-4	200	80

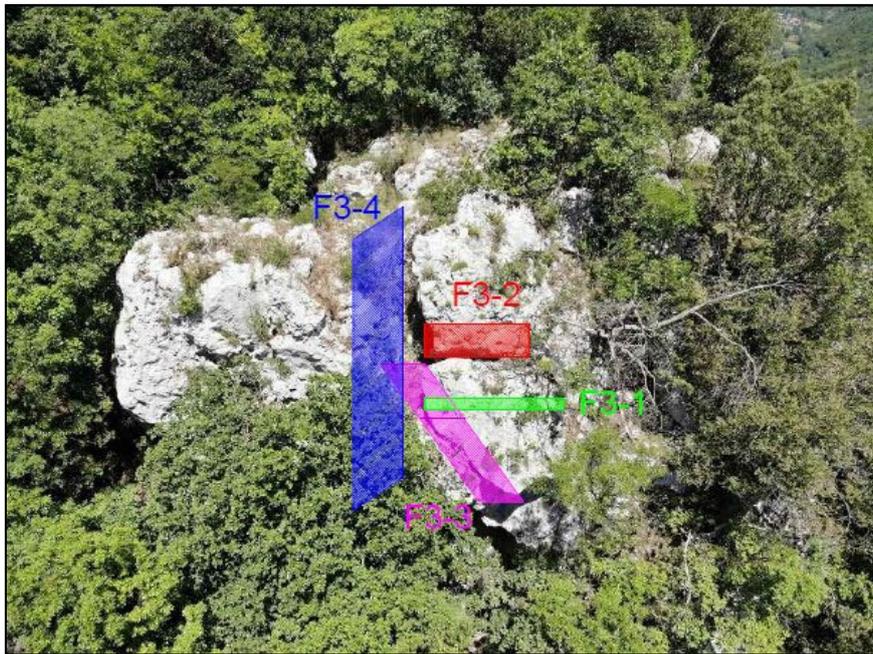


Figura n. 37 - Schematizzazione delle fratture rilevate rispetto alla geometria del blocco B3

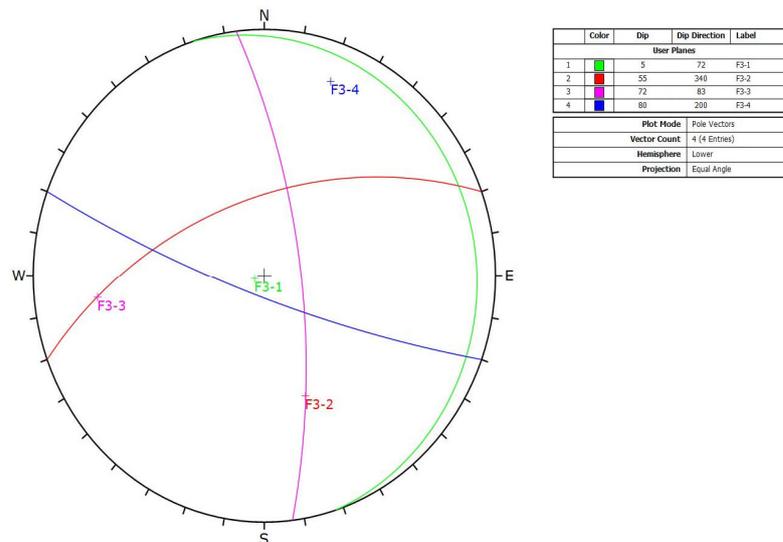


Figura n. 38 - Proiezione ciclografica delle fratture rilevate

Per quanto riguarda i cinematismi potenziali che interessano il blocco, considerando la giacitura del fronte quella Est, risulta una instabilità dovuta al cinematismo di scivolamento a cuneo dovuto sostanzialmente alle fratture anche se principalmente sono le fratture F3-3 e F3-4 che determinano una condizione di criticità del 16%.

Per ogni blocco instabile si procederà “secondo condizione”, nel rispetto della procedura di seguito riportata e riferita nello specifico alle parti B2 e B3

Orbene dovendo eseguire la FASE 1 - occorrerà mettere in sicurezza tali blocchi, attraverso l’installazione di funi, posizionate in modo ortogonale tra loro ed in particolare saranno realizzate:

NFO = 21 orizzontali con passo pari 30 cm;

NFV = 20 verticali con passo pari a 20 cm.

Tali funi avranno una moderata tesatura, ai lati del blocco instabile, previa una pulizia delle zone e saranno ancorate mediante ancoraggi alle parti stabili retrostanti.

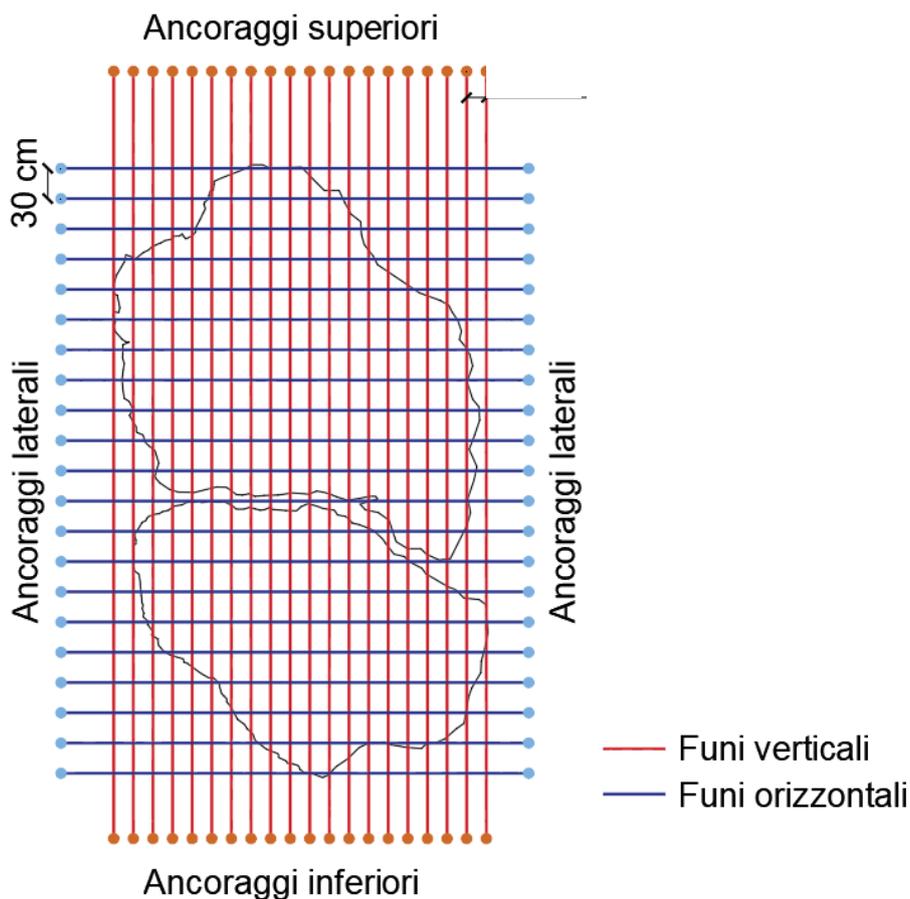


Figura n. 39 a - Intervento di fasciatura

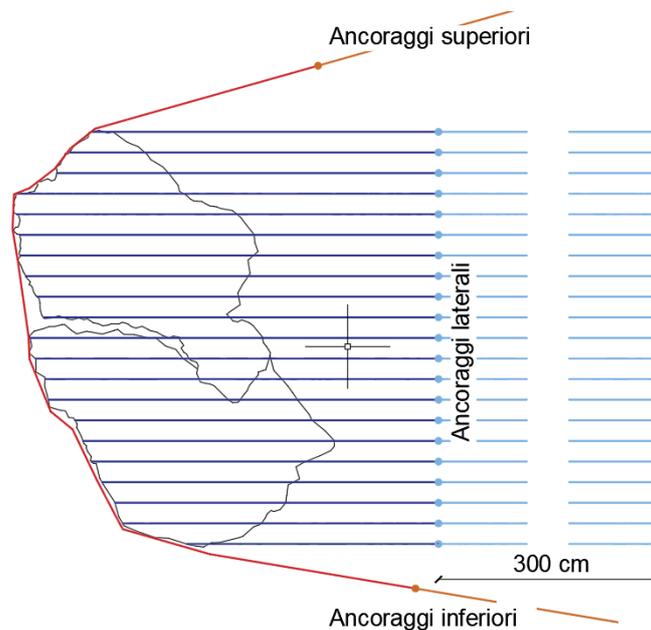


Figura n. 39 b - Fasciatura dei blocchi instabili

Le funi in acciaio, per la loro capacità di flettere riescono a seguire le irregolarità del masso consentendo una fasciatura delle parti instabili, il loro funzionamento nella configurazione proposta è analogo a quello di un pannello in fune, infatti, nei punti di sovrapposizione sono impiegati dei morsetti formando una maglia variamente quadrangolare.

proprio per la loro capacità di flettere e pertanto di seguire le irregolarità delle pendici, sono da sempre state utilizzate per la fasciatura di singoli blocchi instabili. Il risultato che si ottiene con una fasciatura ottenuta con numerose funi installate orizzontalmente e verticalmente, è analogo ad un “pannello” in fune poiché infatti i punti di sovrapposizione delle funi utilizzate vengono bloccati da morsetti per funi andando a formare una maglia di forma variamente quadrangolare.

Per la realizzazione dell'imbracatura si utilizzeranno delle funi in acciaio ad anima metallica dal diametro di 16 mm; ogni fune ha una resistenza trazione secondo la norma UNI EN 12385 - 4 pari a 161 KN (resistenza 1.770N/mm²), mentre un carico di rottura pari a 179 KN (Resistenza 1.960N/mm²).



Figura n.40 - Funi di imbracaggio

Dunque, ogni fune verticale in assenza di contributo di quelle orizzontali, sarà sollecitata da uno sforzo pari a $M/NFV = 84.5$ KN e dunque ogni fune lavorerà con un fattore di sicurezza pari circa 2 senza computare l'effetto collaborante delle altre. Gli ancoraggi dovranno inoltre resistere almeno allo sforzo di ogni fune e, nel caso in esame è stato previsto un ancoraggio flessibile a fune spiroidale di diametro pari a 18.0 mm che deve essere qualificato ai sensi della norma UNI 12385 -10 " Funi spiroidali per usi strutturali generali".

Le verifiche di resistenza da eseguire sugli ancoraggi sottoposti ai carichi trasmessi dalla struttura ancorata sono le seguenti:

- Verifica di resistenza a sfilamento ancoraggio - terreno;
- Verifica di resistenza a sfilamento fune - boiaccia di iniezione;
- Verifica di resistenza a rottura delle funi.

Gli ancoraggi presentano una resistenza a trazione RTA pari a 289 KN e dunque, l'ancoraggio rispetto alla fune lavora con un coefficiente di sicurezza pari a $RTA/RTF = 1.80$

Verifica aderenza ancoraggio in fune - nucleo iniettato

Per la verifica dell'aderenza, si è inteso riferirsi ad un nucleo di aderenza iniettato a bassa pressione in un'unica soluzione (IGU) ed ai valori di riferimento dell'AGI -, AICAP, Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce,2012).

Terreno	Valori del coefficiente α_d		Quantità minima di miscela consigliata V_s	Rapporto A/C
	IRS ($p_i \geq p_i$)	IGU ($p_i < p_i$)		
Ghiaia	1,8	1,3 ÷ 1,4	1,5 V_s	1,7 + 2,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 ÷ 1,8	1,2 ÷ 1,4	1,5 V_s	
Sabbia ghiaiosa	1,5 ÷ 1,6	1,2 + 1,3	1,5 V_s	
Sabbia grossa	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 V_s	
Sabbia media	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 V_s	
Sabbia fine	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 V_s	
Sabbia limosa	1,4 + 1,5	1,5 + 2,0	IRS: (1,5 + 2) V_s ; IGU: 1,5 V_s	
Limo	1,4 + 1,6	1,1 + 1,2	IRS: 2 V_s ; IGU: 1,5 V_s	1,7 + 2,4
Argilla	1,8 ÷ 2,0	1,2	IRS: (2,5 + 3) V_s ; IGU: (1,5 + 2) V_s	
Marna	1,8	1,1 + 1,2	(1,5 + 2) V_s per strati compatti	1,7 + 2,4
Calcarei marnosi	1,8	1,1 + 1,2	(2 + 6) V_s o più per strati fratturati	
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 + 1,2		
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(2+6) V_s o più per strati poco fratturati 2 V_s o più per strati fratturati	1,7 + 2,4
IRS: iniezione ad alta pressione a più stadi e ripetuta IGU: iniezione a bassa pressione in unica soluzione p_i : pressione limite dalla prova pressiometrica Menard p : pressione di iniezione			$V_s = L_f D_s^2 / 4$ L_f : lunghezza della fondazione D_s : diametro reale della fondazione	
Nota: nella tabella sono riportati i valori teorici della quantità in volume della miscela di iniezione nelle diverse condizioni operative ed il rapporto acqua cemento ottimale (da Bustamante e Doix, 1985)				

Pertanto considerando lo sforzo massimo di agente su ogni singola fune, che si trasferisce sull'ancoraggio dal diametro di 18mm, realizzato attraverso un foro dal diametro D da 40mm, su di un calcare fratturato si verifica l'ancoraggio previsto.

$$\tau = RTF / (\mu \delta \text{Alat}) = 161000 / (0.90 \times 1 \times \pi \times 18 \times 3000) = 1,05 \text{ N/mm}^2 < \tau_b = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

Dove:

τ_b = tensione amm. aderenza armatura - malta = 1,2 N/mm²

μ = coefficiente di riduzione, funzione dello stato delle superfici posto nel presente caso = 0.90

δ = coefficiente di riduzione che dipende dal numero di trefoli inseriti in un foro posto nel caso in esame pari ad 1 (caso di un solo trefolo);

Alat = area laterale del trefolo di fune



Figura n. 41 - Ancoraggi flessibili

Verifica aderenza nucleo iniettato - terreno

I valori di aderenza tra il nucleo iniettato e il terreno considerandone l'infissione in ammasso roccioso fratturato vale:

$$\tau = RTF / (\pi D L) = 161000 / (\pi \times 40 \times 3000) = 0,47 \text{ N/mm}^2 < \tau_{dR} = 1,5 \text{ N/mm}^2$$

Confrontando con lo sforzo massimo applicabile all'ancoraggio, ed ipotizzando, in base a dati di letteratura τ_{bR} = tensione amm. aderenza malta - terreno roccioso $\tau_{dR} = 1,5 \text{ N/mm}^2$ si ha

$$T_{adm} = \tau_{dR} (\pi D L) = 537197 \text{ N} > T_{DR} = 161000 \text{ N}$$

che porta ad un coefficiente di sicurezza allo sfilamento del bulbo dall'ammasso roccioso pari a $T_{adm}/T_{DR} = 3,33$.

Come si evince le verifiche risultano soddisfatte per i valori di resistenza nominali delle funi e del tasso di lavoro a cui ognuna di esse risulta essere sottoposta per effetto del sezionamento del masso che è stato operato. Per eseguire il disaggio controllato è stato poi predisposta la fornitura e posa in opera di un pannello a rete in maglia esagonale, per evitare proiezioni verso valle. Il

pannello previsto presenta le seguenti caratteristiche prestazionali e la resistenza è tale da contenere il masso in caso di collasso.



