

COMUNE DI CASTIONE DELLA PRESOLANA
Piazza Roma, 3 – 24020 Castione della Presolana (BG)



PROGETTO ESECUTIVO

MESSAIN SICUREZZA VERSANTE FRANOSO
VIA MONTE PORA – RETI PARAMASSI SU STRADA PER IL
MONTE PORA IN COMUNE DI
CASTIONE DELLA PRESOLANA
CUP C57H20001540002

ALLEGATO 02): RELAZIONE GEOLOGICA

SETTEMBRE 2021

MARIANTONIA FERRACIN, GEOLOGO via Bocchetta,14 Gandellino (BG)
EMILIO NICOLI, INGEGNERE via A. Locatelli,32 Ardesio (BG)
ADRIANO PASINI, FORESTALE, Piazza Madonna delle Grazie 1 ARDESIO (BG)

1.INDICE

1. INDICE	2
2. RELAZIONE GEOLOGICA.....	3
2.1 PREMESSA	3
2.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO GEOMORFOLOGICO ED IDROLOGICO.....	5
2.3 DISSESTI CARTOGRAFATI DA ENTI SOVRACCOMUNALI	16
3. criteri preliminari per la scelta delle opere da eseguire.....	18
3.1 L'UTILIZZO DELLE RETI.....	27
3.2 RETE DI PROTEZIONE SEMPLICE	29
3.3 SISTEMA DI CONSOLIDAMENTO ATTIVO.....	31
3.4 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	32
4. ALLEGATO 01: RELAZIONE DI CALCOLO per il consolidamento attivo.....	33
4.1 Inquadramento geologico e geotecnico.....	33
4.2 Caratterizzazione sismica dell'area	34
4.3 Descrizione del metodo di dimensionamento.....	38
4.4 Dimensionamento	45
4.5 Risultati.....	46
4.6 Lunghezza degli ancoraggi	49
1.1 Verifica della sezione d'acciaio dell'ancoraggio	51
1.2 Lunghezza ancoraggio - Verifica A sfilamento malta – terreno	51
1.3 Lunghezza ancoraggio – Verifica B sfilamento malta - acciaio.....	53
4.7 Conclusioni	55
4.8 Bibliografia.....	57

2.RELAZIONE GEOLOGICA

2.1 PREMESSA

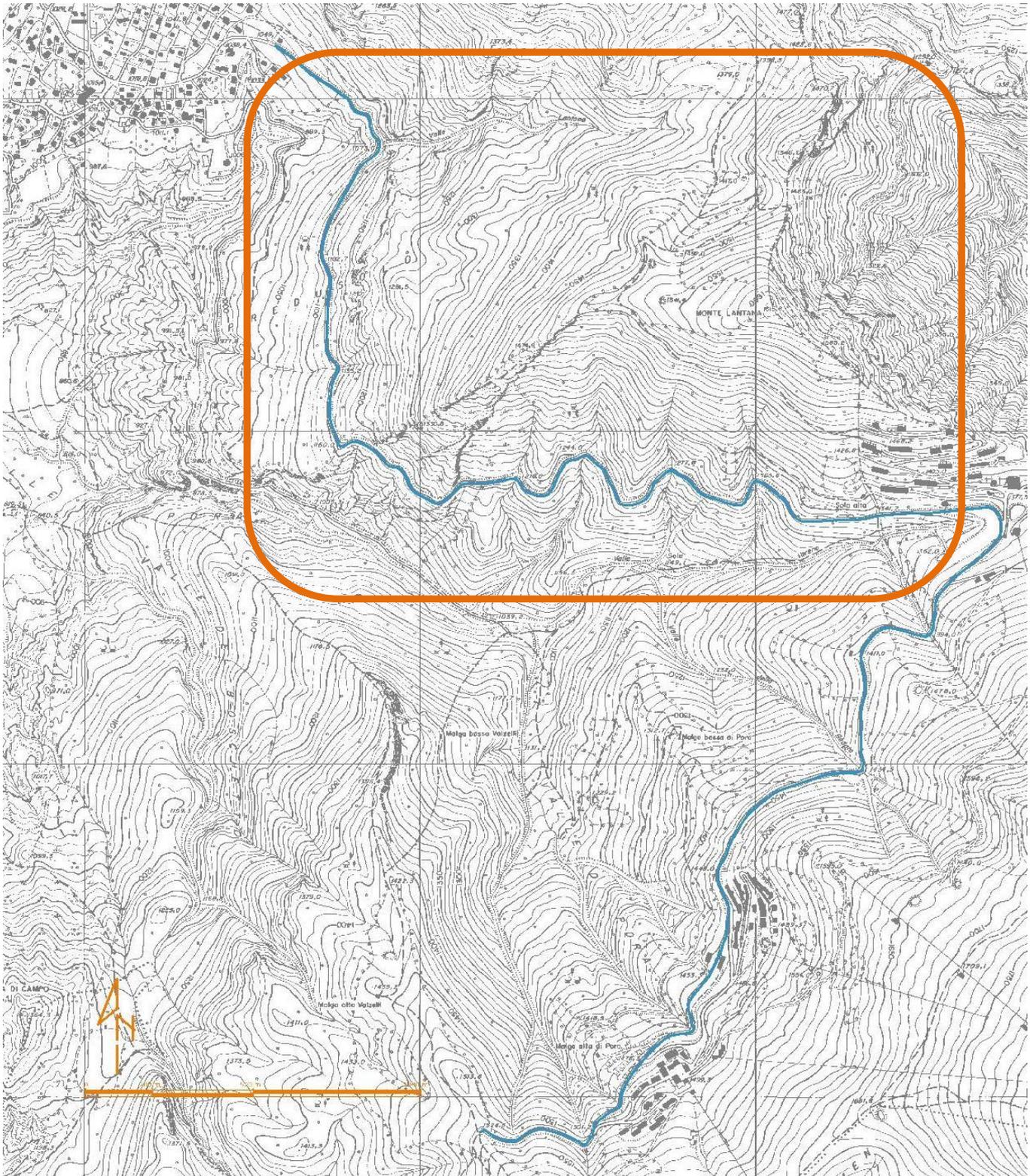


Figura 1: Area di studio sulla Carta Tecnica della Regione Lombardia pubblicata in scala 1 : 10.000 (immagine in scala grafica)

I sottoscritti dott. Geol. Mariantonia Ferracin, iscritta all'Ordine dei geologi della Regione Lombardia al n. 1138, dott. Ing. Emilio Nicoli, iscritto all'Ordine degli ingegneri della Provincia di Bergamo al n. 2254, e dott. Forestale Adriano Pasini, iscritto all'Albo dei Dottori Agronomi e Forestali della Provincia di Bergamo, in qualità di liberi professionisti hanno redatto il presente Progetto di Fattibilità tecnico economica per conto dell'Amministrazione Comunale di Castione della Presolana.

La necessità di redigere il presente progetto si è evidenziata per i vari fenomeni di dissesto che caratterizzano la strada Lantana - Monte Pora.

2.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO GEOMORFOLOGICO ED IDROLOGICO

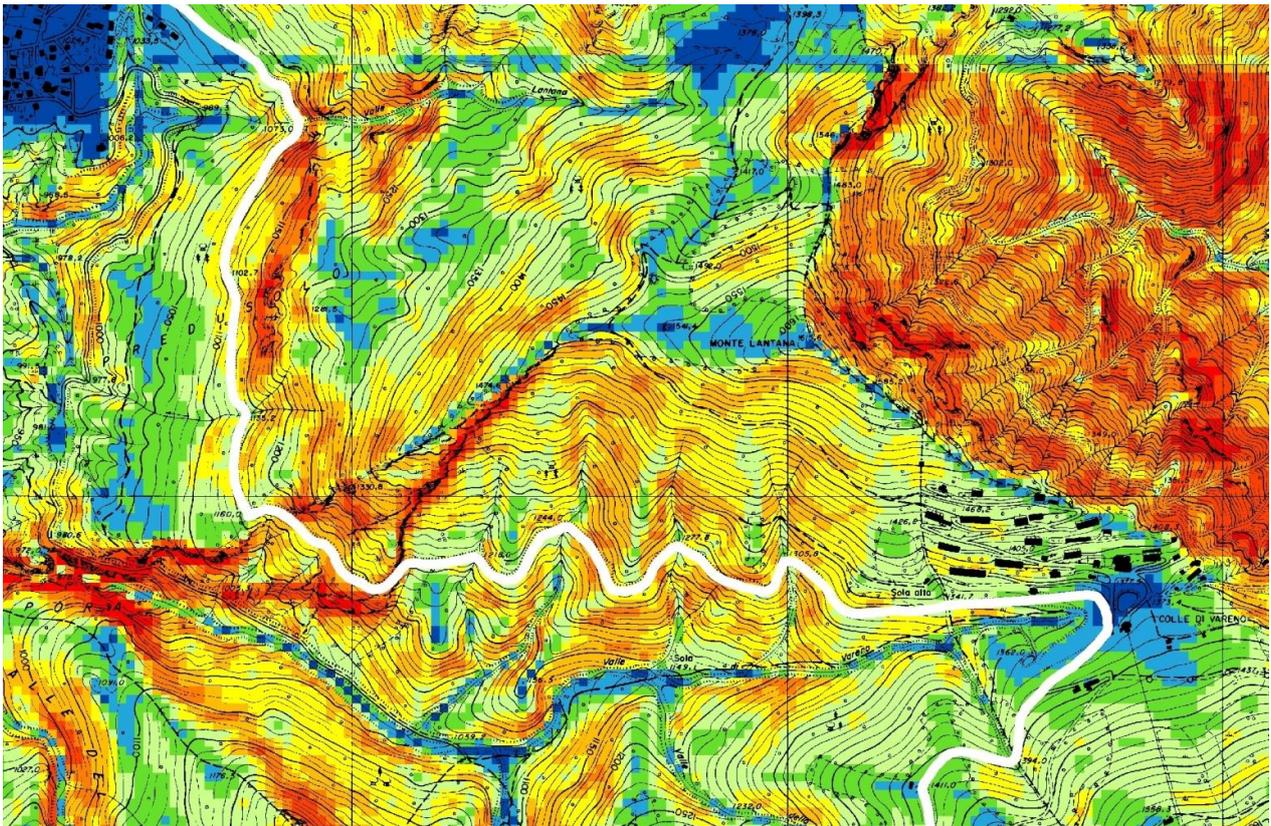


Figura 2: Carta dell'acclività con legenda espressa in gradi, su carta Tecnica della Regione Lombardia

Le considerazioni su di un'area estesa come quella che circonda la strada che da Lantana al Monte Pora, provengono dalla "interpolazione di più fattori", indubbiamente l'acclività, i litotipi, i caratteri idrologici e idraulici che caratterizzano i pendii e l'antropizzazione dei luoghi, con gli effetti che possono avere avuto sull'equilibrio dei versanti.

Per l'analisi delle considerazioni a largo raggio si considera che entrando nella fascia dei

colori caldi, dal giallo al rosso, ove questi si sovrappongono a formazioni geomeccanicamente scadenti (formazione di San Giovanni Bianco) si è nelle condizioni di possibile instabilità dei versanti.

Si è successivamente proceduto ad analisi geologica e di affioramento dei litotipi presenti lungo la strada, e si è potuto realmente verificare l'influenza delle differenti litologie sugli interventi antropico-manutentivi necessari per la stabilità delle opere stradali esistenti o da realizzare.

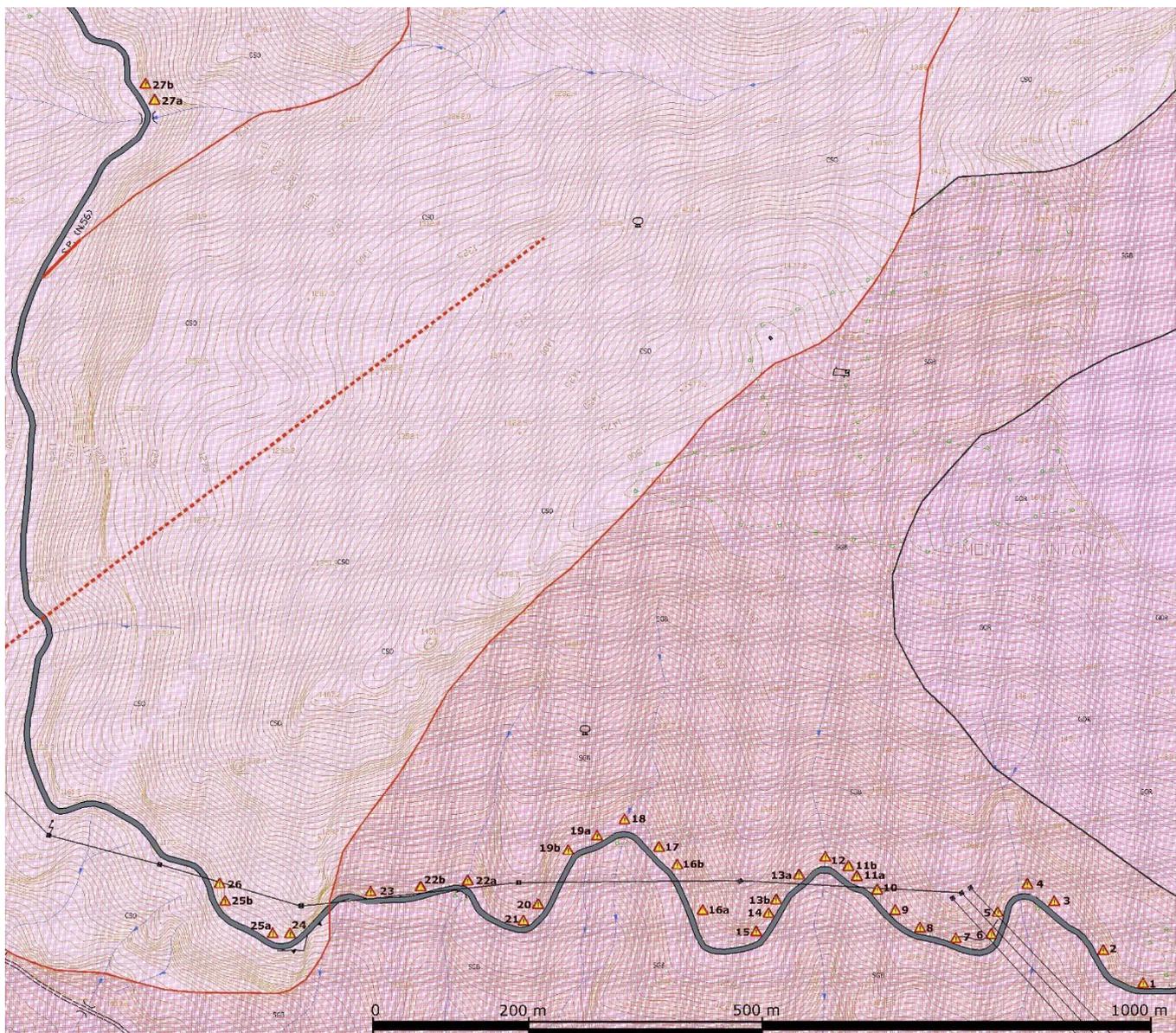


Figura 3: Carta litologica dell'area in esame (allegata alla presente relazione): Da Est a Ovest affiorano: Formazione di Gorno (GOR), Formazione di San Giovanni Bianco (SGB) e Formazione di Castro (CSO).