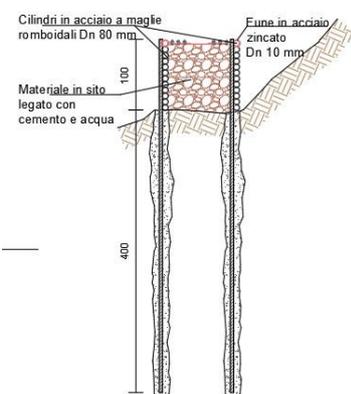
Maglia (mm) 300x300	Dimetro fune interno 10 esterno 12 (mm)	Massima resistenza a trazione nominale 280 ±10 (KN/m)	Deformazione massima a punzonamento 238 (mm)	Materiale (Zn-Al 5%) Classe A
------------------------	--	---	--	-------------------------------------

Figura n. 42 - Caratteristiche dei pannelli

Il pannello verrà fissato in forma doppia agli stessi ancoraggi già realizzati per la formazione della struttura di contenimento in reticolo di fune. Il fissaggio avverrà mediante la posa di una fune perimetrale al pannello che si connetterà, ove possibile (es: per gli ancoraggi alla base) direttamente agli ancoraggi, oppure agli ancoraggi stessi mediante degli anelli di fune morsettati. Tutte le funi da utilizzare per questa operazione saranno funi a trefoli d'acciaio ad anima metallica, con diametro 16 mm. Le fasi n. 3 e 4 sono relative ad operazioni puntuali sul masso e direttamente nel suo intorno ed in particolare, sono relative alla ricostruzione del piede mediante la realizzazione di una sottomurazione ovvero, alla realizzazione di una barriera di protezione provvisoria a valle per contenere le eventuali proiezioni dei massi. Tale barriera sarà posta nelle immediate vicinanze dell'affioramento nella versione semplificata a circa 20 ml nella versione con riempimento.

B: BARRIERE PROTETTIVE P2

Sezione - Scala 1/20



Vista frontale - Scala 1/20

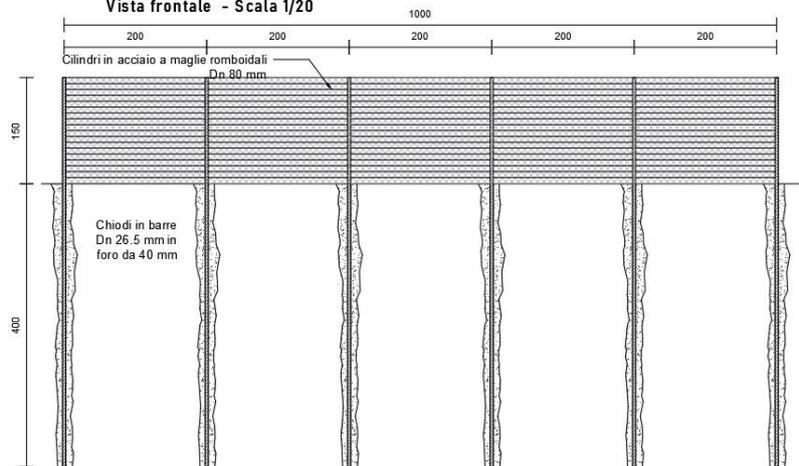


Figura n. 41 - Vista Barriera provvisoria

Per la fase 4, relativa all'esecuzione del disaggio controllato si procederà mediante un sezionamento del blocco/chi che saranno oggetto di demolizione, secondo lo schema di seguito riportato.

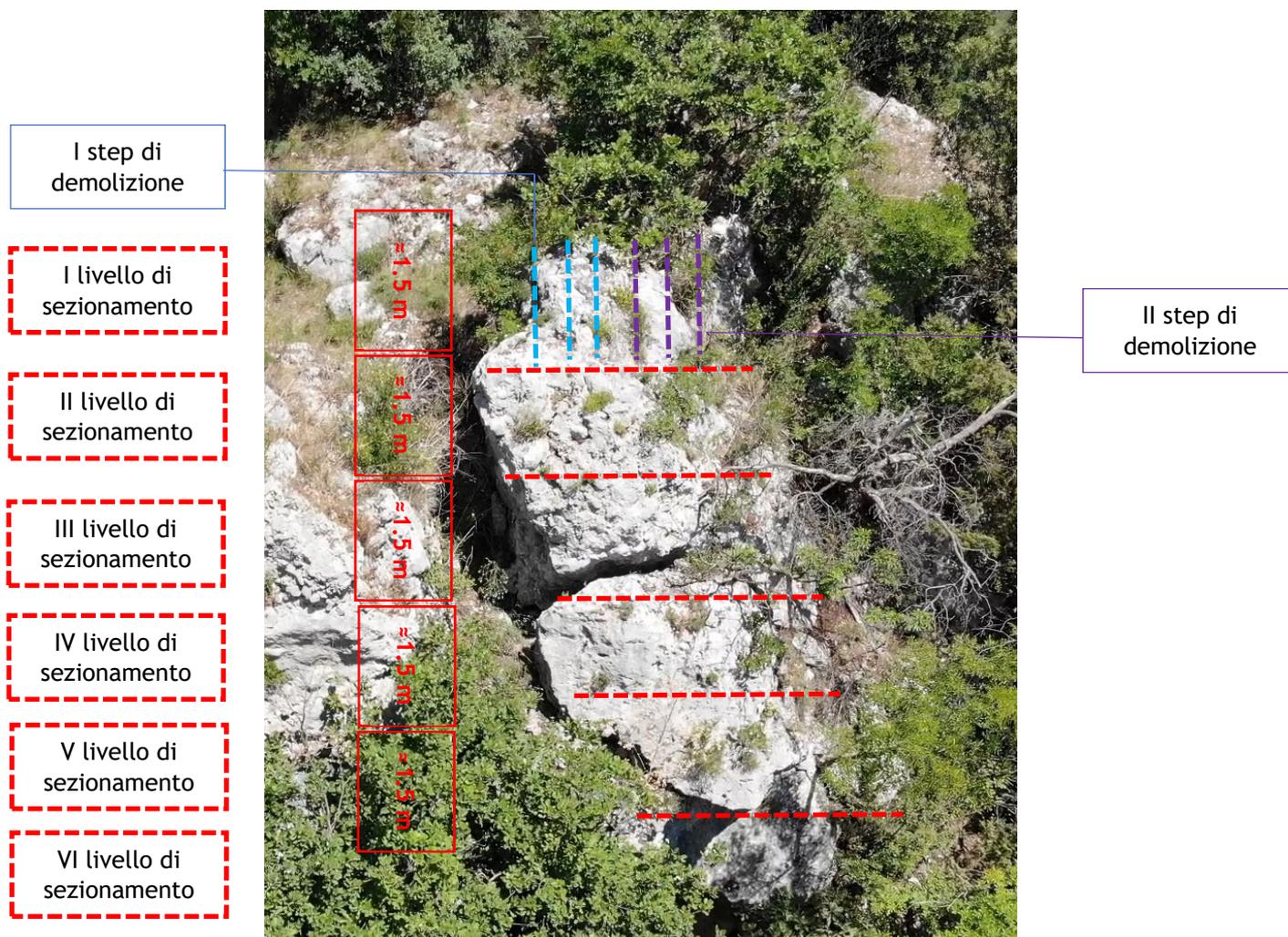


Figura n. 42 - Sezionamento per demolizione controllata

In particolare, dopo la messa in sicurezza del blocco mediante le funi, si provvederà a demolire secondo due step il blocco, con malte espansive di tipo Bristar, consentendo un miglior controllo del lavoro ed evitando le proiezioni dei frammenti a la riduzione di vibrazioni.

Inoltre, viste le precarie condizioni del blocco si procederà per l'inserimento della malta espansiva ad un carotaggio continuo e non a rotopercussione secondo i due step sopra individuati e, pertanto, saranno realizzati delle perforazioni dal diametro di 30 mm con interasse di circa 150/200 mm, per una lunghezza di 1.5m partendo con la demolizione del I livello.

Ai fini operativi si deve procedere con la demolizione di mezzo livello del blocco per volta (“Primo step di demolizione” - Secondo step di demolizione”) in modo tale da non andare a sollecitare la porzione ancora intatta con importanti crolli di materiale.

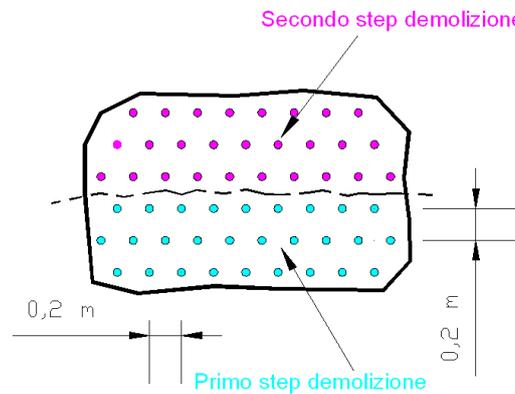


Figura n. 43 - Perforazioni per demolizione controllata

Dopo ogni fase di demolizione occorrerà procedere all’apertura di un varco all’interno della struttura di contenimento (allentando alcune funi e spostando parte del pannello ad anelli) per procedere alla rimozione manuale ed al successivo allontanamento del materiale disaggiato.

Il materiale rimosso manualmente potrà essere allontanato mediante convogliatori di macerie quali gli scivoli scaricadetriti a tubo o a mezzo tubo utilizzati nell’edilizia (se la pezzatura lo permette), oppure utilizzando dei pannelli in fune di dimensione 3 x 3 m, fune diametro 8 mm, maglia 300x300 mm a cui sia stata sovrapposta della rete DT, che verranno attrezzati con funi e di volta in volta riempiti di detrito come un fagotto e quindi allontanati.

Finita la fase di rimozione di tutto il materiale disaggiato occorrerà procedere alla chiusura del varco aperto in precedenza ed alla ritesatura delle funi lasche, quindi si potrà riprendere con la perforazione della successiva porzione di livello da rimuovere, caricamento della malta espansiva e così via fino alla totale distruzione del masso. Si prevede che il lavoro possa essere esaurito in 8 fasi totali di perforazione-demolizione-allontanamento materiale. Tale lavorazione sarà replicata anche per gli altri blocchi instabili presenti come quello del dettaglio 5 e 6 precedentemente riportati.

VERIFICHE DI ROTOLAMENTO

La verifica di rotolamento è stata eseguita per valutare i possibili scenari di pericolo che possono verificarsi durante l'esecuzione delle opere nondimeno, durante le attività di placcaggio dei massi instabili ovvero, di disgiungimento dei blocchi ormai detensionati.

Le verifiche, pertanto, sono state calibrate lungo la sezione di massima pendenza definita sulla base di una mesh tra la cartografia tecnica regionale e la ripresa area. Tale profilo congiunge la balza di calcaree oggetto di messa in sicurezza alla linea ferroviaria sottesa, così come di seguito rappresentato.

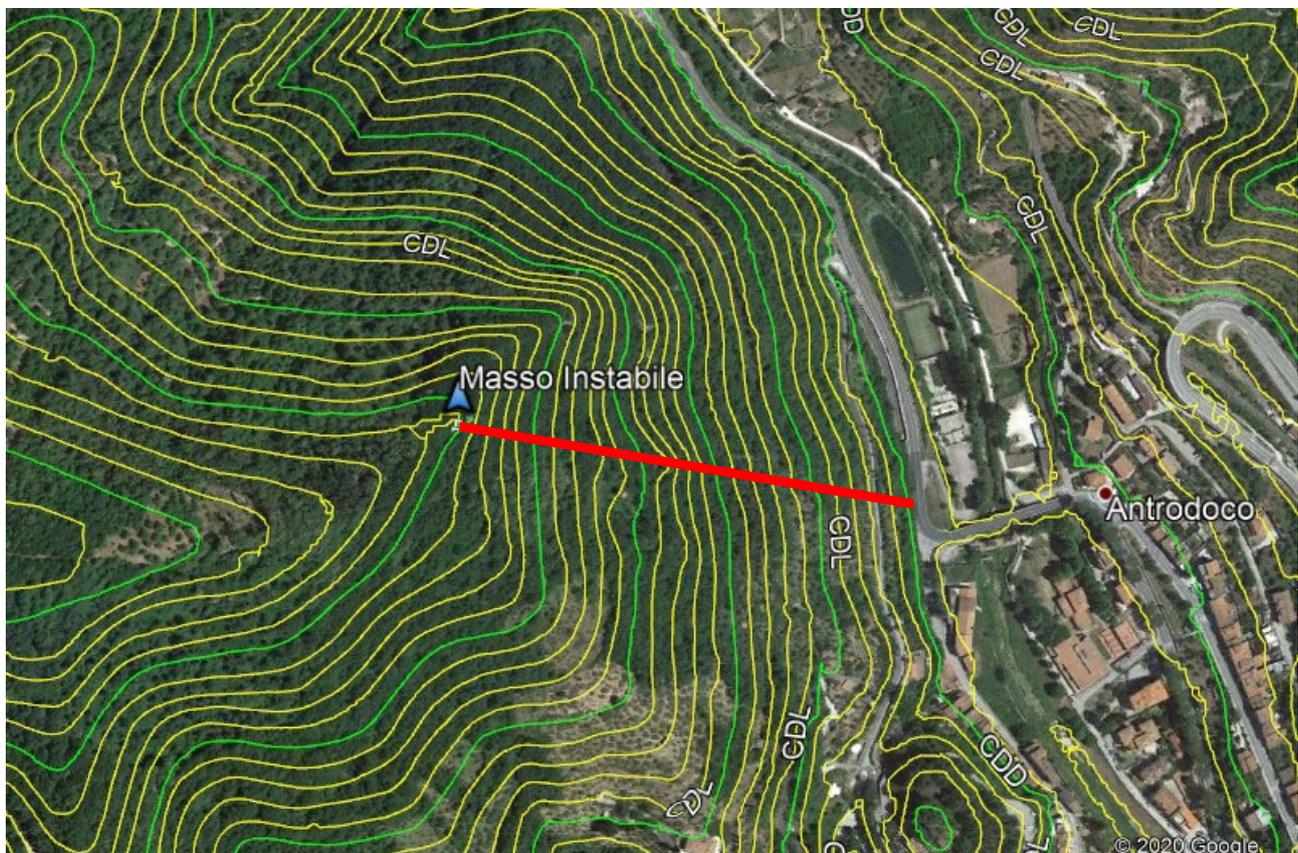


Figura n. 44 - Estratto planimetrico con traccia della sezione di verifica

La valutazione del profilo di studio computa, quindi, l'operazione di filtraggio che è stata eseguita per la presenza della fitta vegetazione, il che comporta una riduzione della precisione dello stesso. Il programma di simulazione utilizzato per le analisi traiettografiche è il software "Aztec Rock" versione 12.0 prodotto dalla società Aztec informatica®; che consente di determinare sulla base di un calcolo di tipo probabilistico lo studio della caduta dei massi.

Orbene, avendo operato un rilievo di dettaglio della zona è stata scelta la sezione di massima pendenza collocata direttamente al disotto del masso in esame, considerando il fatto che tale sezione è quella in cui probabilmente si convoglieranno i massi in caduta gravitativa.

In base a quanto fornito dal rilievo geostrutturale è ipotizzabile un possibile crollo simultaneo del cuneo maggiormente fratturato, che potrebbe comportare l'apertura di una "pista detritica" a valle del punto di caduta con avanzamento progressivo.

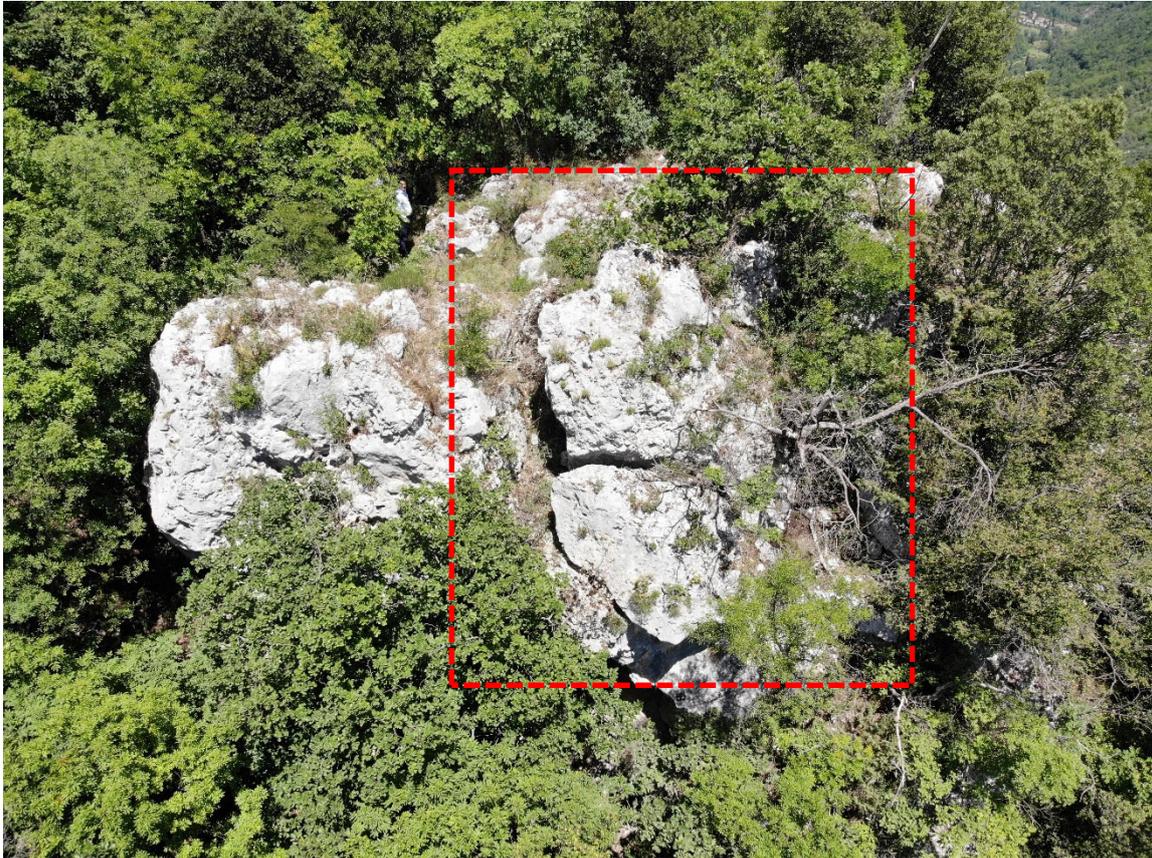


Figura n. 45 - Blocco detenzionato oggetto di studio

In tale circostanza, si ritiene opportuno riferirsi allo scenario maggiormente cautelativo nella modellazione ovvero, simulare la presenza sul profilo di sezione di un terreno grossolano in sostituzione di quello vegetale.



a)

b)

Figura n. 46 - Vista profilo crinale scenario a) Ante crollo - b) Post 1° crollo

Di seguito si riporta la sezione di studio con la definizione dei materiali presenti per la zona:

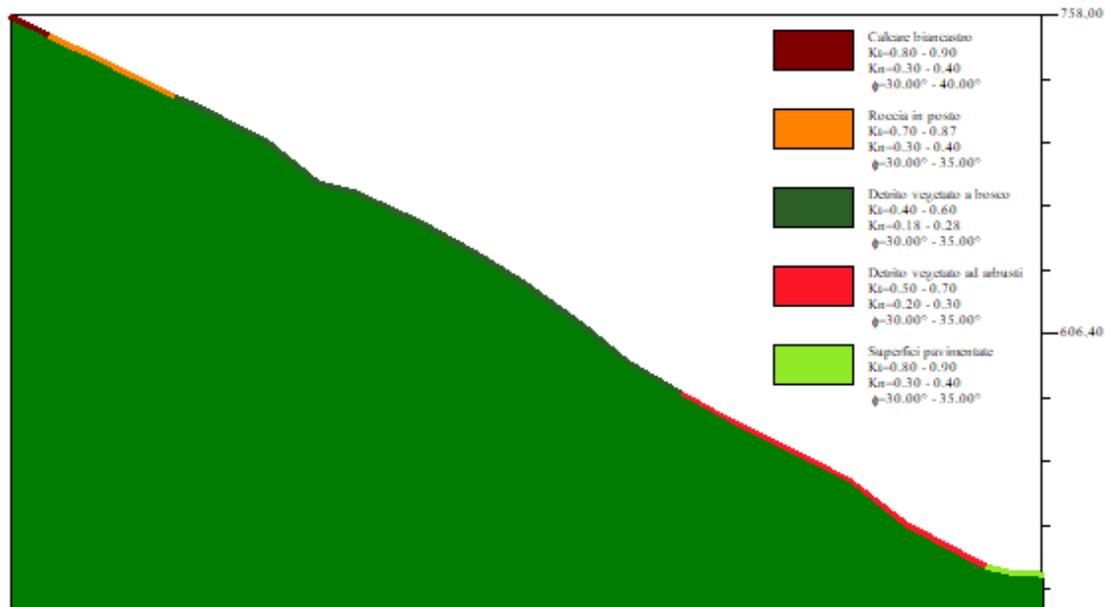


Figura n. 47 - Sezione di calcolo

Ad ogni tipologia di materiale presente lungo la sezione sono associate le caratteristiche geomeccaniche e parametriche, definite da studi scientifici sperimentali e di letteratura² che definiscono il moto di scivolamento dei massi.

n°	Descrizione	K_n - min	K_n / max	K_t - min	K_t / max	Φ - min [°]	Φ / max [°]	Colore
1	Roccia in posto	0,300	0,400	0,700	0,870	30,00	35,00	...
2	Affioramenti di roccia con detrito	0,280	0,380	0,750	0,850	30,00	35,00	...
3	Detrito grossolano non vegetato	0,250	0,350	0,700	0,850	30,00	35,00	...
4	Detrito medio fine non vegetato	0,200	0,310	0,700	0,830	30,00	35,00	...
5	Detrito vegetato ad arbusti	0,200	0,300	0,500	0,700	30,00	35,00	...
6	Detrito vegetato a bosco	0,180	0,280	0,400	0,600	30,00	35,00	...
7	Terreno nudo o prato	0,150	0,250	0,350	0,550	30,00	35,00	...
8	Superfici pavimentate	0,300	0,400	0,800	0,900	30,00	35,00	...
9	Calcare biancastro	0,300	0,400	0,800	0,900	30,00	40,00	...
10	Roccia	0,400	0,400	0,850	0,850	35,00	35,00	...

Figura n. 48 - Caratteristiche del fondo

Per ogni tipologia di fondo sono quindi definiti i parametri di calcolo dell'interazione massa - versante attraverso i coefficienti di restituzione (k_t e k_n) che rappresentano il rapporto fra la velocità prima e dopo l'impatto del masso con il terreno (movimento in volo) e dall'angolo di attrito massa - versante (Φ) attraverso il quale si computa la dissipazione dell'energia cinetica (movimento di rotazione e traslazione). Quando il masso è in caduta si realizzano delle traiettorie a tratti parabolici (rimbalzi) ovvero rettilinee sia in caduta libera sia in moto di rotolamento o

² Richards, 1198; Pfeiffer e Bowen 1990; Azzoni e De Freitas 1995)

scivolamento. Quando il masso si muove nell'aria, percorre traiettorie paraboliche, funzione della velocità iniziale trascurando, ai fini del calcolo l'attrito aria - corpo, poi nell'impatto si realizza la dissipazione dell'energia valutata mediante i coefficienti di restituzione normale (k_n) e tangenziale (k_t). I valori di tale coefficienti sono compresi fra 0 (urto completamente anelastico) ed 1 (completamente elastico).

Dall'osservazione dei massi presenti in posto ovvero, da quelli rinvenuti a terra, si rileva la presenza di massi di dimensioni diversificate un masso dalla volumetria pari a 5800 mc che corrisponde ad un masso sferico avente diametro pari a 1.5m.



Figura n.49 - Massi caduti lungo il crinale

Dall'osservazione dei possibili blocchi instabili, rappresentati nelle immagini, si rilevano unitamente a quelli caduti a valle, dimensioni e caratteristiche di forma differenti, non solo quindi sferici, ma anche di forma a "lastra", questo è dovuto alla forte fratturazione dell'ammasso esaltata poi dai fenomeni crioclastici e dal degrado indotto dal ruscellamento delle acque.

Ai fini operativi si è stimata la possibilità che si possano instabilizzare i massi con tali forme, che in generale vedono aumentare in modo progressivo la propria velocità di rotazione intorno all'asse minore attraverso un incremento di velocità che va tra 0 a 1.2 m/s ed inoltre si è definita la nicchia di distacco dei massi nella parte sommitale del picco roccioso, analizzando n.530 traiettorie con velocità differenti. Di seguito si riportano gli output di calcolo, da cui si evince che le energie cinetiche dei massi in caduta sono elevate dell'ordine di 175 KJ e che le altezze di rimbalzo sono inferiori a 8.00mt e nell'intorno di 20.0 m circa tende ad arrestarsi.

Dunque, i massi tendono ad esaurire la propria spinta nella parte iniziale della sezione investigata, fermo restando che il fattore di forma potrebbe incidere in maniera considerevole sull'aumento della velocità e quindi sull'altezza dei rimbalzi e sull'energia cinetica. Tale parametro è di difficile modellazione, ancorchè nel caso in esame si è ipotizzato uno scenario sfavorevole, ovvero, in cui è presente una "pista aperta" a seguito di crolli e dove quindi la vegetazione non riesce a ridurre i rimbalzi. Il fattore di forma inoltre nel caso in esame è altresì più difficile da modellare nel caso in esame visto l'elevato livello di fessurazione presente e la varietà di dimensioni e forme del

materiale morfoselettivo che tende a muoversi anche ad esempio in occasione degli eventi meteorici. Dunque, prima delle operazioni di disgiaggio dovranno essere installati dei sistemi di protezione posti a distanza di circa 15 -20 m dal fronte dell'affioramento, in quanto dai 13.64m in poi non si verifica il rimbalzo ma solo rotolamento.

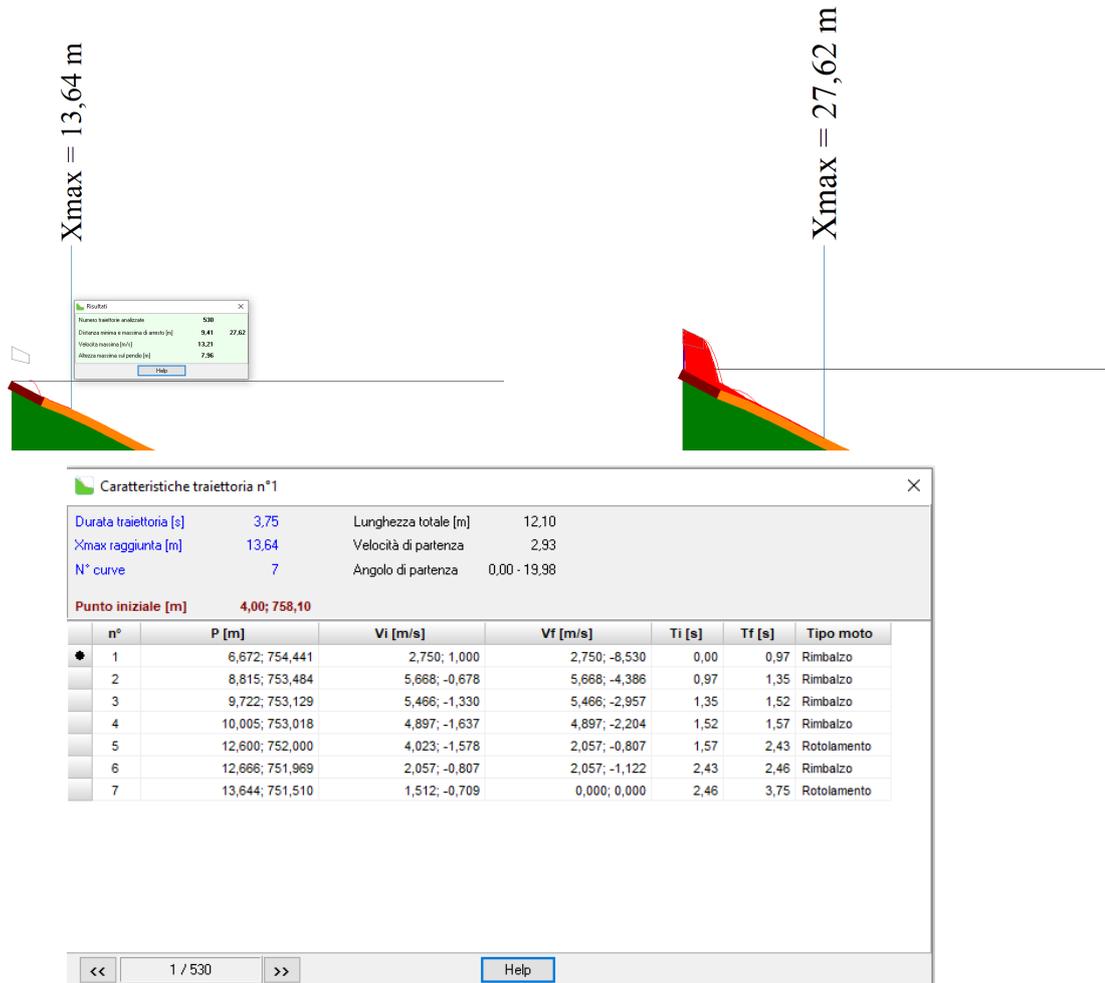


Figura n. 50 - Output di calcolo analisi di caduta

Nel versante in esame, è opportuno evidenziare altresì che sono presenti altri elementi di potenziale instabilità nella zona più bassa del crinale ed a ridosso del tracciato dell'elettrodotto. Pertanto, vista l'estensione e la significatività del degrado presente occorrerà in interventi futuri valutare il fattore di forma in quanto potrebbe interessare le infrastrutture sottostanti anche in termini di numerosità di cadute e con energie più importanti.

INTERVENTI DI SOTTOMURAZIONE

Le sottomurazioni risultano necessarie per ristabilire la stabilità di alcuni blocchi lapidei in condizioni di stabilità precaria dovuta essenzialmente a scalzamenti al piede e a collassi delle parti sottostanti. In generale la tecnologia prevede di realizzare elementi in calcestruzzo ancorati mediante barre in acciaio in modo da bloccare gli elementi e garantire un ancoraggio sia del sistema sia della roccia, ripristinando il piede della parte ammalorata.

Nel caso in esame, i fenomeni di crollo sono dovuti al grado di fratturazione dell'ammasso correlata alla commissione tra pendenza, esposizione e carenza di un sistema regolato di deflusso delle acque meteoriche. L'evoluzione di tali concause è schematizzata nelle seguenti categorie.