Percorrendo la strada che va dalla Località denominata Sola Alta ed identificata nella Tavola 02 allegata al presente progetto, scendendo fino a località Lantana le formazioni rocciose che si incontrano sono di diverso tipo e sono qui di seguito esposte nella sezione stratigrafica estratta dallo schema stratigrafico della Provincia di Bergamo.

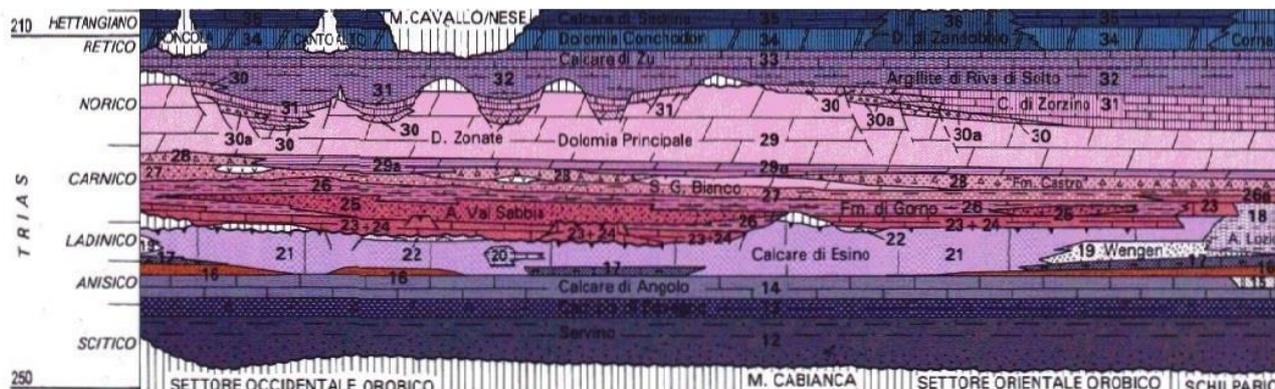


Figura 4: Schema cronostratigrafico estratto dalla sezione stratigrafica della Provincia di Bergamo in cui sono stati inseriti dei codici numerici identificativi delle diverse formazioni per cui abbiamo: 28(Formazione. Di Castro); 27(Formazione. Di San Giovanni Bianco); 26(Formazione. di Gorno); 23(Formazione. di Breno).

In ordine stratigrafico (dalle formazioni più antiche a quelle più giovani) vengono ora descritte le formazioni geologiche affioranti lungo il tratto di strada analizzato:

Formazione di Breno: Unità formalizzata in Valcamonica da Assereto & Casati (1965), nella Bergamasca centro-occidentale è stata riconosciuta e descritta da (Assereto et alii, 1977). Nelle Prealpi Bergamasche affiora pressochè unicamente la facies calcarea dell'unità (Membro dell'Annunciata; Assereto & Casati, 1965). Il Membro di Campolungo, con facies dolomitiche, è presente solo limitatamente nel settore più orientale presso il Colle di Varenò.

Questa unità è ovunque caratterizzata da una successione di calcari grigio chiari, in banchi di spessore sino a metrico, caratterizzati da cicli regressivi peritidali di spessore decimetrico-metrico. Nella porzione subtidale sono presenti packstones e wackestones intra-bioclastici con Dasycladacee (*Clypeina besici*), Gasteropodi e Foraminiferi bentonici (*Trocholina procera*, *Involutina* sp., *Glomospira* sp.). La porzione intertidale si caratterizza per

la parziale dolomitizzazione e la presenza di stromatoliti e fenestrae. In Val Brembana la porzione basale dell'unità presenta frequenti orizzonti a tepee (Assereto et alii, 1977). La successione di Breno della Presolana - Rifugio Albani contiene, oltre a vari orizzonti a tepee (Rodeghiero, 1977), lenti bioclastiche con grossi Gasteropodi e Ammonoidi (Trachyceratidae, Pinacoceratidae, Arcestidae, Joannitidae) appartenenti allo Julico (Zona a Trachyceras aonoides; Allasinaz, 1968a). In Val Brembana e Seriana, nei lavori minerari del distretto piombo zincifero di Gorno, sono stati descritti e correlati vari livelli biancastri di spessore sino a decimetrico di argilliti tufacee (Assereto et alii, 1977; Vachè, 1966). In questo settore l'unità risulta inoltre localmente mineralizzata a fluorite, sfalerite e galena.

Lo spessore massimo di questa formazione in Val Brembana raggiunge 140 m; verso nord e est esso si riduce a qualche decina di metri; nella successione alloctona della Presolana si raggiungono spessori massimi di circa 250 m.

Il limite inferiore è con il Calcere di Esino o con il Calcere Rosso, in aree ristrette della Val di Scalve è con l'Argillite di Lozio. Il limite superiore è, generalmente, con il Calcere Metalifero Bergamasco, in Val di Scalve è con la Formazione di Gorno. Presso il rif. Albani (Presolana) la Formazione di Breno passa direttamente alla FORMAZIONE di S. Giovanni Bianco con al contatto una discontinuità stratigrafica caratterizzata da mineralizzazioni paleocarsiche e una crosta silicea interpretata come una silcrete (Rodeghiero, 1977).

L'ambiente deposizionale della Formazione di Breno è una piattaforma carbonatica interna, con ambienti lagunari e di piana tidale. L'età di questa unità in Val Brembana corrisponde al Carnico inferiore in base al contenuto algale; in Presolana la posizione stratigrafica, sottostante alla Formazione di S. Giovanni Bianco, e le faune ad ammonoidi presenti permettono di attribuire l'unità al Carnico medio (Allasinaz, 1968a).

Formazione di Gorno: La Formazione di Gorno è costituita da una potente successione a sedimentazione mista carbonatico-terrigena con organizzazione ciclica delle facies. Essa è arricchita in terrigeni soprattutto nelle porzioni inferiori e superiori delle successioni più meridionali ove si osservano interdigitazioni con molte litofacies dell'Arenaria di Val Sabbia e della Formazione di S. Giovanni Bianco (Val Brembana, Val Camonica). Nei settori più settentrionali (dal M. Arera verso oriente) sono presenti alcune mintercalazioni di calcari grigio chiari di piattaforma carbonatica (Formazione di Breno). In Val Brembana e Val Camonica l'unità è caratterizzata da una litozona mediana prevalentemente carbonatica,

di spessore decametrico, contenente sporadici noduli di selce nera e packstones a Involutinidae ricristallizzate (Gnaccolini & Jadoul, 1988).

Le litofacies prevalenti sono costituite da calcari micritici, marnosi e marnoso-arenacei, grigio scuri, sovente ricchi in lamellibranchi in strati decimetrici piano-paralleli, talora nodulari, alternati con strati pelitici e marnosi. Intercalazioni di litareniti feldspatiche ed areniti ibride sono segnalate localmente soprattutto nella parte inferiore dell'unità (S. Giovanni Bianco, Dossena, Val Vedra; Gnaccolini, 1986). Frequenti sono le laminazioni parallele ed oblique (ripples di corrente e d'onda), e localmente fenomeni di bioturbazione. Le microfacies carbonatiche più frequenti sono wackestones e packstones a peloidi, bioclasti ed intraclasti; nettamente subordinati risultano i grainstones oolitico-bioclastici, presenti essenzialmente nelle porzioni inferiore e media dell'unità e rari patch reef algali (Gnaccolini, 1986).

Lo spessore della Formazione di Gorno è estremamente variabile, anche a causa delle eteropie presenti; varia da 70 a 140 m tra S. Giovanni Bianco e Lenna, raggiunge valori medi di 140-180 m nel settore Dossena-Oltre il Colle e supera i 250 m in Val del Riso e nella parte inferiore della Valle del Dezzo.

L'unità poggia in genere, nel settore centro-settentrionale, sul Calcare Metallifero Bergamasco o, localmente, sul Calcare di Esino (Cima Blum). Il limite inferiore è netto, segnato dalla comparsa sopra i calcari grigi ben stratificati di calcari marnosi grigio scuri con intercalazioni di marne nerastre. Nei settori meridionali (media Val Brembana) la Formazione di Gorno è sovrastante l'Arenaria di Val Sabbia. Superiormente l'unità passa gradualmente alle arenarie e peliti verdastre della Formazione di San Giovanni Bianco. Nel settore nord-orientale (Cima Blum, M. Lantana, Valle del Dezzo) l'unità è invece limitata a tetto dai calcari chiari stratificati della Formazione di Breno, alla quale risulta anche eteropica nelle Prealpi Lombarde a nord-ovest (Val Camonica; Assereto & Casati 1965; Gnaccolini & Jadoul, 1988).

La Formazione di Gorno presenta inoltre, nei settori meridionali prealpini, rapporti di eteropia per interdigitazione con l'Arenaria di Val Sabbia. Nel settore occidentale (Camerata Cornello-Oltre il Colle), infatti, è presente una "Lingua inferiore" (Assereto et alii, 1977), con uno spessore massimo di 22 m (sondaggio San Gallo), costituita da marne argillose o siltose grigio scuro laminate, che si chiude rapidamente verso ovest. A questa seguono, con contatto netto, le arenarie verdi stratificate dell'Arenaria di Val Sabbia, con ripetute intercalazioni di litareniti entro i calcari marnosi ed intervalli di areniti ibride. Sull'Arenaria

di Val Sabbia brembana poggia a sua volta il corpo principale (“Membro superiore”, Assereto et alii, 1977) della Formazione. di Gorno, costituito da calcareniti ricche in extraclasti di quarzo e poi alternanze di marne calcari micritici, calcareniti, e calcari marnosi grigio scuri, fossiliferi. In Val Camonica inferiore si osserva una situazione analoga, ma dato l'esiguo spessore in tale area della “lingua inferiore” essa è stata cartografata assieme all'Arenaria di Val Sabbia.

La Formazione. di Gorno è nota nella letteratura geologica sin dal secolo scorso per l'abbondante contenuto faunistico. Nei livelli calcareo-marnosi sono infatti frequenti le associazioni oligotipiche a Lamellibranchi. Fra queste ricordiamo: *Myophoria kefersteini* (Münster), *Myoconcha lombardica* (Hauer), *Modiolus raiblianus* (Bittner), *Amussium filus* (Hauer), *Curionia curionii* (Hauer). Vari altri organismi tra cui Nautiloidi, rari Ammonoidi, Problematica (*Hydrosclera plumosa*, Gaetani & Fois) sono stati rinvenuti in questa unità. Nella porzione sommitale dell'unità sono state rinvenute (Zambla, M. Pora) resti vegetali ben conservati (A. Paganoni com. pers.) Sulla base di tali faune l'unità è concordemente attribuita al Carnico, e in particolare al Cordevolico e allo Julico (Allasinaz, 1968a, b).

L'associazione di facies della parte inferiore della Formazione. di Gorno evidenzia un ambiente deposizionale di ampia laguna-baia a sedimentazione mista carbonatica e terrigena, con apporti terrigeni anche grossolani provenienti dal settore meridionale e legati alla vicinanza degli apparati deltizi dell'Arenaria di Val Sabbia. I grainstones oolitici vengono in questo quadro interpretati come indice di aree marginali della laguna, ma protette dagli apporti terrigeni stessi (Gnaccolini, 1986, 1988). Le strutture sedimentarie presenti indicano un'area relativamente poco profonda, soggetta a correnti trattive e localmente all'azione del moto ondoso, con condizioni di buona ossigenazione al fondo (livelli bioturbati); localmente potevano instaurarsi condizioni di circolazione ristretta, testimoniate dallo sviluppo di faune oligotipiche. Nella parte mediana dell'unità si assiste al progressivo esaurimento di tali apporti, legato probabilmente ad un innalzamento eustatico (Gnaccolini & Jadoul, 1988) e al conseguente ampliamento dell'area a sedimentazione lagunare o di baia.