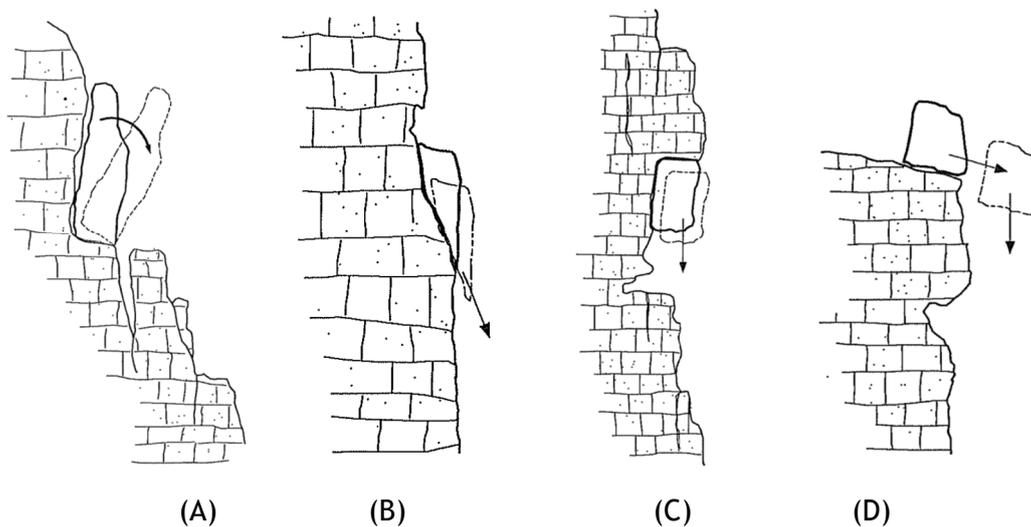


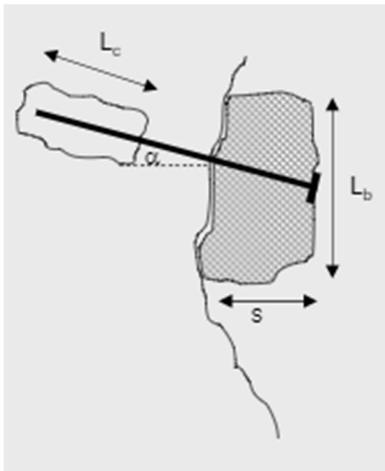
Figura n.51 -Tipologie di crollo

Dalla schematizzazione dei degradi si possono riscontrare lungo l'affioramento le seguenti instabilità:

- A ribaltamento intorno allo spigolo di valle;
- B Scivolamento lungo una discontinuità piana;
- C Crollo per la presenza di cavità o di vuoti sottostanti;
- D Crollo di blocchi non radicati dal ciglio della parete rocciosa.

La sottomurazione deve quindi eliminare tali fenomeni e ristabilire la continuità del blocco e, dal punto di vista computazionale tuttavia, è prassi far riferimento al dimensionamento delle chiodature necessarie, studiando poi la tecnologia costruttiva necessaria a garantire la continuità del blocco. Dunque la chiodatura deve operare prima una cucitura del masso instabile rispetto alla superficie di scivolamento, contrastando l'azione gravitazionale mediante la forza F da trasmettere e poi garantire la continuità con la sottomurazione.

Per il dimensionamento, si è scelto di considerare, a vantaggio di sicurezza, il solo contributo delle chiodature, verificando che in funzione delle dimensioni del blocco di roccia da sostenere, tali masse non superino con il loro peso la resistenza a taglio del chiodo (verifica a taglio) ed inoltre, che il tratto di chiodo ancorato sia tale da impedire lo sfilamento del chiodo stesso (verifica allo sfilamento).



Per la verifica a taglio, il contributo resistente a taglio (C_b) fornito dal singolo chiodo lungo un giunto, dipende dalle caratteristiche geometriche e meccaniche del chiodo.

$$C_b = 0,50 N_u$$

$$N_u = A_c \times F_{yk}$$

dove N_u è lo sforzo assiale ultimo per rottura a trazione della barra di acciaio, A_c è l'area della barra e F_{yk} la resistenza a snervamento.

Dunque il fattore di sicurezza è determinato in base alla seguente espressione:

$$F_s = C_b / T_m = C_b / P_b$$

dove:

- P_b = peso del masso;
- $P_b^* = P_b (1 + k_v)$ in presenza di sisma;

Per la verifica a sfilamento:

$$F_s = (S \times \xi \times c) / P_b \times (\text{sen} \alpha (1 + k_v) + k_h \times \cos \alpha)$$

dove:

- S è la superficie laterale del tratto connesso (pari al prodotto del perimetro del foro ($D=40$ mm) per la lunghezza del tratto ancorato L_c);
- c è la coesione del terreno;
- ξ un coefficiente riduttivo (in questo caso assunto pari a 0.5).
- P_b è il peso del blocco che tende a sfilare il tirante;
- α è l'inclinazione del tirante sull'orizzontale (10°).

Ai fini della verifica si è considerata una barra da 26.5 mm con una tensione di snervamento pari 950 Mpa ed una di rottura pari a 1050 Mpa, per una lunghezza di 8000mm, a cui corrispondono un carico ultimo per snervamento pari a 524 KN ed uno di rottura pari a 579 KN.

Ne discende quindi Carico ultimo di snervamento >> al Carico di esercizio.

Tale lunghezza deriva dagli esiti dei tromini eseguiti in corrispondenza del masso e, quindi del livello di fratturazione registrato in corrispondenza dei punti T2 e T5.

Per quanto riguarda invece i chiodi verticali o sub verticali utilizzati per cucire i blocchi agli strati sottostanti attraversando anche gli strati degradati, questi sono stati dimensionati a vantaggio di sicurezza, ipotizzando che la chiodatura riesca a reggere l'intero blocco.

Ipotizzando quindi un esercizio pari allo snervamento depurato del relativo coefficiente di sicurezza, al fine di conservare un comportamento elastico, si determina un valore pari a:

$$F_{yd} = [(f_{yd})/1.15] (A_s) = (f_{yd}) = (826) (552) = 456 \text{ kN}$$

Considerando quindi la chiodatura lunga 8000mm, si determina attraverso un equilibrio lungo l'asse, un valore di superficie pari $F_{yd} = Y A L = 456 \text{ KN}$ che $A = 456 / (20 \cdot 8) = 2.85 \text{ mq}$ e quindi un interasse di circa 2.0m.

Tale valore, qualora necessario, sarà ridotto secondo condizione.

Per quanto riguarda invece, lo sfilamento della chiodatura questo viene verificato attraverso la seguente relazione:

$$n = S_{lim} / T_{es}$$

dove n rappresenta il coefficiente di sicurezza.

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

$$S_{lim} = \pi x D x \tau x L$$

dove:

- S_{lim} - carico, limite allo sfilamento del bulbo - terreno;
- n - coefficiente di sicurezza
- τ adesione " miscela - roccia"
- D = diametro del bulbo.

La τ rappresenta la massima tensione tangenziale che può generarsi lungo la superficie di contatto malta - roccia (τ_{lim}). Per i terreni interessati quali le calcareniti, in letteratura si rilevano valori variabili da 1.20 N/mm² a 1.58 N/mm². Nel caso in esame, a favore di sicurezza, computando il grado di fratturazione della roccia, che anche per profondità può essere elevato, in quanto i chiodi saranno realizzati in prossimità della fascia di disturbo tettonico, si è ritenuto opportuno fare riferimento ad un valore di $\tau_{lim} = 1.0 \text{ N/mm}^2$ più basso di quelli precedentemente riportati mentre, per quanto riguarda il diametro nel bulbo nelle verifiche si è posto cautelativamente $D=d$ essendo "d" il diametro di perforazione, in quanto il bulbo non è noto a priori e comunque non differisce molto da quello di perforazione trattandosi di roccia.

L'azione di attrito risulta pertanto pari a : $\pi x D x \tau x L = 3.14 x 40 x 0.8 x 8000 = 803 \text{ KN}$ ne consegue un coefficiente pari a $n = 1004 / 456 = 2.20$.

Il dimensionamento delle chiodature è stato sviluppato considerando la modalità esecutiva ovvero, dall'alto per mezzo di fori verticali, si evidenzia, tuttavia, che le lunghezze potranno essere variabili secondo la prassi consolidata: massime nei punti esterni all'ammasso, minime in quelli interni. Infatti, per la ricostruzione dei piedi dei blocchi sub verticali erosi, si sono predisposte delle cuciture preliminari al fine di solidarizzare il blocco alle parti più resistenti predisponendo delle imbracature temporanee.

Le chiodature quindi, sono state ubicate in ragione dei degradi riscontrati e della relativa severità. Orbene, il posizionamento è stato operato al fine di limitare al massimo la variazione morfologica con disaggi e sono stati posizionati con l'obiettivo di "cucire" ovvero evitare il distacco e la caduta dei blocchi di maggiori dimensioni e di frammenti più piccoli compresi fra quelli più grandi, ricostruendo la sottomurazione necessaria. Di seguito si riporta la verifica della chiodatura più sollecitata e lo schema di sottomurazione prevista per la ricostruzione del piede del masso nella parte retrostante.

Diametro della barra ad alta resistenza Dywidag	mm	26.5
Tensione di snervamento (limite elastico)	f_{pyk} N/mm ²	950
Carico di snervamento FT_G	(kN)	524
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15
Carico di esercizio di ciascun tirante	KN	3263
Verifica		$T_{es} \leq FT_G / 1.15$
Carico di esercizio sul tirante	$T_{es} = P_d$	273
Coefficiente parziale della resist. (t. permanenti)	γ_R	1.2
Coefficiente parziale riduzione resistenza di calcolo	ζ_4	1.8
Verifica	$P_d \leq R_{ad}$	Soddisfatta
Resistenza di progetto	$R_{ad} = R_{ak} / \gamma_R = R_{cal} / \gamma_R \zeta_4$	471

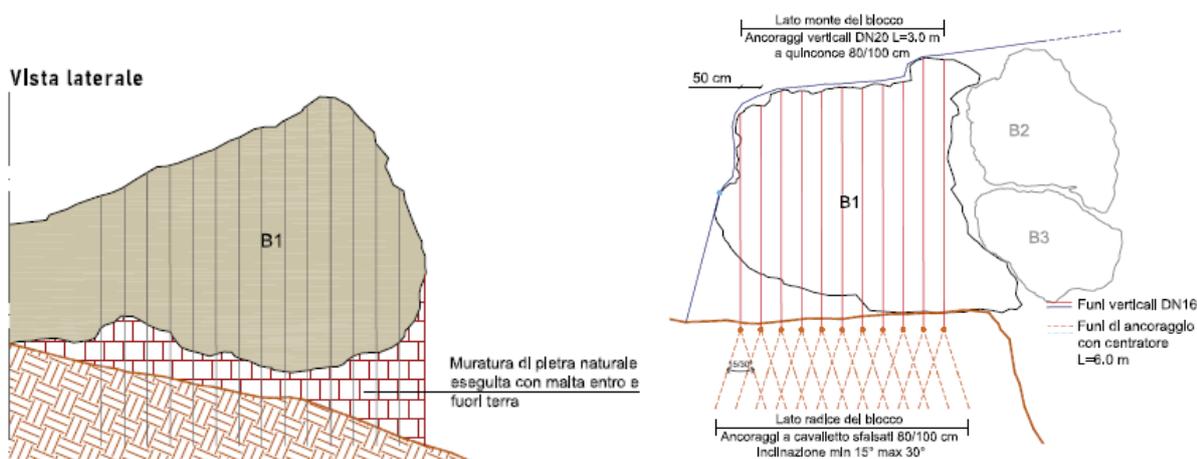


Figura n.52 - schema placcaggio blocco B1 e sottomurazione

INTERVENTI DI RINFORZO CORTICALE

A seguito dei sopralluoghi svolti e delle analisi geotecniche presso la pertinenza delle aree studiate, è apparsa la criticità dell'area con la presenza di instabilità di versante di tipo superficiale. Per questa tipologia di fenomeni, l'orientamento che anima la scelta progettuale è quello di un consolidamento diffuso dell'affioramento attraverso l'impiego di pannelli di rete a semplice torsione, rotoli di rete a doppia torsione. Il sistema proposto, viste anche le caratteristiche dell'affioramento è un consolidamento attivo che adotta una rete a singola torsione in filo di acciaio temperato ad alta resistenza, con ancoraggi in barra e piastre di ripartizione, nonché dispositivi di giunzione superficiale ad hoc studiati per il sistema.

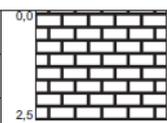
La scelta del sistema di consolidamento superficiale di tipo attivo è stata dettata dalle condizioni del masso e dai seguenti criteri:

- Possibilità di un effettivo dimensionamento del sistema che adotti le più recenti indicazioni in tema di Eurocodici;
- Idoneità del sistema al trattamento di versanti caratterizzati da litotipi teneri come nel caso in esame dove tra l'altro si rileva un'alterazione significativa delle rocce di origine metamorfica;
- Rapidità di installazione;
- Impatto ambientale a breve termine legato sostanzialmente all'esecuzione dei lavori e a lungo termine riferito alla durata e l'efficienza nel tempo;
- Performances in esercizio (resistenza a trazione e al punzonamento).

Le caratteristiche geologiche dell'area sono state determinate sulla base di studi ed indagini pregresse riferibili all'ambito di intervento, nondimeno in funzione degli esiti delle indagini eseguite dalla società Geovit Srl poi recepite nello studio tecnico geologico allegato. L'affioramento si presenta molto diversificato: fratturato nella zona esposta ovvero, compatto, dunque, si è inteso far riferimento allo scenario in cui la parte compromessa sarà rimossa mediante disgaggio controllato e quindi si potrà intervenire di una parte ancora instabile dallo spessore di 0.50m.

L'affioramento è stato quindi indagato attraverso una serie di indagini ad hoc calibrate, in ragione dei dissesti in atto e della relativa dinamica evolutiva che ha obbligato gli scriventi, di concerto con la ditta incaricata di variarne alcune, in virtù del forte condizionamento del degrado riscontrato a seguito degli eventi meteorici, le cui conseguenze avrebbero impedito la corretta esecuzione delle stesse con probabili inattendibilità dei risultati. In ogni caso è stato rielaborato il piano variando alcune prove inizialmente previste a fronte di altre realizzabili con attendibilità di risultato.

Orbene, tra le indagini di prima cura è stato previsto un sondaggio con un prelievo di campione da sottoporre a prove di laboratorio a valle del quale è stato possibile riscontrare quanto evidente in situ, ovvero, la presenza di un calcare molto fratturato, ma dalle discrete caratteristiche meccaniche.

Rivestimento perforazione	Manovre	Scala	Profondità	Stratigrafia	Descrizione	% Carotaggio	Falda	Pocket penetrometer (Kg/cm ²)	Tonvane test (Kg/cm ²)	Campione	SPT	Foto
			1		Calcarei fratturati di colore bianco.	20,0/20,0/0				1	0,3 0,7	
			2									
			3									

Prova di compressione UNI EN 1926

Prova	Dimensioni		Sezione	Peso	Massa Volumica	Resistenza a compressione	Tipo di rottura
	D	H					
	mm	mm					
C1	94,2	94,3	69,69	1,652	2513,7	31,4	2

(*) 1 - Bipiramidale 2 - Sfaldamento piramidale 3 - Sfaldamento obliquo 4 - Sgretolamento 5 - Altro

NOTA: Richiesta firmata dal D.L. Geom. Mauro Anselmi - N.B.: rapporto di prova non utile ai fini della procedura prevista dalla Legge 1086/71

Figura n.53 - Caratteristiche del masso

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, applicate in modo 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:

- β_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.

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.

È noto da tempo che i danni che si manifestano durante un terremoto possono avere dimensioni molto diverse in località tra loro vicine a causa di una differente risposta sismica locale; ad esempio, per lo stesso sisma registrato da strumenti identici e a breve distanza reciproca, uno posto su di una coltre alluvionale di 200m di spessore, l'altro su rocce cristalline, fu rilevato un rapporto di ampiezza pari a 5 corrispondente a circa 2 unità della scala sismica delle intensità (Carrara et al., 1992). D'altra parte, lo stesso concetto di magnitudo tiene conto di ciò, legando la sua valutazione all'ampiezza del moto del sottosuolo normalizzata sia mediante una funzione di attenuazione con la distanza, sia mediante un coefficiente di stazione e quest'ultimo è legato, appunto, alla diversa risposta dei siti di registrazione ad uno stesso evento sismico.

Questo fenomeno fu notato per la prima volta un secolo fa quando, durante il tristemente noto terremoto di S. Francisco del 1906, edifici praticamente identici per forma, dimensioni e materiali impiegati, subirono danni sensibilmente diversi (alcuni edifici subirono crolli totali mentre altri subirono danni praticamente trascurabili).

È ormai assodato che le caratteristiche con cui si presenta un sisma in un dato sito sono fortemente dipendenti oltre che dalle caratteristiche della sorgente, dalle modalità di emissione dell'energia e dalla distanza ipocentrale, soprattutto da fattori di risposta locale che modificano la composizione spettrale del sisma.

In sostanza la risposta sismica locale è l'azione di filtro e d'amplificatore esercitata localmente dagli strati più superficiali del terreno sovrapposti ad un basamento roccioso; essa è l'insieme delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza che un moto sismico, relativo a una formazione rocciosa di base (substrato o bedrock), subisce attraversando gli strati di terreno sovrastanti (deposito di copertura) fino alla superficie. Per una corretta valutazione della risposta sismica locale è quindi indispensabile calcolare gli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontale e verticale delle azioni sismiche di progetto.

La valutazione della risposta sismica locale è stata effettuata secondo i dettami del recente D.M. del 17 gennaio 2018, tramite l'utilizzo del software sperimentale SPETTRI NTC 1.0.3 sviluppato a cura del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, ed utilizzando le risultanze delle indagini sismiche effettuate. Gli spettri di risposta ottenuti sono relativi allo Stato Limite di Esercizio SLD (Stato Limite di Danno) e allo Stato Limite Ultimo SLV (Stato Limite di Salvaguardia della Vita).

In un primo stadio è stata individuata la pericolosità del sito sulla base dei risultati del progetto S1 dell'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) (Tab. 1; Fig. 1).

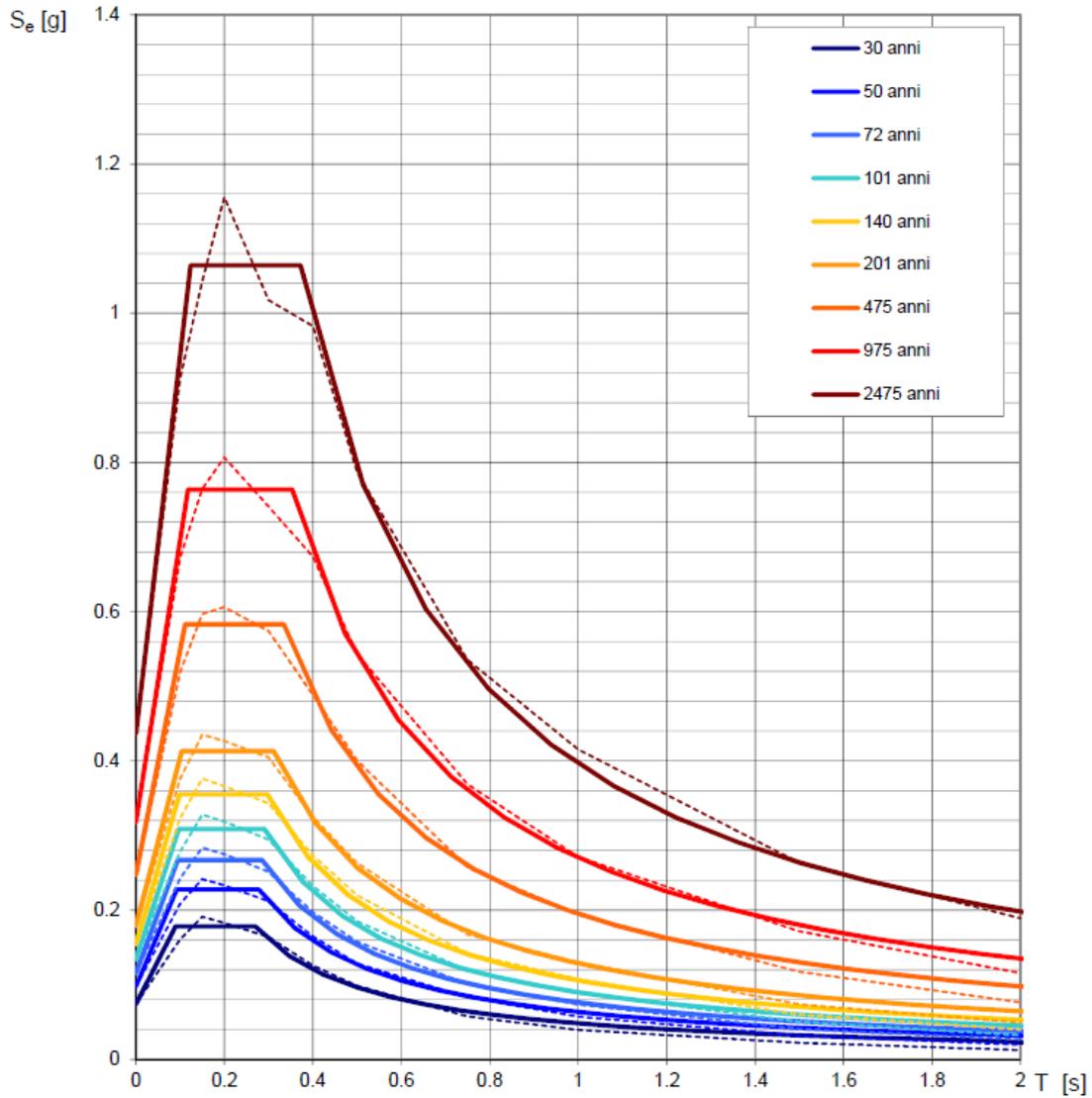
In un secondo momento sono stati calcolati gli spettri di risposta elastici relativi alla strategia di progettazione prescelta (Vita nominale della costruzione - $VN \geq 50$ anni; Coefficiente d'uso della costruzione - $CU = 1$ - Classe d'uso della costruzione II) ed all'azione di progetto di riferimento (SLD e SLV) (Tabb. 2 - 5; Figg. 2 - 3).

Gli spettri di risposta elastici ottenuti sono rappresentativi delle componenti orizzontale e verticale delle azioni sismiche di progetto per la tipologia di sito [categoria di sottosuolo B - categoria topografica T4 ($h/H = 1$)] individuata nell'area oggetto di indagine.

**SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI PER PERIODI DI RITORNO DI RIFERIMENTO
PER CATEGORIA DI SOTTOSUOLO A
PUNTO DI COORDINATE LONG. 13.075133 - LAT. 42.422634 (IN GRADI DECIMALI)**

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0.074	2.410	0.270
50	0.098	2.333	0.278
72	0.115	2.315	0.285
101	0.134	2.298	0.291
140	0.155	2.297	0.297
201	0.179	2.303	0.311
475	0.247	2.357	0.334
975	0.318	2.400	0.353
2475	0.437	2.437	0.372

Tabella n. 1 - Prospetto dei valori dei parametri a_g , F_0 , T_C per i periodi di ritorno T_R di riferimento. a_g = accelerazione orizzontale massima al sito; F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale; T_C = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.



NOTA:
Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

Figura n.54 - Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_r di riferimento per categoria di sottosuolo A.

**SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI PER CATEGORIA DI SOTTOSUOLO B
E PER CATEGORIA TOPOGRAFICA T4 (h/H =1)
PUNTO DI COORDINATE LONG. 13.075133 - LAT. 42.422634 (IN GRADI DECIMALI)**

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.098 g
F_o	2.332
T_c	0.278 s
S_s	1.200
C_c	1.421
S_T	1.400
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.680
η	1.000
T_B	0.132 s
T_c	0.395 s
T_D	1.991 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0.55; \eta = 1/q$$

$$T_B = T_c / 3$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^*$$

$$T_D = 4.0 \cdot a_g / g + 1.6$$

Espressioni dello spettro di risposta

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_c \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura.

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.164
T_B ←	0.132	0.383
T_c ←	0.395	0.383
	0.471	0.322
	0.547	0.277
	0.623	0.243
	0.699	0.217
	0.775	0.195
	0.851	0.178
	0.927	0.163
	1.003	0.151
	1.079	0.140
	1.155	0.131
	1.231	0.123
	1.307	0.116
	1.383	0.110
	1.459	0.104
	1.535	0.099
	1.611	0.094
	1.687	0.090
	1.763	0.086
	1.839	0.082
	1.915	0.079
T_D ←	1.991	0.076
	2.087	0.069
	2.183	0.063
	2.278	0.058
	2.374	0.054
	2.470	0.049
	2.565	0.046
	2.661	0.043
	2.757	0.040
	2.852	0.037
	2.948	0.035
	3.044	0.033
	3.139	0.031
	3.235	0.029
	3.330	0.027
	3.426	0.026
	3.522	0.024
	3.617	0.023
	3.713	0.022
	3.809	0.021
	3.904	0.020
	4.000	0.019

Tabella n. 2 - Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLD. Categ. sottosuolo B. Categ. topografica T4 (h/H =1). Vita nominale della costruzione - VN ≥ 50 anni; Coefficiente d'uso della costruzione - CU = 1 - Classe d'uso della costruzione II; smorzamento 5%, fattore di struttura q = 1.5.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_{gv}	0.041 g
S_S	1.000
S_T	1.400
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	0.985
S	1.400
η	0.667

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T$$

$$\eta = 1/q$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

Espressioni dello spettro di risposta

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.058
T_B ←	0.050	0.090
T_C ←	0.150	0.090
	0.235	0.057
	0.320	0.042
	0.405	0.033
	0.490	0.028
	0.575	0.023
	0.660	0.020
	0.745	0.018
	0.830	0.016
	0.915	0.015
T_D ←	1.000	0.013
	1.094	0.011
	1.188	0.010
	1.281	0.008
	1.375	0.007
	1.469	0.006
	1.563	0.006
	1.656	0.005
	1.750	0.004
	1.844	0.004
	1.938	0.004
	2.031	0.003
	2.125	0.003
	2.219	0.003
	2.313	0.003
	2.406	0.002
	2.500	0.002
	2.594	0.002
	2.688	0.002
	2.781	0.002
	2.875	0.002
	2.969	0.002
	3.063	0.001
	3.156	0.001
	3.250	0.001
	3.344	0.001
	3.438	0.001
	3.531	0.001
	3.625	0.001
	3.719	0.001
	3.813	0.001
	3.906	0.001
	4.000	0.001

Tabella n. 3 - Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite SLD. Categ. sottosuolo B. Categ. topografica T4 (h/H =1). Vita nominale della costruzione - VN ≥ 50 anni; Coefficiente d'uso della costruzione - CU = 1 - Classe d'uso della costruzione II; smorzamento 5%, fattore di struttura q = 1.5.

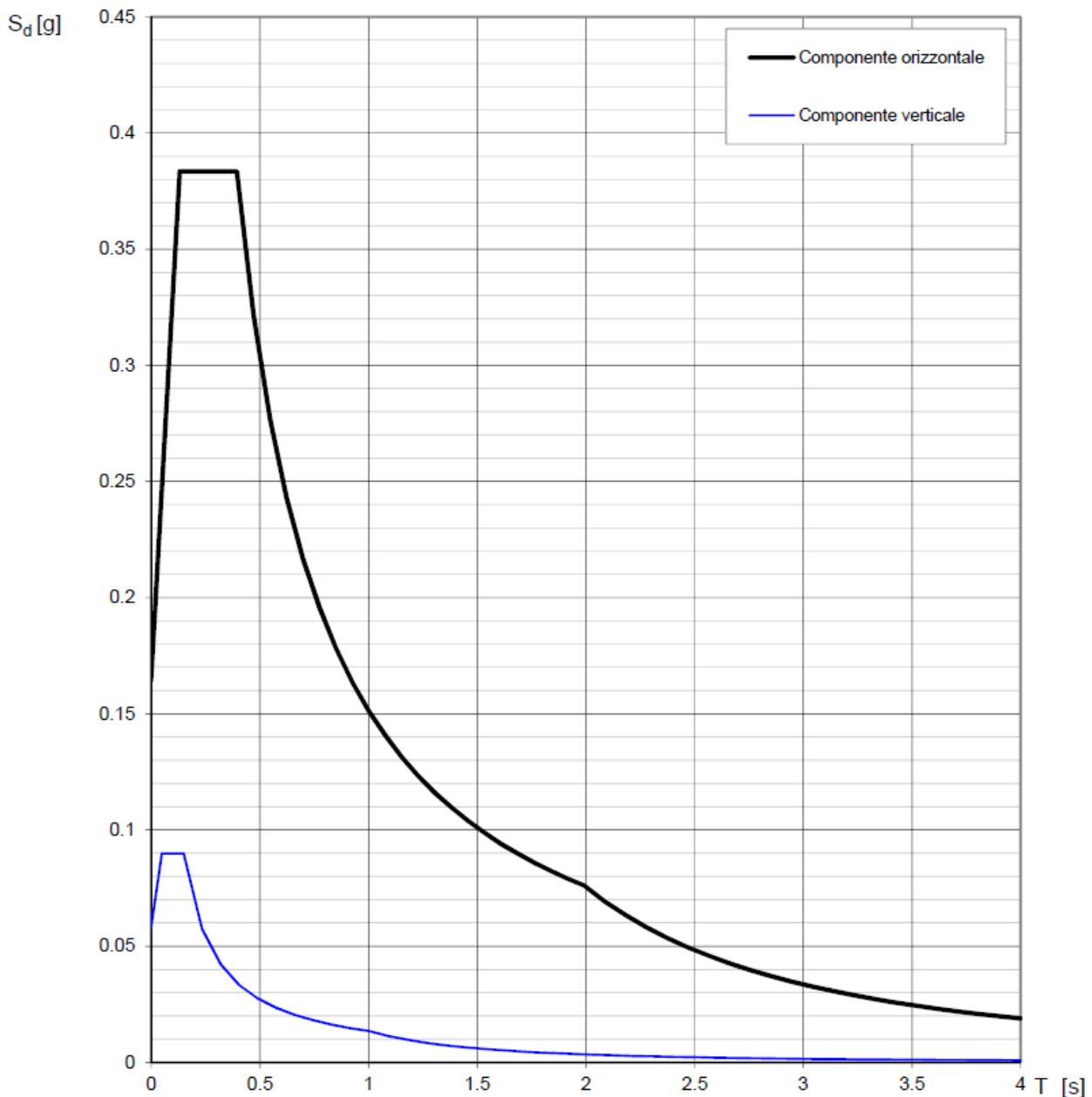


Figura n. 55 - Spettri di risposta elastici (componenti orizzontale e verticale) per lo stato limite SLD - Categ. sottosuolo B. Categ. topografica T4 ($h/H = 1$). Vita nominale della costruzione - $VN \geq 50$ anni; Coefficiente d'uso della costruzione - $CU = 1$ - Classe d'uso della costruzione II; smorzamento 5%, fattore di struttura $q = 1.5$.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.247 g
F_0	2.357
T_C	0.334 s
S_S	1.167
C_C	1.370
S_T	1.400
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.634
η	1.000
T_B	0.153 s
T_C	0.458 s
T_D	2.590 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q$$

$$T_B = T_C / 3$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$$

Espressioni dello spettro di risposta

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura.