Formazione di San Giovanni Bianco: La Formazione. di San Giovanni Bianco è stata formalizzata da Assereto & Casati (1965); in passato era già stata riconosciuta e cartografata nel Foglio 33 Bergamo (“Carnico superiore: facies lagunare”). Nelle Prealpi Bergamasche occidentali affiora lungo il versante destro della media Valle Brembana lungo una fascia a

decorso meridiano da Averara a San Giovanni Bianco; si estende in senso est-ovest dalla Valle di Antea sino a Serina, Oltre il Colle e in Valle del Riso. A oriente è presente da Ardesio alla Valle del torrente Rino; in alta Valzurio sino quasi al versante Nord della Presolana; in Valle del Dezzo e lungo il versante settentrionale del Pizzo Camino; sul versante occidentale del M. Pora dal M. Lantana alla Val Supine. Affiora per tutto il segmento 1 e parte del 2 in località Valzelli poi lo si ritrova affiorante dal segmento 11 al 18 compreso.

La Formazione. di San Giovanni Bianco si contraddistingue per l'estrema eterogeneità dei litotipi presenti. Sono localmente riconoscibili due membri (Assereto et alii, 1977; Garzanti, 1985a; Garzanti et alii, 1995): l'inferiore, potente sino a 80 m, è prevalentemente terrigeno; quello superiore, potente 50-150 m, è carbonatico-pelitico-evaporitico.

Nei settori meridionali prevalgono nel membro inferiore le arenarie fini (litareniti), siltiti verdastre raramente rossastre ricche in clasti pelitici e, localmente, con concrezioni carbonatico-silicee fino a decimetriche. Sono diffusi i noduli e cristalli di pirite negli orizzonti verdi e frustoli vegetali (S. Giovanni Bianco, Dossena).

A queste litofacies si associano marne dolomitiche da grigie a giallastre, ocracee sulla superficie alterata. In Val Brembana, presso la località tipo di S. Giovanni Bianco, sono caratteristici di questo membro inferiore i corpi lenticolari di spessore metrico di arenarie grigio verdi, con laminazioni oblique, base degli strati a superficie erosiva, associate a siltiti. Nella porzione superiore di questo membro divengono via via più frequenti, soprattutto procedendo verso nord, le litofacies carbonatico-evaporitiche con dolomie grigie, dolomie marnose, calcari dolomitici vacuolari, sfaticci, di colore bruno-giallastro e orizzonti di carniole. Nei settori centro-meridionali queste facies si alternano o vengono sostituite da argilliti e siltiti rosso-vinate ricche in concrezioni (septaria, caliche) che chiudono la sequenza fining-upward del membro inferiore della Formazione. di S. Giovanni Bianco.

Nel membro superiore della Formazione. di S. Giovanni Bianco alle siltiti verdi, ricche in dolomite e con rare e locali intercalazioni arenacee fini, si intercalano dolomie vacuolari e marnose sovrastate da lenti di gesso. Alcune di queste lenti di gesso sono oggetto di intenso sfruttamento (S. Brigida, Dossena, Lovere), il loro spessore raggiunge i 100 m in Val Brembana e i 200 m presso Lovere.

Nelle valli Seriana e del Dezzo la frazione terrigena è invece subordinata ai carbonati e rappresentata solo da interstrati decimetrici pelitici; prevalgono in questi areali le dolomie grigie e grigio scure, terrose e vacuolari.

Verso l'alto si fanno frequenti gli orizzonti di carniole tettoniche che documentano una

elisione di parte dell'unità qui ridotta a non più 40-60 m di potenza (M. Scanapà).

Nelle Valli Supine e Riso, alla base del membro superiore, è presente un orizzonte trasgressivo caratterizzato da calcareniti bioclastiche con Crinoidi, Brachiopodi, Coralli, rare Spugne, Idrozoi, Foraminiferi (Aulotortidi) (Jadoul et alii, 1992a; Garzanti et alii, 1995).

La petrografia delle litareniti del membro inferiore ha evidenziato la presenza di areniti vulcaniche plagioclasiche (Q13/F27/L60) e litareniti vulcaniche (Q17/F17/L65), con incremento del contenuto in quarzo rispetto alle areniti dell'Arenaria di V. Sabbia (Garzanti, 1985a,b).

L'unità poggia in genere sulla Formazione. di Gorno. Nel settore brebano il limite inferiore è caratterizzato dalla graduale comparsa di strati arenacei grigio-verdi via via più frequenti entro le marne e i calcari neri dell'unità sottostante; verso est (Val del Riso) il limite è invece segnato dalla comparsa di peliti verdine associate a dolomie grigio scure.

Solo nel settore nord-orientale (Unità alloctone della Presolana) l'unità poggia sulla Formazione. di Breno; il limite è qui segnato dalla improvvisa comparsa di argilliti e siltiti nere sovrastate da dolomie grigie farinose e dolomie grigio scure, a cui fanno seguito alternanze di argilliti verdi e dolomie marnose ocracee.

Il limite superiore è spesso mancante a causa di elisioni tettoniche: l'estrema plasticità dei litotipi che compongono l'unità in esame ha favorito infatti i movimenti e gli scollamenti tettonici alpini (Il livello di scollamento della successione triassica). Dove è conservato, il contatto avviene con la Formazione. di Castro o con la Dolomia Principale. Per gli stessi motivi anche lo spessore della formazione risulta difficilmente valutabile. I valori medi si mantengono comunque attorno a 100-160 m, mentre quelli massimi si raggiungono nei settori meridionali dove, presso S. Giovanni Bianco, superano i 200 m (Garzanti et alii, 1995). Verso NE l'unità si riduce di spessore in quanto la parte inferiore è sostituita dalla Lingua di Campolungo della FORMAZIONE. di Breno della Val Camonica (Assereto & Casati, 1965).

Le caratteristiche sedimentologiche della Formazione. di San Giovanni Bianco indicano una deposizione entro un'area costiera poco profonda, a sedimentazione mista carbonatico-terrigena delimitata a meridione da un apparato fluviale (Formazione. di S. Giovanni Bianco inferiore brebana). Le arenarie presenti nella porzione inferiore della formazione nel settore brebano mostrano caratteristiche simili, ma più ricche in quarzo, alla sottostante Arenaria di Val Sabbia. Esse documentano una ripresa degli apporti silicoclastici da O, SO, legata ad un abbassamento del livello di base dell'erosione che determina in

quest'area la progradazione di un nuovo sistema deposizionale fluviale. Questo ambiente gradualmente passa, superiormente e verso settentrione, ad ambienti di sabkha, con sedimentazione mista. Una dettagliata analisi delle facies e della paleogeografia di questa unità è in corso di ultimazione (Garzanti et alii, 1995).

Da Est a Ovest affiorano: Formazione di Gorno (GOR), Formazione di San Giovanni Bianco (SGB) e Formazione di Castro (CSO).

Tutte le formazioni geologiche si riportano per i rapporti di eteropia che si sono tra gli stessi e per l'interazione tecnico strutturale che ci può essere durante la realizzazione delle perforazioni.

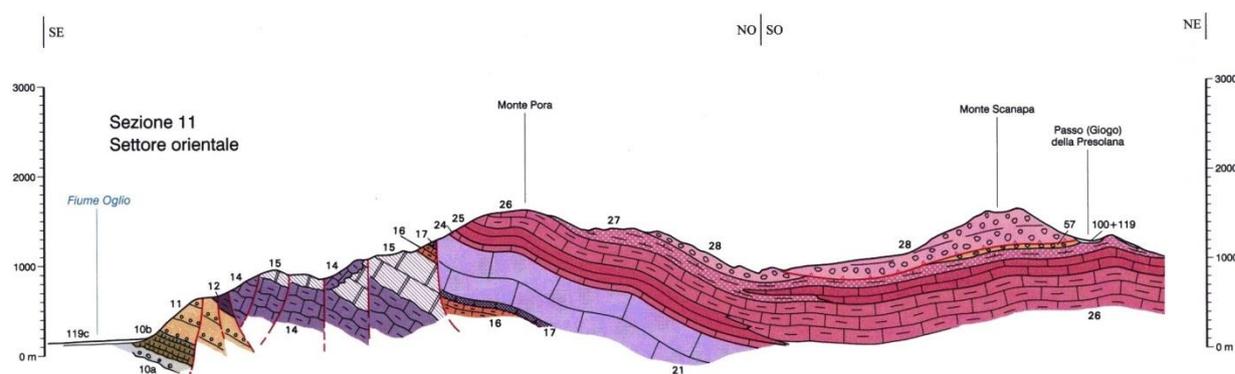


Figura 5: Sezione geologica modificata estratta dai dati della Provincia di Bergamo

La sezione geologica mostra come sono impostati i rapporti tra le formazioni che troviamo di cui le formazioni di Gorno, Breno, Castro, San Giovanni Bianco. I rapporti geometrici mostrano la presenza di un sovrascorrimento della formazione di Castro scollata sulla formazione di San Giovanni Bianco ed un eteropia tra la Formazione di Breno e formazione di San Giovanni Bianco.

Formazione di Castro: Unità recentemente proposta da Jadoul et alii (1992a), in passato considerata parte integrante della Dolomia Principale e da alcuni autori denominata come "Brecce Basali della Dolomia Principale" (Pollini, 1958; Assereto & Casati, 1965; Jadoul & Rossi, 1982).

Le litofacies che costituiscono questa unità sono in prevalenza brecce minute a clasti mediamente centimetrici, intraformazionali di calcari grigio chiari e scuri ricristallizzati (microspariti e pseudospariti), con numerose fratture tensionali primarie e tardo diagenetiche. Sono presenti intercalazioni di calcari grigio chiari e scuri in prevalenza micritici con

scarse faune (Ostracodi e laminazioni batteriche ed algali). La parte mediana della formazione è costituita da prevalenti breccie calcaree in grossi banchi amalgamati. Diffuse nell'unità sono inoltre le breccie tettoniche connesse all'intensa tettonica alpina che ha interessato preferenzialmente questa unità a causa della sua posizione stratigrafica immediatamente al di sopra del 'orizzonte di scollamento tettonico (tetto della Formazione di S. Giovanni Bianco). **La ritroviamo affiorante dall'intervento 24 al 25 compreso.**

Gli spessori dell'unità nell'area tipo sono di difficile valutazione a causa dei raddoppi o di elisioni tettoniche; mediamente sono quantificabili in 150-250 m.

Il limite inferiore è di difficile ubicazione a causa delle frequenti elisioni tettoniche o scollamenti alla base della Dolomia Principale. Sul terreno si osserva un graduale passaggio dalle litofacies varie della Formazione di S. Giovanni Bianco (calcari grigi, dolomie farinose e/o carniolate) a breccie calcareo-dolomitiche intraformazionali massive o in grossi banconi amalgamati localmente con intercalati calcari o calcari dolomitici grigi e scuri. Il limite superiore è generalmente transizionale con un progressivo incremento di dolomie grigio scure ben stratificate che rappresentano il Membro basale della Dolomia Principale.

La ricostruzione paleoambientale della F. di Castro è problematica sia per le particolari litofacies e sia per l'intensa tettonizzazione alpina di questa unità. Jadoul et alii (1992a), dopo aver preso in considerazione varie ipotesi genetiche, propendono per un'ambiente marino transizionale, privo di apporti terrigeni, in un contesto tettonicamente attivo e con possibili interferenze ad opera di modificazioni diagenetiche in atto nei sottostanti gessi-anidriti della Formazione di S. Giovanni Bianco.

L'età dell'unità, sulla base della sua posizione stratigrafica, è ritenuta attribuibile al Carnico superiore.

Complesso di Bratto: Definizione - Diamictiti a clasti eterometrici di Dolomia Principale, grossolanamente clinostratificate, a supporto clastico o di matrice limosa: depositi di versante. Conglomerati a clasti da subangolosi a subarrotondati, supporto clastico, matrice arenacea; cementazione buona: depositi alluvionali e di conoide. Limi e limi sabbiosi laminati: depositi lacustri. Diamictiti: tilliti. Profilo d'alterazione raramente osservabile ad organi geologici e morfologie solo parzialmente conservate.

Il Complesso di Bratto riunisce unità conglomeratiche affioranti entro l'area che da Ro-

vetta si estende verso il Passo della Presolana. Esse mantengono in genere rapporti di continuità con i versanti a monte, mentre risultano troncate verso valle da scarpate nette; costituiscono superfici terrazzate sino a 20-25 m più alte rispetto alle superfici su cui sorgono gli abitati di Rovetta e Castione della Presolana.

Qui di seguito è stato inserito uno schema che mette in relazione tre sezioni che evidenziano i rapporti geometrici tra le formazioni nello spazio in un'area che va dalla Val Brembana alla Val Camonica.