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.404
T_B ←	0.153	0.952
T_C ←	0.458	0.952
	0.559	0.779
	0.661	0.660
	0.762	0.572
	0.864	0.505
	0.965	0.452
	1.067	0.409
	1.168	0.373
	1.270	0.343
	1.371	0.318
	1.473	0.296
	1.574	0.277
	1.676	0.260
	1.777	0.245
	1.879	0.232
	1.980	0.220
	2.082	0.209
	2.183	0.200
	2.285	0.191
	2.386	0.183
	2.488	0.175
T_D ←	2.590	0.168
	2.657	0.160
	2.724	0.152
	2.791	0.145
	2.858	0.138
	2.925	0.132
	2.993	0.126
	3.060	0.121
	3.127	0.115
	3.194	0.111
	3.261	0.106
	3.328	0.102
	3.396	0.098
	3.463	0.094
	3.530	0.091
	3.597	0.087
	3.664	0.084
	3.731	0.081
	3.799	0.078
	3.866	0.076
	3.933	0.073
	4.000	0.071

Tabella n. 4 - Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV. Categ. sottosuolo B. Categ. topografica T4 (h/H =1). Vita nominale della costruzione - VN ≥ 50 anni; Coefficiente d'uso della costruzione - CU = 1 - Classe d'uso della costruzione II; smorzamento 5%, fattore di struttura q = 1.5.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0.166 g
S_s	1.000
S_T	1.400
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.582
S	1.400
η	0.667

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T$$

$$\eta = 1/q$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5}$$

Espressioni dello spettro di risposta

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.233
T_B ←	0.050	0.365
T_C ←	0.150	0.365
	0.235	0.233
	0.320	0.171
	0.405	0.135
	0.490	0.112
	0.575	0.095
	0.660	0.083
	0.745	0.074
	0.830	0.066
	0.915	0.060
T_D ←	1.000	0.055
	1.094	0.046
	1.188	0.039
	1.281	0.033
	1.375	0.029
	1.469	0.025
	1.563	0.022
	1.656	0.020
	1.750	0.018
	1.844	0.016
	1.938	0.015
	2.031	0.013
	2.125	0.012
	2.219	0.011
	2.313	0.010
	2.406	0.009
	2.500	0.009
	2.594	0.008
	2.688	0.008
	2.781	0.007
	2.875	0.007
	2.969	0.006
	3.063	0.006
	3.156	0.006
	3.250	0.005
	3.344	0.005
	3.438	0.005
	3.531	0.004
	3.625	0.004
	3.719	0.004
	3.813	0.004
	3.906	0.004
	4.000	0.003

Tabella n. 5 - Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite SLV. Categ. sottosuolo B. Categ. topografica T4 (h/H =1). Vita nominale della costruzione - VN ≥ 50 anni; Coefficiente d'uso della costruzione - CU = 1 - Classe d'uso della costruzione II; smorzamento 5%, fattore di struttura q = 1.5.

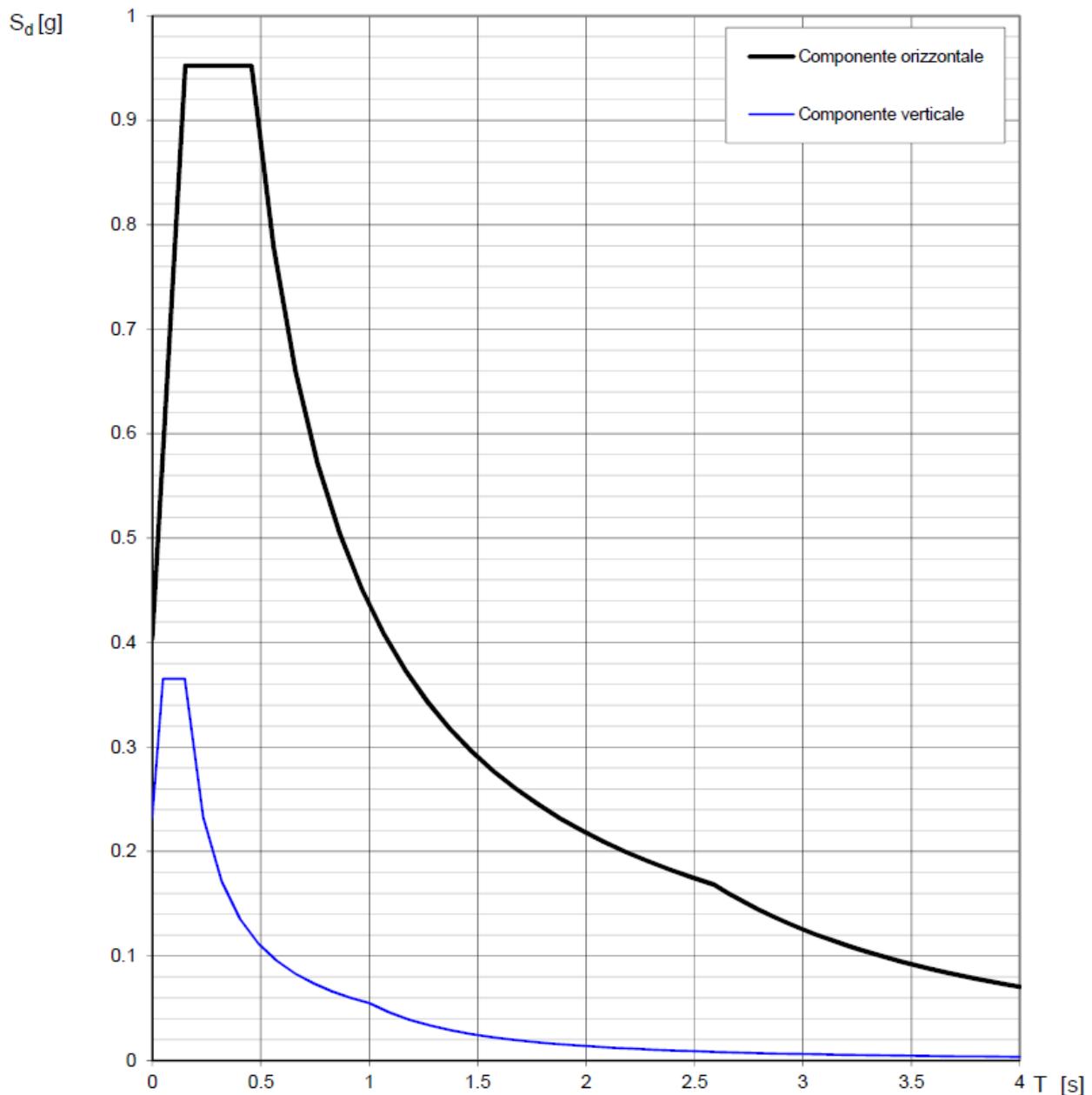


Figura n. 56 - Spettri di risposta elastici (componenti orizzontale e verticale) per lo stato limite SLV - Categ. sottosuolo B. Categ. topografica T4 (h/H =1). Vita nominale della costruzione - VN ≥ 50 anni; Coefficiente d'uso della costruzione - CU = 1 - Classe d'uso della costruzione II; smorzamento 5%, fattore di struttura q = 1.5.

I risultati forniti dalle indagini sismiche effettuate permettono di definire la categoria di sottosuolo del sito, che risulta posto nella categoria B, con valori di $V_{S,eq}$ calcolati pari a (Tab. 6):

Prospezione sismica	$V_{S,eq}$ (m/s)
MASW n. 1	[494]
MASW n. 2	[514]
HVSR n. 1	[420]
HVSR n. 2	[519]
HVSR n. 3	[573]
HVSR n. 4	[643]
HVSR n. 5	[575]
HVSR n. 6	[591]
HVSR n. 7	[515]
HVSR n. 8	[532]
HVSR n. 9	[487]
HVSR n. 10	[562]

Tabella n. 6 - Valori di $V_{S,eq}$ calcolati, relativi alle prospezioni sismiche effettuate.

In funzione della categoria di sottosuolo B e della categoria topografica T4 ($h/H = 1$) sono stati ricavati tutti i parametri d'interesse ingegneristico, quali gli spettri di risposta elastici. Il calcolo degli spettri di risposta elastici è stato effettuato con la seguente strategia di progettazione:

- Vita nominale della costruzione - $V_N \geq 50$ anni;
- Coefficiente d'uso della costruzione - $C_U = 1$ - Classe d'uso della costruzione II.

Il computo ha fornito valori massimi di a_g (accelerazione orizzontale massima al sottosuolo) e S_e [g] (accelerazione orizzontale corrispondente ai periodi compresi tra T_B e T_C) (Tabb. 2 - 4 - 7), relativamente agli stati limite SLD (Stato Limite di Danno) e SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita) pari a:

a_g SLD	a_g SLV	S_e [g] SLD	S_e [g] SLV
[0.098]	[0.247]	[0.383]	[0.952]

Tabella n. 7 - Valori massimi di a_g e S_e [g] relativamente agli stati limite SLD e SLV - componenti orizzontali degli spettri di risposta elastici. Vita nominale della costruzione - $V_N \geq 50$ anni; Coefficiente d'uso della costruzione - $C_U = 1$ - Classe d'uso della costruzione II; smorzamento 5%, fattore di struttura $q = 1.5$.

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 il versante 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). I meccanismi di rottura suddetti sono graficamente illustrati in figura successiva.

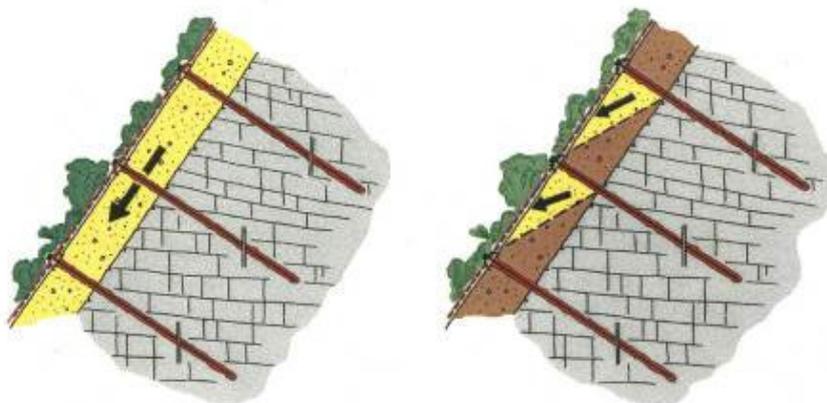


Figura n.57 - Meccanismi di rottura considerati per il dimensionamento

Ai fini del dimensionamento e della verifica degli elementi, si è eseguito un calcolo automatico attraverso il software Rovolum ® 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.

Resta inteso che, 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 che viene definita attraverso il dimensionamento deve avere le seguenti caratteristiche:

- Adeguata resistenza allo sforzo di trazione parallelamente al versante, Z_R ;
- Adeguata resistenza allo sforzo di pressione nella direzione dell'ancoraggio, D_R ;
- Adeguata resistenza allo sforzo di taglio nella direzione dell'ancoraggio (immediatamente al di sopra della piastra romboidale), P_R ;

I valori di resistenza ottenuti da prove di laboratorio d'accordo con l'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 prove:

- **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;
 - γ_{SR} fattore di sicurezza per la resistenza al taglio degli ancoraggi.
- **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;
 - γ_{PR} correzione per la resistenza della rete per taglio;
- **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;
- γ_{ZR} il fattore di sicurezza alla trasmissione della forza Z;

- **prova della rete rispetto al punzonamento**

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

Dove:

- V_{dll} 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;
 - γ_{DR} fattore di sicurezza per la resistenza al punzonamento.
- **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;
- γ_{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;
- γ_{SR} fattore di sicurezza per la resistenza al taglio dell'ancoraggio.

In abbinamento alla rete in acciaio, è stata studiata un'apposita piastra 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 ϕ' e della coesione c' , mentre mantiene inalterato il peso di volume γ , rispettivamente. Un ulteriore Fattore di Sicurezza parziale ($F_{mod}=1.10$) viene applicato in caso per limitare l'incertezza del modello assunto.

Il lavorare con dei coefficienti di sicurezza parziali equivale all'impiego di un fattore di sicurezza globale che è maggiore di 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 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.

Calcolo della stabilità parallela al versante

Considerando l'equilibrio nella direzione x come mostrato in figura successiva, si ricava lo sforzo di taglio sopportato dall'ancoraggio come:

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

Dove:

- G è il peso del corpo in giallo della figura sottostante
- V è il precarico dell'ancoraggio dovuto alla pretensione dello stesso
- ψ è l'inclinazione degli ancoraggi rispetto all'orizzontale
- γ_{mod} è un fattore di riduzione che tiene conto delle incertezze del modello di calcolo.

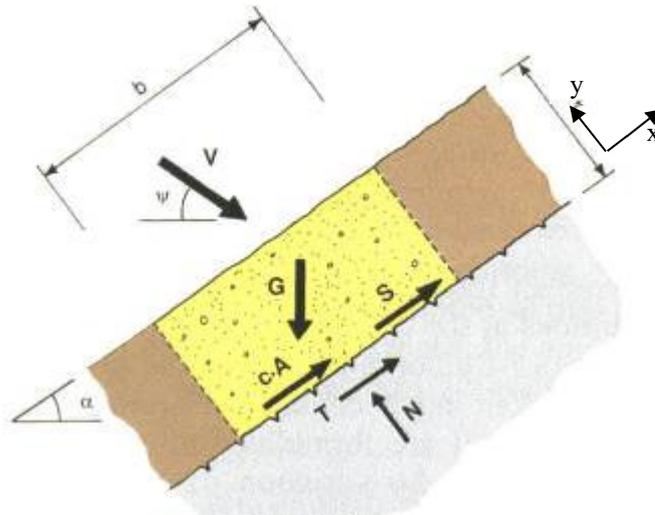


Figura n.58 - Azione di taglio S sull'ancoraggio (meccanismo di rottura globale).

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

Sono assunti 2 tipi di meccanismi locali di rottura (figura n.42). A sinistra s'ipotizza un meccanismo di rottura che coinvolge un singolo corpo instabile che scivola su una discontinuità avente un'inclinazione β sull'orizzontale. A destra s'ipotizza un meccanismo di rottura locale che coinvolge 2 corpi, dove il corpo I spinge sul corpo II.

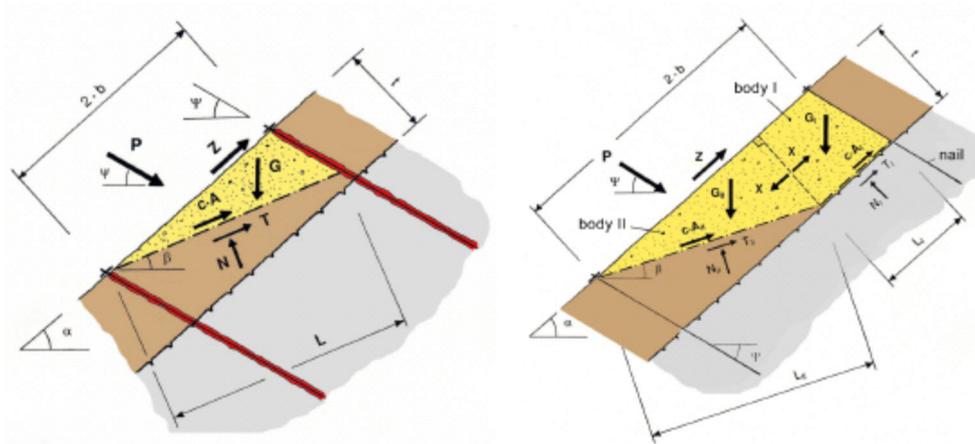


Figura n.59 - Meccanismi di rottura locale

In figura successiva si osserva una vista di trasversale del corpo instabile tra gli ancoraggi, e la presenza del cono di pressione (zona stabile). L'angolo δ diminuisce con l'addensamento del terreno o roccia.

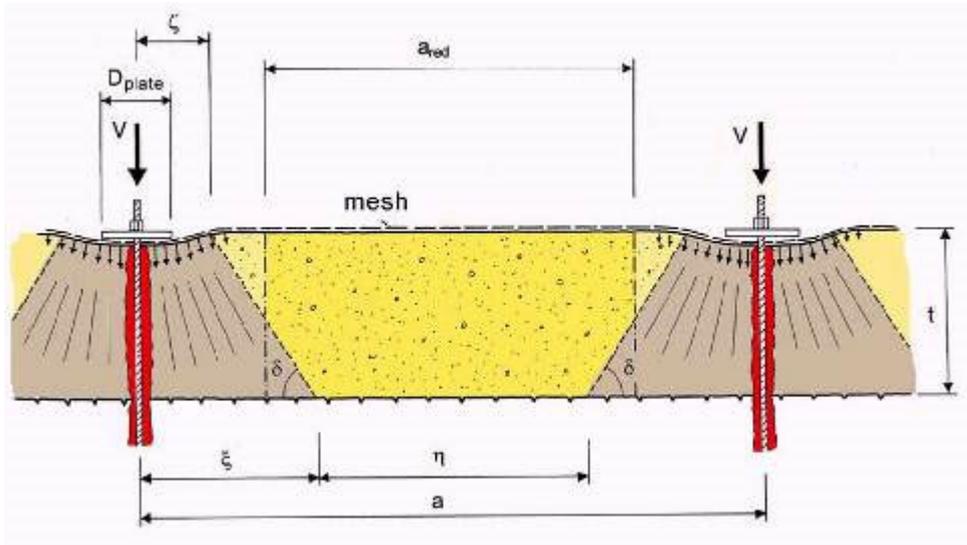


Figura n.60- Sezione del corpo instabile tra gli ancoraggi; cono di pressione attivo

La forza stabilizzante P per il meccanismo instabile mostrato a sinistra in figura 42 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 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 β della discontinuità all'interno dello strato instabile in modo da trovare la forza stabilizzante massima. In altre parole il programma ricava la profondità tale per cui si ha la massima richiesta di stabilizzazione dal sistema di consolidamento, ovvero la profondità critica.

Dimensionamento

Nel seguito si illustrano i dati di input per l'analisi della soluzione per il consolidamento superficiale:

Spessore instabile	Inclinazione versante	ϕ_k	c_k	γ	γ_ϕ	γ_c	γ_γ	γ_{mod}	Inclin. Ancor.
[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kN/m ³]	[-]	[-]	[-]	[-]	[°]
0.5	80	25	5	25	1,25	1,25	1,00	1,10	5

Tabella n.2 - Riassunto dei dati di input per il dimensionamento in esame

Per maggiore chiarezza della tabella riguardante lo scenario analizzato, 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 della coltre instabile viene valutata considerando una profondità fino a 0.5 m.
- Della coesione, di angolo di attrito e peso di volume i valori assunti sono quelli supposti in base alle osservazioni geologiche del versante affiorante; su tali valori operano i coefficienti riduttivi γ_ϕ , γ_c e γ_γ della tangente dell'angolo d'attrito, della coesione e del peso unitario, rispettivamente, in applicazione dell'Eurocodice 7.
- Gli ancoraggi ipotizzati sono del tipo Gewi con diametro pari a 28 mm. Essi sono stati ipotizzati ad azione passiva con un'inclinazione rispetto l'orizzontale di 5°, 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).

Risultati

Per effetto delle considerazioni sopra espresse, in riferimento agli allegati tabulati ed allo schema sottostante rappresentato in figura successiva si ottiene il seguente riepilogo degli interassi (a = orizzontale, b = verticale) tra ancoraggi e tipologia di ancoraggio:

Tipologia di rete	a = H	b = V	Ancoraggi
[-]	[m]	[m]	[-]
Tipo G65/4	3.0	3.0	Gewi 28 mm

Tabella n.8 - Riepilogo degli interassi tra ancoraggi

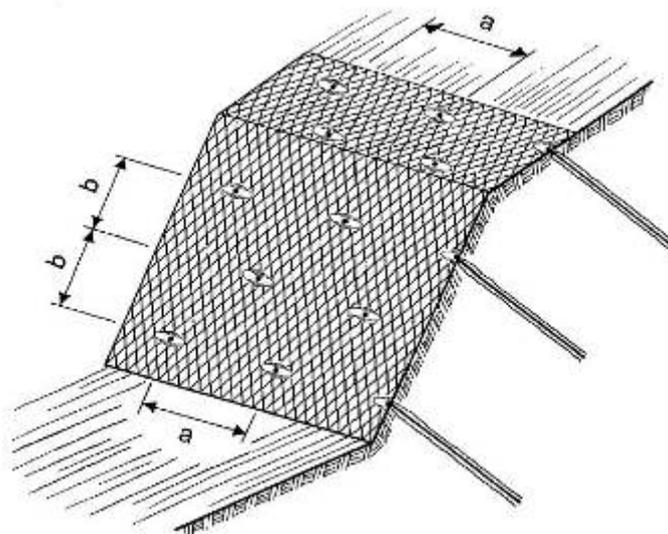


Figura n.61 - Rappresentazione schematica per l'interpretazione dei risultati

La rete individuata in fase progettuale, le cui prestazioni di elevata resistenza concorrono al dimensionamento, mobilita nel caso in esame la sua resistenza allo sforzo di taglio nella direzione dell'ancoraggio (immediatamente al di sopra della piastra PR) per spessori di meccanismi di rottura locale fino a 0.5 m. Per contro reti più deboli, giungerebbero a rottura per spessori di terreno instabile decisamente inferiori, con la conseguenza che per tali reti occorrerebbe, a parità di spessore instabile, realizzare un numero di ancoraggi molto più elevato, con evidente ricaduta negativa sull'aspetto economico del progetto.

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 28 mm.

Degli ancoraggi ipotizzati sono riportati nella tabella successiva 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 1,15 (sulla resistenza a snervamento). I valori di seguito riportati sono le resistenze teoriche senza considerare la corrosione; gli effetti sulla riduzione delle resistenze sono considerati nelle verifiche del software.

Barre	Snervamento	Area	Res. trazione	Res. taglio
	N/mm ²	mm ²	kN	kN
Gewi 28 mm	500	616	308	178

Tabella n.9 - 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/mm²), 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:

- Seguire puntualmente 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 controspinta diffusa su tutto l'areale;
- Realizzare gli ancoraggi 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;
- Gli ancoraggi devono avere una posizione centrata rispetto al foro che può essere mantenuta per mezzo di opportuni dispositivi centratori;
- Gli ancoraggi devono avere una 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;
 - la boiaccia cementizia deve essere confezionata con additivi antiritiro, e sufficientemente fluida per intasare completamente il foro;
- Il pre-tensionamento degli ancoraggi deve essere 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.

La rete prevista, prevede la possibilità di essere tensionata e quindi di aderire in maniera più precisa all'affioramento. A tale scopo, pertanto occorrerà a valle della pulizia individuare i punti di ancoraggio e/o determinare mediante realizzazione di piccole nicchie le zone dedicate. Qualora non risultasse possibile procedere con gli interassi previsti e disciplinati dal calcolo, si potrà procedere con dei picchetti a secco con manico ad ombrello della stessa profondità di infissione.

Lunghezza degli ancoraggi

Il calcolo è stato sviluppato in accordo con le Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC, DM 17.01.2018), 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 e viene lasciata alle singole nazioni la possibilità di variare questi valori in funzione della propria specificità.

Il carico massimo che si può trasferire all'ancoraggio corrisponde all'azione T_D che viene indicata dal software di calcolo utilizzato. Per le verifiche sulle lunghezze degli ancoraggi si utilizza l'approccio 2 (A1+M1+R3) riportato nelle NTC 2018, indicato nel cap. 6.4.3 "fondazioni sui pali". Si considerano quindi pari ad 1 i fattori di sicurezza sui parametri geotecnici; per far questo si ricalcola il valore di T_D dal software mediante una simulazione e impostando gli stessi valori di interesse degli ancoraggi e la stessa tipologia ottenuta però ponendo pari a 1,0 i fattori di sicurezza sui parametri geotecnici.

Il valore di T_D che si ottiene è quello che si utilizza per il calcolo della lunghezza degli ancoraggi e che risulta pari a 112.1 kN.

Tale azione viene incrementata mediante un fattore di amplificativo pari a 1,3 (carichi permanenti, effetto sfavorevole, NTC 2018 - tab. 6.2.I) e risulta pari a:

$$F_{D \text{ Progetto}} = 146 \text{ kN}$$

Vengono effettuate tre differenti verifiche per il dimensionamento degli ancoraggi come rappresentato in figura successiva, dedicati all'acciaio all'interfaccia acciaio malta ed interfaccia malta - terreno.

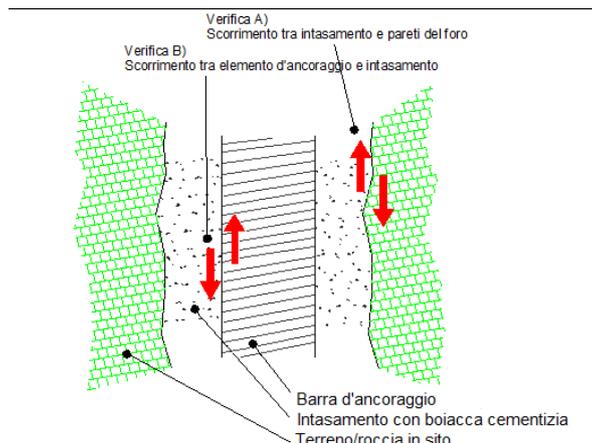


Figura n.62 - Verifiche rispetto allo sfilamento dell'ancoraggio

Dati di progetto

Azione di progetto	$F_D = 146 \text{ kN}$
Angolo di inclinazione del versante	$\alpha = 80^\circ$
Spessore dello strato	$t = 0.5 \text{ m}$
Angolo di attrito del terreno	$\Phi_k = 32^\circ$
Peso di volume	$\gamma_k = 20 \text{ kN/m}^3$
Diametro di perforazione	$D_{\text{perf}} = 90 \text{ mm}$

Verifica della sezione d'acciaio dell'ancoraggio

Nella verifica della sezione di acciaio viene verificata la seguente disequazione:

$$F_D \leq \frac{R_{yk} \cdot A_{barra}}{\gamma_s \cdot 1000}$$

Dove:

- F_D è l'azione di progetto [kN];
- R_{yk} è la resistenza a snervamento della barra (Gewi 28 mm), pari a 500 N/mm^2 ;
- A_{barra} è la sezione della barra, pari a 616 mm^2 ;
- γ_s è il fattore riduttivo dell'acciaio, pari a 1.15 (secondo NTC 2018).

$$\frac{500 \cdot 616}{1.15 \cdot 1000} = 268$$

Da cui ne deriva che:

$$146 \leq 268 \text{ per cui la disequazione è verificata.}$$

Lunghezza ancoraggio - Verifica sfilamento malta - terreno

Il modello concettuale di riferimento è quello di Bustamante - Doix (1985), in cui gli elementi di ancoraggio vengono dimensionati in base alla capacità delle interfacce di trasmettere le azioni cui l'ancoraggio è sottoposto.

La disequazione che definisce la capacità dell'elemento di fondazione è la seguente:

$$L_A \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_{a3} \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot \tau_{s-m}}$$

Dove:

- F_D è l'azione di progetto
- D_s è il diametro reale del bulbo, ottenuto moltiplicando il diametro di perforazione (D_{perf}) per un coefficiente maggiorativo (α_s), variabile a seconda della tipologia di terreno;
- τ_{s-m} è il valore di progetto dello sforzo unitario trasmissibile dall'interfaccia considerata, calcolato applicando al valore caratteristico gli opportuni coefficienti di sicurezza;
- $R_{a,p}$ e ξ_{a3} sono i coefficienti di sicurezza da considerare, secondo quanto riportato nelle Norme Tecniche.
- $D_{perf} = 90$ mm
- $\alpha_s = 1,1$; per il substrato in sito (considerando le tabelle A.I.C.A.P 2012, nel caso di iniezione in un'unica soluzione).
- $D_s = 90 \cdot 1,1 = 99$ mm;
- $\tau_{s-m} = 0,50$ N/mm²; desunto dalle tabelle A.I.C.A.P 2012 viste le condizioni di sito.

Il parametro di aderenza malta-terreno dipende dal tipo di terreno in posto e dal tipo di malta utilizzata, ed è determinabile in modo univoco solo con prove di estrazione di ancoraggi appositamente realizzati. In mancanza di ciò si utilizzano valori desunti dalla letteratura, applicando poi i coefficienti riduttivi previsti dalle norme tecniche.

Le resistenze vengono approcciate secondo quanto previsto dal paragrafo 6.4.3.1.1 delle NTC, tab. 6.4.II, per pali trivellati.

- $R_{a,p} = 1,25$

Mentre la resistenza caratteristica dell'ancoraggio viene valutata tenendo in considerazione il fatto che non si hanno prove di estrazione e che i dati di aderenza malta-substrato sono determinati tramite riferimenti bibliografici (A.I.C.A.P. "Ancoraggi nelle terre e nelle rocce 2012"). Per cui il fattore di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica considerato è il seguente:

$$- \xi_{a,3} = 1,70$$

Si assume tale valore in quanto non sono disponibili indagini su ancoraggi di prova.

In questo caso si hanno tutti gli elementi per procedere alla risoluzione dell'equazione rispetto alla lunghezza, che risulta pari a:

$$L_A \geq \frac{1.25 \cdot 1.7 \cdot 146}{\pi \cdot 90 \cdot 0.50} = 2195 \text{ mm}$$

Lunghezza ancoraggio - Verifica sfilamento malta - acciaio

Nella seguente verifica deve essere soddisfatta la seguente equazione:

$$F_D = \frac{\tau_{a-m}}{\gamma_{a-m}} \cdot S_{Lat} \cdot L_B$$

Dove:

- F_D è l'azione di progetto;
- γ_{a-m} è il fattore parziale per l'adesione malta - acciaio;
- τ_{a-m} è l'adesione malta - acciaio;
- S_{Lat} è la superficie effettiva di contatto malta - acciaio;
- L_B è la lunghezza dell'ancoraggio

Si considera un fattore parziale per l'adesione malta-acciaio pari a 1,5.

Mentre la superficie di contatto per le barre in progetto è pari a:

$$S_{lat} = 2 \cdot \pi \cdot 14 = 88 \text{ mm}, \text{ per barre Gewi 28 mm}$$

Per l'adesione acciaio - malta si ha la seguente formulazione:

$$\tau_{a-m} = \frac{f_{bk}}{1.5}$$

Da cui sostituendo le equazioni sotto riportate diventa:

$$\tau_{a-m} = \frac{2.25 \cdot 1 \cdot 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1.5}$$

$$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$$

dove $\eta = 1$ per diametri ≤ 32 ;

mentre per barre diametro superiori:

$$\eta = \frac{(132 - \phi)}{100}$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Dove f_{ck} è la resistenza caratteristica della malta di iniezione.

Considerando un f_{ck} pari a 20 N/mm², si ottiene:

$$\tau_{a-m} \text{ è } = 2,32 \text{ N/mm}^2$$

Risolvendo l'equazione rispetto alla lunghezza dell'ancoraggio si ottiene:

$$L_B = \frac{146 \cdot 1.5}{88 \cdot 2.32} = 1072 \text{ mm}$$

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

$$L_1 = \max(L_A; L_B);$$

per cui $L_1 = 2195 \text{ mm}$.