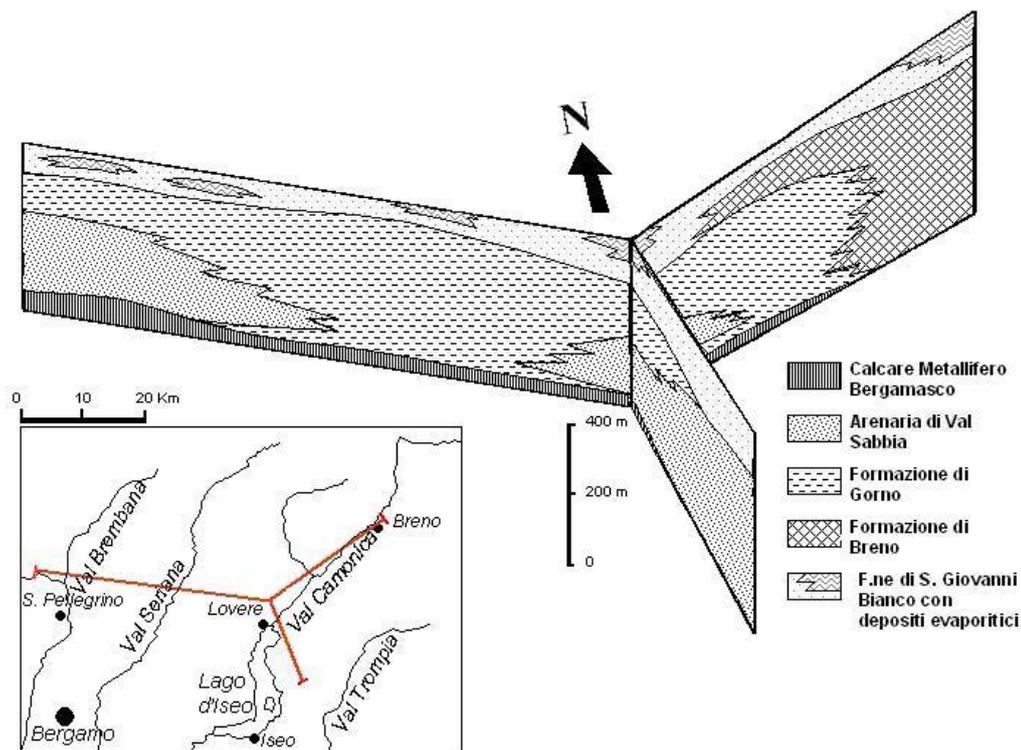


Figura 6: Schema stratigrafico di inquadramento regionale del Carnico. da Assereto e Casati (1965)

2.3 DISSESTI CARTOGRAFATI DA ENTI SOVRACCOMUNALI

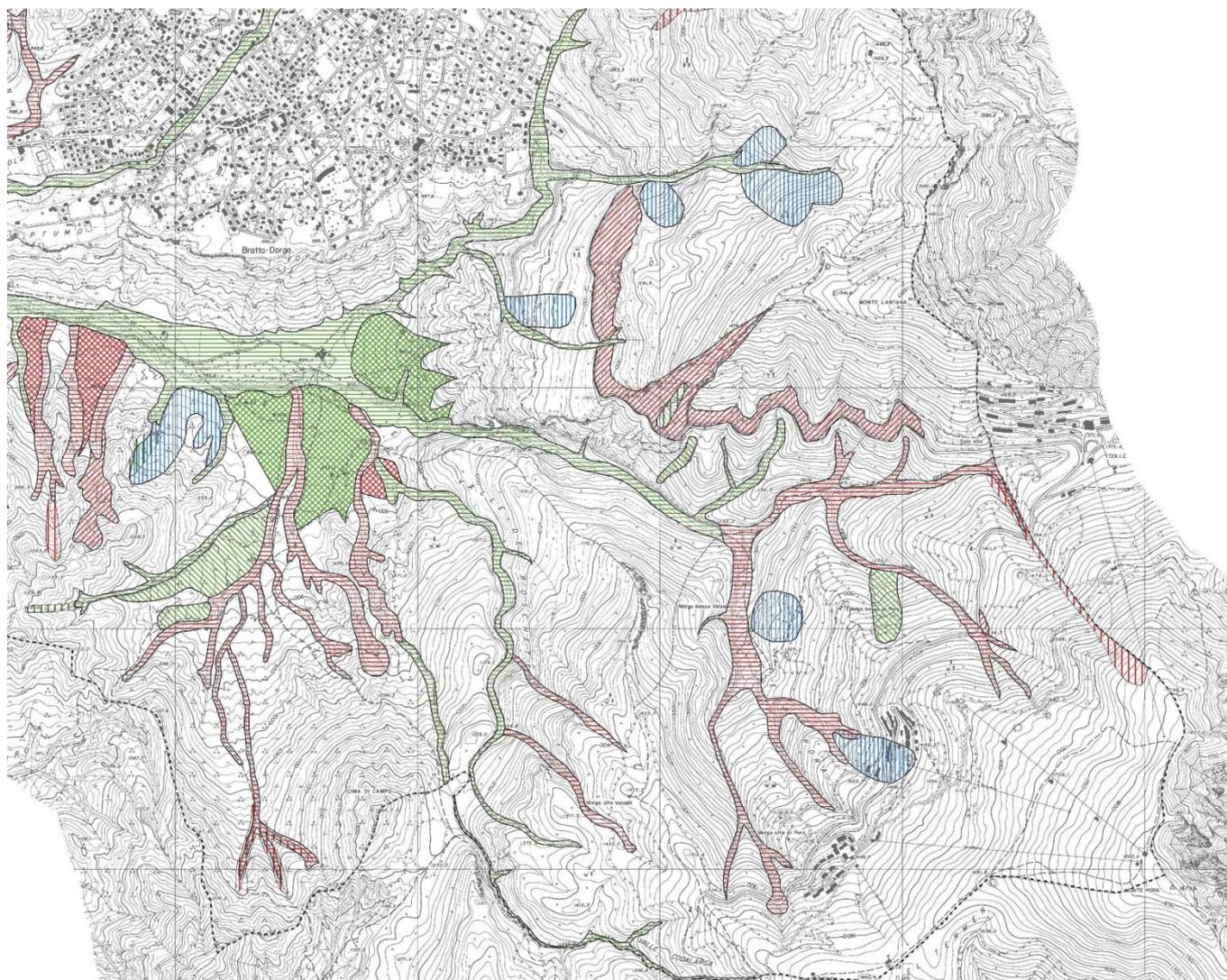


Figura 7: Estratto della Carta del Quadro del dissesto con legenda uniformata PAI

La Carta del Quadro del dissesto con legenda uniformata PAI mostano che lungo il tragitto, ovvero dall'intervento **1 all'intervento 25** si è di fronte ad **aree frana di attiva; secondo l'Autorità di Bacino del Fiume Po, gli interventi 20,21 e 22 sono in area di Valanga con pericolosità media e moderata.**

3.CRITERI PRELIMINARI PER LA SCELTA DELLE OPERE DA ESEGUIRE

Tutte le opere realizzate dal 2010 ad oggi lungo la strada Lantana - Pora hanno scelto il rivestimento corticale e le reti semplici come opere di protezione per le pareti in roccia.

Le reti applicate sulle pareti rocciose hanno lo scopo di controllare o prevenire lo sviluppo dei dissesti corticali che si manifestano con il distacco di massi.

Sulla base della funzionalità, si distinguono due categorie di reti di protezione (fig. 8):

- reti di protezione semplici, cioè sostenute almeno in sommità
- Consolidamento attivo diffuso di versante costituito da teli di rete in trefolo in acciaio armonico abbinati a rete secondaria in acciaio ad alta resistenza.

Oltre alle reti è prevista il posizionamento di una barriera paramassi da 5000KJ.

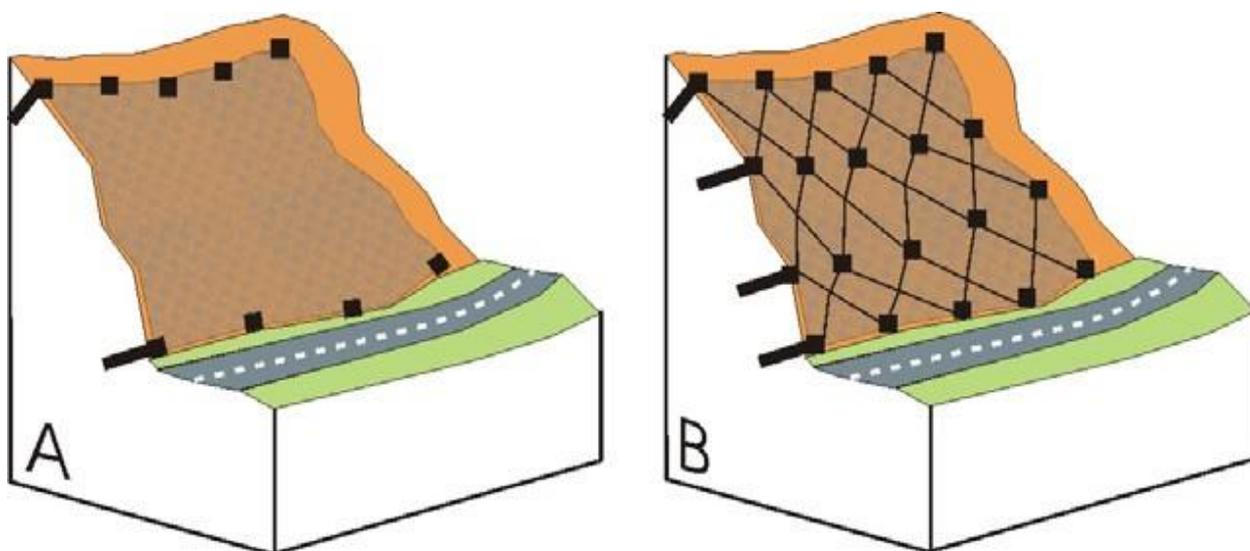


Figura 8: A) Rete di protezione semplice B) Rafforzamento corticale

Nell'Allegato 01 e nella Tavola 02 sono spiegati e posizionati gli interventi proposti.

L'utilizzo diffuso di questi metodi è correlato a molteplici fattori:

- risolvono una delle problematiche più diffuse, frequenti e pericolose per la circolazione stradale e la sicurezza degli abitati;
- sono applicabili con costi ragionevolmente contenuti;
- possono essere applicati in luoghi di difficile accesso utilizzando tecniche alpinistiche

spesso con l'ausilio di elitransporto, rendendo inutile l'utilizzo dei ponteggi;

- la loro messa in opera è rapida o molto rapida, e non sono richiesti impianti cantiere onerosi;
- determinano scarso impatto visivo;
- ad eccezione di qualche particolare metodo di consolidamento proposto sul mercato, non sono richieste procedure di calcolo codificate.

Le reti di protezione semplici verranno ancorate con barre di ancoraggio hanno una profondità di 3 m.

Il consolidamento attivo diffuso di versante costituito da teli di rete in trefolo in acciaio armonico abbinati a rete secondaria in acciaio ad alta resistenza, verranno ancorate con barre della lunghezza di 7 metri, l'allegato è presente il calcolo in base ai caratteri geomeccanici variabili dell'ammasso roccioso.

La verifica con il modello balistico della Barriera Paramassi verrà predisposta per il progetto definitivo.

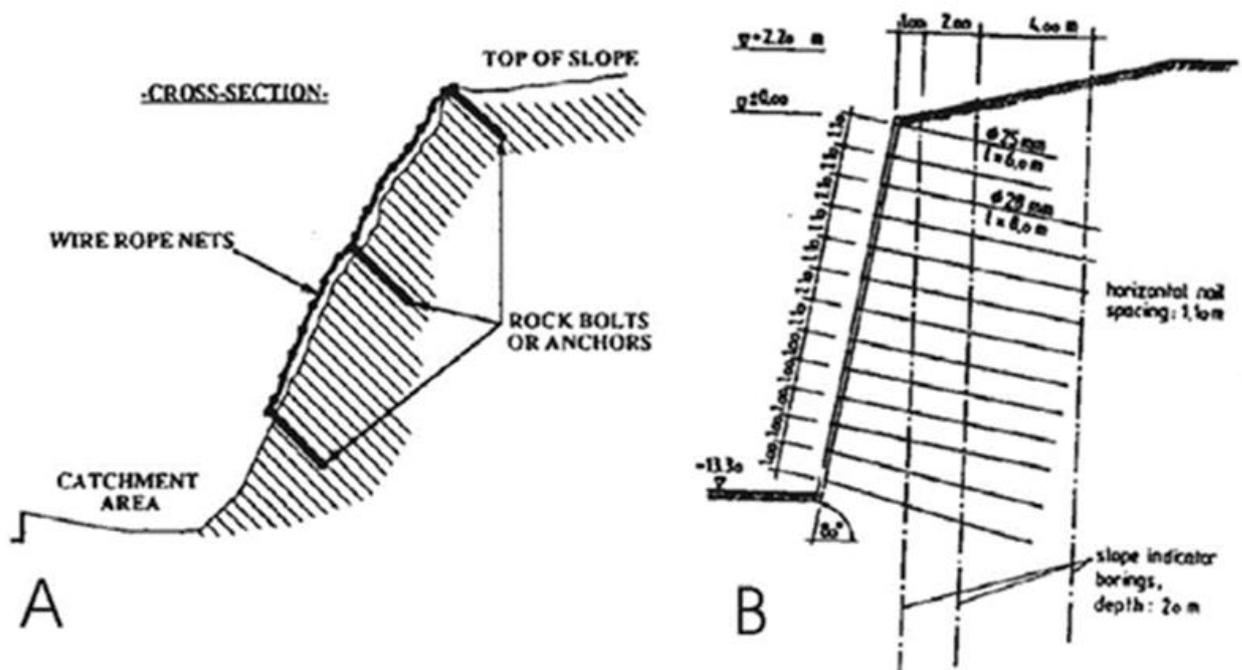


Figura 9: A) esempio di rafforzamento corticale B) esempio di soil nailing

Quando l'intervento di rafforzamento corticale diventa soil nail, subentra anche la possibilità (o la pretesa) di determinare la stabilizzazione globale del pendio.

Per stabilire quale sia la funzionalità di un intervento è necessario stabilire come si comporta l'ammasso roccioso alla scala dell'intervento. Il problema non è scontato perché negli ammassi rocciosi possono essere assunti diversi modelli di comportamento in ragione della scala di osservazione.

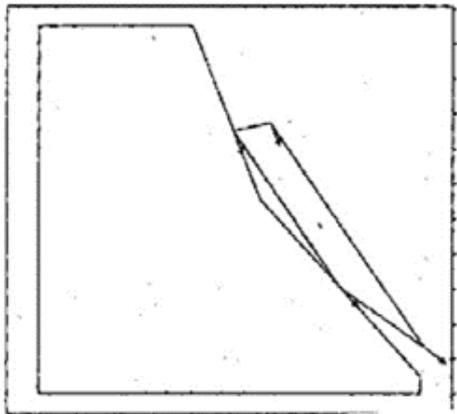
In questo progetto sono stati presi in considerazione, in quanto richiesto dalla committenza, fenomeni di piccola scala che vengono infatti considerati come opere di **manutenzione** sulla strada Lantana-Monte Pora. Tutti i fenomeni studiati vengono infatti risolti con l'ausilio di rete di protezione semplice o di rafforzamento corticale.

Nella categoria del **“dissesto corticale”** rientrano tutti i fenomeni di micro crollo che coinvolgono la superficie delle pendici rocciose. I dissesti si sviluppano in modo progressivo, senza mettere in crisi la stabilità globale del fronte roccioso.

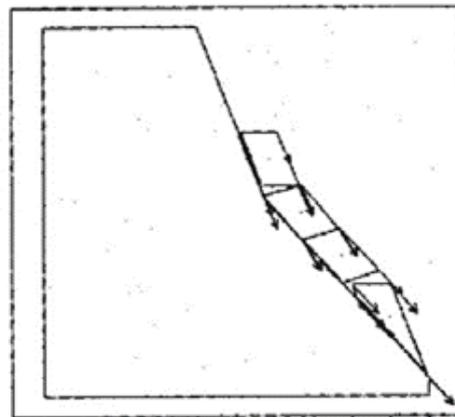
Si tratta di dissesti che interessano la parte dell'ammasso più fratturata in quanto allentata e soggetta a fenomeni accelerati di degrado (dovuti a ghiaccio, dilatazione termica, azione divaricatrice degli apparati radicali delle piante, scavo meccanico e con esplosivo) e alterazione (dissoluzione carsica, alterazione mineralogica, processi di idratazione ed argillificazione). Generalmente lo spessore coinvolto non è superiore a 1-2 m, benché la parte degradata dell'ammasso possa raggiungere talvolta i 4 – 6 m.

È molto raro che questi dissesti si prestino ad essere descritti chiaramente con semplici cinematismi (scivolamento planare o a cuneo, ribaltamento, rottura flessionale, crollo), anche se frequentemente, per convenienza, sono così schematizzati.

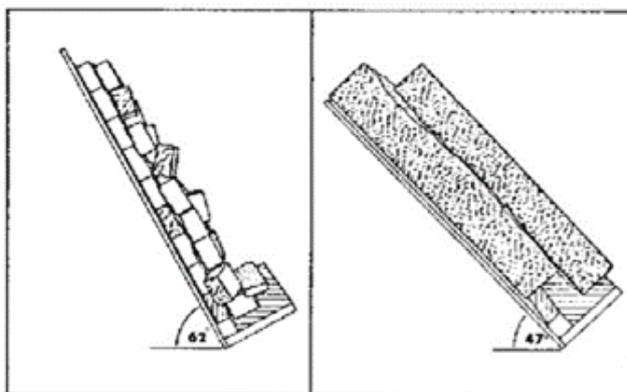
Si tratta piuttosto di un insieme complesso di cinematismi che avvengono in sequenza e/o contemporaneamente, che possono svilupparsi coinvolgendo tanto un singolo blocco, quanto un insieme di blocchi disarticolati .



A) blocco senza sistema di discontinuità suborizzontali



B) blocco con sistema di discontinuità suborizzontali



C) Confronto del comportamento di un gruppo di blocchi e un volume roccioso monolitico di pari dimensioni.

Figure 15. Scale effect on tilt angle caused by block size. Bandis et al. (1981).

Figura 10: Instabilità di un blocco colonnare ridotta con modelli numerici (figure A e B – in Barla e Altri, 2003) e in prova di tilt test (Figura C – in Barton, 1990)

Le situazioni di dissesto corticale che più frequentemente si riconoscono sulle pareti rocciose possono essere schematizzate come segue.

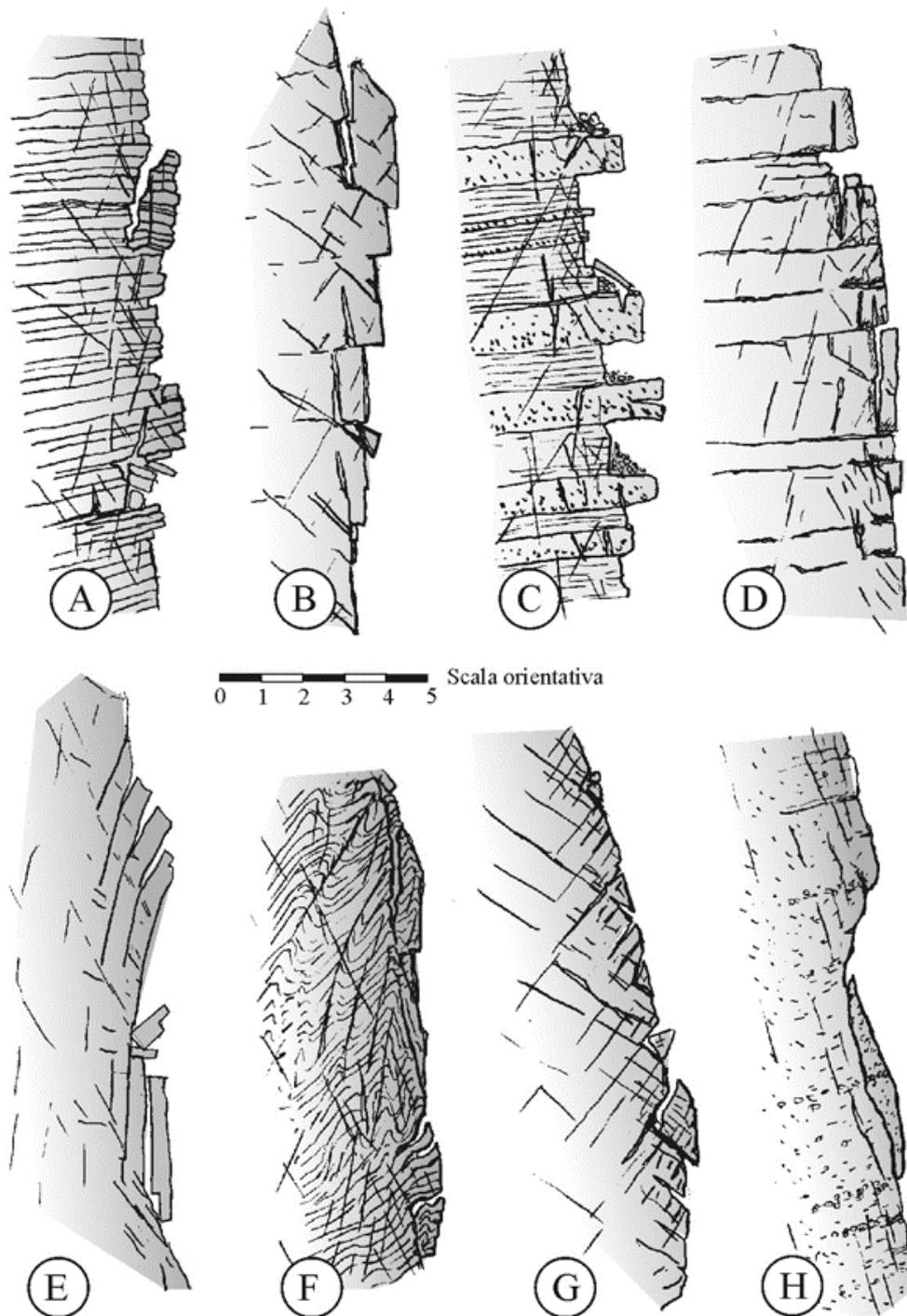


Figura 11: Tipiche situazioni di instabilità corticale. A) Calcari sottilmente stratificati – B) Rocce carbonatiche massive – C) Rocce in facies di flysch – D) Rocce carbonatiche stratificate – E) Piorfiriti – Scisti -F) Rocce filladiche – G) Rocce massive intrusive – H) Arerarie, siltiti, conglomerati.

Lo stato di degrado e rilassamento della parte corticale degli ammassi rocciosi naturali pongono non pochi problemi a chi esegue il rilievo geomeccanico tentando di definire le

caratteristiche dei dissesti.

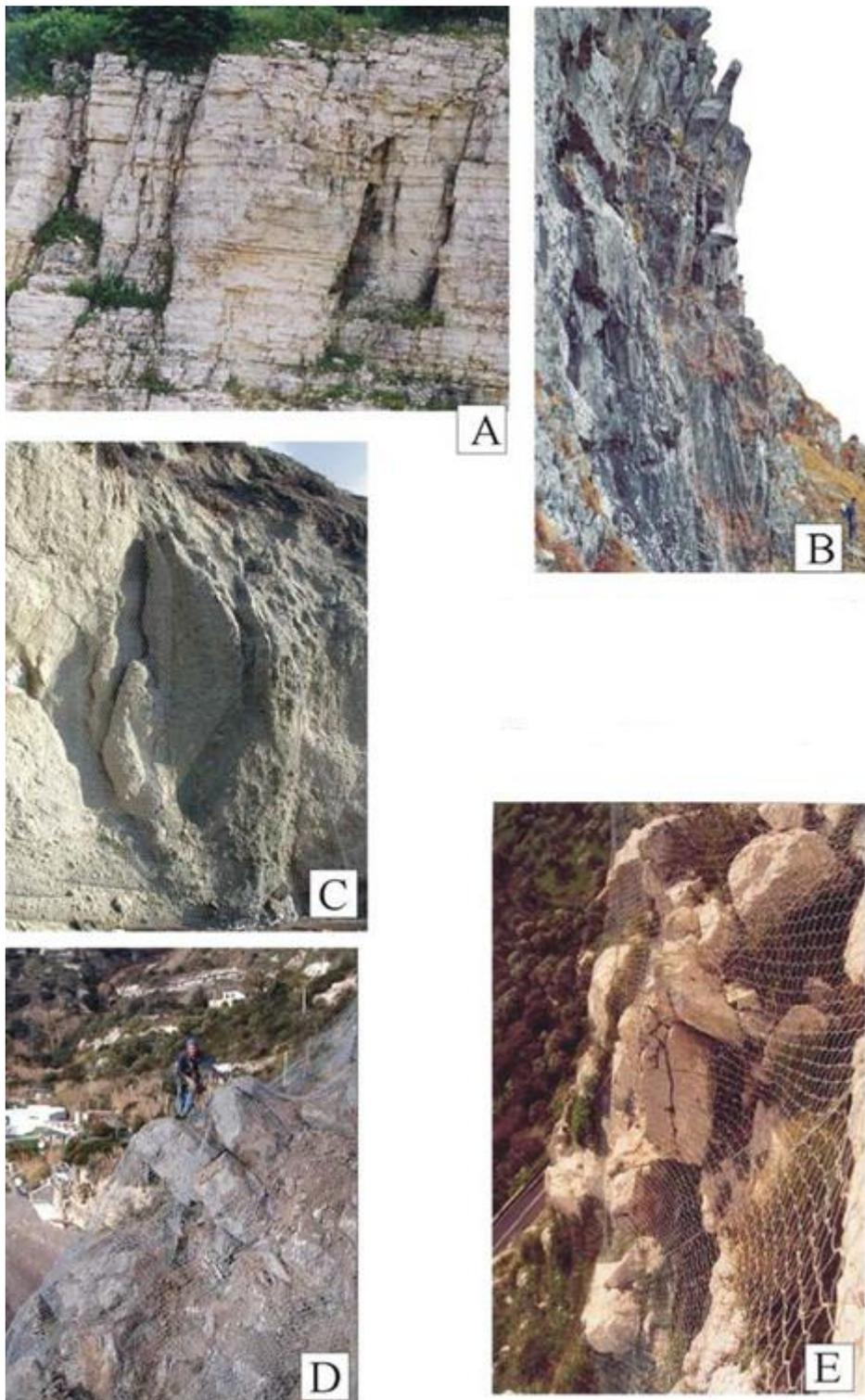


Figura 12: Tipiche situazioni di instabilità corticale. A) Calcare sottilmente stratificati. B) Porfiriti – Scisti C) Tufi e arenarie. D) Basalti alterati E) Rocce carbonatiche massive carsificate.

Di fatto i dati ottenibili con le indagini di superficie devono essere trattati con cautela:

l'applicazione indiscriminata dei metodi di classificazione delle rocce porta quasi sempre a risultati impropri; effettuare analisi di stabilità all'equilibrio limite - come la teoria dei blocchi - generalizzando le proprietà di resistenza dei giunti, può fornire indicazioni sull'ordine di grandezza delle masse in gioco, ma può condurre valutazioni di stabilità sbagliate. A questi problemi si sovrappone l'effetto scala, che influisce sul corretto dimensionamento dei valori di resistenza da adottare per i piani. In ragione dell'importanza delle opere da eseguire, i rilievi di superficie possono essere integrati da indagini sismiche a rifrazione, analisi all'infrarosso termico, sondaggi geognostici in parete.

In funzione della scala di osservazione, il comportamento della parte corticale dell'ammasso roccioso risulta piuttosto ambiguo e può essere descritto tanto come discontinuo, quanto come pseudo-continuo oppure continuo.

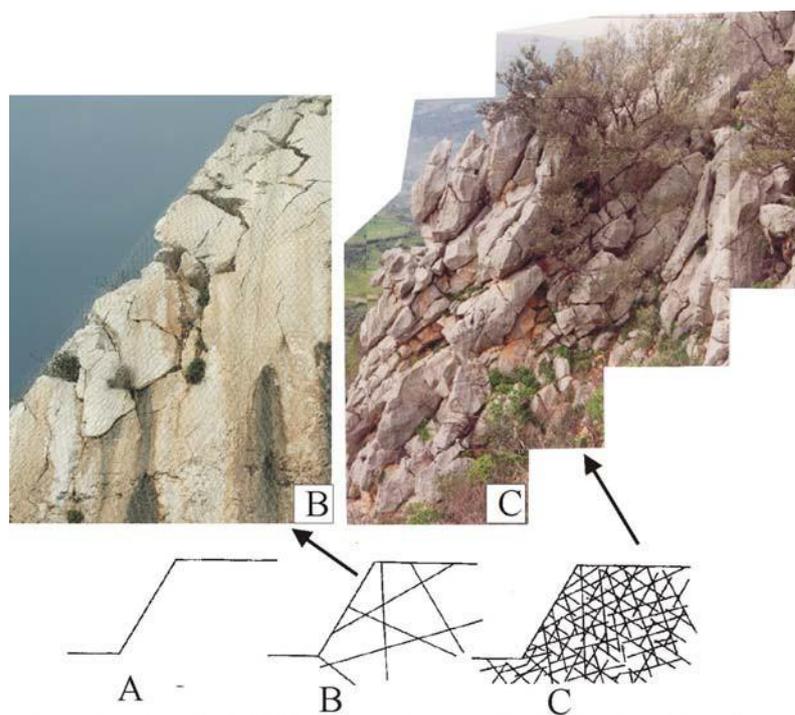


Figura 13: Schematizzazione dell'ammasso roccioso A) continuo; B) discontinuo, C) pseudo continuo (da Barla, 1988)

In merito alla scala di osservazione, dal confronto tra le figure 14 A e 14 B si evince che il medesimo ammasso roccioso potrebbe essere considerato come discontinuo nel caso fos-

sero adottati ancoraggi lunghi, e come continuo se fosse adottata una maglia fitta di ancoraggi più corti.

Viceversa nelle figure 14 C e 14 D: se fossero adottati ancoraggi profondi, l'ammasso potrebbe essere approssimato come continuo, mentre se fossero adottati ancoraggi corti e ravvicinati, l'ammasso potrebbe essere considerato discontinuo.

Nel caso di ammasso discontinuo, benché il contributo stabilizzante delle reti non sia trascurabile, può essere considerato preminente il ruolo assunto dagli ancoraggi che saranno sollecitati a taglio e flessione.

Nel caso ammasso continuo gli ancoraggi insistono su un insieme sconnesso di blocchi. In caso di dissesto la rete potrebbe essere fortemente sollecitata a trazione e a punzonamento, e gli ancoraggi prevalentemente a flessione e trazione e solo in misura minore a taglio.

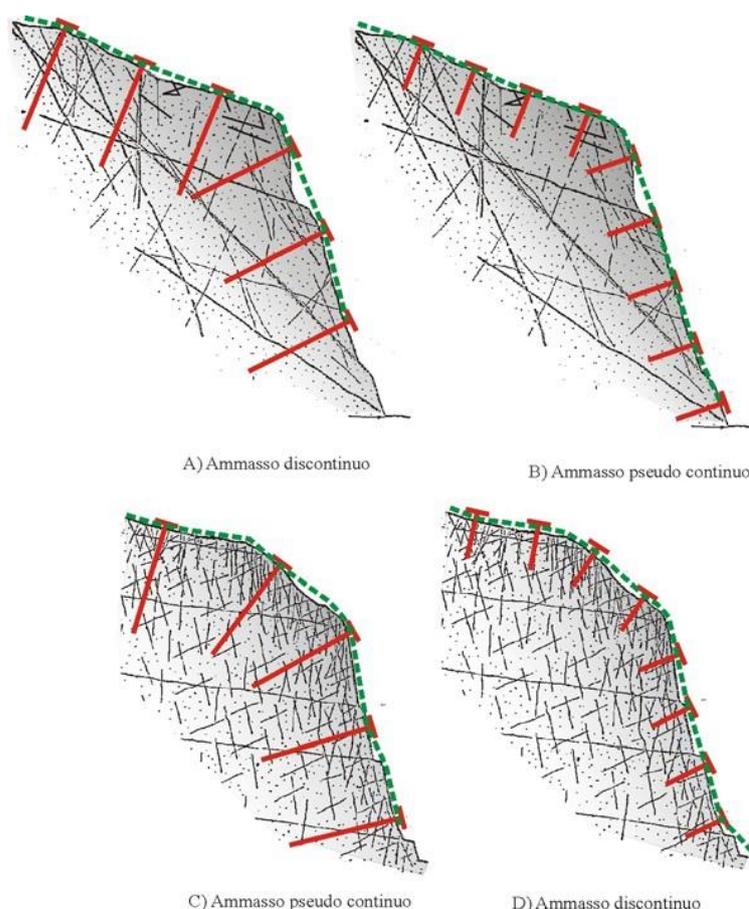


Figura 14: differenziazione del comportamento dell'ammasso roccioso in rapporto alla scala dell'intervento.

In base alle esperienze condotte e in considerazione dell'elevatissimo grado di indeterminazione che - nonostante le indagini più raffinate - spesso permane, la parte corticale è meglio modellabile come un insieme di blocchi più o meno disarticolati che giacciono in condizione di equilibrio limite, senza che si possano identificare cinematici univoci. Tutti i diversi tipi di ammasso sono riconducibili a due categorie fondamentali .

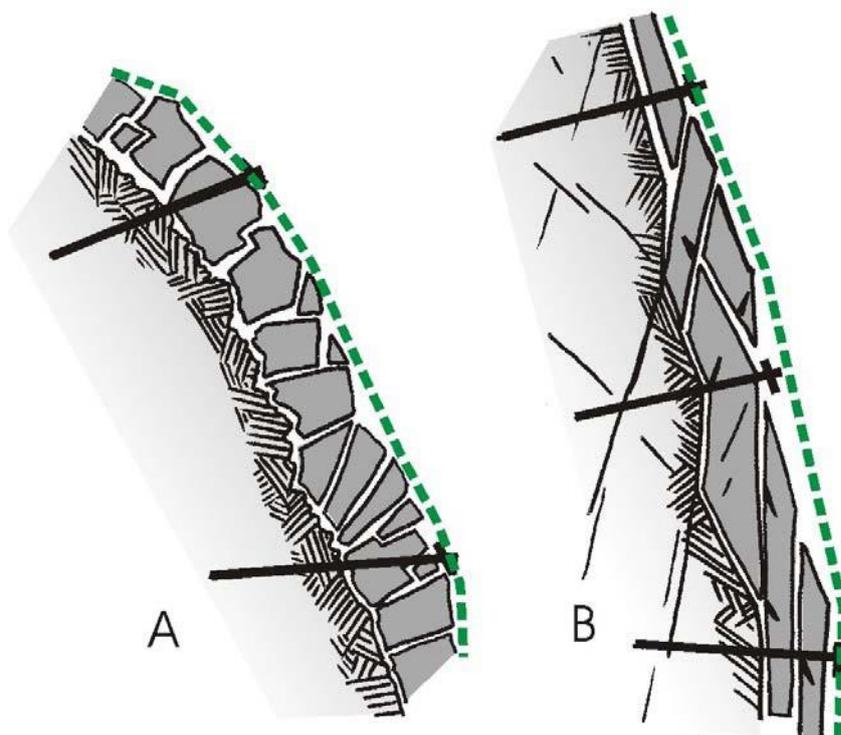


Figura 15: Categorie fondamentali di ammasso roccioso negli interventi di rafforzamento corticale. A) comportamento pseudo-continuo: la parte corticale dell'ammasso è fortemente suddivisa. B) comportamento discontinuo: la parte corticale dell'ammasso è poco suddivisa.

Nella figura 22 A l'ammasso è molto suddiviso, tanto che gli ancoraggi attraversano e consolidano direttamente solo piccoli massi; la rete invece deve contenere la spinta omogenea esercitata da una molteplicità di massi. Lo studio del problema, che si presta a complesse modellazioni con il metodo degli elementi distinti, non è semplice e richiederà un certo impegno affinché i risultati ottenuti siano declinabili con semplicità nella pratica della progettazione e del cantiere.

Nel secondo caso (fig. 22 B) l'ammasso è poco suddiviso, e gli ancoraggi consolidano direttamente anche grandi volumi rocciosi; la rete deve contenere la spinta localizzata

esercitata da alcuni massi. Anche in questo caso lo studio del problema si presta a modellazioni con gli elementi distinti; ma più semplicemente, dato l'importante ruolo assunto dalla chiodatura, l'intervento può essere dimensionato a partire dalla densità di ancoraggi necessaria.

3.1 L'UTILIZZO DELLE RETI

Le tipologie d'intervento intese a prevenire o attenuare gli effetti dei dissesti delle pendici rocciose sono molteplici; in un elenco che considera sia gli interventi di difesa passiva (mirati ad attenuare gli effetti del dissesto), sia quelli di difesa attiva (mirati a prevenire il distacco), le reti di protezione si collocano a metà strada:

	Tipo intervento	Scopo	Applicazioni tipiche
passive	Trincee – vallo al piede della parete	Intercettare ed arrestare i massi di piccola dimensione.	Protezione di strade situate al piede di scarpate di scavo.
	Barriere paramassi ad elevata dissipazione d'energia.	Intercettare ed arrestare i massi di grande dimensione.	Protezione di strade e insediamenti al piede di pendii naturali.
	Strutture paramassi di rete realizzate in sito	Intercettare ed arrestare i massi in caduta.	Chiusura di colatoi in parete rocciosa
Active-passive	Reti semplici	Controllare la caduta dei massi consentendone l'accumulo al piede della parete	Protezione di scarpate stradali e insediamenti, anche in abbinamento con trincee – vallo.
	Rafforzamenti corticali	Consolidare la parte corticale dell'ammasso e contenere in parete eventuali distacchi.	Protezione di scarpate stradali e insediamenti.
active	Soil nail	Stabilizzazione globale del pendio	Sistemazione di fronti di scavo.
	Consolidamenti profondi con chiodi e tiranti	Stabilizzazione di corpi rocciosi di grande proporzione, singoli o in-gruppo, caratterizzati da cinematismo noto.	Pendici rocciose naturali, fronti di scavo.

Tabella 1: Breve descrizione delle opere di difesa da caduta massi.

In base a quanto attualmente offerto dai produttori, le prestazioni delle reti si differenziano sulla base dei seguenti fattori:

- Diametro del filo. L'utilizzo di filo a diametro maggiore, oltre che una più elevata resistenza, conferisce una migliore resistenza all'abrasione e al taglio indotti dagli

spigoli dei massi. Analogamente, la resistenza all'abrasione e al taglio delle funi dei pannelli è proporzionale al diametro della fune della trama.

- Apertura della maglia. Una maglia più piccola consente di contenere massi di più piccola dimensione e, contemporaneamente, conferisce una maggiore resistenza alla trazione, ma anche una maggiore rigidità.
- Resistenza dell'acciaio. L'acciaio di ottima qualità garantisce prestazioni eccezionali in termini di resistenza della rete; tuttavia la rete, più rigida, pone qualche difficoltà nella la posa in opera su superfici irregolari.
- Protezioni contro l'ossidazione del filo metallico (ovvero galvanizzazione in leghe alluminio – zinco e rivestimenti del filo con ulteriore rivestimento plastico). L'utilizzo di particolari leghe galvaniche (note con diversi nomi commerciali) e del rivestimento in plastica consente l'impiego delle reti in ambienti particolarmente aggressivi (esempio: falesie a mare; zone in prossimità di solfatare; o rivestimento di rocce gessose).
- Forma, spessore, tipo di trama costituiva della maglia. La maglia della rete può essere esagonale, romboidale, con fili sinusoidali, ad anelli concatenati, ecc.; considerando le tipologie più commercializzate e senza entrare nel merito della qualità degli acciai impiegati, si osserva che le reti a torsione semplice (maglia romboidale) hanno elevate proprietà di deformabilità. La rete diventa quindi ideale per la dissipazione di urti (barriere paramassi); viceversa, le reti a doppia torsione sono molto meno deformabili e teoricamente si prestano meglio ad interventi di consolidamento. Sempre in merito alla forma, alcune reti sono "tridimensionali" perché la spirale di filo con cui è tessuta la rete mantiene un certo spessore; questo incrementa notevolmente la deformabilità della maglia e quindi del telo di rete. Infine, reti realizzate con maglie a torsione semplice consentono che, a seguito della rottura di un filo, si sviluppino ampie smagliature, se non addirittura che la lacerazione parziale della rete; viceversa le reti a doppia torsione risultano meno soggette a questi fenomeni.
- Il comportamento della rete. In ragione delle caratteristiche costruttive, le reti presentano deformabilità e resistenza diverse in funzione della direzione in cui agisce la sollecitazione.
- Difficoltà che pone nella messa in opera e incidenza della mano d'opera.
- Costo di acquisto.

3.2 RETE DI PROTEZIONE SEMPLICE

Lo scopo delle reti semplici è quello prevenire la caduta o consentire che il volume roccioso staccatosi raggiunga il piede della parete con velocità e traiettoria controllata.

L'applicazione tipica è in ammassi rocciosi, la cui superficie si riduce in frammenti aventi ordine di grandezza paragonabile a quello della maglia della rete (dimensione orientativa dei massi 0.1 ÷ 0.5 m).

I fattori da considerare nella progettazione di una rete di protezione semplice sono molteplici:

- Spazio disponibile al piede della parete per effettuare manutenzioni o realizzare trincee;
- Massima deformazione consentita al sacco detritico che si forma al piede della rete;
- Tipo di sollecitazione cui potrebbe essere soggetta la rete (urto di volumi rocciosi in caduta, carichi di neve o ghiaccio);
- Morfologia della pendice rocciosa (acclive, verticale, completamente aggettante);
- Impatto visivo;
- Costi di posa in opera e di manutenzione;
- Durata ed efficacia attesa dell'intervento;
- Sicurezza del personale durante la posa in opera.

Le reti di protezione semplice vengono messe in opera in due modi:

- 1) reti posate quanto più possibile in aderenza alla parete: la rete in aderenza trattiene sul posto volumi rocciosi di piccola dimensione, oppure impedisce che cadendo acquistino velocità. Per rimanere in aderenza su morfologie molto articolate, la rete viene fissata con ancoraggi ausiliari e funi in acciaio. La funzione di tali ancoraggi diventa importante soprattutto in presenza delle sollecitazioni indotte da neve e ghiaccio. La tecnica è in genere adottata su scarpate moderatamente acclivi, soprattutto dove esiste copertura vegetale. Per realizzare l'intervento è importante utilizzare teli di rete flessibili e quindi ben adattabili al terreno.
- 2) reti non in aderenza alla parete: la rete viene sostenuta alla sommità e lasciata libera di tarsi sotto il proprio peso. I massi hanno così possibilità di cadere con una certa libertà verso il piede della parete, rimanendo sempre contenuti tra la roccia e la rete. Per il loro utilizzo sono quasi sempre sufficienti reti a doppia torsione; tuttavia in presenza di pareti a morfologia articolata, dove sono attendibili cadute di massi

molto grandi con proiezioni orizzontali accentuate, possono essere preferite reti speciali (a torsione semplice in acciaio speciale, in pannelli di rete in fune o addirittura ad anelli). Questa tecnica di posa in opera è frequentemente applicata su scarpate sub verticali o aggettanti, o dove sussistono concreti pericoli per gli operatori in parete. Per realizzare l'intervento possono essere utilizzati con modesta difficoltà anche teli rete rigidi. Se necessario la rete è tenuta in posizione con asole fissate a spit, folfari, grilli o simili .

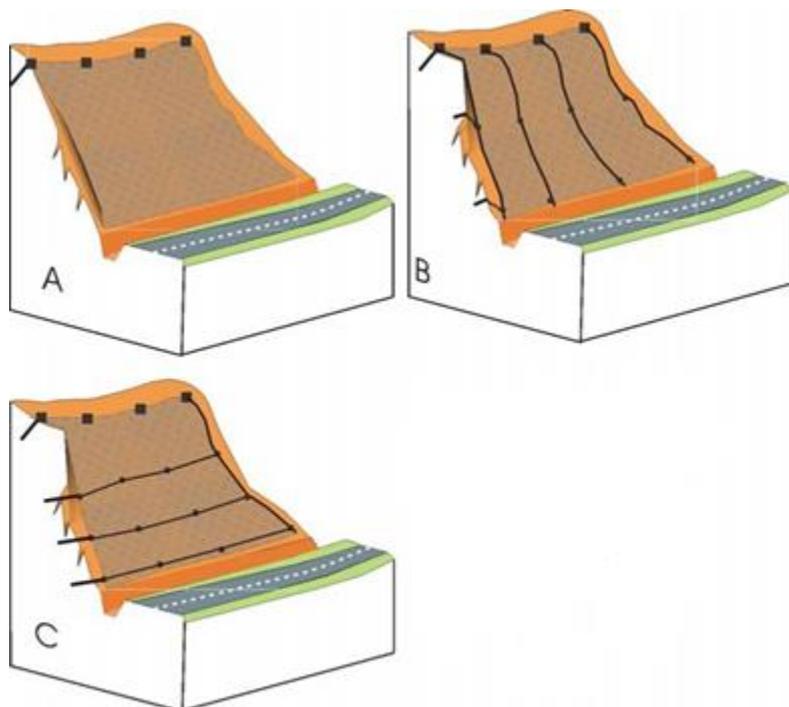


Figura 16: Esempi di rete di protezione semplice con trincea di protezione al piede: A) rete semplice in aderenza; B) rete con funi verticali fissate mediante funi e spit o golfari o grilli; C) rete di funi orizzontali tenute staccate dalla parete mediante ancoraggi.

3.3 SISTEMA DI CONSOLIDAMENTO ATTIVO

A seguito dei sopralluoghi svolti e delle analisi geomeccaniche 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 del versante.

Per quanto attiene al consolidamento superficiale di versanti, sono largamente adottate soluzioni che impiegano reti in acciaio.

Esse possono essere genericamente elencate in pannelli di rete a trefolo, pannelli di rete a semplice torsione, rotoli di rete a semplice torsione, rotoli di rete a doppia torsione.

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

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

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

I rilievi geologi eseguiti e tutte le attività svolte dal 2010 ad oggi lungo la strada Lantana

- Monte Pora hanno messo in evidenza diverse situazioni, così riassumibili:

- Rocce con una qualità molto bassa con un RQD <25%. In questo caso le verifiche portano alla scelta della posa di reti semplici che permettono la raccolta dei detriti alla base della scarpata;
- Rocce con qualità bassa con RQD compresa tra il 25% ed il 50% per uno spessore di almeno 0,5 m. In questo caso le verifiche portano alla scelta di optare per il rafforzamento corticale, utilizzando pannelli in fune (vedasi capitolato tecnico).
- Blocchi isolati con dimensioni superiori a 0,2 m³, su pareti con RQD superiore al 50%. Si è optato per il disaggio.

3.4 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Visto quanto rilevato e studiato, in sintesi gli interventi da realizzare sono i seguenti:

- Taglio di abeti rossi di alto fusto che possono interferire con la instabilità delle scarpate poste a monte della carreggiata della strada;
- Disgaggio di massi instabili e facilmente removibili a mezzo di attrezzature meccaniche;
- Pulizia delle reti in aderenze in cui vi è la presenza di sacche di detriti e quindi un detensionamento delle reti stesse;
- Posizionamento di nuove reti in aderenza;
- Consolidamento attivo diffuso di versante costituito da teli di rete in trefolo in acciaio armonico abbinati a rete secondaria in acciaio ad alta resistenza;
- Barriere paramassi.

4. ALLEGATO 01: RELAZIONE DI CALCOLO PER IL CONSOLIDAMENTO ATTIVO

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 del versante.

Per quanto attiene al consolidamento superficiale di versanti, sono largamente adottate soluzioni che impiegano reti in acciaio.

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

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

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

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

4.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

Per valutare la stabilità ed eseguire il dimensionamento del sistema proposto si sono valutati i parametri geotecnici di seguito riportati, ricavati dalla suddetta relazione.

Tipo di Ammasso Roccioso	Dolomie e calcari marnosi
Spessore t instabile [m]	1,30
Peso volume [kN/m ³]	21

Angolo d'attrito [°]	35
Coesione c [kPa]	10
Inclinazione del versante α [°]	80

Tabella 2. Caratterizzazione geotecnica del terreno affiorante

Le analisi vengono condotte soltanto sulle possibili instabilità presenti all'interno dello strato di materiale più superficiale. Pertanto si studia la stabilità di uno strato con spessore di circa 1.30 m in quanto si ritiene che possa rispecchiare in maniera realistica le possibili instabilità di versante.

4.2 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

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

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

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

Dove:

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.

Gli stati di verifica d'accordo alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17.01.2018) e i tempi di ritorno cui essi fanno riferimento sono illustrati in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

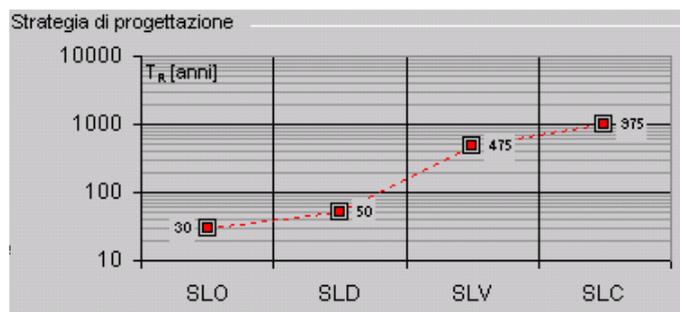


Tabella 3. Stati di verifica sismica.

I valori del parametro a_g preso dai valori di pericolosità sismica del territorio nazionale sono forniti nel seguito (vedi

Tabella 4):

Stato Limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_o	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	30	0.029	2.473	0.197
Danno (SLD)	50	0.036	2.535	0.209
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.088	2.521	0.280
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.113	2.517	0.292
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Tabella 4. Valori dei parametri a_g per i periodi di ritorno T_R di riferimento.

Nel caso in esame, il valore di accelerazione orizzontale di picco su strato roccioso affiorante per un periodo di ritorno di 475 anni (SLV) è pari a 0.088 g.

In base a quanto indicato nella relazione geologica, si evince la presenza di un terreno di categoria di sottosuolo di tipo B: rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_s compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Nel caso specifico, viste le caratteristiche morfologiche dell'area, è possibile inserire il sito nella categoria topografica T4, ossia pendii con inclinazione media $i > 30^\circ$.

Per il sito in esame si hanno quindi i seguenti coefficienti sismici:

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz categoria	1,52	1,50	1,42	1,41
ST Amplificazione topografica	1,40	1,40	1,40	1,40
<input type="checkbox"/> Acc.ne massima attesa al sito [m/s ²]				0,6
Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
k_h	0,010	0,012	0,030	0,046
Beta	0,200	0,200	0,200	0,240

Figura 17. Coefficienti sismici secondo le Nuove Norme Tecniche per l'opera di consolidamento superficiale.

Tenendo conto delle condizioni locali del versante in esame e della normativa vigente, si ottiene un valore di k_H pari a 0.030 e un valore di k_V pari a 0.015.

4.3 DESCRIZIONE DEL METODO DI DIMENSIONAMENTO

Le condizioni di carattere eminentemente geologico e geotecnico sono sufficientemente omogenee e di conseguenza per il dimensionamento dell'intervento di consolidamento è stato impiegato un sistema di calcolo che modella la scarpata analizzandone la stabilità superficiale (intesa come scorrimento probabile di uno strato di terreno, o roccia alterata, su un substrato ritenuto stabile) e la stabilità locale (intesa come contenimento delle porzioni dello strato superficiale comprese nel reticolo degli elementi di ancoraggio, normalmente barre in acciaio). I meccanismi di rottura suddetti sono graficamente illustrati in 6.

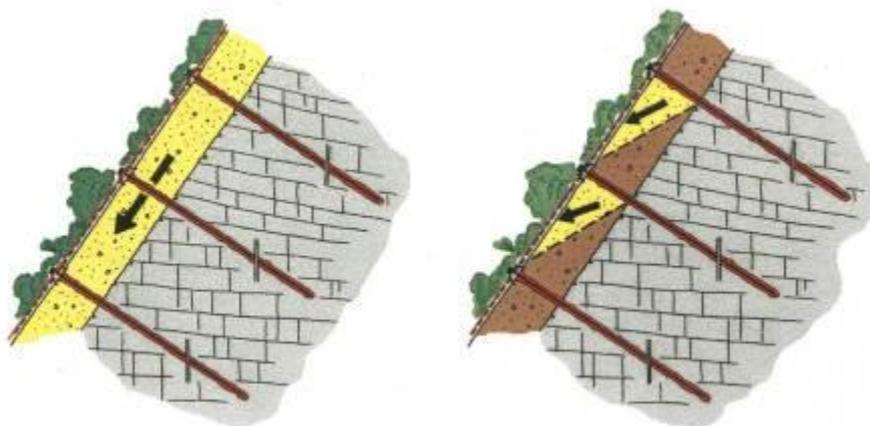


Figura 6. Meccanismi di rottura considerati per il dimensionamento

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

Chiaramente, affinché il contributo sia sensibile, il materiale che riveste il versante, avente la funzione di distribuire lateralmente i carichi e le sollecitazioni, deve essere di caratteristiche tali da poter essere apprezzabili, ovvero, in altre parole, avere una resistenza a trazione intrinseca elevata nelle due direzioni, ma anche una resistenza al punzonamento

nota ed elevata.

La rete in acciaio, costituita da un trefolo di fili ciascuno avente diametro 3 mm, ha le seguenti caratteristiche:

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

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:

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

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

Dove:

- S_d è la forza di taglio calcolata in funzione di V_{dl} (valore di dimensionamento della forza di pre-tensionamento dalla positiva influenza di V);

- S_{Rred} resistenza degli ancoraggi agli sforzi di taglio;
- γ_{SR} fattore di sicurezza per la resistenza al taglio degli ancoraggi.

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

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

Dove:

- P_d è il massimo sforzo sulla rete per taglio in direzione parallela all'ancoraggio al bordo superiore della piastra;
- P_R è la resistenza della rete al taglio in direzione parallela all'ancoraggio al bordo superiore della piastra;
- γ_{PR} correzione per la resistenza della rete per taglio;

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

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

Dove:

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

4) prova della rete rispetto al punzonamento

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

Dove:

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

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

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

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

Dove:

- V_{dII} 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_{dII} ;
- 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 (vedi Figura), 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.

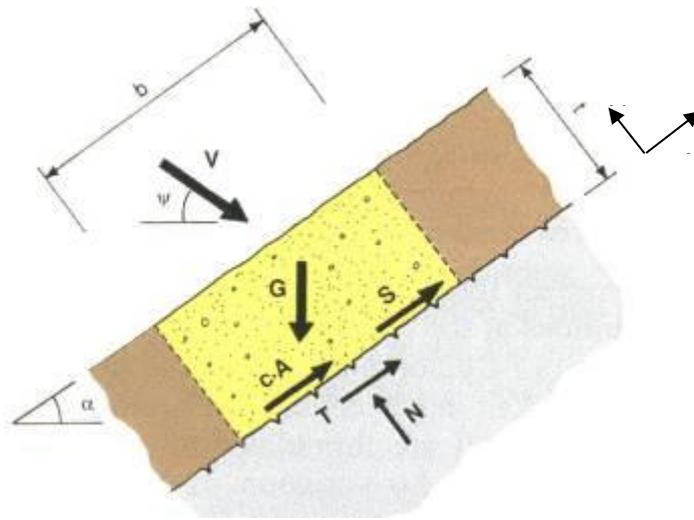


Figura 7. Azione di taglio S sull'ancoraggio (meccanismo di rottura globale).

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

Sono assunti 2 tipi di meccanismi locali di rottura (vedi Figura). 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.

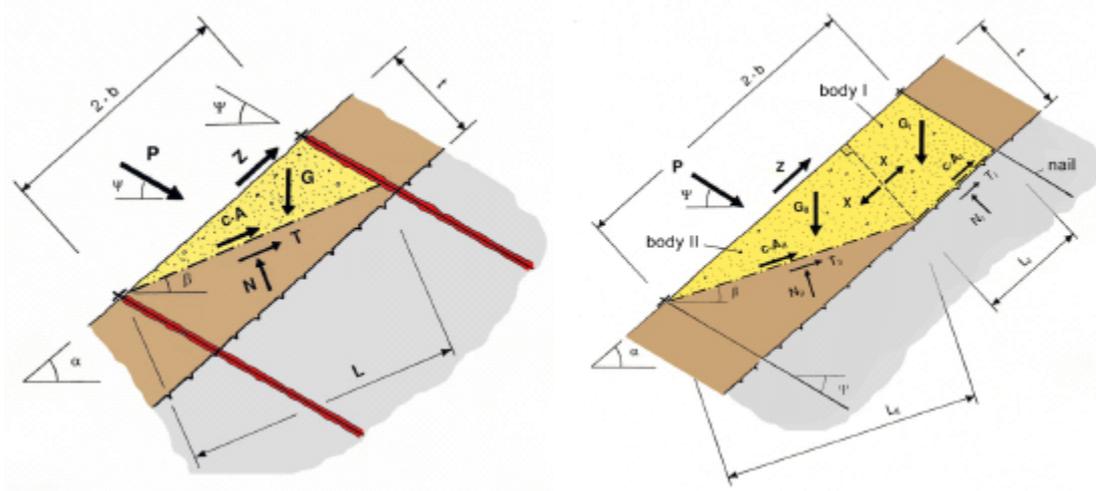


Figura 8. Meccanismi di rottura locale.

In Figura 9 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.

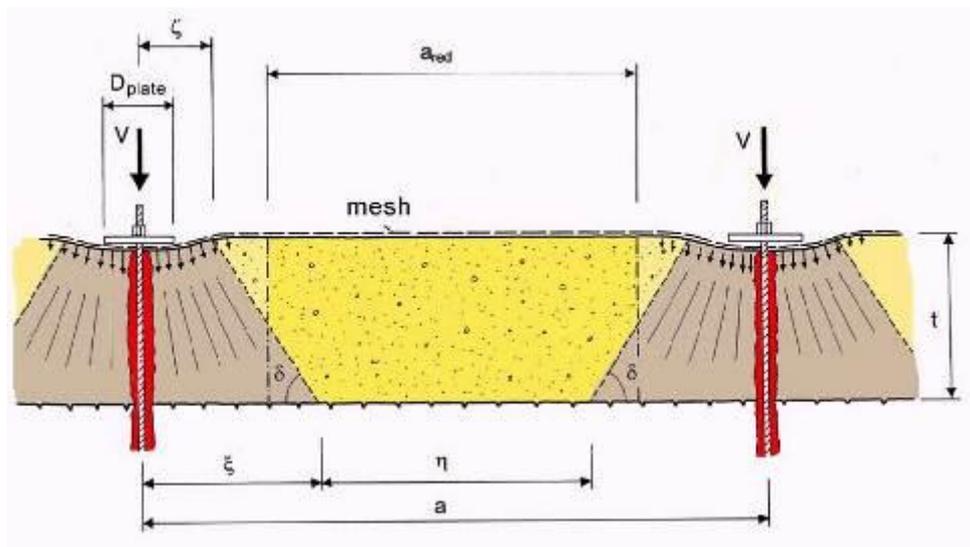


Figura 9. Sezione trasversale del corpo instabile tra gli ancoraggi; cono di pressione attivo.

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

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

Dove:

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

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

$$P_2 = \frac{G_{II} \cdot [\gamma \cos \beta \tan \varphi'_{mod}] (X - Z) [\cos(\alpha - \beta) + \sin(\alpha - \beta) \cdot \tan \varphi'_{II}]}{\sin(\psi + \beta) \cdot \tan \varphi' + \cos(\psi + \beta) \cdot \gamma_{mod}}$$

Dove:

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

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

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.

4.4 DIMENSIONAMENTO

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

Scenario	Spessore in-stabile	Inclinazione versante	ϕ_k	c_k	γ	γ_ϕ	γ_c	γ_γ	γ_{mod}	Inclin. Ancor.
	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kN/m ³]	[-]	[-]	[-]	[-]	[°]
	1.30	80	35	10	21	1,25	1,25	1,00	1,10	5

Tabella 5. Riassunto dei dati di input per il dimensionamento in esame.

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

- Lo spessore t instabile, cioè la profondità della coltre instabile viene valutata considerando una profondità fino a 1.30 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 32 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).

4.5 RISULTATI

Per effetto delle considerazioni sopra espresse, in riferimento agli allegati tabulati ed allo schema sottostante (vedi Figura 18),

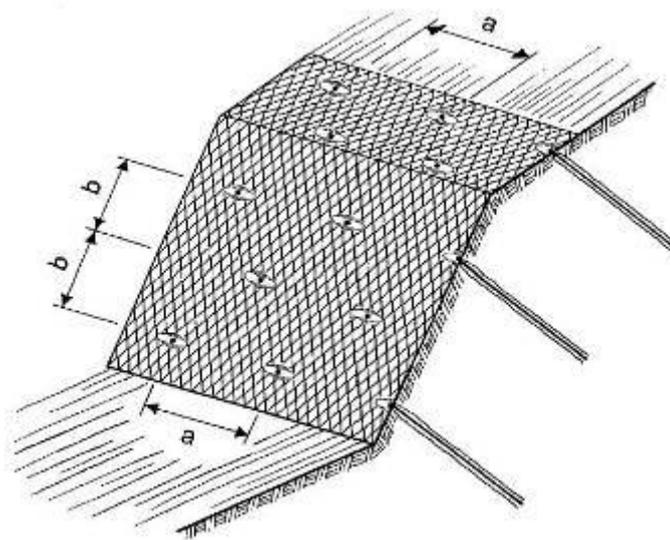


Figura 18. Rappresentazione schematica per l'interpretazione dei risultati.

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

Scenari	Tipologia di rete	$a = H$	$b = V$	Ancoraggi
	[-]	[m]	[m]	[-]
	SPIDER S3-130	3.00	3.00	Gewi 32 mm

Tabella 6. Riepilogo degli interassi tra ancoraggi.

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 $P_R=85$ kN) per spessori di meccanismi di rottura locale fino a 1.30 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 32 mm.

Degli ancoraggi ipotizzati sono riportati in seguito (vedi

Tabella 7) 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.

	Snervamento	Area	Res. trazione	Res.taglio
	N/mm ²	mm ²	kN	kN
Gewi 32 mm	500	804	442	402

Tabella 7. 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:

1. 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 contropinta diffusa su tutto l'areale;
2. 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;
3. Gli ancoraggi devono avere una posizione centrata rispetto al foro che può essere mantenuta per mezzo di opportuni dispositivi centratrici;
4. 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
5. la boiaccia cementizia deve essere confezionata con additivi antiritiro, e sufficientemente fluida per intasare completamente il foro;

6. 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.

Il pregio della rete individuata è infatti di potere essere tensionata e dunque essere fatta aderire al versante in maniera molto precisa. A tale scopo, pertanto, sarà necessario individuare i punti di ancoraggio/perforazione nelle cavità o depressioni eventualmente realizzate, con scavo, allo scopo.

Laddove questo non risultasse possibile pena il mancato rispetto della disposizione a quinconce degli ancoraggi e soprattutto degli interassi calcolati, il ricorso a elementi di fissaggio a secco quali picchetti sagomati a manico di ombrello, di profondità compatibile con la loro infissione, potrebbe essere indispensabile.

4.6 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 161.1 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:

$F_{D \text{ Progetto}} = 209.4 \text{ kN}$

Vengono effettuate tre differenti verifiche per il dimensionamento degli ancoraggi (vedi Figura 19): della sezione di acciaio, dell'interfaccia acciaio malta e dell'interfaccia malta terreno.

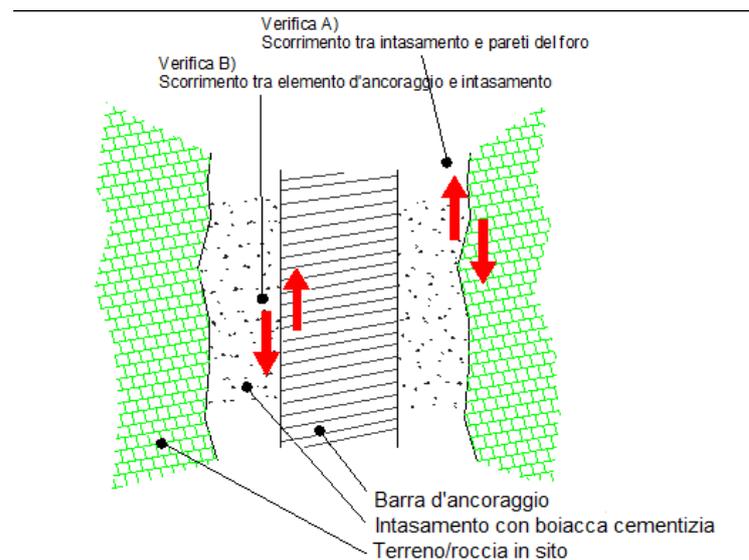


Figura 19. Verifiche rispetto allo sfilamento dell'ancoraggio.

Dati di progetto

Azione di progetto $F_D = 209.4 \text{ kN}$

Angolo di inclinazione del versante $\alpha = 80.0^\circ$

Spessore dello strato $t = 1.30 \text{ m}$

Angolo di attrito del terreno $\Phi_k = 35^\circ$

Peso di volume $\gamma_k = 21 \text{ kN/m}^3$

Diametro di perforazione $D_{\text{perf}} = 90 \text{ mm}$

1.1 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 32 mm), pari a 500 N/mm²;

A_{barra} è la sezione della barra, pari a 804 mm²;

γ_s è il fattore riduttivo dell'acciaio, pari a 1.15 (secondo NTC 2018).

$$\frac{500 \cdot 804}{1.15 \cdot 1000} = 349.5$$

Da cui ne deriva che:

209.4 ≤ 349.5 per cui la disequazione è verificata.

1.2 LUNGHEZZA ANCORAGGIO - VERIFICA A 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:

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

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.

$$D_{perf} = 74 \text{ mm}$$

$$\tau_{s-m} = 0,35 \text{ N/mm}^2; \quad \text{desunto dalle tabelle A.I.C.A.P 2012 viste le condizioni di sito.}$$

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:

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

Tale valore è il massimo possibile in quanto non sono disponibili indagini specifiche.

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

$$L_A \geq \frac{1.25 \cdot 1.7 \cdot 209.4}{\pi \cdot 74 \cdot 0.35} = 5471 \text{ mm}$$

1.3 LUNGHEZZA ANCORAGGIO – VERIFICA B 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:

$$S_{lat} = 2 \cdot \pi \cdot 16 = 101 \text{ mm, per barre Gewi 32 mm}$$

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 e pari a $\eta = \frac{(132 - \phi)}{100}$ per barre con diametro superiore.

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$$

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

Dove f_{ck} è la resistenza caratteristica della malta di iniezione. Considerando un f_{ck} pari a 20 N/mm^2 , si ottiene:

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

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

$$L_B = (209.4 \cdot 1.5)/(101 \cdot 2.32) = 1340 \text{ mm}$$

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

$$L_1 = \max(L_A; L_B); \text{ per cui } L_1 = 5471 \text{ mm}$$

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 $\psi = 5^\circ$;

$$L_2 = 1.30 \text{ m}$$

E approssimando all'unità superiore, per tenere conto della situazione più critica oltre che del decadimento dei parametri di resistenza nella zona della superficie di scorrimento, si ritiene che una profondità di:

$$\mathbf{L = 6.80 \text{ m}}$$

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]
Tipo Gewi 32 mm	6.80

Tabella 8. Riepilogo della lunghezza degli ancoraggi.

A favore di sicurezza si utilizzeranno sempre lunghezze pari a 7 metri.

4.7 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 32, 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 18, 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 letteratura¹.

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

Scenario	Tipologia di rete	Tipologia ancoraggi	Interasse H ancoraggi	Interasse V ancoraggi	Lunghezza ancoraggi
		[m]	[m]	[m]	[m]

¹ Besseghini et. al. Modellazione meccanica di un sistema corticale attivo per il consolidamento di versanti in terreno- GEAM n. 125 –

	Tipo SPIDER S3-130	Tipo Gewi 32 mm	3.00	3.00	6.80
--	--------------------	-----------------	------	------	------

Tabella 9. Riepilogo dei risultati.

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).

Per la redazione del computo metrico e segnatamente per la quantificazione del numero degli ancoraggi, in accordo a quanto già sottolineato sopra, si dovrà tenere conto della maggiore incidenza degli ancoraggi perimetrali.

Il sistema proposto è quindi in grado di mettere in sicurezza la porzione di versante interessata dal sistema stesso con i fattori di sicurezza previsti dall'Eurocodice. E' chiaro che il risultato ottenuto in termini di sicurezza e di stabilità del fronte dipende strettamente dalla tecnologia scelta, in particolare dalle possibilità della rete di essere tensionata e quindi di trasmettere un'azione stabilizzante al terreno. Altri tipi di intervento difficilmente possono essere altrettanto efficaci, soprattutto a parità di densità di ancoraggi.

4.8 BIBLIOGRAFIA

Relazione geologica **Dott.ssa Geol. Mariantonia Ferracin**

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**

Modellazione meccanica di un sistema corticale attivo per il consolidamento di versanti in terreno. 2008. **Bessegghini 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.**