A cui deve essere sommato lo spessore instabile che risulta pari a:

$$L_2 = t / \cos(90^\circ - \alpha - \psi)$$

Per $\alpha = 80^\circ$ e $\psi = 5^\circ$ si rileva $L_2 = 505 \text{ mm}$

Orbene, 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 profondità di $L = 3.00 \text{ m}$ possa essere adeguata per far fronte a fenomeni franosi di carattere superficiale. 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.

Tipologia ancoraggi	Lunghezza [m]
Gewi 28 mm	3.00

Tabella n.10 - Riepilogo della lunghezza degli ancoraggi

Al riguardo, si precisa che la lunghezza calcolata è la lunghezza minima da utilizzare nel sito in questione e, durante le lavorazioni e in funzione della necessità, le lunghezze possono arrivare a 6m consentendo l'equilibrio del sistema.

MATERIALI

I materiali previsti derivano da valutazioni ed analisi dedicate proprie degli interventi di difesa del suolo ad hoc calibrate per il sito di intervento e per il livello di vulnerabilità presente nel sito; nondimeno derivano dalle caratteristiche ambientali e dagli esiti delle indagini eseguite dalla società Geovit e Sondaggi Srl.

Ogni materiale, per i cui dettagli specifici si rimanda al disciplinare tecnico prestazionale degli elementi tecnici nonché al computo metrico allegato al seguente progetto, dovrà essere approvato al Direttore dei Lavori prima della relativa posa in opera ai fini dell'accettazione e, quindi, corredato della relativa scheda tecnica con cui si dà evidenza della relativa certificazione CE e della D.O.P. (*Declaration of Performance*). Ogni materiale dovrà essere posato secondo gli opportuni e accurati magisteri per fornire a regola d'arte l'opera da personale specializzato sulla base di un piano di lavoro che dovrà essere approvato tra l'altro dal CSE.

I materiali dovranno quindi essere accompagnati dai certificati di prova nonché per quanto riguarda gli ancoraggi dai valori del coefficiente di efficienza dell'ancoraggio.

Dunque, le funi, gli ancoraggi ed i sistemi previsti, dovranno essere conformi alle seguenti norme:

- Norma Europea di Prodotto con marchiatura CE;
- Certificato di idoneità tecnica rilasciato dal CSLLP relativamente agli ancoraggi in fune impiegati per le opere di fondazione a difesa dei versanti”.
- UNI EN 12385 -10 “funi spiroidali per usi strutturali generali”.
- UNI EN 13411 - 1 e UNI 12385 - 4 “funi a trefoli per usi generali nel sollevamento”.
- NTC 2018 - Cap. 11 - “Materiali e prodotti per uso strutturale”.
- UNI EN ISO 1461 - “Sistemi di zincatura a caldo secondo la norma EN 1090” .
- EN 10025 -2 “Acciai laminati a caldo per impieghi strutturali”.
- EAD 230025-00-0106 “Flexible facing systems for slope stabilization and rock protection”.
- EN 10218-1 “Fili di acciaio e relativi prodotti - Generalità Parte 1 : Metodi di prova”.
- EN 10218-2 “Requisiti di sicurezza”.
- EN 10244- 1 /2 “ Rivestimenti metallici non ferrosi sui fili di acciaio”.
- EN 10264-1/2 “ Filo di acciaio per funi”.

CONCLUSIONI

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 28 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 n.43, ma la scelta della tipologia di rete, di fatto senza soluzione 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 letteratura³.

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

Tipologia di rete	Tipologia ancoraggi	Interasse H ancoraggi	Interasse V ancoraggi	Lunghezza ancoraggi
	[m]	[m]	[m]	[m]
TIPO G65/4	Gewi 28 mm	3.0	3.0	3.0

La frequenza degli ancoraggi in abbinamento alla rete ad alta resistenza, introdotta per diverse ragioni, tiene già conto della maggiore incidenza degli ancoraggi perimetrali, ma 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:

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

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.

³Beseghini et. al. Modellazione meccanica di un sistema corticale attivo per il consolidamento di versanti in terreno- GEAM n. 125 - Dic.2008 pagg.25-30

BIBLIOGRAFIA

- Relazione Tecnica indagini - Geovit Sondaggi Srl;
- 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. 17.01.2018.
- Circolare n.7/2019 esplicativa dalle Norme Tecniche per le Costruzioni.
- 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.
- Raccomandazioni AICAP 2012: Ancoraggi nei terreni e nelle rocce. Associazione A.I.C.A.P.

TABULATO DI CALCOLO RISANAMENTO CORTICALE

STRUMENTO ONLINE RUVOLUM®

RUVOLUM® - Il Programma per dimensionare il sistema di stabilizzazione di versante TECCO®/SPIDER®

Progetto No. AntrODOCO (RI)
Progetto Nome AntrODOCO (RI)
Data, Autore 03.11.2020 ss

Valori di ingresso		
Inclinazione del versante	$\alpha=$	80.0 gradi
Spessore strato	$t=$	0.50 m
Angolo di attrito del suolo (valore caratteristico)	$\Phi_i=$	25.0 gradi
Peso specifico (valore caratteristico)	$\gamma_i=$	24.0 kN/m ³
Inclinazione della barra	$\psi=$	5.0 gradi
Distanza orizzontale barre	$a=$	3.00 m
Distanza barre nella direzione del versante	$b=$	3.00 m
Carichi		
Pressione delle acque sotterranee		No
Rischio sismico		Si
Coefficiente di accelerazione orizzontale sismico	$\varepsilon_h=$	0.097 [-]
Coefficiente di accelerazione verticale sismico	$\varepsilon_v=$	0.046 [-]
Valori di default e Fattori di Sicurezza		
Coesione del suolo (valore caratteristico)	$c_i=$	5.0 kN/m ²
Raggio del cono di pressione, alto	$\zeta=$	0.15 m
Inclinazione del cono di pressione rispetto all'orizzontale	$\delta=$	45.0 gradi
Forza parallela al versante	$Z_b=$	30.0 kN
Forza di pretensionamento del sistema	$V=$	30.0 kN
Coefficienti parziali di sicurezza per angolo di attrito	γ_ϕ	1.25 [-]
Coefficienti parziali di sicurezza per coesione	γ_c	1.25 [-]
Coefficienti parziali di sicurezza per peso specifico	γ_γ	1.00 [-]
Fattore d'incertezza sul modello	γ_{mod}	1.10 [-]
Valori di dimensionamento		
	$\Phi_d=$	20.5 gradi
	$c_d=$	4.0 kN/m ²
	$\gamma_d=$	24.0 kN/m ³

Elementi del sistema		
Tipo di rete applicata	TECCO G65/4	
Piastra di ripartizione applicata	Piastra di ripartizione P33	
Resistenza a rottura della rete rispetto alla trasmissione di carichi, parallelamente al versante di trazione	$Z_{\bar{r}}=$	50 kN
Resistenza a rottura della rete rispetto alla pressione in direzione della barra di ancoraggio	$D_{\bar{r}}=$	280 kN
Resistenza a rottura della rete rispetto al taglio in direzione della barra di ancoraggio	$P_{\bar{r}}=$	140 kN
Allungamento nel test a trazione longitudinale	$\delta<$	6 %
Tipo di barra applicato	GEWI D = 28 mm	
Considerando la corrosione	No	
Resistenza a rottura della barra rispetto alla trazione	$T_{\bar{r}}=$	308 kN
Resistenza a rottura della barra rispetto allo sforzo di taglio	$S_{\bar{r}}=$	178 kN
Sezione della barra utilizzata tenendo conto / non tenendo conto della corrosione	$A=$	616 mm ²

Controlli		
Controllo della resistenza a rottura della rete rispetto al taglio a monte della piastra di ripartizione		Soddisfatto
Controllo della rete rispetto alla trasmissione selettiva della forza Z sulle barre di ancoraggio		Soddisfatto
Controllo dei chiodi rispetto allo scivolamento di uno strato superficiale parallelo al versante		Soddisfatto
Controllo di resistenza della rete rispetto alla punzonatura		Soddisfatto
Controllo di resistenza delle barre di ancoraggio a forze combinate		Soddisfatto

I controlli forniti riguardano lo studio delle instabilità superficiali. Si rendono necessarie altre verifiche per controllare la stabilità globale del versante. Se necessario, si dovranno modificare a seconda della necessità, il tipo o la dimensione della maglia di ancoraggio.

Studio delle instabilità locali tra i singoli ancoraggi		
Controllo della resistenza a rottura della rete rispetto al taglio a monte della piastra di ripartizione		
Forza massima di resistenza della rete alla rottura in direzione delle barre sul bordo a monte della piastra di ripartizione (livello di dimensionamento).	$P_d=$	73.2 kN
Spessore dello strato critico di scivolamento	$t_{cr}=$	0.50 m
Resistenza a rottura della rete rispetto al taglio in direzione delle barre sul bordo a monte della piastra di ripartizione (valore caratteristico).	$P_{\bar{r}}=$	140.0 kN
Valore di correzione della resistenza al taglio della rete	$\gamma_{PR}=$	1.5 [-]
Valore di dimensionamento della resistenza a rottura della rete rispetto al taglio	$P_d/\gamma_{PR}=$	93.3 kN
Controllo sicurezza di carico	$P_d \leq P_{\bar{r}}/\gamma_{PR}$	Soddisfatto
Controllo della rete rispetto alla trasmissione selettiva della forza Z sulle barre di ancoraggio		
Forze parallele al versante tenute in conto nella valutazione di equilibrio	$Z_d=$	30.0 kN
Resistenza a rottura della rete rispetto alla trasmissione di carichi, parallelamente al versante di trazione	$Z_{\bar{r}}=$	50.0 kN
Valore di correzione della resistenza della rete rispetto alla trasmissione della forza Z, parallelamente al versante	$\gamma_{ZR}=$	1.5 [-]
Valore di dimensionamento della resistenza a rottura della rete rispetto alla trazione	$Z_d/\gamma_{ZR}=$	33.3 kN
Controllo sicurezza di carico	$Z_d \leq Z_{\bar{r}}/\gamma_{ZR}$	Soddisfatto

Studio delle instabilità parallele al versante

Controllo dei chiodi rispetto allo scivolamento di uno strato superficiale parallelo al versante

Forza di pretensionamento applicata effettivamente al chiodo	$V=$	30.0 kN
Fattore di carico stabilizzante del pretensionamento V	$Y_{vi}=$	0.8 [-]
Valore di dimensionamento della forza di pretensionamento applicata effettivamente alla forza stabilizzante di V	$V_{di}=$	24.0 kN
Forza di taglio necessaria analiticamente a livello di dimensionamento in funzione di Vdi	$S_d=$	67.0 kN
Resistenza a rottura della barra rispetto allo sforzo di taglio	$S_R=$	178.0 kN
Valore di correzione della resistenza a taglio della barra	$Y_{SR}=$	1.5 [-]
Valore di dimensionamento della resistenza a rottura della barra rispetto alla forza di taglio	$S_d/Y_{SR}=$	118.7 kN
Controllo sicurezza di carico	$S_d \leq S_R/Y_{SR}$	Soddisfatto

Controllo di resistenza della rete rispetto alla punzonatura

Forza di pretensionamento applicata effettivamente alla barra	$V=$	30.0 kN
Fattore di carico stabilizzante del pretensionamento V	$Y_{vi}=$	1.5 [-]
Valore di dimensionamento della forza di pretensionamento applicate effettivamente alla forza stabilizzante di V	$V_{di}=$	45.0 kN
Resistenza a rottura della rete rispetto alla pressione in direzione della barra	$D_R=$	280.0 kN
Valore di correzione della resistenza al punzonamento	$Y_{DR}=$	1.5 [-]
Valore di dimensionamento della resistenza a rottura della rete rispetto alla pressione	$D_R/Y_{DR}=$	186.7 kN
Controllo sicurezza di carico	$V_{di} \leq D_R/Y_{DR}$	Soddisfatto

Controllo di resistenza delle barre di ancoraggio a forze combinate

Forza di pretensionamento applicata effettivamente alla barra	$V=$	30.0 kN
Fattore di carico stabilizzante del pretensionamento V	$Y_{vi}=$	0.8 [-]
Valore di dimensionamento della forza di pretensionamento applicata effettivamente alla forza stabilizzante di V	$V_{di}=$	24.0 kN
Fattore di carico instabilizzante del pretensionamento V	$Y_{vi}=$	1.5 [-]
Valore di dimensionamento della forza di pretensionamento applicata alla forza instabilizzante di V	$V_{di}=$	45.0 kN
Forza di taglio necessaria analiticamente a livello di dimensionamento in funzione di V_{di}	$S_d=$	67.0 kN
Sforzo massimo sulla rete per la rottura a taglio	$P_d=$	73.2 kN
Resistenza a rottura della barra rispetto alla trazione	$T_R=$	308.0 kN
Resistenza a rottura della barra rispetto allo sforzo di taglio	$S_R=$	178.0 kN
Valore di correzione alla resistenza rispetto alla trazione	$Y_{TR}=$	1.5 [-]
Valore di correzione resistenza rispetto allo sforzo di taglio	$Y_{SR}=$	1.5 [-]
Controllo sicurezza di carico $\{ [V_{di}/(T_R/Y_{TR})]^2 + [S_d/(S_R/Y_{SR})]^2 \}^{0.5} \leq 1.0$	0.61	Soddisfatto
Controllo sicurezza di carico $\{ [P_d/(T_R/Y_{TR})]^2 + [S_d/(S_R/Y_{SR})]^2 \}^{0.5} \leq 1.0$	0.67	Soddisfatto

Resistenza a rottura minima nella barra per instabilità superficiali

Dimensionamento della forza di trazione statica equivalente nella barra per stabilire la lunghezza dell'ancoraggio	$T_d=$	179.6 kN
--	--------	----------

Sezione:

Spessore strato

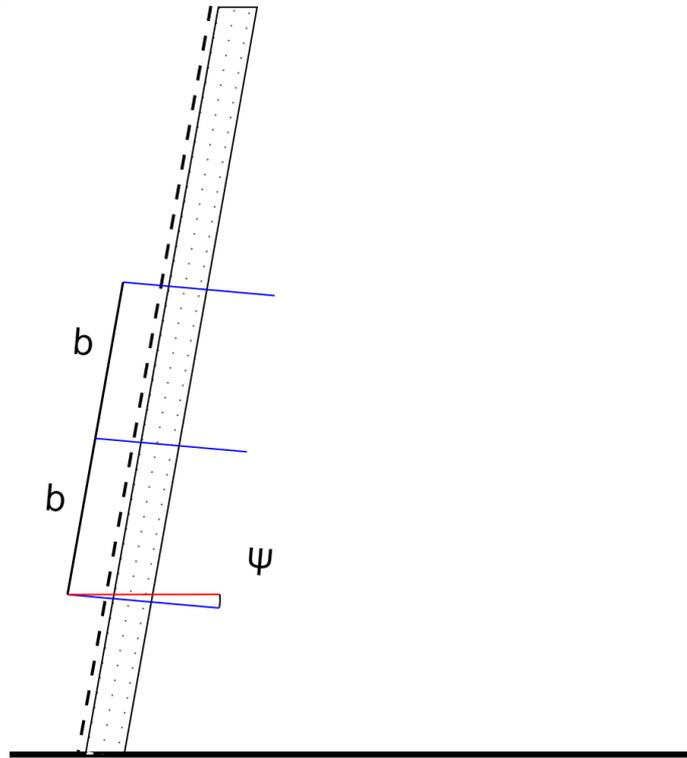
$t = 0.50$ m

Inclinazione della barra

$\psi = 5.0$ gradi

Inclinazione del versante

$\alpha = 80.0$ gradi



Vista disposizione ancoraggi:

