



PROVINCIA AUTONOMA DI TRENTO



COMUNE DI CEMBRA – LISIGNAGO & LONA LASES

**RELAZIONE GEOLOGICA  
&  
RELAZIONE GEOTECNICA  
Aggiornamento 2021**

**Collegamento Lona – Cembra per la valorizzazione della  
viabilità esistente a scopo turistico ed agricolo**

COMMITTENTE: Comune di Cembra – Lisignago

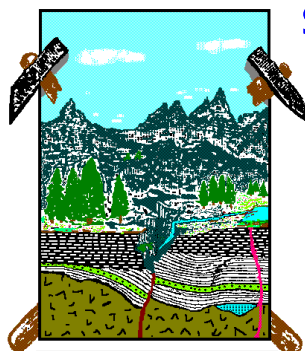
il geologo

il progettista

il committente



**Novembre 2021**



1809/20  
agg. 2021

**STUDIO GEOLOGICO ASSOCIATO GEOALP**

dott. geol. Franca Bazzanella  
dott. geol. Gianfranco Bazzoli  
dott. geol. Icilio Vigna

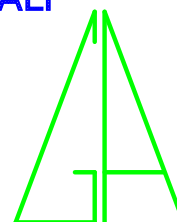
P.IVA 01332500220

Viale Europa, 78 - Loc. San Cristoforo  
Pergine Valsugana (TN) - 38057

Tel. 0461-985577 E-mail: [geoalp.tn@virgilio.it](mailto:geoalp.tn@virgilio.it)

E-mail PEC: [geoalp@pec-legal.it](mailto:geoalp@pec-legal.it)

Web homepage: <http://www.geoalp.eu>



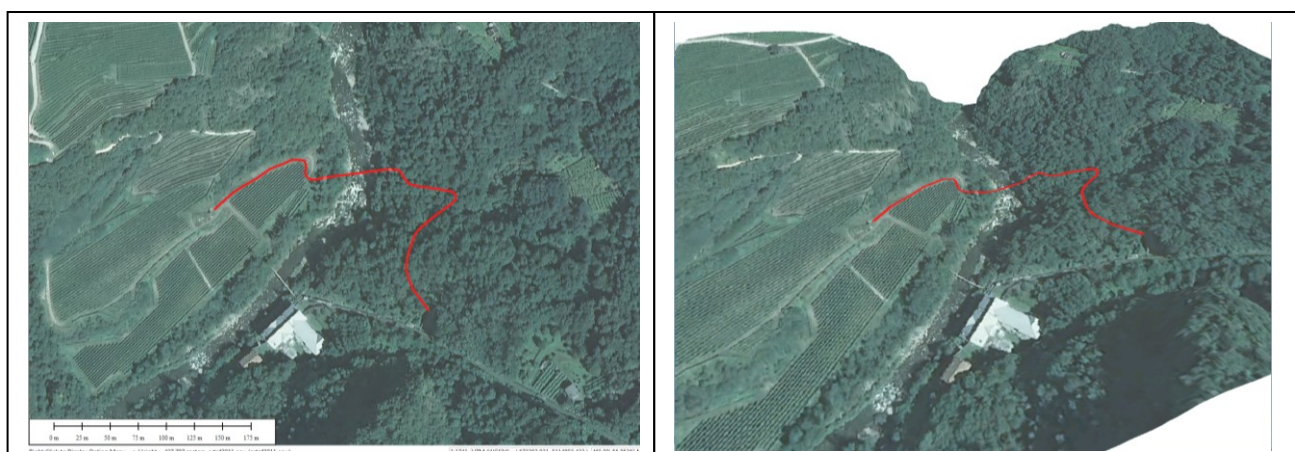


## INDICE

1. INTRODUZIONE E SCOPO DEL LAVORO
2. IL PROGETTO
3. RELAZIONE GEOLOGICA
  - 3.1. Piano delle indagini geologiche, caratterizzazione e modellazione geologica
  - 3.2. Geomorfologia ed idrografia
  - 3.3. Litologia
  - 3.4. Idrogeologia - Vincolo idrogeologico
  - 3.5. Sismicità e pericolosità sismica di base
  - 3.6. Terre e rocce da scavo - storia d'uso del suolo
  - 3.7. Conclusioni
4. RELAZIONE GEOTECNICA
  - 4.1. Piano delle indagini geotecniche, modello geotecnico - caratteristiche geotecniche dei terreni
  - 4.2. Stabilità degli scavi
  - 4.3. Portanza del terreno
  - 4.4. Drenaggi, impermeabilizzazioni, ripristini
  - 4.5. Smaltimento delle acque meteoriche
  - 4.6. Analisi del tracciato
  - 4.7. Conclusioni

## INDICE DEGLI ALLEGATI

- Allegato 1 – Indagine geofisica sui microtremori, metodo HVSR
- Allegato 2 – Indagine geofisica tomografica elettrica, a rifrazione e MASW
- Allegato 3 – Dichiarazione geologo sulle terre e rocce da scavo
- Allegato 4 – Analisi del laboratorio geotecnico



Lo Studio Geologico Associato GeoAlp ha scelto di utilizzare per le sue relazioni i fonts a risparmio di toner "ecofonts". Ciò può comportare un aspetto più chiaro del carattere nel formato pdf delle relazioni. Lo riteniamo uno sforzo accettabile nell'ottica di un uso consapevole delle risorse.

Ai sensi della L.148/11, del D.P.R. 137/12 e della L. 27/12 si dichiara che lo Studio Geologico Associato GeoAlp è assicurato per i rischi connessi all'esercizio della attività professionale degli associati con polizza Liberty Mutual Insurance Europe.



## 1. INTRODUZIONE E SCOPO DEL LAVORO

I seguenti documenti “Relazione geologica” e “Relazione geotecnica” sono riferiti al progetto “Collegamento Lona – Cembra per la valorizzazione della viabilità esistente a scopo turistico ed agricolo” commissionato dal Comune di Cembra - Lisignago allo Studio Tecnico Associato AIA, ing. Zanetti Andrea di Trento.

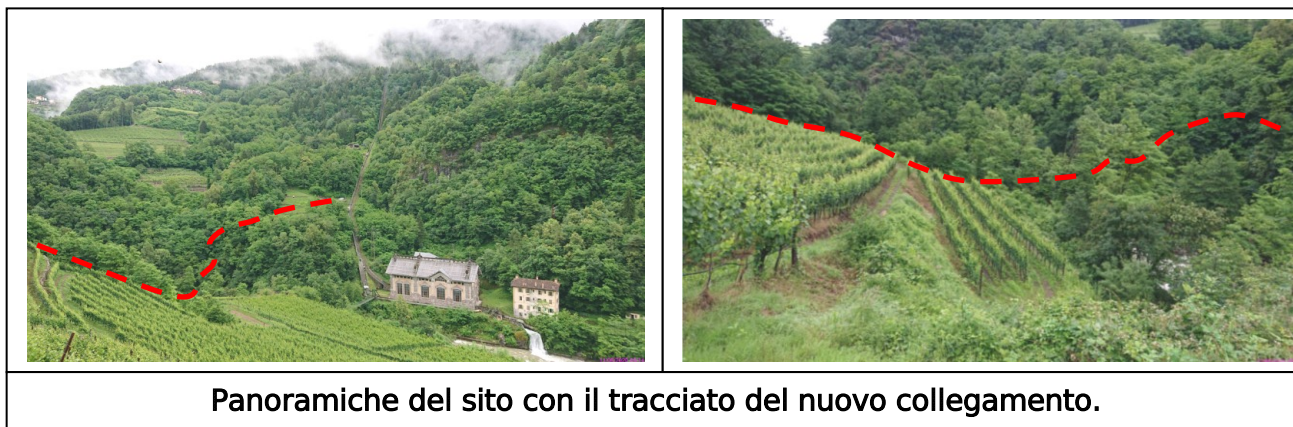
Tali documenti fanno riferimento alle NTC 17/01/2018 e alla Circolare 21/01/2019, n° 7 C.S.LL.PP., oltre alle precedenti “Direttive per la redazione delle relazioni geologiche, geotecniche e sismiche ai sensi delle NTC 14/01/2008 e della normativa nazionale e provinciale collegata” degli Ordini Professionali dei Geologi e Ingegneri di Trento e Bolzano dd. 08/11/2010: sia la relazione geologica che la relazione geotecnica fanno riferimento alla fase di progettazione definitiva.

Esiste una precedente relazione del 2020 che ora deve essere aggiornata per via dell’entrata in vigore della nuova Carta di Sintesi della Pericolosità: **questa nuova relazione, che integra e sostituisce la precedente** tiene conto anche degli eventi erosivi causati dalla colata detritica del Rio di Lona avvenuta nell’inverno 2020 – 2021.

Le figure a seguire presentano l’inquadramento dell’area di interesse:

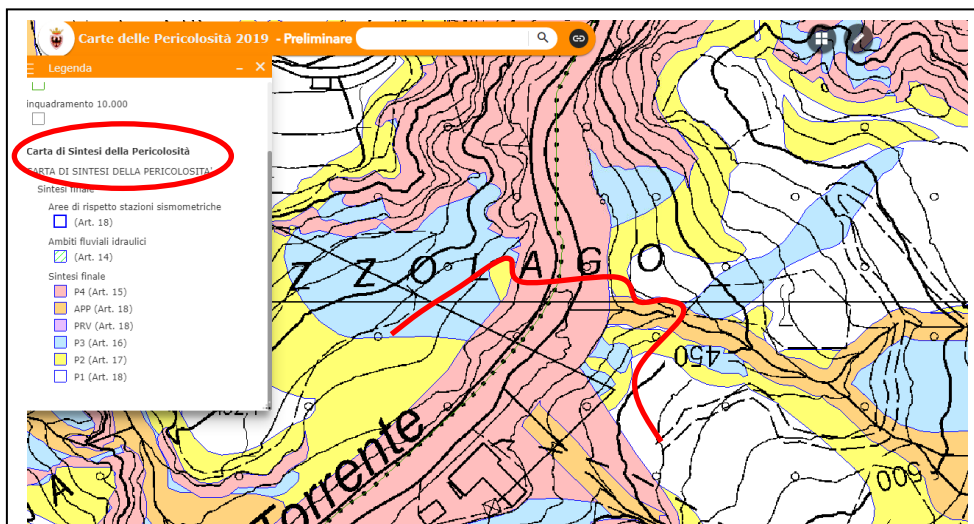
Strumento urbanistico	Classificazione 1	Classificazione 2
Carta di Sintesi della Pericolosità del P.U.P. (in vigore dal 02 ottobre 2020)	fluviale = P4 torrentizia = APP crolli = P2 + P3 litogeomorf. = P1 + P2	Area a sismicità trascurabile (area sismica 4)
Carta delle Risorse Idriche del P.U.P.	Area senza vincoli	
Carta del Vincolo Idrogeologico	Area interna al vincolo	

Per acquisire le informazioni geologiche e geotecniche, in accordo con quanto stabilito dal T.U. NTC-18 D.M. 17/01/18, sono state eseguite indagini geologiche comprendenti il rilevamento di superficie e l’esecuzione di specifiche indagini geognostiche, la cui tipologia ed ubicazione sono descritte a seguire.

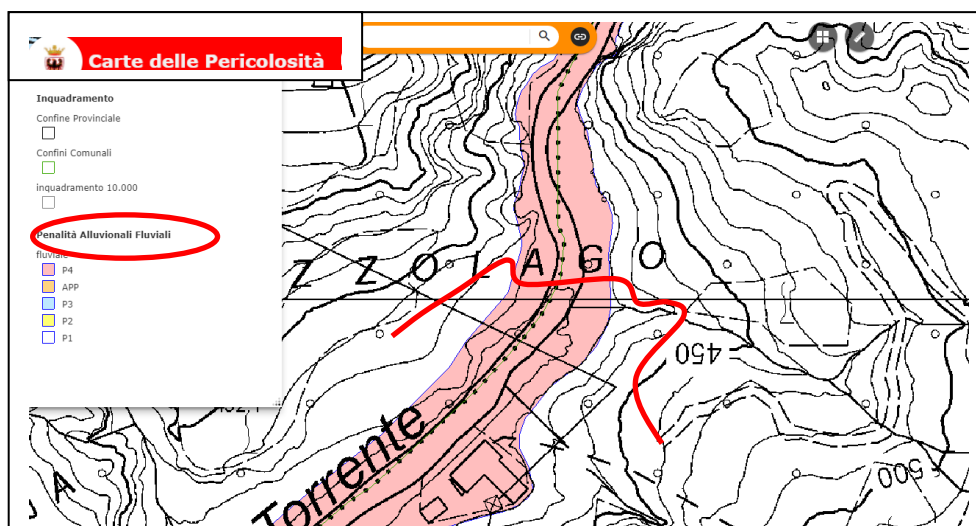


Panoramiche del sito con il tracciato del nuovo collegamento.

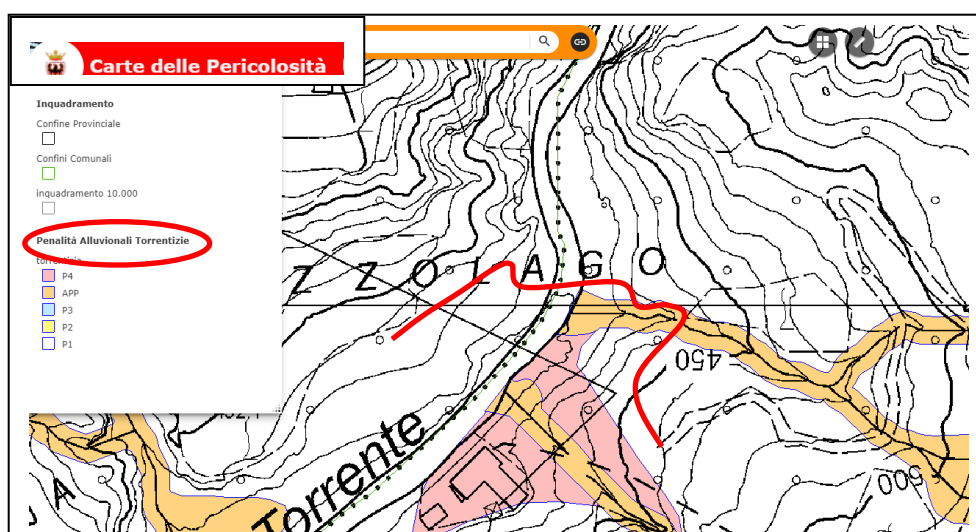




Carta di Sintesi della Pericolosità (tutte le componenti).

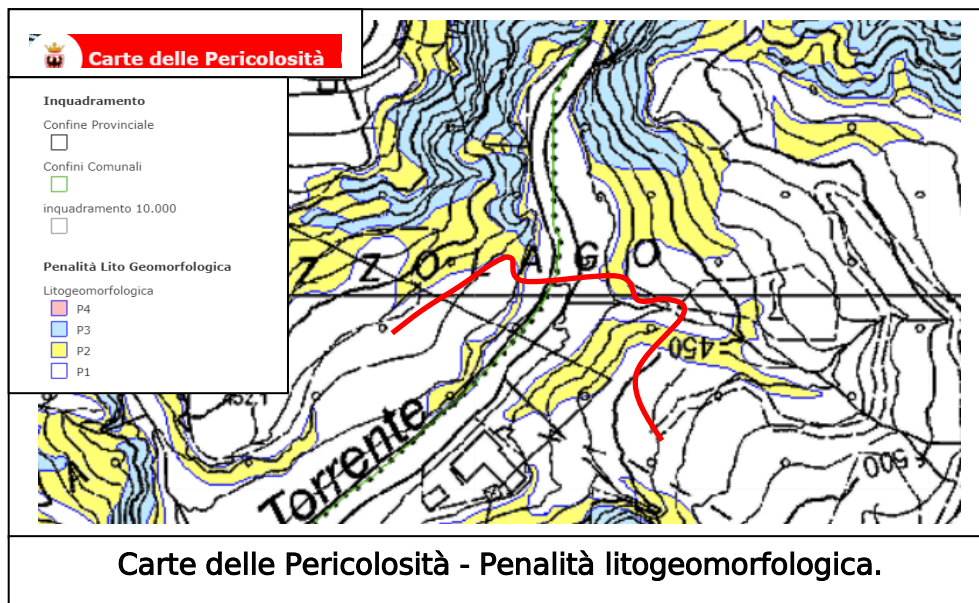
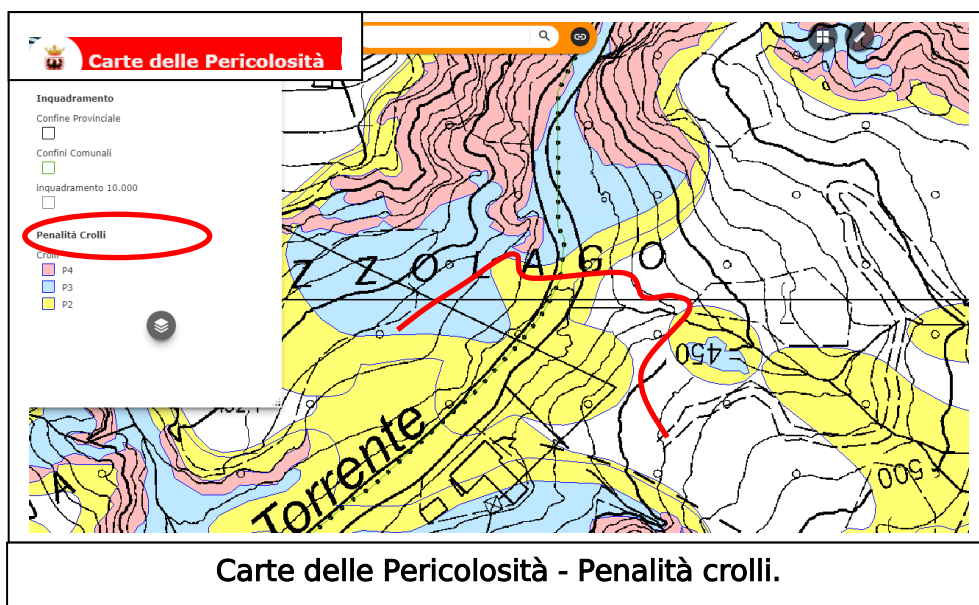
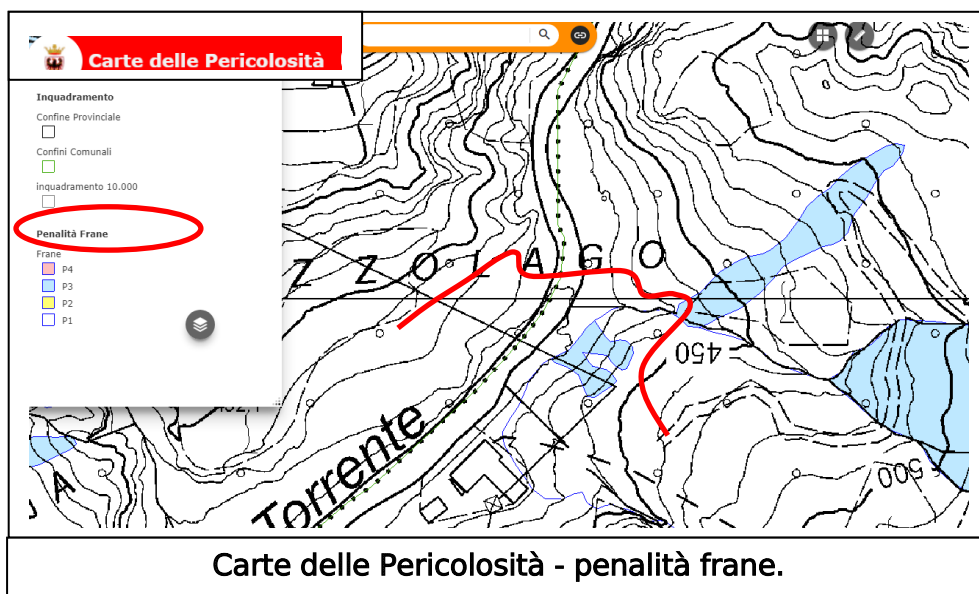


Carte delle Pericolosità - Penalità alluvionali fluviali.



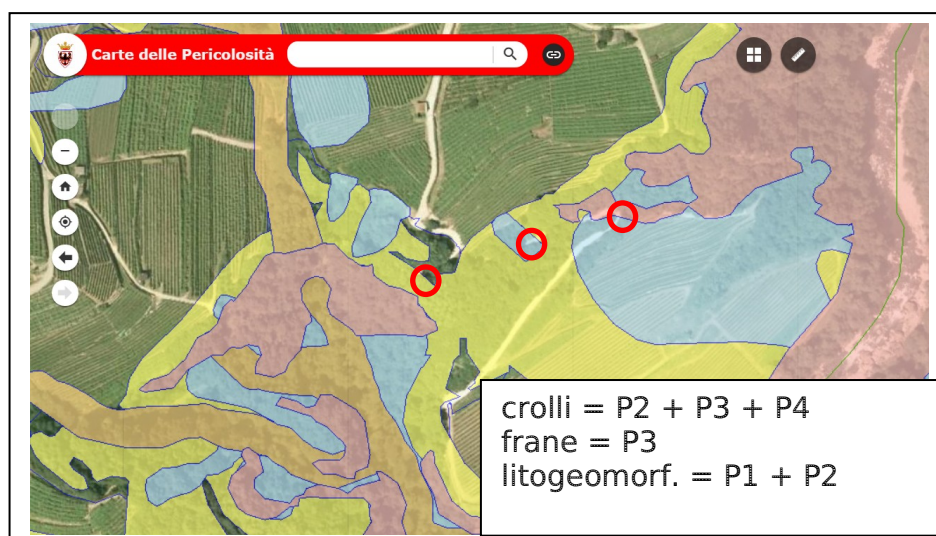
Carte delle Pericolosità - Penalità alluvionali torrentizie.



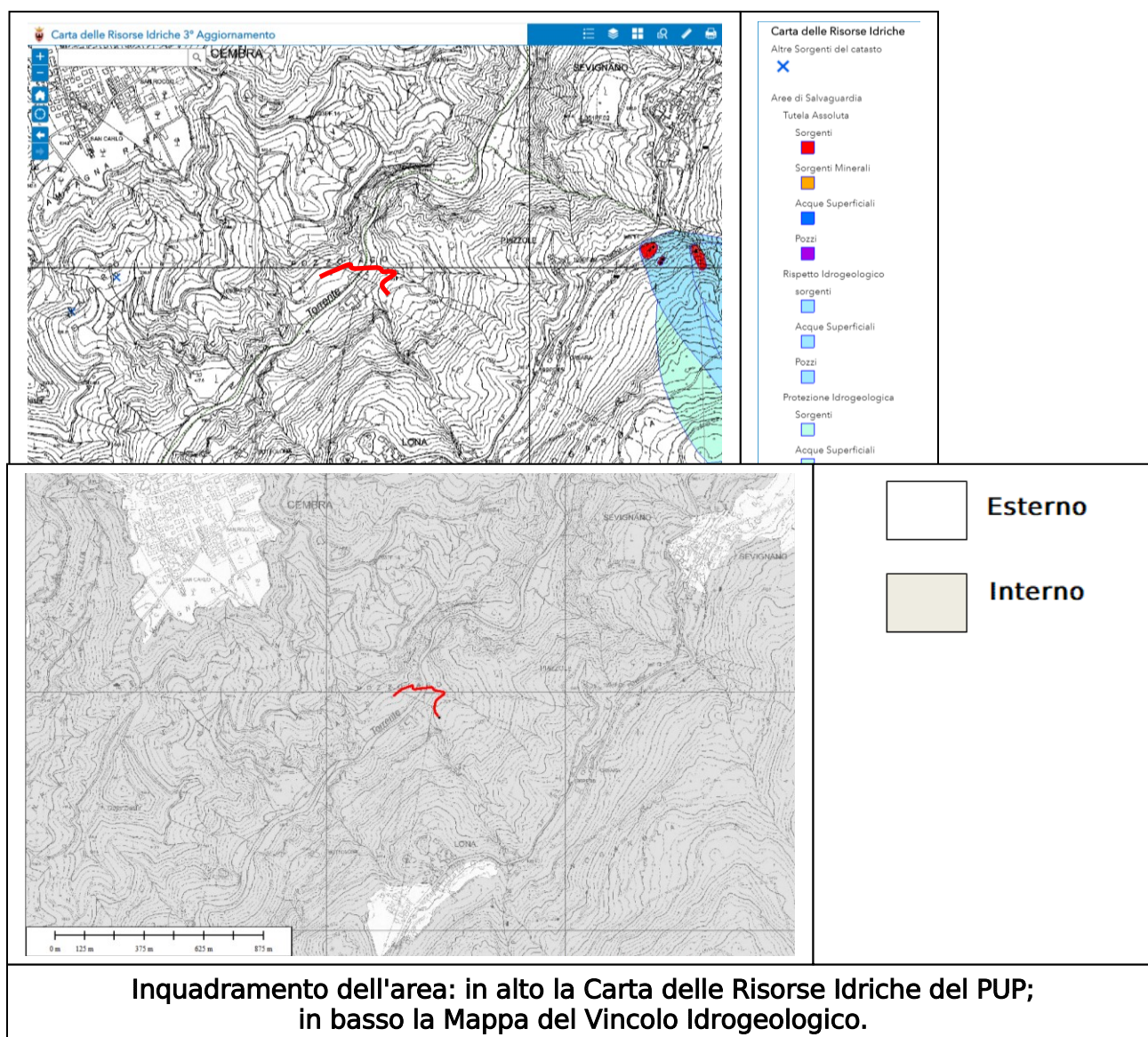




Per quanto attiene ai 3 interventi puntuali sulla strada esistente che sale a Cembra, la carta della pericolosità segnala:



Inoltre si rileva che il tracciato non è interferente con le aree vincolate di cui alla Carta delle Risorse Idriche, mentre esso è in area a vincolo idrogeologico:



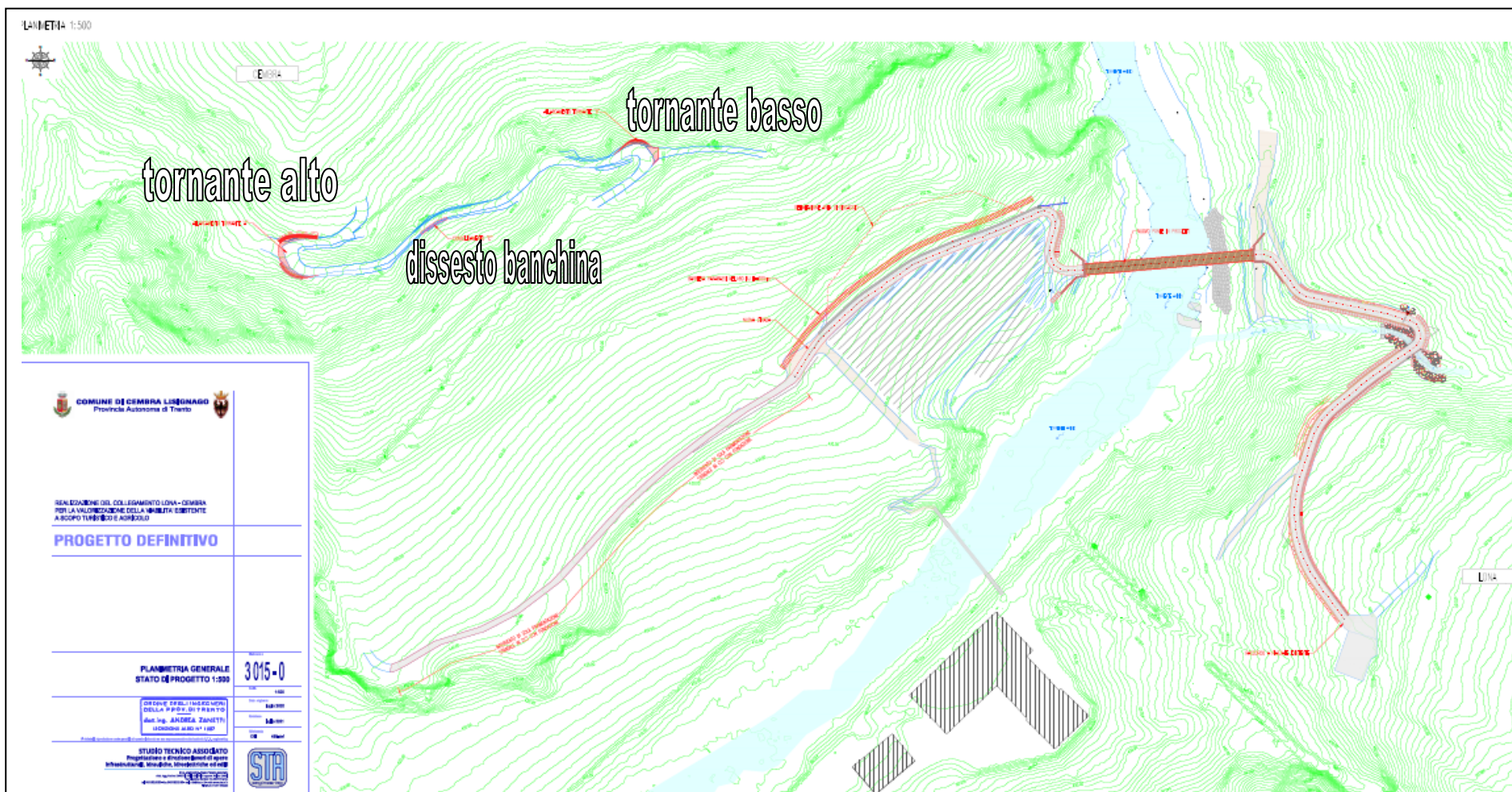


## 2. IL PROGETTO

Il progetto in esame prevede la sistemazione di una viabilità secondaria esistente e la costruzione di un ponte sul T. Avisio; sono inoltre previsti altri tre interventi sulla viabilità esistente che sale a Cembra: allargamento di due tornanti e consolidamento di un ciglio strada dissestato: per maggiori dettagli si rimanda al progetto.

La figura a seguire riporta la planimetria con le opere in progetto.





Planimetria con le opere in progetto;  
riduzione, modificata, dagli elaborati di progetto. Scala grafica.



### 3. RELAZIONE GEOLOGICA ED IDROGEOLOGICA

- Sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito relativa al progetto architettonico definitivo

**"Collegamento Lona – Cembra per la valorizzazione della viabilità esistente a scopo turistico ed agricolo" commissionato dal Comune di Cembra - Lisignago allo Studio Tecnico Associato AIA, ing. Zanetti Andrea di Trento.**

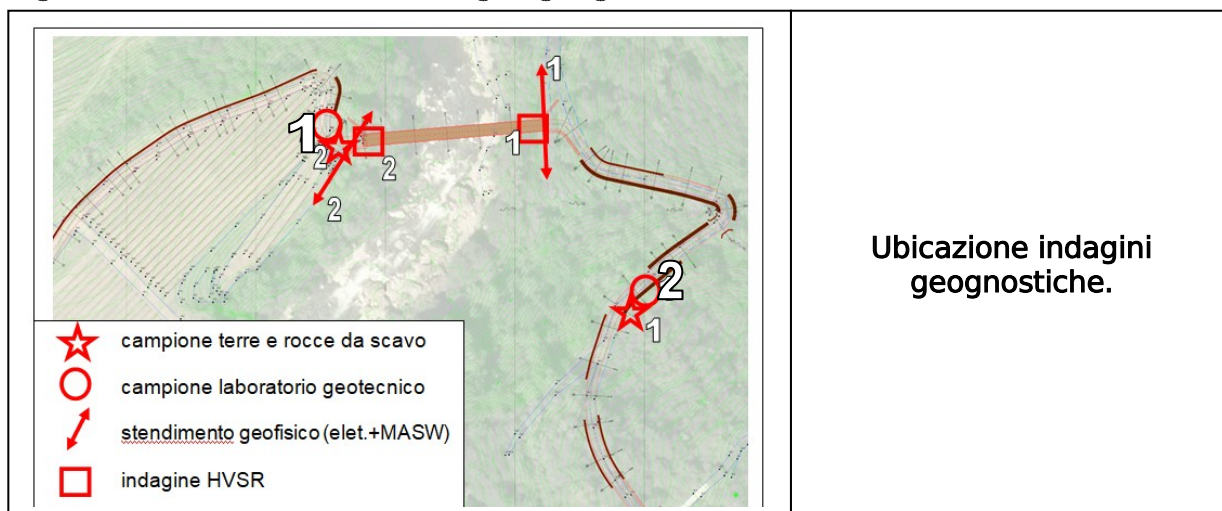
Questa nuova relazione, integra e sostituisce completamente la precedente relazione del luglio 2020, in quanto tiene conto sia della nuova Carta di Sintesi della Pericolosità e sia anche dagli eventi erosivi causati dalla colata detritica del Rio di Lona avvenuta in data 05/12/2020 che hanno movimentato la zona di interesse.

#### Normativa di riferimento

- Circolare 21/01/2019, n° 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle NTC di cui al D.M. 17/01/2018.
- NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI D.M. 17 gennaio 2018 - NTC 2018
- Delibera di G.P. PAT 1317 del 4 settembre 2020 - Carta di Sintesi della Pericolosità
- D.P.R. 13 giugno 2017 n. 120 e s.m. (disciplina terre e rocce da scavo)
- l.p. PAT 4 agosto 2015, n. 15 e s.m. - Legge provinciale per il governo del territorio
- Delibera di G.P. PAT n° 2248 del 05/09/2008 e s.m. - Carta delle Risorse Idriche
- l.p. PAT 27 maggio 2008, n. 5 e s.m. - Piano Urbanistico Provinciale della PAT (PUP)
- C.S.LL.PP. "Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007"
- D.P.G.P. 26 gennaio 1987, n. 1- 41/Legisl e succ. mod. ed agg.: Testo unico provinciale sulla tutela dell'ambiente dagli inquinamenti
- D. Lgs. 152/2006
- DCIA 04/02/1977
- "Direttive per la redazione delle relazioni geologiche, geotecniche e sismiche ai sensi delle NTC 14/01/2008 e della normativa nazionale e provinciale collegata" degli Ordini Professionali dei Geologi e Ingegneri di Trento e Bolzano dd. 08/11/2010.

#### 3.1. Piano delle indagini geologiche, caratterizzazione e modellazione geologica

Il piano di indagine, data la situazione geologica e la tipologia del progetto, è consistito nel rilevamento geologico di superficie, nell'esecuzione di un'indagine geofisica (metodi elettrico, MASW e HVSR), nella raccolta di campioni per analisi di laboratorio sia per gli aspetti chimico – ambientali e sia per gli aspetti geotecnici: a seguire è l'ubicazione delle indagini geognostiche.







- Per i dettagli degli esiti delle indagini geognostiche si rinvia a:
- Allegato 1 – Indagine geofisica sui microtremori, metodo HVSR,
  - Allegato 2 – Indagine geofisica tomografica elettrica, a rifazione e MASW,
  - Allegato 3 – Verbale campionamento e Analisi chimica sulle terre e rocce da scavo,
  - Allegato 4 – Analisi del laboratorio geotecnico.

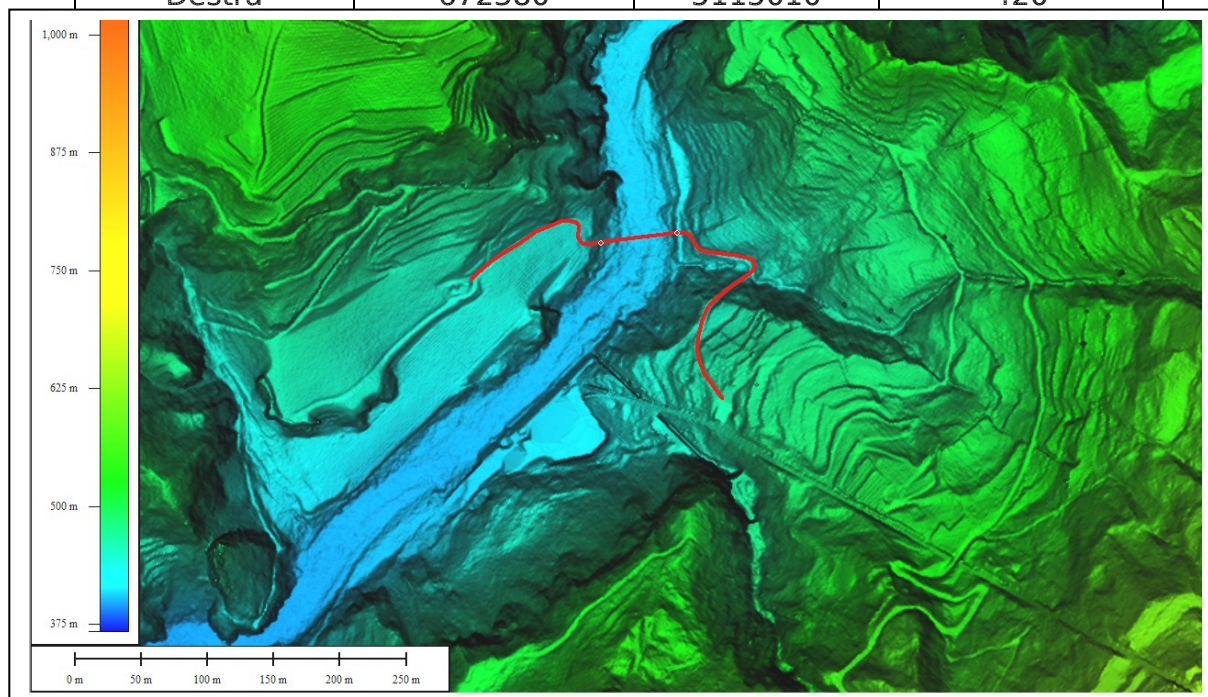
Si raccomanda, con esplicita prescrizione relativa alla sede esecutiva, che vi sia la verifica della rispondenza fra le ipotesi contenute nel presente elaborato e la situazione geologica effettiva.

La modellazione geologica è la “ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità del territorio”: la circostanza che il sedime è composto da terreno di natura anisotropa (depositi quaternari continentali con diverso grado di addensamento ed anche depositi antropici di riporto), implica che il livello di conoscenza acquisita con le indagini non preclude l'esistenza di "eventuali incertezze nella ricostruzione geologica che possano risultare significative ai fini dello sviluppo del progetto".

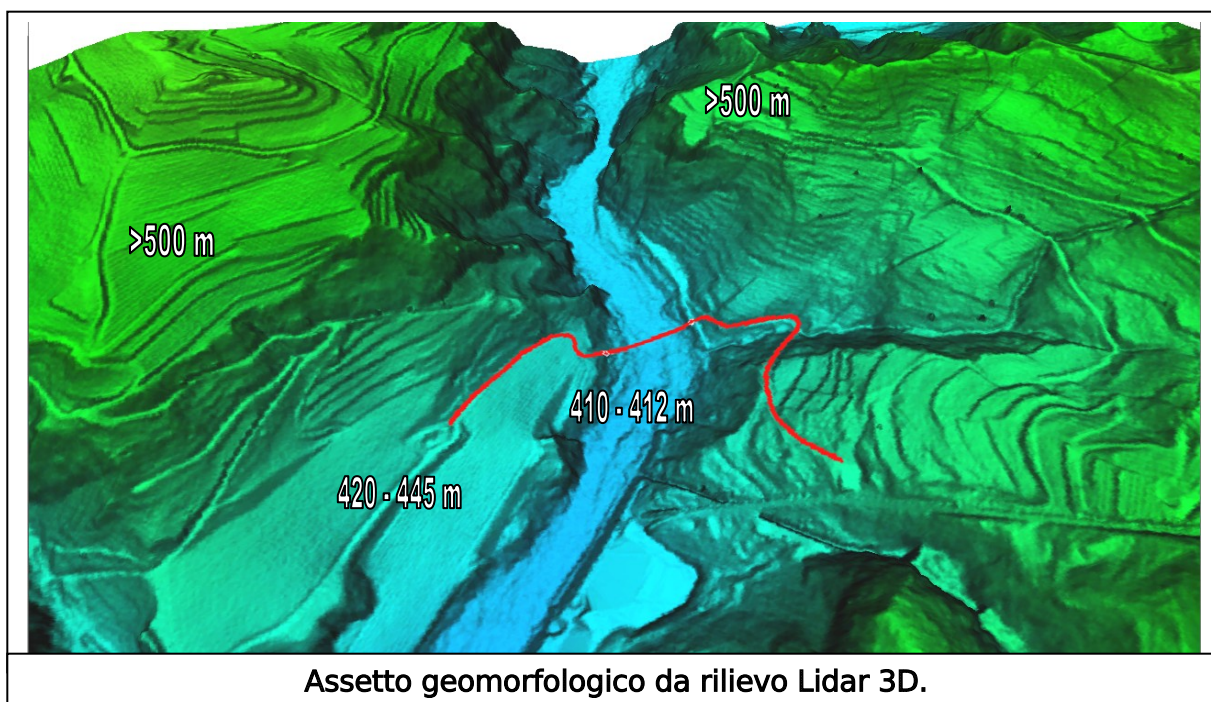
### 3.2. Geomorfologia ed idrografia

L'area di interesse si trova a cavallo del T. Avisio: le due spalle del ponte in progetto sono poste in coordinate (UTM - WGS84 - 32N)

Spalla	X / Long. (m)	Y / Lat. (m)	Quota (m s.l.m.)
Sinistra	672437	5115017	418
Destra	672380	5115010	420







L'elemento geomorfologico determinante è il solco vallivo scavato dal T. Avisio che, in questo tratto ha il letto ad una quota di circa 410 – 412 m s.l.m.: la sponda destra presenta una tipica terrazzatura (420 – 445 m s.l.m.) ascrivibile ad una precedente fase fluviale.

Ancora più in alto, dove la stradina interpodereale esistente scavalca il pendio, è presente un terrazzo più ampio, a quota da circa 500 m s.l.m., ascrivibile ad una fase glaciale interstadiale.

Sulla sponda sinistra vi è solo un relitto del terrazzo più elevato, mentre i fenomeni di richiamo dovuti all'erosione del torrente hanno causato l'arrivo fino all'alveo di materiali depositatisi in forma di colate, frane e colluvium.

Sempre su questo versante è in fase erosiva anche un rivo secondario – Rio Piazzole – che sarà scavalcato dal tracciato in progetto: in corrispondenza di tale punto la sponda destra è meno pendente e più stabilizzata, specialmente poco a N del torrente, mentre la sponda sinistra è ripida e mostra piccole nicchie di erosione.

La maggior erodibilità di questa sponda deriva dall'origine del materiale presente, che è composto da un ammasso disarticolato: frana in massa secondo la cartografia del Servizio Geologico PAT.

Lo scrivente ha qui potuto riconoscere plaghe di roccia vulcanodetritica molto alterata, che verosimilmente costituiscono una base relativamente più resistente del pendio sconnesso: la pendenza di questo settore è infatti maggiore rispetto al resto del pendio.

Poco a monte del punto di attraversamento anche la sponda destra mostra terreni soggetti a instabilità, come indicato nella carta geologica.

La colata detritica dell'inverno 2020-21 ha "ringiovanito" in numerosi punti le condizioni delle due sponde del rio Piazzole, creando nuove nicchie erosive in entrambe le sponde: l'erosione ha anche portato alla luce il substrato roccioso (che prima era sepolto sotto le alluvioni) in alcuni punti dell'incisione del Rio Piazzole.

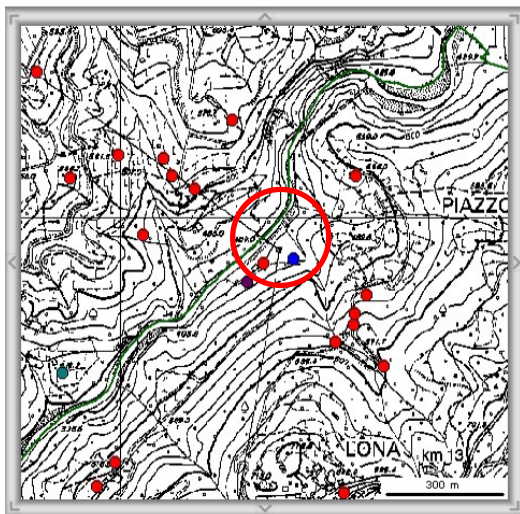
Fondamentale è risultata l'azione antierosiva della briglia posta a valle del punto di attraversamento: sebbene l'erosione abbia distrutto il passaggio precedente della stradina esistente, l'approfondimento dell'alveo è stato contenuto dalla presenza di detta briglia, che ora è in parte scalzata.



La Mappa dei dissesti AR.CA. (Archivio Calamità) del Servizio Geologico PAT segnala alcuni eventi calamitosi verificatisi attorno all'area oggetto di studio.

## Progetto ARCA - Archivio Eventi Calamitosi

## Eventi



- allagamento
- alluvione
- bufera di neve
- forte vento
- frana
- fulmine
- gelate
- grandinata
- incendio boschivo
- nevicata
- nubifragio
- siccità
- tromba d'aria
- valanga

## IL NUBIFRAGIO IN VAL DI CEMBRA

## Si parla di 200 milioni di danni per la Centrale di Pozzalo

La presenza di spirito del personale scongiura un più grave disastro

Esattamente ad un anno di distanza, la centrale della Edison di Pozzalo (val di Cembra), per lo straripamento delle acque dell'Arno, è stata investita l'altra volta, per la seconda volta, da una gigantesca frana slacciata di ripido pendio della montagna che sovrasta il complesso idro-elettrico. Erano circa le 19 dell'altro ieri, quando nel cielo della val di Cembra si accendeva un furioso temporale. Le raffiche di pioggia si sostituiscono con violenza inaudita, sembrava che le cascate del cielo si fossero aperte per sommergere l'intera zona. Nel giro di pochi minuti i torrentelli, gonfiati e disimbrati, convogliavano a valle le schiumose acque che andavano ad ingrossare il rio Lona, dagli scosci, ai fianchi della montagna non tardavano a scacciare piccole frane e qualche masso roccioso. Poi, improvvisamente, un posto assordante, seguito da un rovinio di pietrame e terriccio, valutato complessivamente a diecimila metri cubi, si riversava in basso, in direzione della centrale. Era accaduto che le acque del rio Lona, corrotti gli argini in diversi punti, dove scende a perpendicolo sugli edifici della centrale, erano straripate provocando il sinistro. Nella centrale si trovava in quel momento tutto il personale di

turno, una dozzina di uomini comandati dal capo centrale Pietro Cocchi. Nell'ultimo in cui la frana sommerse due piccole costruzioni a monte della centrale, stava per investire la sala macchine, con presenza di spirito il capo centrale sfacciava immediatamente le leve di chiusura, isolando la corrente.

L'empere della frana ha causato gravi danni, senza però provocare vittime. Squadre di soccorso provenienti dalle frazioni limitrofe e dai centri maggiori della val di Cembra si sono subito messe a disposizione degli uomini della centrale per l'arrivo del materiale che era entrato nel espansione dei trasformatori.

La mancata erogazione di energia elettrica è stata supplita, nella stessa serata, con un allacciamento attraverso una «terza» di 10.000 volt della centrale Edison di Mezzocorona. Finora non sono stati valutati i danni: pare tuttavia che essi ammontino a 200 milioni di lire.

La centrale, secondo la previsione dei tecnici, potrà rientrare in funzione, solo parzialmente, verso la fine della prossima settimana.

Dal 1988, da quando cioè la centrale è in attività, è la quarta volta che l'edificio di Pozzalo subisce le disastrose conseguenze del precipitare di frane.



La centrale a monte di Lona, sommersa dalle frane (foto Bonfanti)

## UNA GIGANTESCA FRANA IN VAL DI CEMBRA

## La centrale idroelettrica della «Edison» investita e invasa dalle acque fangose

Una massa di terriccio di cinquemila metri cubi preme contro gli apparecchi esterni - Le squadre vorano senza tregua per rimettere in efficienza gli impianti - I danni si aggirerebbero intorno ai 200 milioni

Mentre erano ancora in corso i lavori di riparazione dei danni causati dalla slavina del 27 giugno 1988, un'altra enorme massa di cinquemila metri cubi si è abbattuta sulla centrale idroelettrica di Pozzalo che la «Edison» ha costruito nei pressi dell'Arno a valle dell'abitato di Lona-Lasce.

La centrale è alimentata tramite una galleria e una condotta forzata delle acque del lago di Pozzo: è dotata di tre gruppi di turbine da 4500 kw amper e ed è capace di produrre in media 20 milioni di kWh all'anno. Vi sono addetti 23 operai: i quali da ieri sono occupati nel rimettere in efficienza la centrale invasa dalle

acque e dal materiale franato. Sembra una fatalità, ci dicono ieri quei bravi lacoccori: «se la frana fosse caduta fra quindici giorni non sarebbe successo nulla alla centrale perché nel frattempo sarebbero stati portati a termine i lavori per la costruzione del canale di scarico e della diga di sbarramento alle acque del rio Lona. Invece la frana è ripetuta a circa un anno di distanza, improvvisamente.

L'impressionante sinistro si è verificato verso le 19. Una enorme massa di sassi frantumati a terriccio e fango e tronchi d'albero è scesa dal versante montagnoso ed ha investito il lato ovest della centrale, che è stata immediatamente

invasa dall'acqua, la quale ha inondato i sotterranei e la sala delle macchine. Qui l'acqua ha raggiunto l'altezza di 40 cm.

Il direttore della centrale, il perito industriale Cocchi, ha subito preso le misure d'emergenza: ha fatto aprire tutte le porte e le bocchette di scarico sicché l'acqua ha potuto rapidamente defluire nel sottostante Arno lasciando tuttavia nei locali un spesso strato di fango. Squadre di operai chiamati di rinforzo hanno quindi iniziato il lavoro di sgombero del materiale trasportato dalla frana.

Si spera che fra una decina di giorni potrà essere rimesso in efficienza almeno il primo gruppo di turbine. Per ultima re i lavori di ripristino di tutti gli impianti ci vorranno tutta la sera e due mesi. Sull'entità dei danni i periti sono diversi soprattutto per il fatto che oltre a quelli materiali provocati dalle frane, vanno tenuti in considerazione quelli causati dalla mancata produzione di energia elettrica.

Secondo notizie attinte a fonte ufficiale la «Edison» avrebbe subito un danno di almeno 200 milioni di lire. Le conseguenze per gli utenti non sono state invece gravi. Infatti soltanto gli abitanti di Cembra e quelli delle frazioni vicine sono rimasti senza energia elettrica, ma solo per qualche ora, cioè il tempo strettamente necessario per colmare le linee alla centrale di Mezzocorona, pure di proprietà della «Edison».

## Sconvolte dal nubifragio le campagne nella plaga circostante a Cembra

1000 metri cubi di materiale sono franati - Interrotta la strada «delle palù» - Un fulmine atterrisce quattro persone

Il tempo relativamente ristabilito ha permesso di compiere un primo accertamento sui danni provocati nella zona di Cembra dal violentissimo nubifragio (il più grave a memoria d'uomo) abbattutosi l'altra sera. Frattanto anche una commissione tecnica si è recata sul posto.

Per quanto non sia ancora possibile dare una indicazione precisa, certo è che circa un centinaio di famiglie sono state colpite direttamente nei loro centri abitati, particolarmente nelle campagne, per un valore di qualche milione complessivamente. In particolare il nubifragio è scatenato nella frazione Fadana dove si è prodotta una

ria natura, può ben credere alla desolazione diffusa in paese. Era stata appena ultimata la concimazione e il raccolto sospeso al traliccio d'Alto, con le radici al sole.

Danni gravi anche alla centrale Edison di Pozzalo, dove erano stati da poco ultimati i lavori di protezione resi necessari dopo l'alluvione dell'anno scorso. Non è stata ancora valutata la entità degli stessi. Nessun infortunio diretto alle persone o agli animali. Un bruto scherzo ha giocato un fulmine alla famiglia Bonfanti abita-





## LONA

### Nubifragio in Cembra

#### Gravissimi danni del maltempo

Verso le prime ore di ieri l'altro un violento temporale si scatenò con particolare violenza sul territorio di Lona.

Il rivo omonimo, di solito con minima portata d'acqua, scendeva dal monte «Ceramont» con tale impetuosità da far vista a ricordo d'uomo. Per dare un'idea della sua piena, basta pensare che l'acqua scendeva in tale misura fino a toccare l'arcata del ponte soprastante dello stradone, il quale è stato messo a dura prova. I ponti delle carriere sono stati quasi totalmente asportati lungo il suo percorso con travolgimento di numerose piante e franamenti.

I danni derivanti all'amministrazione separata si calcolano per oltre un milione.

Danni ancor maggiori vennero causati all'impianto idroelettrico della Soc. Edison, dove in località Pozzolago il rivo straripò nella zona soprastante andando ad allagare quasi tutto il pianterreno, con scarico di molte tonnellate di materiale raccolto lungo tutto il percorso. Squadre di operai sono state subito poste all'opera per lo sgombero. Si presume che l'impianto non potrà produrre energia elettrica per qualche mese. I danni derivanti, specialmente ai numerosi macchinari di moderna costruzione, sono per ora incalcolabili.

Per fortuna non si lamentano vittime.

## Violento nubifragio in val di Cembra

La centrale di Pozzolago investita da una frana - Danni alle colture

La centrale idroelettrica di Pozzolago (Val di Cembra) sulla sponda sinistra del torrente Avisio, rimarrà inattiva per vari mesi in seguito ai gravi danni provocati da un violento nubifragio abbattutosi sulla zona nelle prime ore di questa mattina.

Il temporale, accompagnato da eccezionali rovesci di pioggia, ha provocato una frana che ha investito il fabbricato della centrale invadendo la sala macchine.

Particolarmente danneggiati risultano i quadri di manovra e di controllo. Non si conosce ancora l'esatto ammontare effettivo dei danni, perché si dovrà prima procedere allo sgombero del materiale franato che è valutato in un migliaio di metri cubi. Nessun danno è stato apportato invece alla condotta forzata. Il temporale si è abbattuto anche sulla riva destra dell'Avisio, ed ha seriamente danneggiato anche le colture dell'alta val di Cembra.

### Il maltempo in Val di Cembra

#### Sulla Centrale elettrica di Pozzolago un nubifragio di violenza mai vista

La centrale resa inefficiente per almeno 6 mesi. Un'enorme frana ne ha invaso i locali, ostruendo tutto e recando danni ingenti.

Abbiamo dal nostro corrispondente di Cembra che al primo mattino di ieri, tra le 0,30 dell'altra notte un violento nubifragio, dopo una secca interruzione di acquedotti rovesciati di linea, apparecchi e ridotto su tutta la vallata, s'abbatté di corrente completamente sulla valle, proveniente dagli inghiassi; nella sala macchine la val di Nao, sopra Lona, ne la melma e la sabbia hanno raggiunto l'altezza di 80 della centrale elettrica di Pozzolago. L'acqua ha danneggiato, aperta la porta, si sono negati gli avvolgimenti del capoturno e il turbina in gli alternatori che erano ancora in un'enorme massa che trasciò in moto.

Nella sala quadri si sono sabbia. Impossibilitati a riempire i cuscini dei cavi, chiudere la porta, i due davanti, interrompendo i servizi telefonici al capocentrale, finché, subito però ripristinati, sig. Cocchi, il quale provvedeva a dare le necessarie disposizioni sul posto squadre di uomini per salvare il salvabile, così il geom. Omboni, l'ingegnere superiore.

L'invasione è stata così improvvisa ed è avvenuta in così breve tempo, che l'acqua, nella regione di Milano. Sono stati asportati sbarramenti, muri, assenti d'urgenza una quarantina di operai, attraverso l'ufficiale Lona-Pozzolago, e che di collocamento, oltre alle stradicelle, trascinandole a val-squadre della «Edison» subito le, grosse piante e pali della linea elettrica da 10 mila volt, lasciando tutta la valle di Cembra priva di corrente.

Il materiale precipitato, secondo le prime indagini, sarebbe superiore ai 7 mila metri cubi, di cui 2-3 mila nei locali della Centrale, l'altro nelle sue adiacenze.

I locali dei trasformatori e le officine sono per i due terzi in altezza riempiti, porte e finestre sfondate, scantinati e

Mappa dissesti AR.CA. - Servizio Geologico PAT.

In prossimità del sito sono registrati eventi calamitosi.

Frana 28/06/1953

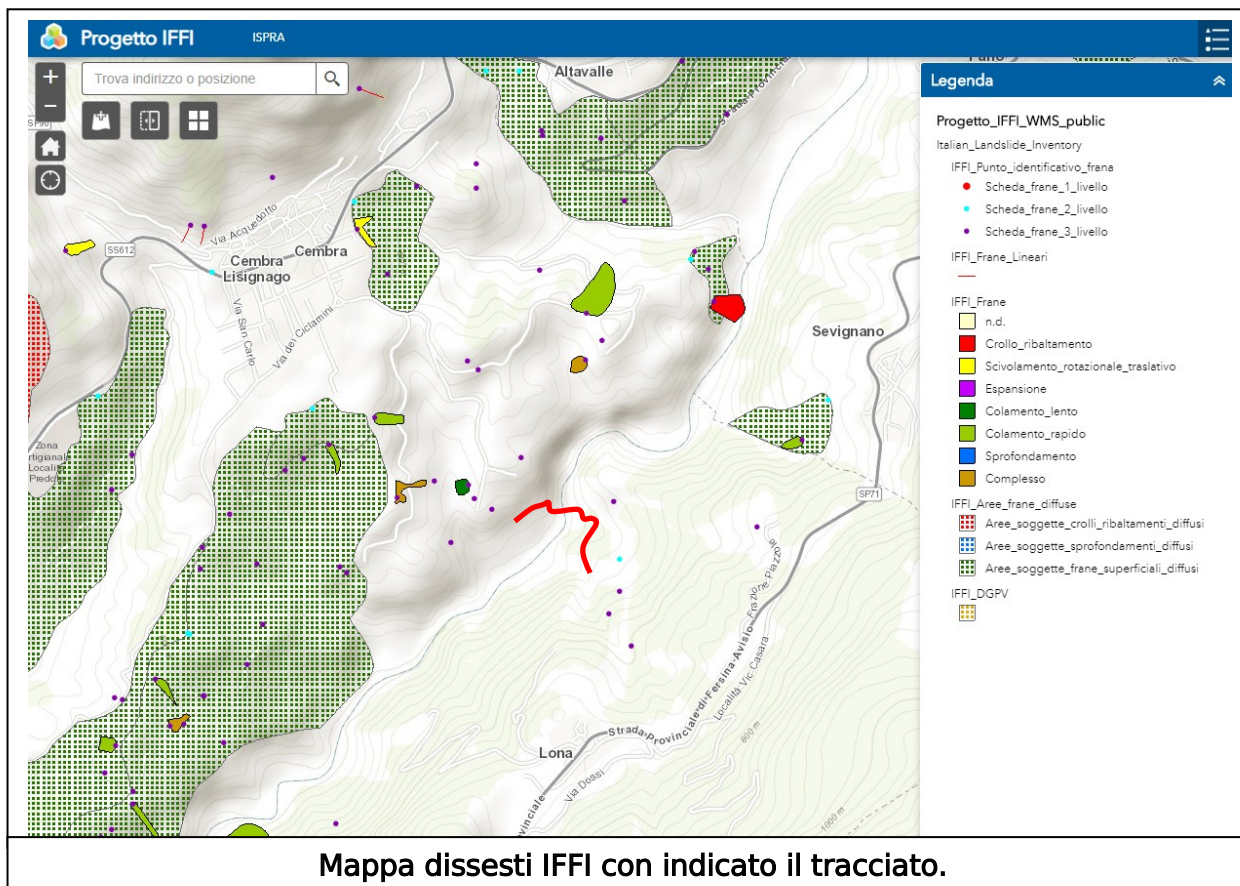
Frana 27/06/1954

Per due anni consecutivi, 28/06/1953 e 27/06/1954 sono registrate colate detritiche che si sono innescate nel rivo di Lona, a partire pare anche da quote superiori al paese, e che si sono riversate fino alla centrale idroelettrica Edison.



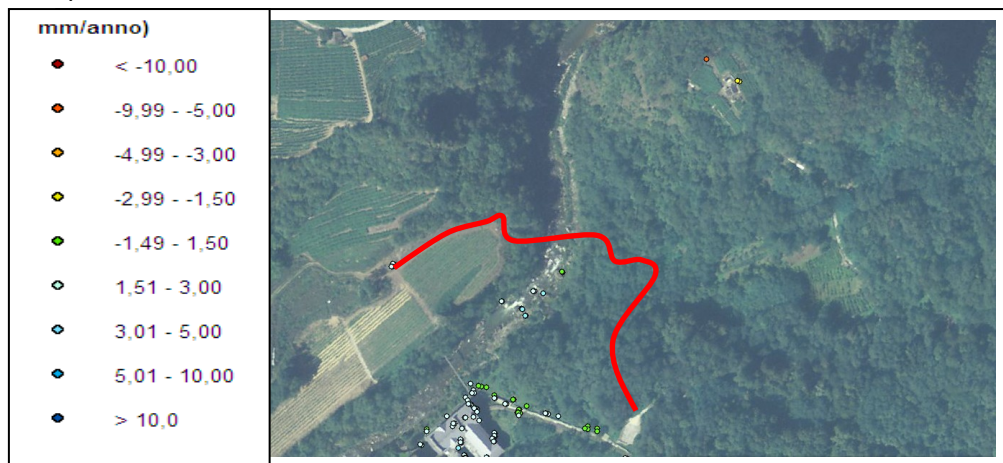


Oltre a queste registrazioni ARCA di dissesti per fenomeni di colata detritica del Rio Lona verso la centrale Edison, si riporta la cartografia **IFFI** (Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia), realizzata dall'Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale, **ISPRA** e dalle Regioni e Province Autonome: questo data-base mostra ubicazione e tipologia dei fenomeni geomorfologici noti; per il sito risultano segnalati alcuni degli eventi di cui all'archivio Arca precedentemente riportato.

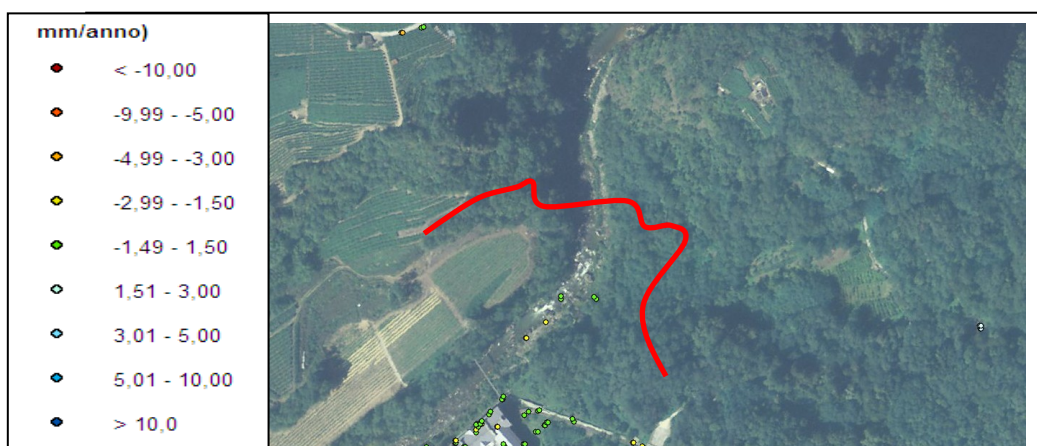


Mapa dissesti IFFI con indicato il tracciato.

L'esame dell'interferometria satellitare COSMO-SkyMed (Constellation of small Satellites for Mediterranean basin Observation), metodo che verifica i movimenti di elementi "riflettenti" posti a terra purchè si muovano entro determinati range di velocità, non indica presenza di movimenti gravitativi: i simboli verdi significano sostanziale stabilità dell'elemento riflettente (spigolo edificio, muro, ecc.).

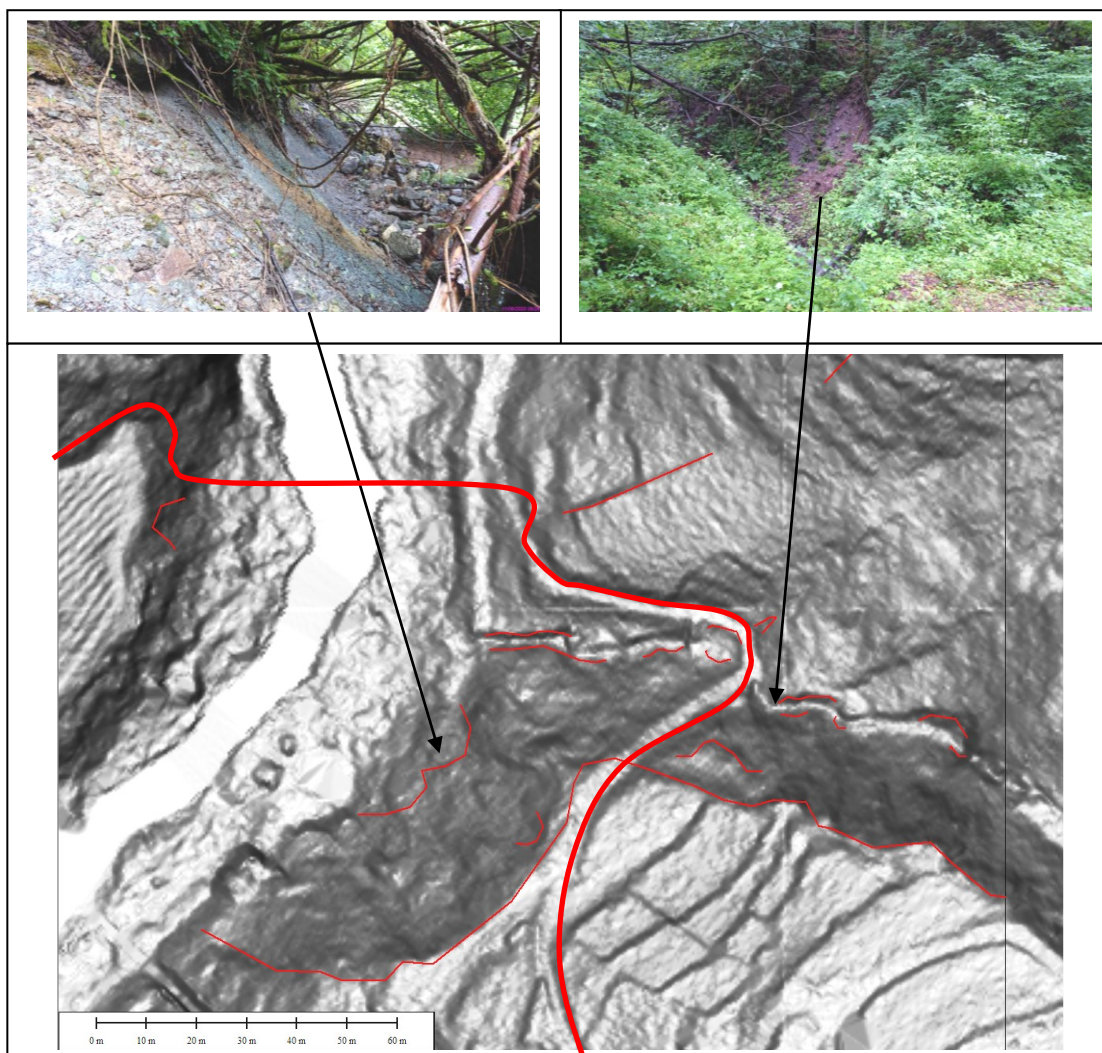






**Geoportale Nazionale: Interferometria COSMO-SkyMed ascending e descending: i riflettori della zona mostrano condizioni di sostanziale stabilità.**

Le uniche evidenze di dissesti in atto riguardano gli effetti di erosione regressiva dovuti sia ad un rivo secondario (R. Piazzole o di Lona), sia al T. Avisio: entrambi i casi (ubicazione nella mappa di sintesi) sono caratterizzati dall'erosione di una sottile coltre di terreno colluviale che ricopre le rocce del substrato.



In data 05/12/2021 il rivo ha prodotto una colata detritica che si è innescata poco a valle dell'abitato di Lona ed è arrivata fino al T. Avisio: la colata ha causato





erosioni e danni alla viabilità principale ed ha anche inciso il precedente attraversamento in corrispondenza della viabilità in progetto.



**Erosione causata dalla colata detritica del 05/12/2020 del Rio Piazzole (o di Lona) nella zona di attraversamento della strada in progetto.**

Alla luce dell'evento manifestatosi, le già previste opere di rinforzo spondale per l'attraversamento di questo rivo Piazzole sono state ora aggiornate e potenziate, per evitare che si attivino fenomeni di richiamo conseguenti all'avvenuto scalzamento del piede, con particolare riguardo alla riattivazione dei fenomeni di frana indicati nella carta geologica proprio in corrispondenza dell'attraversamento del tracciato.

In conclusione al capitolo sulla geomorfologia, anche tenendo in considerazione la recente colata detritica, si può riassumere che non sono state

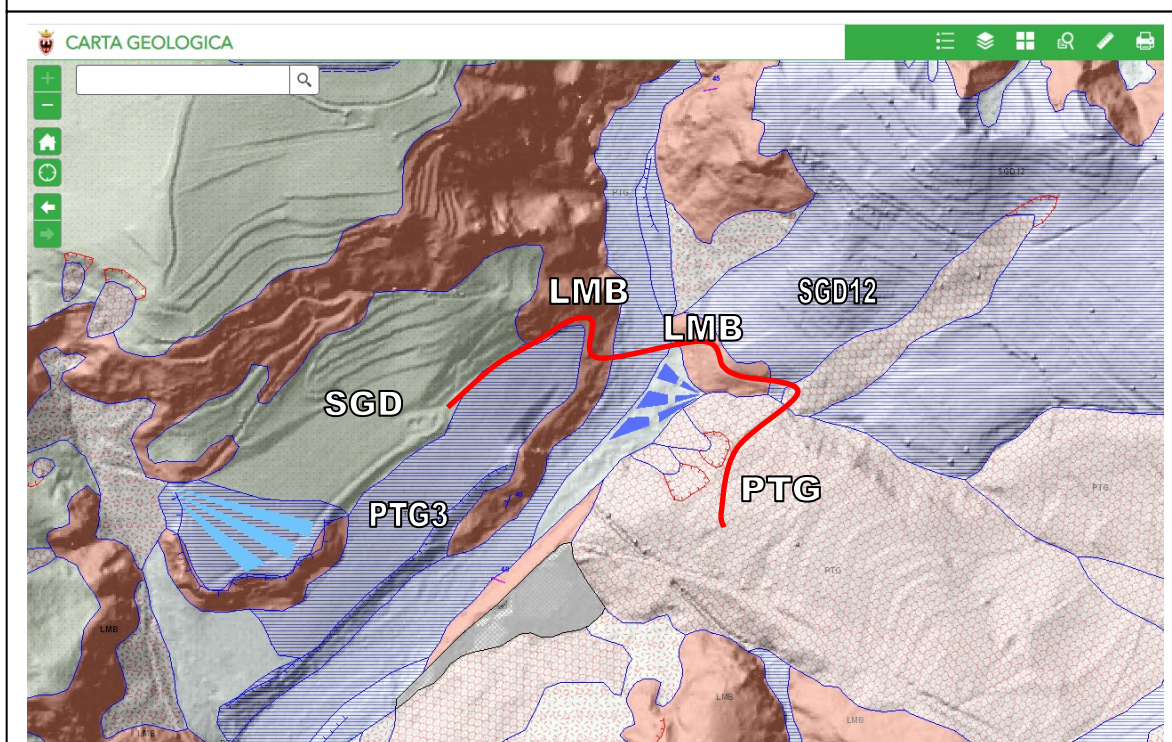
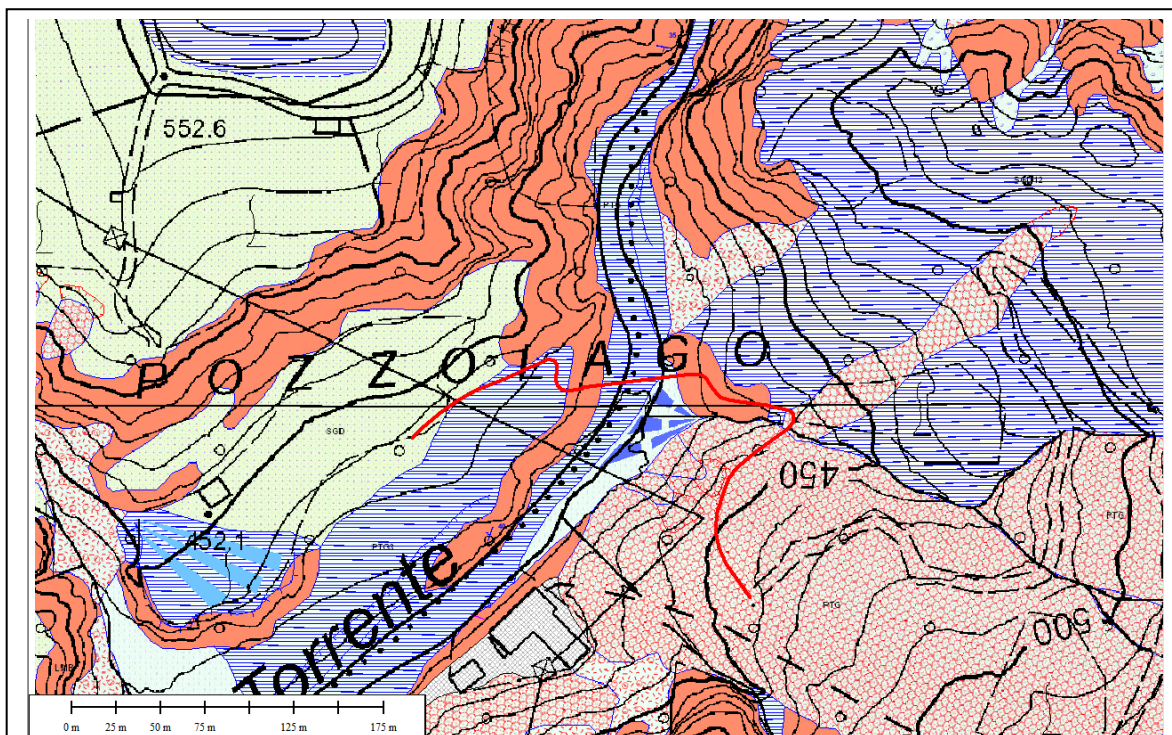




individuare criticità geomorfologiche che risultino ostative alla realizzazione dell'intervento in progetto.

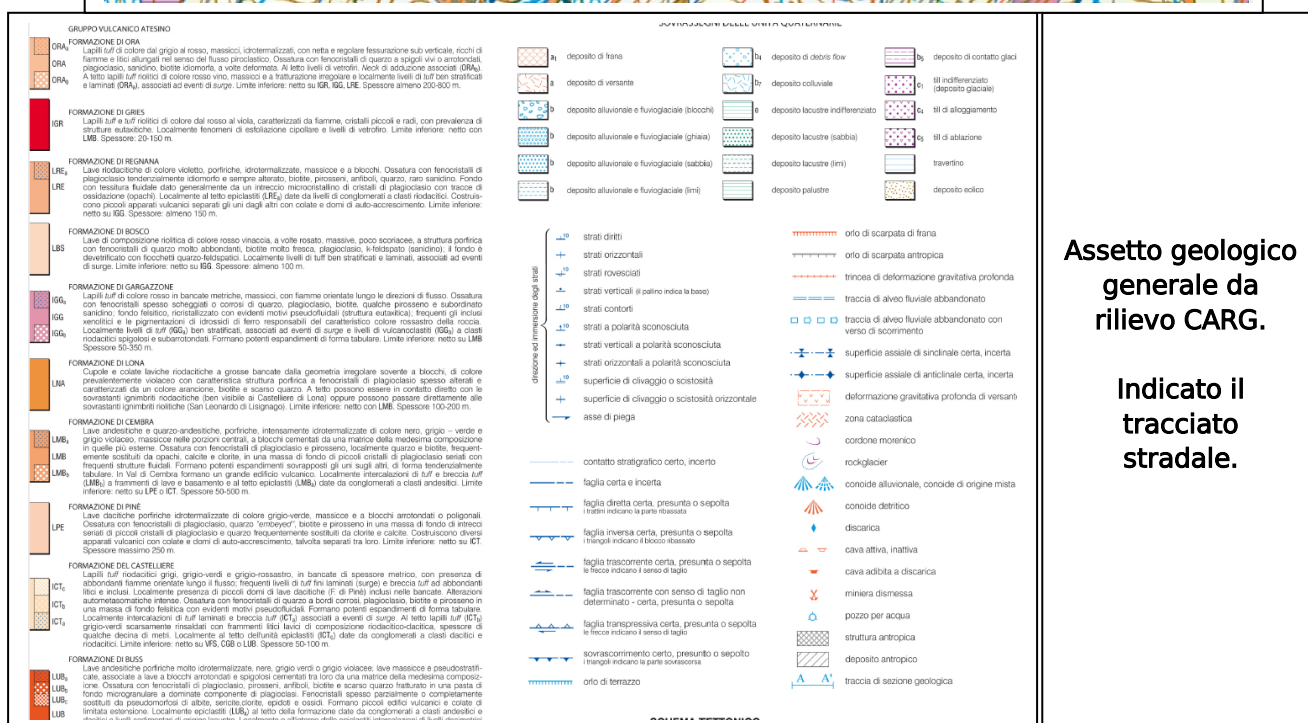
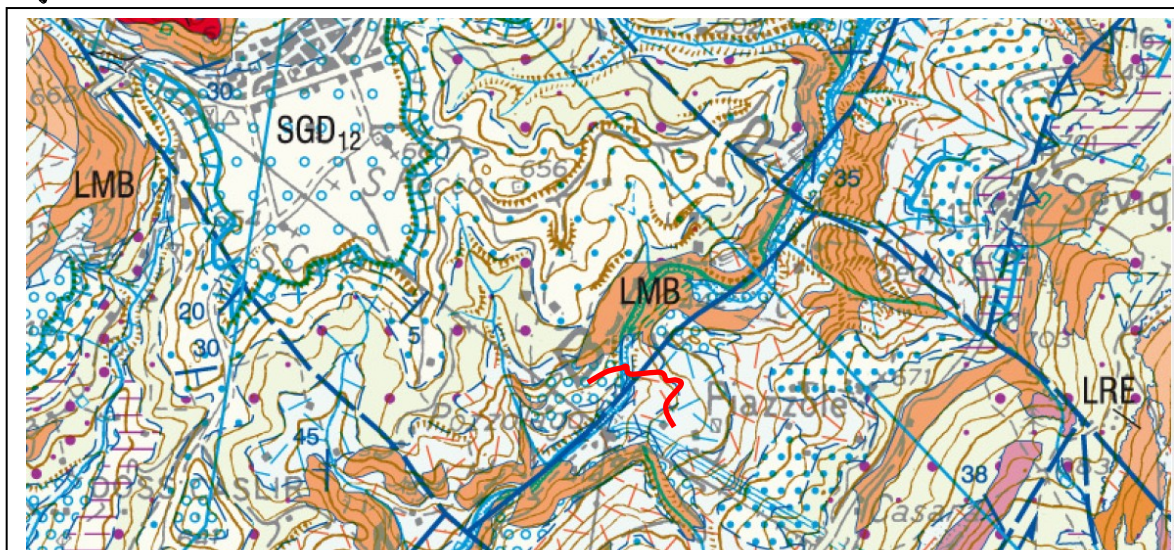
### 3.3. Litologia

Quale inquadramento litologico complessivo si può far riferimento alla Carta Geologica edita dal Servizio Geologico PAT.



Assetto geologico generale da rilievo Servizio Geologico PAT. Indicato il tracciato stradale.





**Assetto geologico generale da rilievo CARG.**

**Indicato il tracciato stradale.**

Dunque, secondo la cartografia riportata, tutto il costone iniziale in sinistra idrografica (SE) sarebbe impostato su materiale franato appartenente quindi al relativamente recente Sintema postglaciale Alpino PTG.

Da qui il tracciato lambisce un deposito di frana nei depositi alluvionali appartenenti "SGD12" al SINTEMA DEL GARDA - Subsintema di Lisignago e poi approda alla roccia affiorante ("porfido" LMB Formaz. di Cembra) sull'alveo del T. Avisio.

L'alveo del T. Avisio è costituito dalle alluvioni attuali dell'Avisio stesso.

Sulla sponda destra (NW) il tracciato discende sul contatto fra i depositi morenici del versante appartenenti al Sintema del Garda SGD e le alluvioni antiche (subsintema di Civezzano PTG3) che formano il terrazzo coltivato a vigneto.

Nel dettaglio si terrà conto di questo assetto generale, pur con qualche distinguo specialmente per la classificazione a "frana" attribuita al costone in sponda sinistra ad inizio tracciato: a livello locale, infatti, non si sono riconosciute chiare evidenze geomorfologiche e litologiche che siano di supporto a tale attribuzione, con l'eccezione del dissesto segnalato sul piccolo rivo tributario Rio



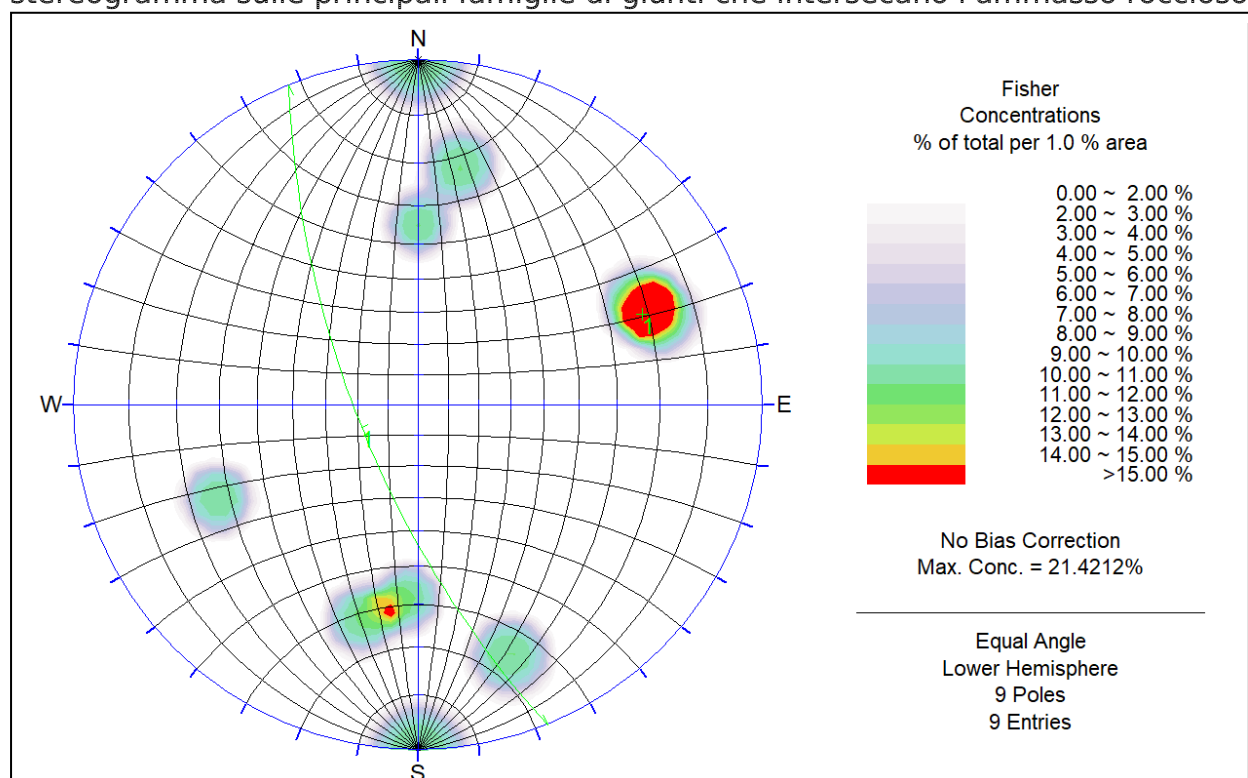


Piazzole, dove, inoltre, i recenti fenomeni erosivi correlati alla colata detritica dell'inverno 2020– 2021 hanno evidenziato la potenziale riattivazione del fenomeno.

Relativamente alle rocce del substrato, appartenenti alla F. di Cembra (lave andesitiche rossastre, a luoghi idrotermalizzate e rocce vulcanodetritiche scure) si sono condotte indagini specifiche sugli affioramenti osservati lungo il tracciato: in sinistra idrografica l'affioramento più significativo è quello in corrispondenza della sponda dell'Avisio.



Le osservazioni qui eseguite hanno permesso di elaborare il seguente stereogramma sulle principali famiglie di giunti che intersecano l'ammasso roccioso.



**Spalla sinistra:** stereogramma (emisfero inferiore, reticolo di Schmidt, proiezione equiangolare) con i poli ed i cerchi massimi delle principali famiglie di giunti (dip dir. / dip imm.) che intersecano l'ammasso roccioso.

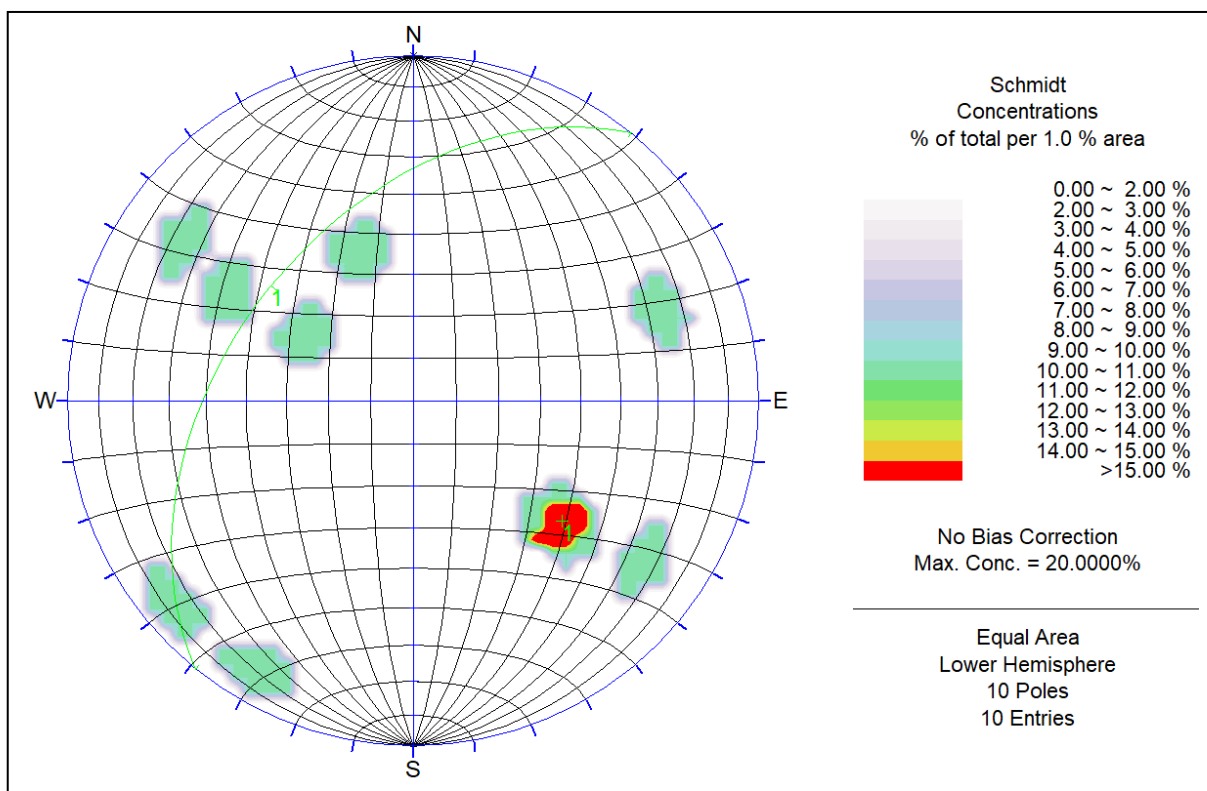




Allo stesso modo si è studiato l'affioramento roccioso presente in sponda destra, che risulta leggermente spostato più a monte rispetto la spalla del ponte.



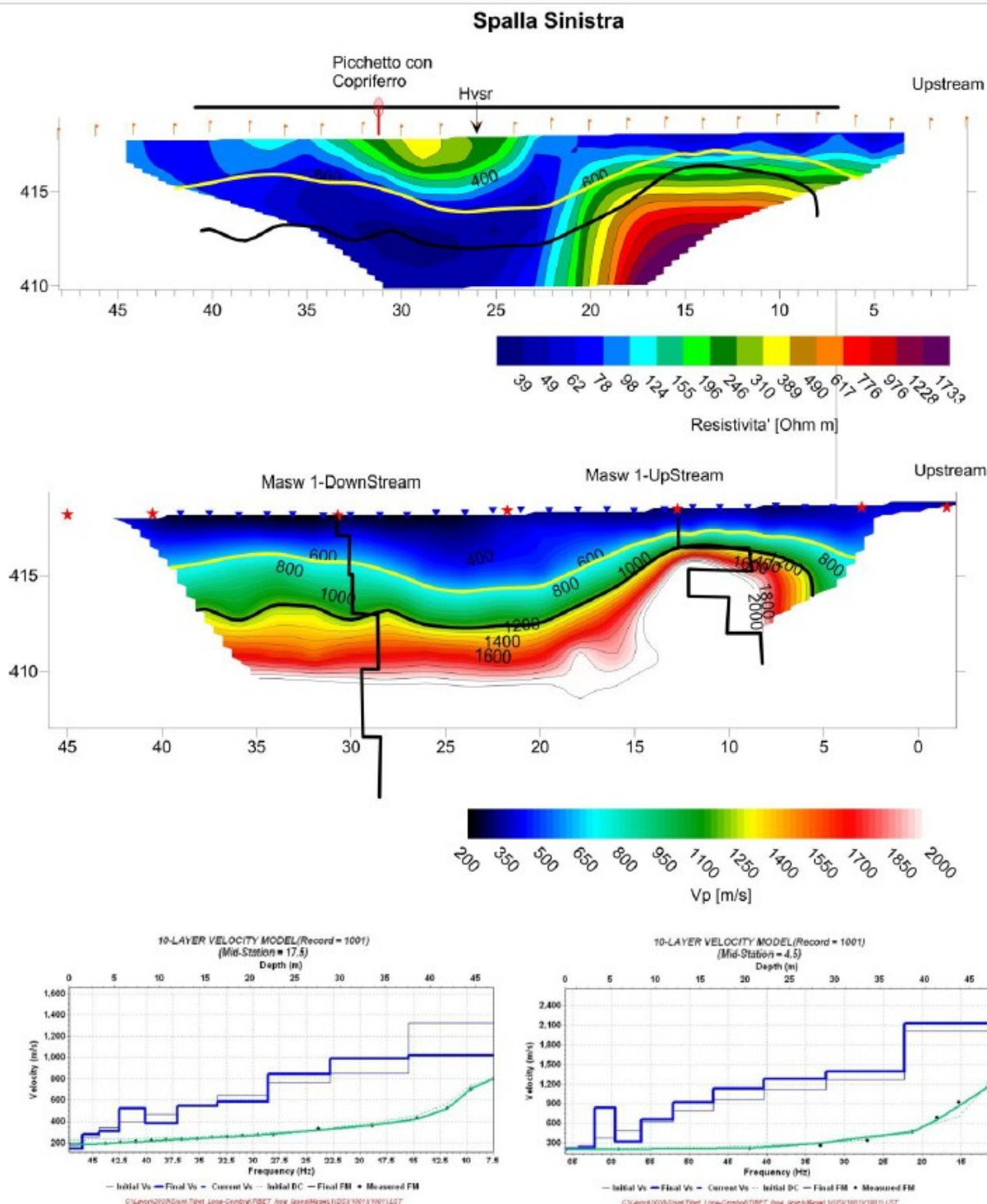
Anche per questi affioramenti, le osservazioni eseguite hanno permesso di elaborare il seguente stereogramma relativo alle principali famiglie di giunti che intersecano l'ammasso roccioso.



**Spalla destra:** stereogramma (emisfero inferiore, reticolo di Schmidt, proiezione equiareale) con i poli delle principali famiglie di giunti (dip dir. / dip imm.) che intersecano l'ammasso roccioso.



In corrispondenza della spalla sinistra del ponte il substrato roccioso risulta sepolto, in base agli esiti delle indagini geofisiche, a circa 4/5 m rispetto alla quota della stradina arginale.



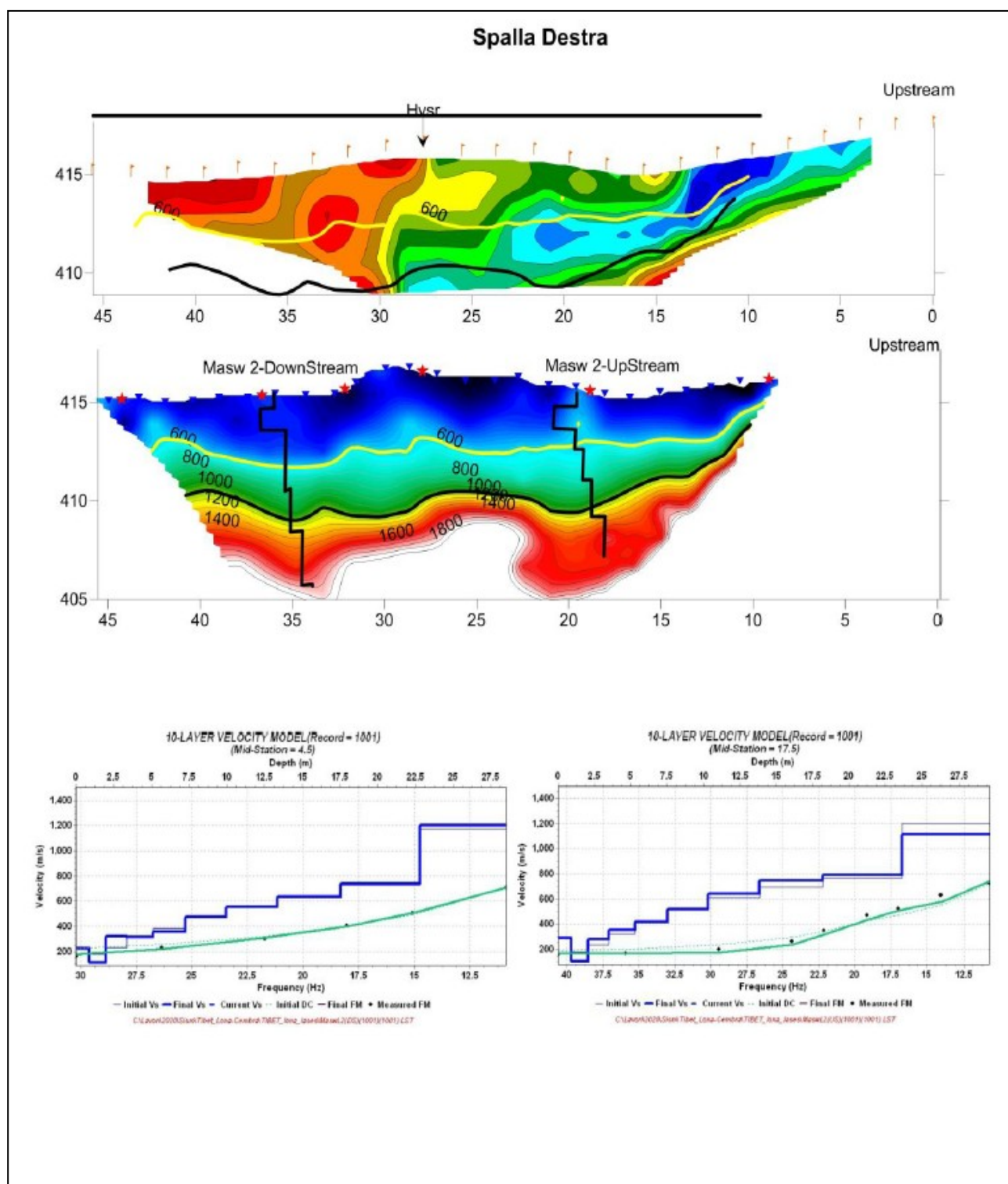
**Spalla sinistra:** estratto degli esiti delle indagini geofisiche: la linea gialla rappresenta il passaggio fra copertura e roccia detensionata, mentre la linea nera indica il passaggio fra roccia detensionata e roccia più compatta.

In corrispondenza dell'asse del ponte sembra esserci un passaggio fra due tipi di roccia, più conduttiva downstream (vulcanodetritica o più alterata) rispetto ad una più resistiva upstream (lave).





Anche in corrispondenza della spalla destra del ponte il substrato roccioso risulta sepolto, in base agli esiti delle indagini geofisiche, a debole profondità, di circa 3 / 4 m rispetto alla quota della base del muro posto a valle dell'approdo del ponte.



**Spalla destra:** estratto degli esiti delle indagini geofisiche: la linea gialla rappresenta il passaggio fra copertura e roccia detensionata, mentre la linea nera indica il passaggio fra roccia detensionata e roccia più compatta. In corrispondenza dell'asse del ponte sembra esserci un passaggio fra due tipi di roccia, più conduttiva upstream (vulcanodetritica o più alterata) rispetto ad una più resistiva downstream (lave).





In corrispondenza degli affioramenti rocciosi presenti in prossimità di entrambe le spalle, è stato anche eseguito il rilevamento geomeccanico per determinare le caratteristiche tecniche di tali rocce: allo scopo si è computata la classificazione dell'ammasso roccioso secondo Bieniawski, indice RMR - Rock Mass Rating (da BIENIAWSKI Z.T. (1989) Engineering Rock Mass Classification).

E' un metodo di classificazione degli ammassi rocciosi che, dalla sua formulazione originale (1973), ha subito numerosi aggiustamenti, apportati sia dal suo stesso Autore (1979) che da altri: di seguito si riporta lo schema generale di valutazione dei diversi parametri che contribuiscono a tale classificazione nella versione del 1989.

$$\text{Classificazione RMR} = R1 + R2 + R3 + R4 + R5 + R6$$

in cui i vari indici R rappresentano:

- R1 = caratteristiche di resistenza alla compressione della roccia,
- R2 = grado di fratturazione (espresso come RQD) della roccia,
- R3 = spaziatura delle discontinuità della roccia,
- R4 = caratteristiche delle discontinuità della roccia,
- R5 = condizioni idriche dell'ammasso,
- R6 = correzione per l'orientazione delle discontinuità rispetto al verso dello scavo.

Vengono definiti:

- $\text{RMR}_b$  (RMR di base) =  $R1 + R2 + R3 + R4 + R5$
- $\text{RMR}_d$  (RMR drenato) =  $R1 + R2 + R3 + R4 + 15$
- $\text{RMR}_c$  (RMR corretto) =  $(R1 + R2 + R3 + R4 + R5) + R6$

La somma dei vari parametri numerici relativi ai diversi indici permette la classificazione della roccia in 5 classi per le quali Bieniawski propone anche la derivazione di alcuni parametri geomeccanici della stessa.

Il valore numerico dei vari indici sopra ricordati è identificabile grazie a delle classi di valori (o punteggio, rating) che sono riassunte nel seguente schema:



## The Rock Mass Rating System (Geomechanics Classification of Rock Masses)\*

## A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS

Parameter			Ranges of Values						
1	Strength of intact rock material	Point load strength index (MPa)	>10	4 – 10	2 – 4	1 – 2	For this low range, uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial compressive strength (MPa)	>250	100 – 250	50 – 100	25 – 50	5 – 25	1 – 5	<1
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core quality RQD (%)		90 – 100	75 – 90	50 – 75	25 – 50	<25		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		>2 m	0.6 – 2 m	200 – 600 mm	60 – 200 mm	<60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered wall	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1 – 5 mm Continuous	Soft gouge > 5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Groundwater	Inflow per 10 m tunnel length (L/min)	None	<10	10 – 25	25 – 125	>125		
		Ratio $\frac{\text{Joint water pressure}}{\text{Major principal stress}}$	0	<0.1	0.1 – 0.2	0.2 – 0.5	>0.5		
		General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
		Rating		15	10	7	4	0	

## B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS

Strike and Dip Orientations of Discontinuities		Very Favorable	Favorable	Fair	Unfavorable	Very Unfavorable
Ratings	Tunnels and mines	0	-2	-5	-10	-12
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25
	Slopes	0	-5	-25	-50	-60

## C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS

Rating	100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	<20
Class no.	I	II	III	IV	V
Description	Very good rock	Good rock *	Fair rock	Poor rock	Very poor rock

## D. MEANING OF ROCK MASS CLASSES

Class no.	I	II	III	IV	V
Average stand-up time	20 yr for 15-m span	1 yr for 10-m span	1 wk for 5-m span	10 h for 2.5-m span	30 min for 1-m span
Cohesion of the rock mass (kPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
Friction angle of the rock mass (deg)	>45	35-45	25-35	15-25	<15

Schema riassuntivo dei valori dei vari indici che concorrono nella definizione RMR.

Più nel dettaglio, per raccogliere le informazioni necessarie a definire i vari indici si sono utilizzati i seguenti metodi:



## R1: Resistenza alla compressione

La resistenza alla compressione è stata ottenuta elaborando i risultati di battute sclerometriche sull'ammasso: si è utilizzato uno sclerometro da rocce tipo "L" della Ditta Controls definito anche come "Martello di Schmidt".

Per ciascuna misurazione sono state eseguite 10 misurazioni del rimbalzo R annotando l'inclinazione dello sclerometro rispetto alla roccia: l'elaborazione è stata eseguita scartando i 5 valori inferiori.

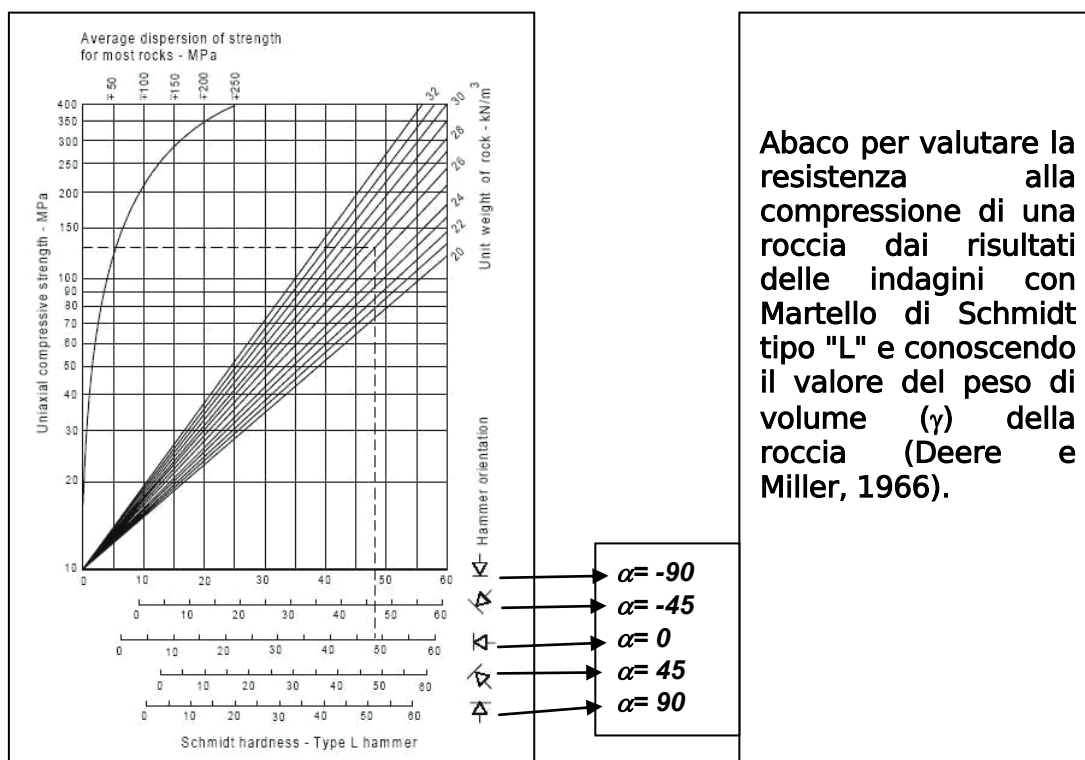
Per passare dal valore del rimbalzo R a quello della resistenza a compressione si sono inizialmente apportate delle correzioni al valore misurato per tener conto dell'inclinazione dello strumento.

R	$\alpha = -90$	$\alpha = -45$	$\alpha = 90$	$\alpha = 45$	$\alpha = 0$
10	0	-0.8	-	-	-3.2
20	0	-0.9	-8.8	-6.9	-3.4
30	0	-0.8	-7.8	-6.2	-3.1
40	0	-0.7	-6.6	-5.3	-2.7
50	0	-0.6	-5.3	-4.3	-2.2
60	0	-0.4	-4	-3.3	-1.7

Valori correttivi per l'angolo di inclinazione di percussione  $\alpha$

Dal valore corretto del rimbalzo si passa a definire il valore della resistenza a compressione ( $\sigma$ ):

- un metodo speditivo, di campagna, è quello di applicare l'abaco sotto riportato:



- per via numerica si possono poi applicare varie proposte di correlazione:

$$\log \sigma = 0.00088 \gamma * R + 1.01 \text{ (Miller, 1965)}$$

$$\log \sigma = 0.0165 * R + 1.13 \text{ (Nat. Japan. C.)}$$

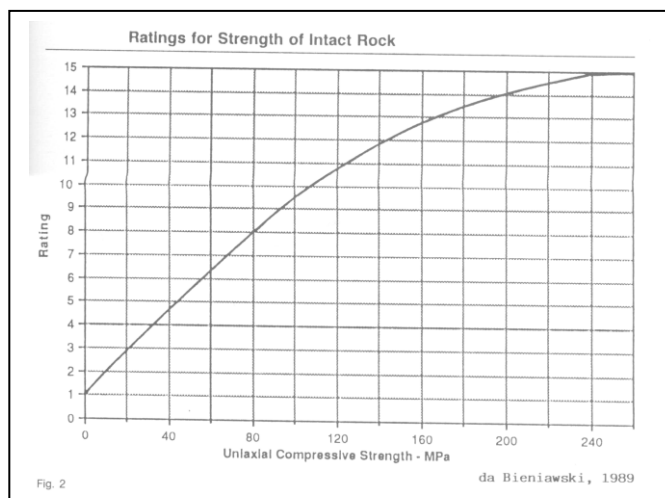
$$\sigma = 0.775 * R + 21.3 \text{ (Irfan e Dearman, 1978)}$$

$$\sigma = 0.1146 * R^{1.687} \text{ (Bruschi, 2004)}$$





Il valore utilizzato nella presente relazione è la media fra i valori ottenuti applicando i metodi di Miller e Irfan; da tale valore medio, grazie all'uso dell'abaco sottostante, si deriva il valore numerico dell'indice di resistenza.



**Abaco per la valutazione dell'indice di resistenza R1, derivante dal valore di resistenza uniassiale della roccia.**

Spalla sinistra: valori caratteristici di R attorno a 30: UCS = 50, rating = R1 = 5.5.  
Spalla destra: valori caratteristici di R attorno a 40: UCS = 80, rating = R1 = 8

## R2: Fratturazione dell'ammasso

La fratturazione dell'ammasso viene definita per mezzo dell'indice RQD (Rock Designation Index) introdotto da Deere nel 1964, inizialmente proposto solo per i sondaggi a carotaggio.

Per le misure sugli affioramenti rocciosi sono in seguito state definite le seguenti correlazioni:

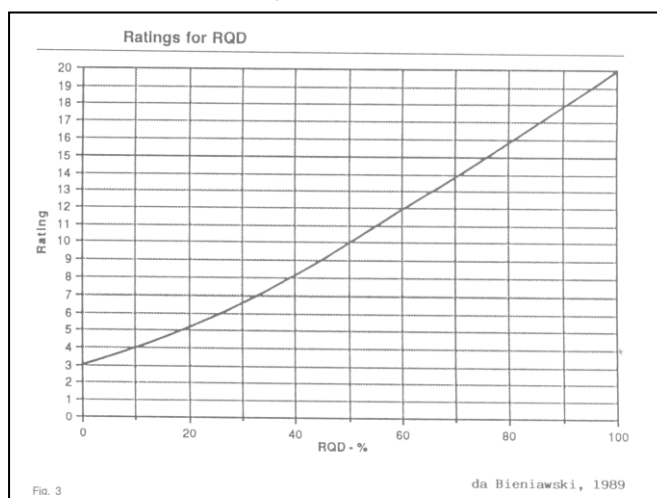
$$RQD = 115 - 3.3 * j_v \text{ (Palmstrom 1982)}$$

$$RQD = 100 * e^{-(N\lambda)} * (N\lambda + 1) \text{ (Priest e Hudson 1981)}$$

dove:

- $j_v$  = il numero medio di fratture per  $m^3$  dell'ammasso roccioso,
- $N$  = valore di soglia = 0.1,
- $\lambda$  = numero di giunti per metro.

Dal valore di RQD si passa, per mezzo dell'abaco sotto riportato, a definire il valore numerico del parametro di fratturazione.



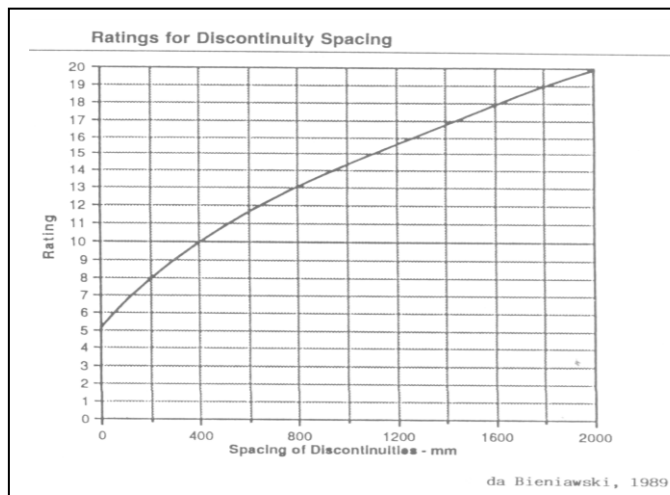
**Abaco per la valutazione dell'indice R2, derivante dal valore di fratturazione della roccia.**

Spalla sinistra: valori caratteristici di RQD = 80: UCS = 50, rating = R2 = 16.  
Spalla destra: valori caratteristici di RQD = 70: UCS = 50, rating = R2 = 14.



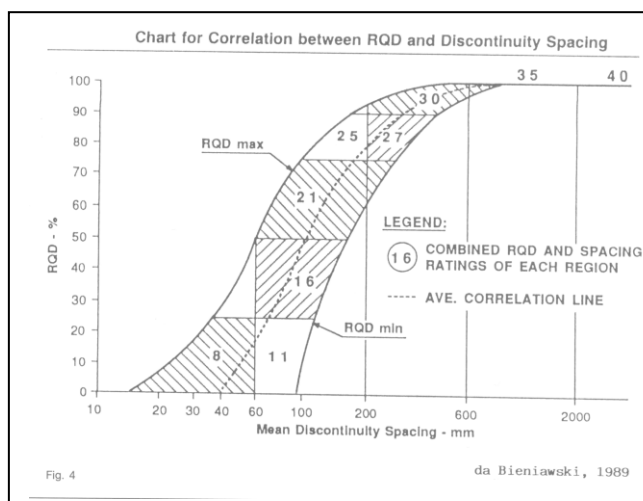
### R3: Spaziatura delle discontinuità

Viene misurata, con nastro centimetrato rigido, la spaziatura fra le varie famiglie di giunti considerando la distanza ortogonale ai piani stessi: dal valore di spaziatura si passa, per mezzo dell'abaco sotto riportato, a definire il valore numerico del parametro indice.



**Abaco per la valutazione dell'indice R3, derivante dal valore di spaziatura delle discontinuità dell'ammasso roccioso.**

Si tenga poi presente il suggerimento proposto da Bieniawski relativo al rapporto fra spaziatura e fratturazione:



**Abaco di correlazione fra spaziatura delle discontinuità e RQD (rock quality designation).**

Spalla sinistra: rating = R3 = 16.

Spalla destra: rating = R3 = 10.

### R4: Caratteristiche delle discontinuità

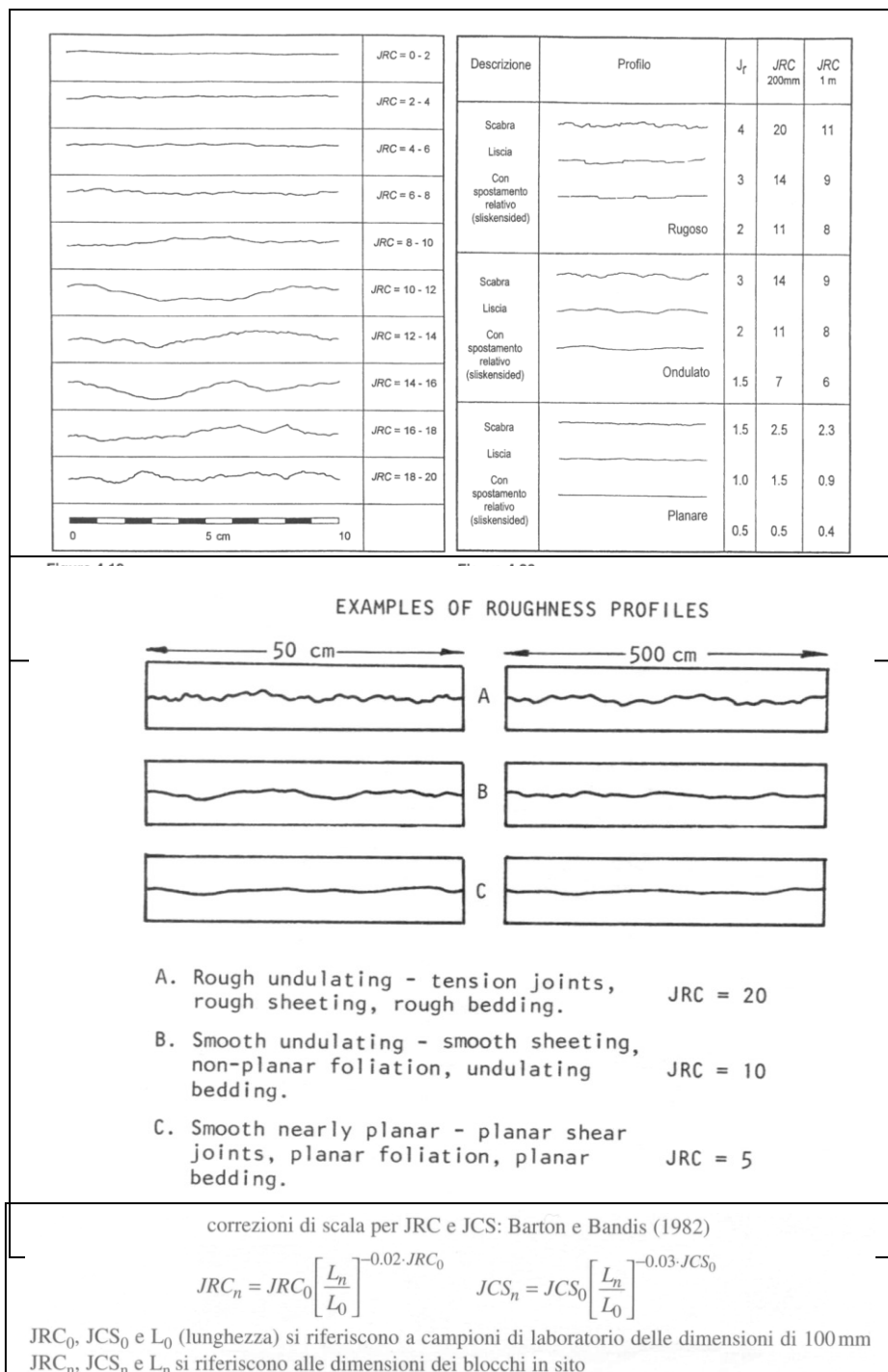
Vengono eseguite osservazioni e misurazioni sulle varie famiglie di giunti che servono a definire:

- la persistenza o estensione e la terminazione dei giunti (nastro centimetrato),
- l'apertura (eventuale) dei giunti (nastro centimetrato),
- il tipo di riempimento (eventuale) delle aperture dei giunti,
- il grado di alterazione (eventuale) dei giunti,





- la rugosità o scabrezza del giunto. Questo parametro viene valutato anche con l'ausilio di profilometro, detto anche "pettine di Barton" (mod. Controls da 15 cm) e successiva comparazione con dei profili tipo messi a punto da Barton. La misurazione viene eseguita a scala decimetrica e pertanto, per passare a definire la rugosità a livello della parete in esame si applicano delle correzioni per tener conto dell'effetto scala, sia in forma numerica che comparativa.



Profili di scabrezza o rugosità proposti da Barton e Choubey 1977, da Bieniawski 1976 e Hoek e Bray 1989. Correzione numerica per effetto scala proposta da Barton e Bandis 1982.



Il contributo di ciascuna caratteristica che descrive le condizioni dei giunti per la determinazione del valore dell'indice complessivo finale viene così determinato:

Guidelines for Classification of Discontinuity Conditions <sup>a</sup>					
Parameter	Ratings				
Discontinuity length (persistence/continuity)	<1 m 6	1–3 m 4	3–10 m 2	10–20 m 1	>20 m 0
Separation (aperture)	None 6	<0.1 mm 5	0.1–1.0 mm 4	1–5 mm 1	>5 mm 0
Roughness	Very rough 6	Rough 5	Slightly rough 3	Smooth 1	Slickensided 0
Infilling (gouge)	None 6	<5 mm 4	Hard filling >5 mm 2	Soft filling <5 mm 2	>5 mm 0
Weathering	Unweathered 6	Slightly weathered 5	Moderately weathered 3	Highly weathered 1	Decomposed 0

<sup>a</sup>Note: Some conditions are mutually exclusive. For example, if infilling is present, it is irrelevant what the roughness may be, since its effect will be overshadowed by the influence of the gouge. In such cases, use Table 1 directly.

**Indici parametrici delle varie caratteristiche geomeccaniche dei giunti che suddividono l'ammasso roccioso.**

Questo parametro viene in parte influenzato dalla presenza del torrente Avisio che con le sue piene dilava e “smeriglia” la roccia, alterando la possibilità dell’osservazione di alcune caratteristiche dei giunti:

Spalla sinistra: valori caratteristici rating = R4 = 20.

Spalla destra: valori caratteristici di rating = R4 = 15.

## R5: Condizioni idriche dell'ammasso

Vengono eseguite osservazioni sulla presenza, distribuzione ed entità delle eventuali filtrazioni che circolano nei vari giunti dell'ammasso roccioso.

Per la spalla sinistra la roccia è prossima al livello dell’acqua.

Spalla sinistra: valori caratteristici rating = R5 = 4.

Spalla destra: valori caratteristici di rating = R5 = 7.

## R6: Disposizione spaziale dei giunti rispetto al fronte

Bieniawski ha aggiunto, per le gallerie, un fattore riduttivo per tenere in conto se la giacitura reciproca fra i giunti ed il fronte sia più o meno penalizzante ai fini della stabilità.

E' questa, dunque, non una caratteristica intrinseca dell'ammasso, ma una caratteristica specifica dell'ammasso roccioso in rapporto all'orientazione che verrà attribuita al fronte si scavo: si riporta uno schema che visualizza le correzioni proposte da Bieniawski.





Galleria in posizione A (Fig.1.17)			
pendenza $\beta$			
Concorde con il verso di avanzamento		Discorde con il verso di avanzamento	
45°-90°	20°- 45°	20°- 45°	45°-90°
molto favorevole	favorevole	sfavorevole	mediocre
Galleria in posizione B (Fig.1.17)			
pendenza $\beta$			
20°- 45°		45°-90°	
mediocre		molto sfavorevole	
N.B. Per una pendenza $\approx 0^\circ$ -20°, l'effetto è "sfavorevole" qualunque sia la direzione;			

Correzione che tiene conto del verso di avanzamento dello scavo rispetto ai piani di discontinuità dell'ammasso roccioso.

Non essendo previsti scavi di sbancamento entro alla roccia del substrato roccioso non viene in questa sede definito il rating: considerando la direzione in ortogonalità si otterrebbero indici sfavorevoli.







La risultante dell'applicazione del metodo descritto alla roccia presente in vicinanza alle due spalle del ponte si perviene:

Spalla sinistra:  $RMR_b = 61.5$ , classe II bassa

Spalla destra:  $RMR_b = 54$ , classe III alta

**Classificazione dell'ammasso roccioso secondo HOEK E. (Geological Strength Index S.G.I.) (da HOEK E. et al. (1995) Support of underground Excavation in Hard Rock)**

Più recentemente si è introdotto un sistema di classificazione dell'ammasso roccioso sviluppato da HOEK et al.: l'Autore ha anche proposto un grafico che aiuta ad identificare l'appropriato range del valore di GSI.

		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90	80	70	N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70	60	50	40
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets	70	60	50	40	30
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity	60	50	40	30	20
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces	50	40	30	20	10
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A	N/A	N/A	10

**Abaco  
orientativo per  
la valutazione  
dell'indice GSI  
degli ammassi  
rocciosi.**

E' poi pratica molto diffusa il convertire direttamente il valore BRMR89 di Bieniawski '89 nel corrispondente valore di GSI secondo un'equazione il cui campo



di applicazione prevede che per  $BRMR_{89} > 23$ , il valore del  $GSI = BRMR_{89}$  (con  $A5 = 15$ ) - 5 =  $GSI$ .

per  $BRMR'_{89} > 23$  si ha  $GSI = BRMR'_{89} - 5$

per  $BRMR'_{89} < 23$  il metodo non è applicabile.

Per il caso in esame, riferendosi agli affioramenti più caratteristici osservati presso le posizioni delle due spalle, si è ottenuto:

Spalla sinistra:  $GSI \approx 56$ ,

Spalla destra:  $GSI \approx 49$

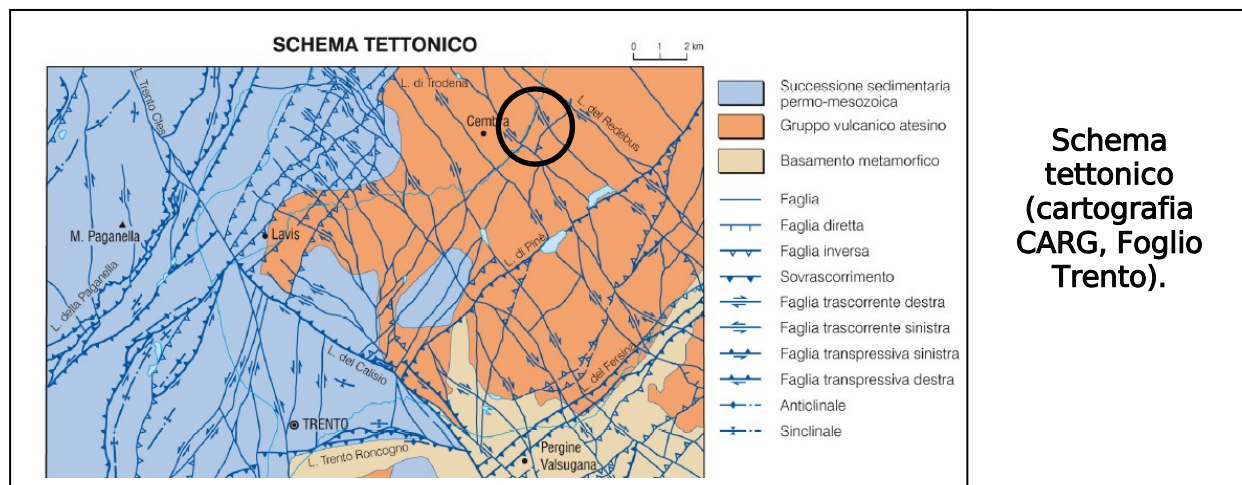
Lungo la parte finale del tracciato, lato di monte, gli affioramenti rocciosi mostrano un aspetto alterato essenzialmente costituito da roccia vulcanodetritica (D1) di colore grigio nerastro; anche altri affioramenti rocciosi, lungo la strada che sale a Cembra, si mostrano in facies decisamente vulcanodetritica (D2). In corrispondenza del tornante basso ove si regolarizzerà la strada, la roccia riprende un aspetto lavico massiccio (LM).



Affioramenti della roccia del substrato lungo la stradina che sale a Cembra.

Relativamente all'assetto tettonico locale, la cartografia CARG riporta l'esistenza di una faglia transpressiva ad andamento giudicariense (NE – SW) in corrispondenza dell'alveo del T. Avisio.

Proprio nella zona di intervento, inoltre, vi sono altre due faglie coniugate di svincolo tensionale, destrorse ed ad andamento scledense, che dislocano la precedente.







### Terreni di copertura

Circa i terreni di copertura, sulla sponda sinistra si sono osservati, in corrispondenza dei terreni attribuiti alla frana sulla cartografia PAT, dei termini colluviali a grana medio fine, sabbioso/limosa, con anche ciottoli arrotondati di natura porfirica.

L'attribuzione litologica di tali litotipi può essere riferita alla parte dilavata e rimaneggiata da fenomeni colluviali della morena diffusamente presente sui versanti cembrani. A questa classe appartengono pure i terreni sulla destra idrografica del rio Piazzole: presso il tracciato, la cartografia segnala una frana a formare una zona di creep che risale il versante: ciò trova conferma sul Lidar.

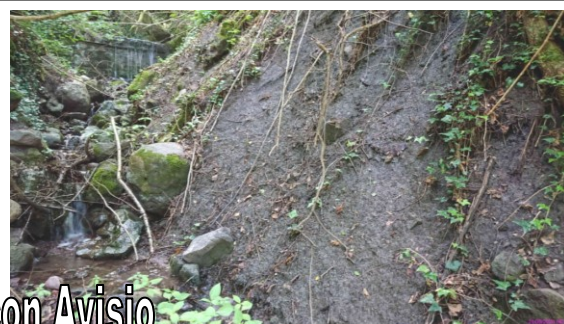


a monte tracciato



testa nicchia a valle tracciato

Nell'incisione prodotta dal rivo Piazzole che taglia il tracciato, presso lo sbocco sul T. Avisio (foto a seguire), è pure presente una chiara sezione stratigrafica che mostra un terreno molto fine, limoso ed argilloso, che può essere riferito quale prodotto di alterazione, poi dilavato, delle rocce vulcanodetritiche presenti in zona e verosimilmente sub affioranti sotto a questi prodotti di alterazione.



confluenza con Avisio

Le sezioni portate alla luce dalla colata detritica del 05/12/2020 hanno confermato la presenza di questi litotipi.



nuove sezioni erosive prodotte dalla colata del Rio Piazzole





Per quanto riguarda le alluvioni attuali dell'Avisio si hanno sabbie e ghiaie poligeniche, ancorchè prevalentemente porfiriche, ben arrotondate e con massi di pezzatura anche superiore a 10 m<sup>3</sup>.



Sulla sponda destra è stato riferito della presenza di materiali di riporto utilizzati per regolarizzare il terrazzamento sul quale è a dimora il vigneto: sul ciglio di raccordo fra il terrazzo e la scarpata che scende all'Avisio si sono potuti osservare materiali naturali con una abbondante componente limosa.



Sulla parte terminale del tracciato, al raccordo fra il terrazzo ed il versante soprastante, si sono trovati anche degli elementi detritici di spigolo decimetrico che rappresentano dei frammenti distaccati dagli affioramenti rocciosi vulcanodetritici presenti a monte della strada.



Questi frammenti rocciosi provengono sia dal disfacimento di piccoli affioramenti presenti sul versante, ma anche dal distacco di elementi lapidei appartenenti a muretti a secco ormai abbandonati ed ammalorati.





origine dei distacchi che possono arrivare sulla strada di interesse posta fra il terrazzo ed il pendio

Infine, in corrispondenza della parte alta del pendio, presso la zona di intervento sul secondo tornante e sul cordolo di valle della strada esistente, è possibile osservare degli affioramenti di un antico terreno fluvioglaciale, caratterizzato dalla presenza di ciottoli ben arrotondati in una matrice piuttosto fine, più limosa che sabbiosa.



antichi terreni fluvioglaciali in corrispondenza del secondo tornante (in alto)

### 3.4. Idrogeologia - vincolo idrogeologico

I terreni di copertura sono caratterizzati da una sviluppata porosità; la permeabilità (di tipo primario, o per porosità) assume valori diversi in relazione alla percentuale del materiale fine rispetto a quella del materiale grossolano.

Lo strato vegetale superficiale, anche rimaneggiato e poco addensato, ha matrice sabbioso - limosa, per cui la sua permeabilità è definibile come media.

I sottostanti depositi sciolti hanno comportamento idrogeologico diverso da punto a punto: i depositi presenti nel tratto iniziale del tracciato (sponda sinistra) hanno matrice sabbio / limosa e quindi presentano una permeabilità da media fino a medio bassa.

I terreni presenti nel tratto inferiore di questa zona hanno matrice limosa argillosa e quindi permeabilità bassa.

Discorso del tutto diverso è quello per le alluvioni attuali dell'Avisio, nelle quali predomina la matrice sabbiosa e ghiaiosa che consente di attribuire a questi depositi una permeabilità elevata.

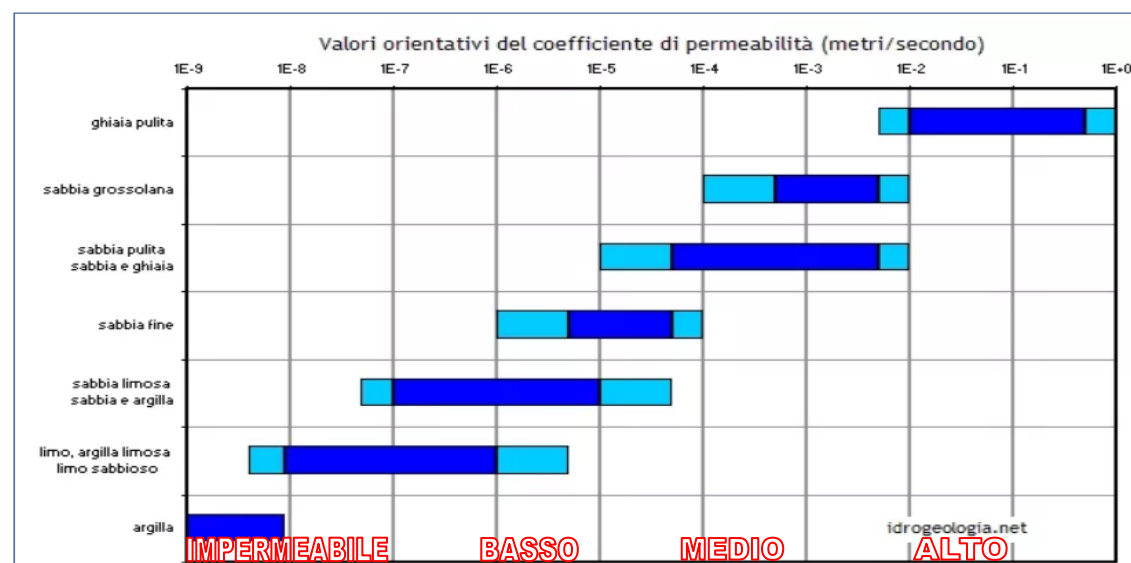


Per i terreni del terrazzo in destra idrografica e relativi riporti, le osservazioni eseguite hanno fatto riconoscere una matrice fine abbondante con conseguente attribuzione alle classi di permeabilità basse.

Ai terreni detritici di versante posti fra il terrazzo ed il versante, in ragione dell'ampiezza dei meati fra i vari elementi costitutivi, si attribuisce una permeabilità elevata.

#### Valori orientativi del coefficiente di permeabilità

La figura 1 riporta i valori tipici del coefficiente di permeabilità orizzontale ( $k_h$ ) per una serie di terreni sciolti a granulometria decrescente dalle ghiaie alle argille. Per via della natura usualmente stratificata dei terreni, il valore del coefficiente di permeabilità verticale ( $k_v$ ) è di solito inferiore al valore di  $k_h$ . Il rapporto fra  $k_h$  e  $k_v$  tipicamente oscilla da 2 a 20 ma può arrivare fino a 100 in presenza di terreni molto stratificati [220].



Le lave del substrato sono rocce povere di permeabilità primaria (per porosità che compete inoltre solamente alle zone più vulcanodetritiche e con minor cementazione vetrosa) e possono pertanto permettere il passaggio dell'acqua solo qualora siano fratturate e/o interessate da diaclasi (giunti di contrazione termica) decomprese (cioè dotate di permeabilità secondaria).

A scala più ampia, tuttavia, le lave possono essere considerate impermeabili poichè, spostandosi verso l'interno dell'ammasso roccioso, le fratture e le diaclasi si rinserrano a causa dell'aumento della pressione litostatica e quindi la roccia perde la sua permeabilità per fratturazione.

Durante i vari sopralluoghi, particolarmente nel mese di giugno 2020 e poi nella primavera del 2021, periodi molto piovosi, si sono osservate solamente piccole filtrazioni nell'area vasta, oltre naturalmente all'acqua ruscellante nelle incisioni e sul torrente Avisio, il quale funge da livello basale locale.

Riferendosi specificamente al tracciato, le maggiori interferenze con l'ambiente idrogeologico si avranno in corrispondenza dell'incisione del rivo Piazzole (o Rio da Lona) sopra la spalla sinistra e, in minor parte, alla rottura di pendenza fra spalla destra e terrazzo.

Nella primavera 2021 per un breve periodo si è anche attivata una scaturigine sul pendio sotto l'affioramento roccioso alla Sez. 45.

Relativamente al **vincolo idrogeologico**, si evidenzia che il sito risulta essere **interno** alle aree vincolate: esaminato a) lo stato dei luoghi e dei versanti e b) individuati i possibili impatti derivanti dall'esecuzione degli interventi si discutono a seguire c) le modalità operative e accorgimenti adottati per evitare di determinare turbative all'assetto idrogeologico e forestale.





- Il punto a) è estesamente trattato, nei vari aspetti, da quanto riportato nella relazione geologica relativamente alla geomorfologia ed idrogeologia.

- Il punto b), nel caso presente, deriva in particolare dalla sopra descritta potenziale interferenza del progetto sull'ambiente idrogeologico (possibile intercettazione di modeste filtrazioni nel caso di piogge prolungate, smaltimento acque di piattaforma, ecc.).

Tali interferenze hanno significato locale, limitato al sito, e non avranno ripercussioni sul territorio circostante.

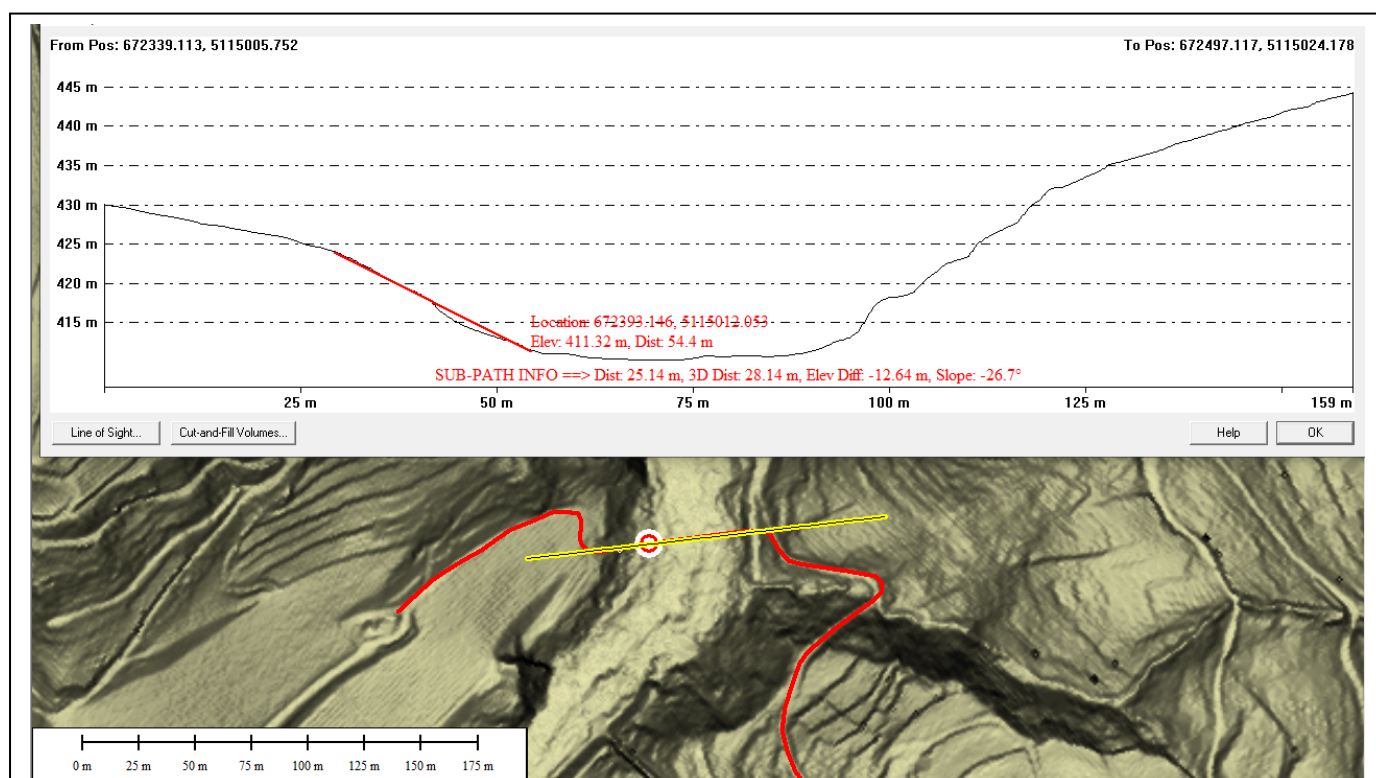
- Il punto c), relativamente al quale consegue la prescrizione di utilizzare sistemi di drenaggio, è trattato a seguire nella relazione geotecnica, elaborato in cui si riprendono le tematiche dei potenziali impatti e si definiscono le modalità per la loro mitigazione.

### 3.5 Sismicità e pericolosità sismica di base

La PAT ha dato attuazione all'Ordinanza G.U. n° 105 del 08/05/03 (Ordinanza del Consiglio dei Ministri 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". Allo scopo ha approvato il D.G.P. n° 2813 dd. 23/10/03 (Approvazione Carta di Sintesi Geologica e s.m.) e la D.G.P. n° 2929 dd. 6/11/2003 (attuazione Ordinanza citata e s.m.).

In base a tali delibere PAT, e relativi aggiornamenti, il Comune di **Cembra** e quello di **Lona** sono classificati in area a sismicità trascurabile (zona sismica 4).

I terreni sono classificati dalle NTC 2018 in diverse categorie a seconda delle loro caratteristiche di comportamento sismico, influenzate dalla categoria geomorfologico - topografica del sito e dal loro assetto geotecnico - stratigrafico.



Pendenza media spalla destra = 26.7 gradi



Come visibile nel profilo sopra riportato, anche la spalla destra, che è meno inclinata rispetto a quella sinistra, presenta pendenza superiore a  $15^\circ$  gradi e pertanto la categoria topografica di riferimento NTC-18 è la "T2" per entrambe le sponde.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

**Categoria  
topografica  
"T2".**

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

Per quanto riguarda la categoria di sottosuolo, sulla base delle osservazioni e delle indagini geofisiche, si arriva ad attribuire la categoria di sottosuolo "A" sia per la spalla sinistra che per la spalla destra.

Lungo il resto del tracciato, nei luoghi ove il substrato non risulta affiorante nè sub affiorante, si consideri una categoria "B".

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

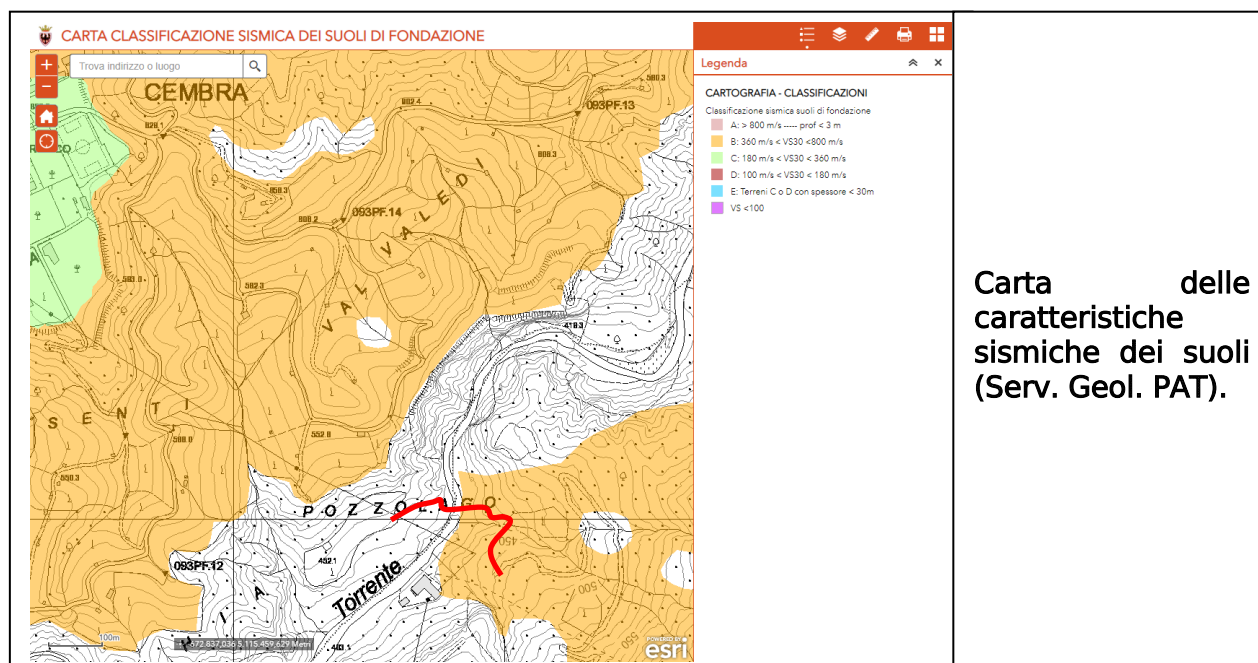
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

**Classificazione  
dei  
terreni  
secondo  
NTC 2018.**

**Categoria  
sottosuolo  
:  
"A" per le  
spalle**

**"B" per il  
restante  
tracciato**

Si riporta uno stralcio della Carta delle caratteristiche sismiche dei suoli (Serv. Geol. PAT) che per l'area di interesse conferma le indicazioni fornite per i tratti lontani dall'alveo.



Carta delle caratteristiche sismiche dei suoli (Serv. Geol. PAT).

Si ricorda poi che, prima dell'emanazione delle NTC-18, la PAT aveva emanato un regolamento (D.G.P. n. 27 dd. 11/01/2008 "Direttiva per l'applicazione dopo l'1/1/2008 delle NTC") riguardante il grado di protezione progettuale sismica da conferire alle opere e che è messo in relazione alla tipologia e destinazione d'uso di quanto si intende realizzare.

Si riportano degli stralci delle NTC18 che permettono di seguire il processo decisionale che porta alla definizione dei parametri della pericolosità sismica locale.

Per definire i parametri della pericolosità sismica locale, si sono introdotte delle ipotesi relative alla tipologia di opera in progetto; tali indicazioni vengono riportate a titolo esemplificativo, sulla base delle indicazioni ricevute dal Progettista dell'opera: in sede esecutiva si potrà eventualmente rivalutare tali aspetti.

## 2.4. VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

### 2.4.1. VITA NOMINALE DI PROGETTO

La vita nominale di progetto  $V_N$  di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di  $V_N$  da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI	Valori minimi di $V_N$ (anni)
1 Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2 Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3 Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Non sono da considerarsi temporanee le costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate con l'intento di essere riutilizzate. Per un'opera di nuova realizzazione la cui fase di costruzione sia prevista in sede di progetto di durata pari a  $P_N$ , la vita nominale relativa a tale fase di costruzione, ai fini della valutazione delle azioni sismiche, dovrà essere assunta non inferiore a  $P_N$  e comunque non inferiore a 5 anni.

Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.

Vita nominale:  
valore minimo = 100 anni.



**2.4.2. CLASSI D'USO**

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

**Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

**Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

**Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

**Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Classe  
d'uso:  
classe IV

Coeff.  
d'uso:  
2,0

**2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA**

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad [2.4.1]$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di  $C_U$  anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

Con le precedenti ipotesi si ricavano i seguenti parametri di pericolosità:

Indirizzo

WGS84: Lat 46.165402 - Long 11.231168

ED50: Lat 46.167390 - Long 11.234193

Mappa Satellite

Google

Visualizza vertici della maglia di appartenenza

Stati limite

Classe Edificio

IV. Funzioni pubbliche o strategiche importanti...

Vita Nominale 100

Interpolazione Media ponderata

CU = 2

Stato Limite	Tr [anni]	a <sub>g</sub> [g]	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub> [s]
Operatività (SLO)	120	0.042	2.508	0.278
Danno (SLD)	201	0.049	2.515	0.315
Salvaguardia vita (SLV)	1898	0.092	2.756	0.404
Prevenzione collasso (SLC)	2475	0.099	2.766	0.418

Periodo di riferimento per l'azione sismica: 200

Coefficienti sismici

Tipo Stabilità dei pendii e fondazioni

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

H (m) 1 us (m) 0.1

Cat. Sottosuolo B

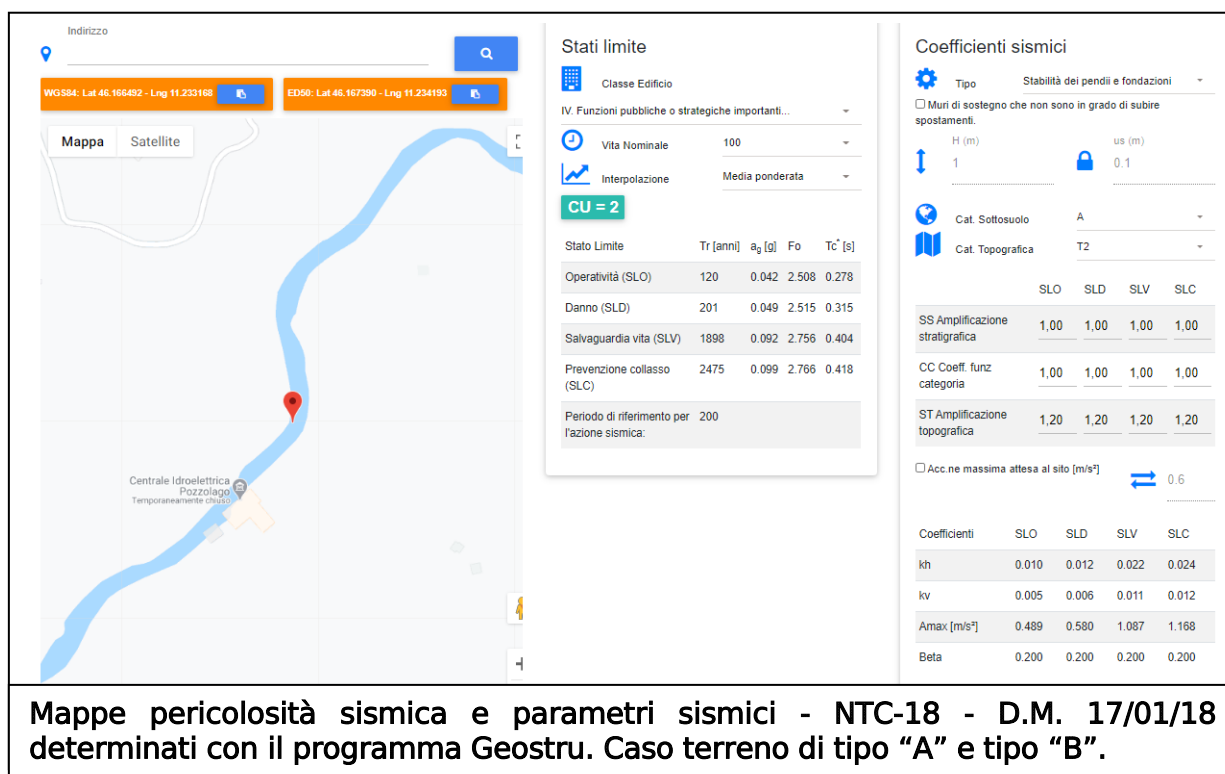
Cat. Topografica T2

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz. categoria	1,42	1,39	1,32	1,31
ST Amplificazione topografica	1,20	1,20	1,20	1,20

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²] 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.012	0.014	0.027	0.029
kv	0.006	0.007	0.013	0.014
Amax [m/s²]	0.586	0.696	1.305	1.401
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200

ESPORTA IN TXT PDF SPETTI

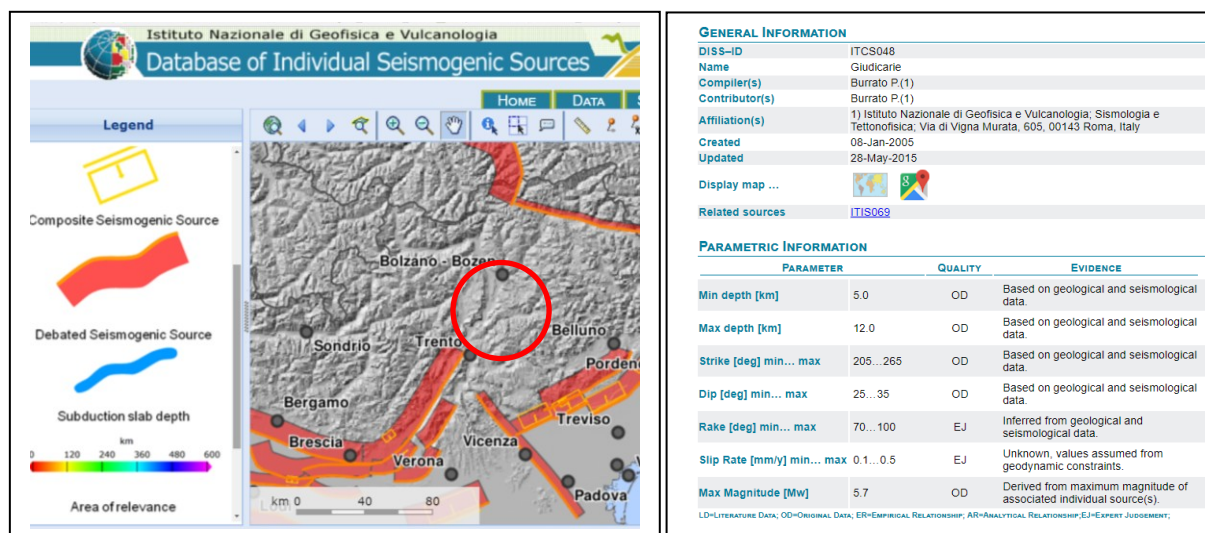


Quale compendio a tali informazioni si riporta un inquadramento cartografico del progetto: "Analysis of the seismic potential in Italy for the evaluation of the seismic hazard" curato dal Dipartimento della Protezione Civile che recepisce i dati editati dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia tramite il progetto DISS "Database of Individual Seismogenic Sources".

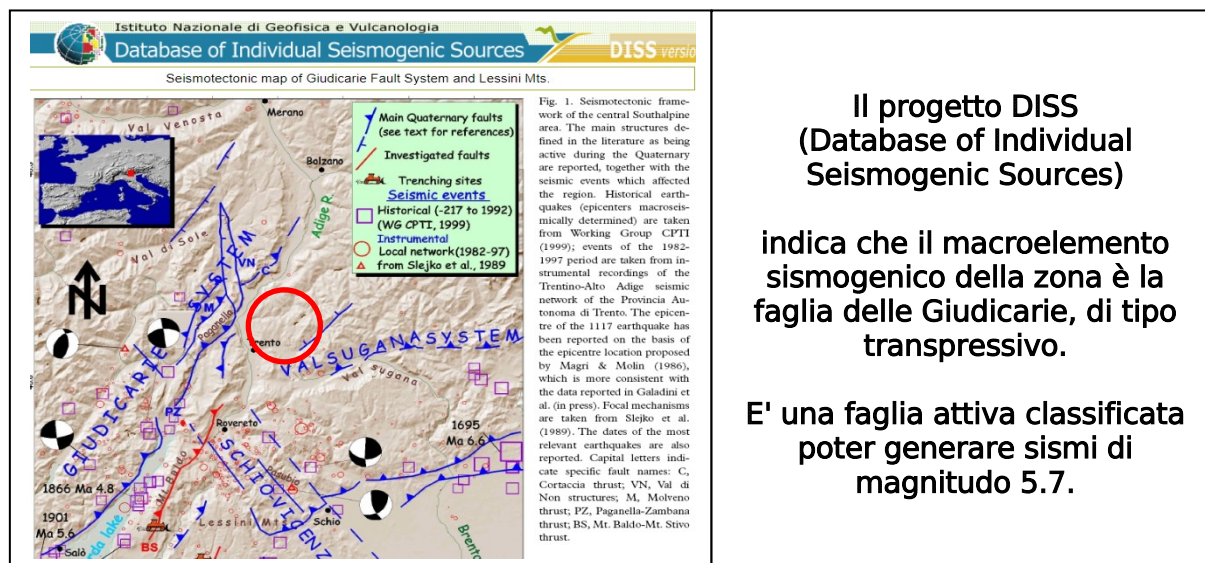
Questo database contiene informazioni su elementi tettonici in grado di generare terremoti, definiti anche come **faglie attive**: in prossimità del Trentino sono indicati il "Lineamento Insubrico", la "linea Schio Vicenza" e, più vicino, la "faglia delle Giudicarie".

Si tratta di una fascia a scala regionale che rappresenta la cerniera di sutura della zona di scontro fra la placca africana e quella europea: nel dettaglio la linea delle Giudicarie rappresenta una faglia inversa e trascorrente sinistra con rigetto dislocativo trascorrente stimato in circa 30 Km.

Secondo il database citato, tale elemento sismogeno può generare terremoti con intensità di scuotimento fino alla Magnitudo 5.7 Richter.



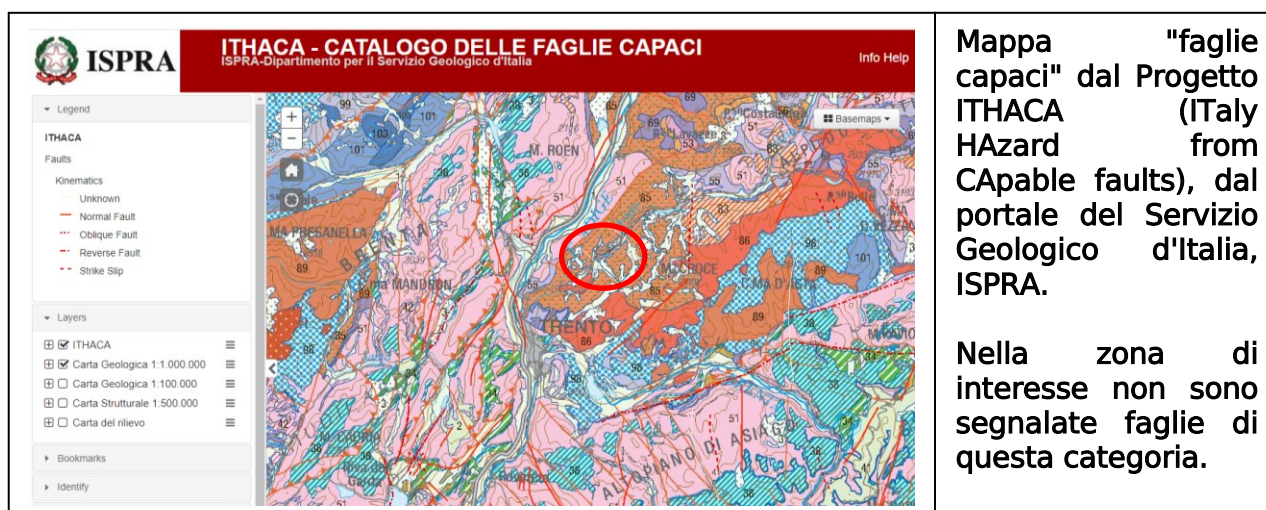




Infine si riporta la mappa della zona estratta dal database Progetto ITHACA (Italy Hazard from Capable faults), del Servizio Geologico d'Italia, ISPRA.

Questo database riguarda le strutture tettoniche attive in Italia, con particolare attenzione ai processi tettonici che potrebbero generare rischi naturali: il progetto si occupa in modo particolare delle **faglie capaci**, definite come faglie che potenzialmente possono creare deformazione in superficie.

Da tale database risultano essere presenti delle faglie capaci (linee rosse nella figura a seguire) poste però lontane dal sito di interesse, cerchiato in rosso.






### 3.6. Terre e rocce da scavo - storia d'uso del suolo

La storia d'uso del suolo di interesse, a conoscenza dello scrivente, è stata di area **a bosco e poi agricola**; non vi sono quindi i presupposti per ritenere che si tratti di un'area con particolari problematiche di tipo ambientale derivanti da azioni antropiche, salvo quanto può derivare da normali attività agricole.





Anche la consultazione on - line dell'**Anagrafe dei Siti oggetto di procedimento di Bonifica** della PAT non ha fatto emergere particolari criticità di tipo ambientale:

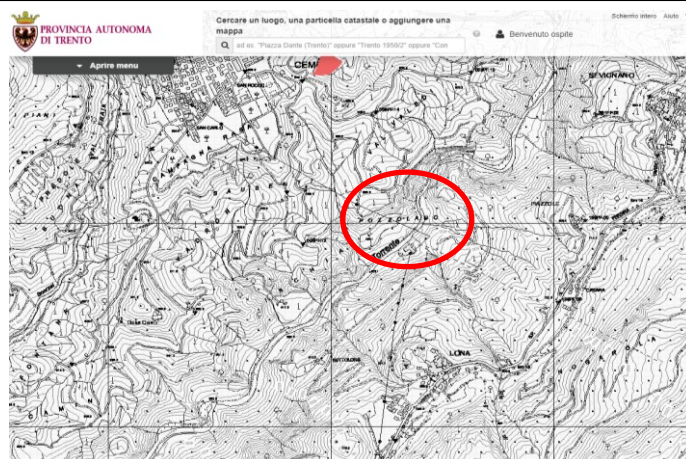
**Siti oggetto di procedimento di bonifica**

## Altri siti in anagrafe

-  Ex art 77 c.1 T.U.L.P.
-  Discariche SOIS bonificate
-  Fondo naturale

## Siti oggetto di procedimento bonifica

-  Siti bonificati
-  Sito potenzialmente inquinato
-  Sito non contaminato
-  Siti inquinati



**Anagrafe Siti oggetto di procedimento di Bonifica: l'area di interesse è esterna alle aree segnalate.**

Per le terre e rocce da scavo il riferimento normativo nazionale è al D.P.R. 13 giugno 2017 n. 120 entrato in vigore il 22/08/2017. Qualora i materiali di scavo siano destinati a riutilizzo è richiesta la caratterizzazione analitica relativa alla loro composizione allo scopo di valutare la conformità all'effettiva destinazione d'uso.

La composizione dei materiali deve essere conforme alla Tabella 1 dell'Allegato 5 del d.lgs. 3 aprile 2006 n. 152 secondo la seguente classificazione:

- per i suoli ad uso verde pubblico, privato e residenziale si applica la Colonna A;
- per i suoli ad uso commerciale o industriale si applica la Colonna B.

Si allega il previsto modulo di certificazione ambientale relativo alle terre e rocce da scavo naturali come da Delibera 34/2008 dd. 19/06/08, dell'Ordine Geologi Trentino Alto Adige, modificato per adattarlo alle successive variazioni normative: in tale certificazione, si devono includere fra le "terre e rocce con potenziale condizionamento antropico" anche i terreni naturali ma soggiacenti ad aree urbanizzate o sede di attività di superficie, anche agricola. La caratterizzazione ambientale dei terreni di sterro è un aspetto non ancora completato.

### 3.7. Conclusioni

**Il livello di pericolosità e di rischio associato** del sito, allo stato attuale ed in previsione della realizzazione del progetto, fa riferimento alla cartografia di cui al Cap. 1 ed agli esiti dei rilevamenti: sia dal punto di vista normativo che in base a quanto rilevato, si tratta di un'area che presenta pericolosità di tipo idrogeologico essenzialmente riconducibile a quella derivante dalle dinamiche torrentizie (il rivo Piazzole sopra la spalla sinistra) e fluviali (T. Avisio).

Quanto scritto ha trovato puntuale conferma con l'evento erosivo innescato dalla colata del rio Piazzole avvenuta il 05/12/2020: si sono formate numerose nuove nicchie che hanno in parte scalzato la zona dell'attraversamento della strada in progetto: tali nicchie vanno rimarginate e contenute per evitare riattivazioni di dissesti nel colluvium della morena.

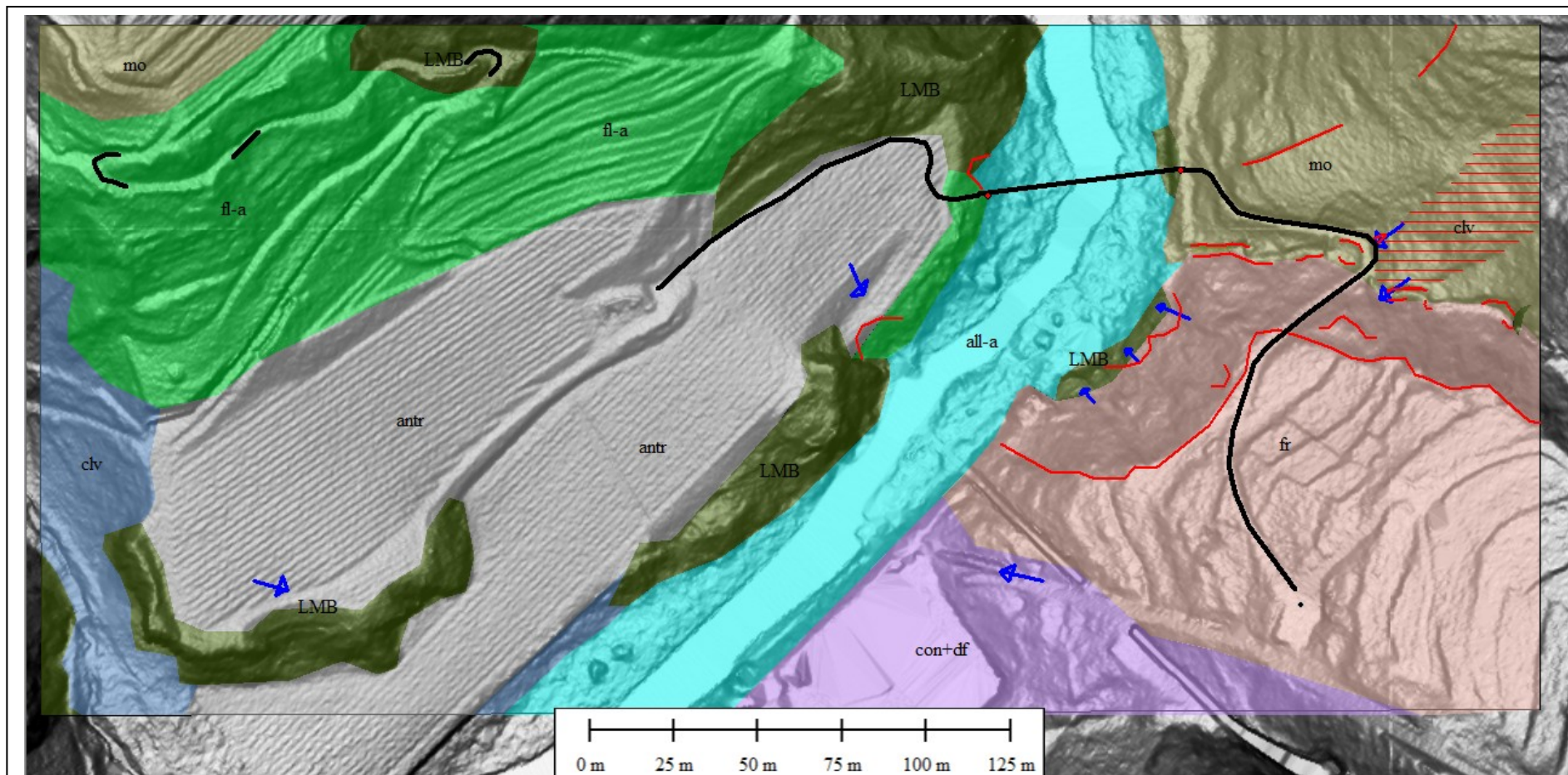
Una più modesta pericolosità, in sponda destra, riguarda il possibile rotolamento di piccoli frammenti rocciosi (in parte anche per l'ammaloramento di manufatti vetusti – muretti a secco).

Nei paragrafi precedenti si sono poi presentate le varie componenti che permettono di definire il modello geologico di riferimento, la pericolosità geomorfologica, idrogeologica e sismica locale e quindi permetterà di discutere gli aspetti della stabilità e compatibilità degli interventi in progetto.





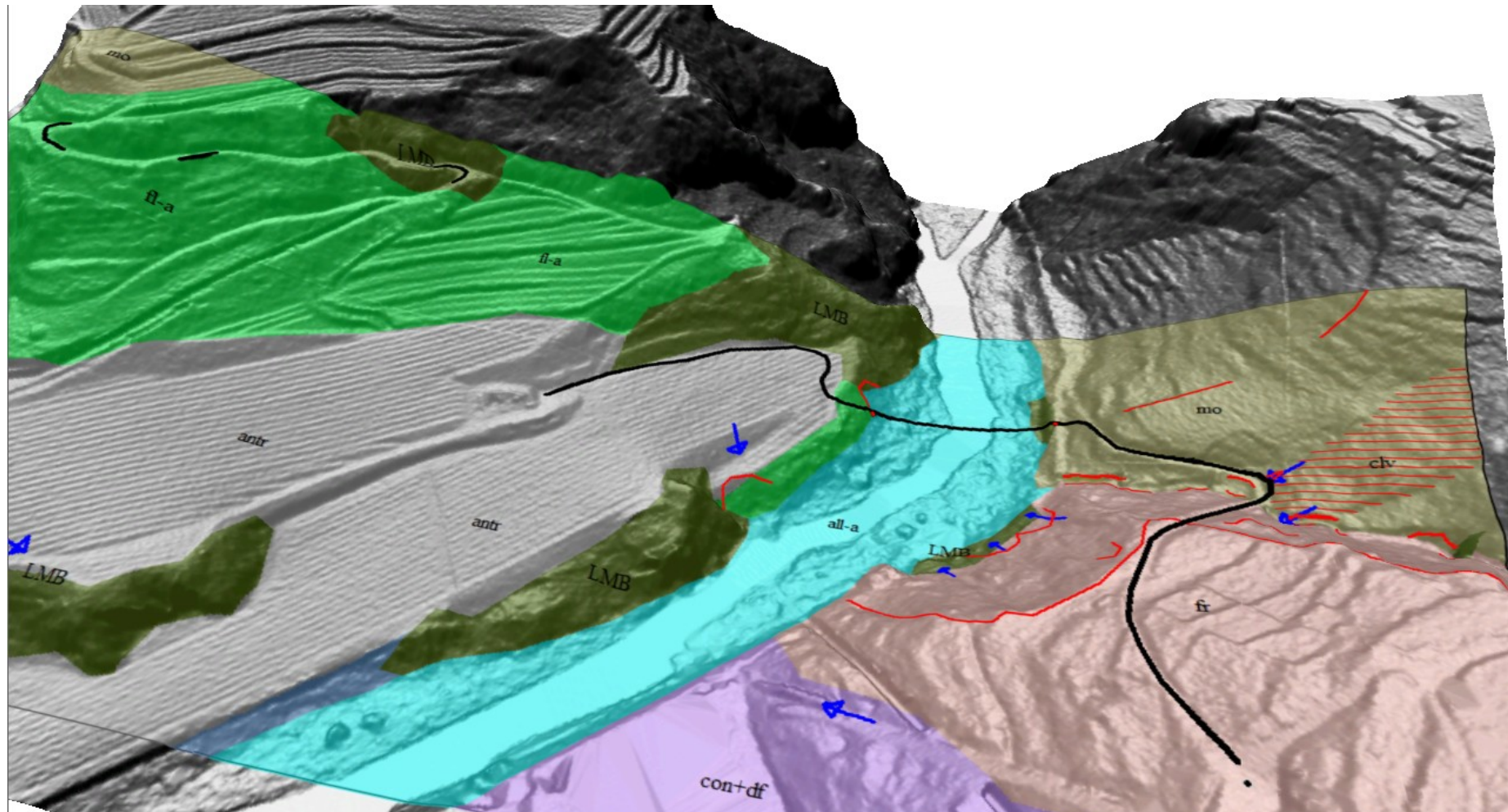
L'insieme delle attività di indagine ha anche permesso di ricostruire il modello geologico di riferimento che è stato discusso nei capitoli precedenti: a seguire è una carta geologica – applicativa che permette di visualizzare, anche in formato 3D, l'insieme delle informazioni presentate: a corollario di tale mappa si ritiene di interesse riportare anche una sezione geologica relativa alla situazione stratigrafica in corrispondenza del ponte.



Carta geologico / applicativa riferita alla zona del progetto, aggiornata con le erosioni della colata detritica del 05/12/2020 sul Rio Piazzole: le linee nere indicano il tracciato ed i tornanti di intervento.

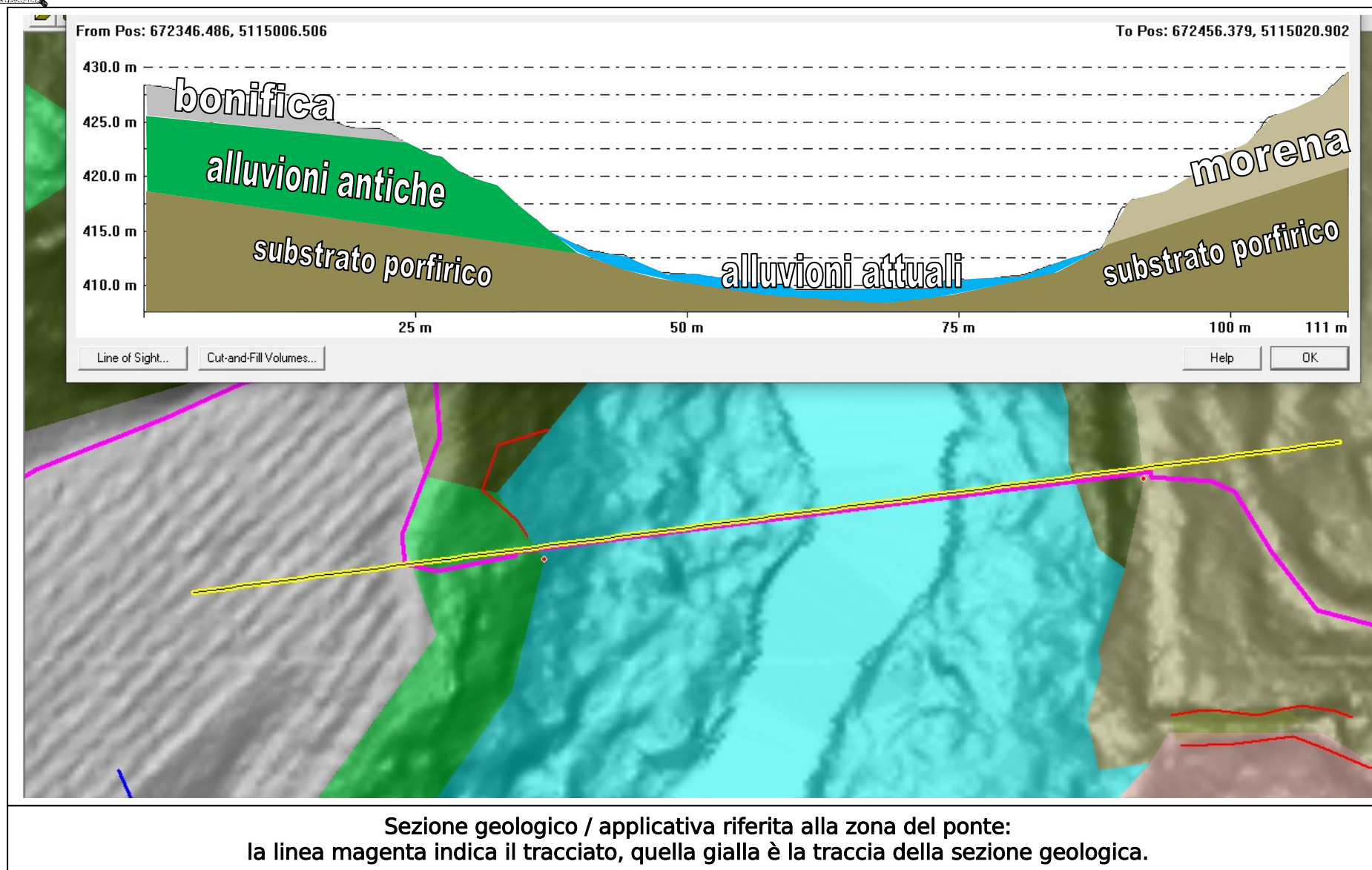
**LMB** = Form. di Cembra (vulcaniti acido / intermedie permiane). **mo** = deposito morenico, tll indifferenziato: rigatura in rosso ove rimaneggiato (colluvium: **clv**) e con potenziali fenomeni di riattivazione per le erosioni operate dal Rio Piazzole. **fl-a** = depositi fluvioglaciali antichi grossolani. **fr** = materiale disarticolato e franato, oramai colluviale. **con+df** = materiale di conoide da colate detritiche. Indicate le maggiori nicchie erosive (linee rosse). Le linee a freccia blu indicano le filtrazioni idriche.





Carta geologico / applicativa riferita alla zona del progetto, aggiornata con le erosioni della colata detritica del 05/12/2020 sul Rio Piazzole: le linee nere indicano il tracciato ed i tornanti di intervento.

**LMB** = Form. di Cembra (vulcaniti acido / intermedie permiane). **mo** = deposito morenico, tll indifferenziato: rigatura in rosso ove rimaneggiato (colluvium: **clv**) e con potenziali fenomeni di riattivazione per le erosioni operate dal Rio Piazzole. **fl-a** = depositi fluvioglaciali antichi grossolani. **fr** = materiale disarticolato e franato, oramai colluviale. **con+df** = materiale di conoide da colate detritiche. Indicate le maggiori nicchie erosive (linee rosse). Le linee a freccia blu indicano le filtrazioni idriche.







In sede esecutiva si dovranno adattare i lavori alla situazione effettiva, con riguardo anche alla tematica della stabilità dei fronti di scavo ed alla possibile presenza di orizzonti fini compressibili a livello fondazionale, orizzonti in grado anche di sostenere filtrazioni idriche.

In conclusione, esaminato il progetto e la situazione geologica ed idrogeologica, e tenendo nella dovuta considerazione quanto sopra esposto, risulta che **vi è compatibilità fra la situazione geologica riconosciuta e le opere in progetto**, fatti salvi i diritti di terzi.

Il presente elaborato è redatto in ottemperanza ai contenuti del D.M. 17/01/2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" e soddisfa i requisiti urbanistici e normativi di rilevanza geologica per cui costituisce documento progettuale idoneo per il rilascio della concessione ad edificare.

In corso d'opera si deve controllare la rispondenza tra il modello geologico di riferimento assunto in progetto e la situazione effettiva, differendo di conseguenza il modello geotecnico ed il progetto esecutivo, così come previsto dalla normativa di settore".

Richiamando validi concetti espressi dalla precedente normativa (DM 11/03/88), inoltre, si prescrive che "La validità delle ipotesi di progetto dovrà essere controllata durante la costruzione considerando, oltre ai dati raccolti in fase di progetto, anche quelli ottenuti con misure ed osservazioni nel corso dei lavori per adeguare, eventualmente, l'opera alle situazioni riscontrate".

San Cristoforo, **novembre 2021**

Studio Geologico Associato GeoAlp  
dott. geol. Icilio Vigna





#### 4. RELAZIONE GEOTECNICA

Sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica

**"Collegamento Lona – Cembra per la valorizzazione della viabilità esistente a scopo turistico ed agricolo"** commissionato dal Comune di Cembra - Lisignago allo Studio Tecnico Associato AIA, ing. Zanetti Andrea di Trento.

##### Normativa di riferimento

- Circolare 21/01/2019, n° 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle NTC di cui al D.M. 17/01/2018.
- NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI D.M. 17 gennaio 2018 - NTC 2018
- Delibera di G.P. PAT 1317 del 4 settembre 2020 - Carta di Sintesi della Pericolosità
- D.P.R. 13 giugno 2017 n. 120 e s.m. (disciplina terre e rocce da scavo)
- l.p. PAT 4 agosto 2015, n. 15 e s.m. - Legge provinciale per il governo del territorio
- Delibera di G.P. PAT n° 2248 del 05/09/2008 e s.m. - Carta delle Risorse Idriche
- l.p. PAT 27 maggio 2008, n. 5 e s.m. - Piano Urbanistico Provinciale della PAT (PUP)
- C.S.LL.PP. "Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007"
- D.P.G.P. 26 gennaio 1987, n. 1- 41/Legisl e succ. mod. ed agg.: Testo unico provinciale sulla tutela dell'ambiente dagli inquinamenti
- D. Lgs. 152/2006, - DCIA 04/02/1977
- "Direttive per la redazione delle relazioni geologiche, geotecniche e sismiche ai sensi delle NTC 14/01/2008 e della normativa nazionale e provinciale collegata" degli Ordini Professionali dei Geologi e Ingegneri di Trento e Bolzano dd. 08/11/2010.

##### 4.1. Piano delle indagini geotecniche, modello geotecnico - caratteristiche geotecniche dei terreni

Per la stesura del presente documento si fa esplicito richiamo alla relazione geologica del progetto definitivo, tenendo anche conto della possibilità di modificare i modelli geotecnici in relazione alle misure e ai controlli in corso d'opera.

Non essendosi potuto in questa fase prendere una completa visione dei terreni coinvolti e nemmeno procedere ad una completa e diretta parametrizzazione delle caratteristiche geotecniche degli stessi, è fondamentale la prescrizione di rivalutare la modellazione geotecnica durante la fase esecutiva.

Il modello geotecnico del sito rispecchia quanto rappresentato nel modello geologico: a seguire si presenta la parametrizzazione geotecnica riferita a tale modello.

A seguire sono quindi le considerazioni geotecniche relative alle resistenze offerte dal terreno che devono, in sede di progettazione esecutiva, essere confrontate con le azioni di progetto per le verifiche di sicurezza e delle prestazioni.

Le informazioni di seguito riportate derivano da vari approcci:

- dati bibliografici disponibili per siti analoghi,
- osservazioni di campagna,
- prove geotecniche sugli affioramenti,
- esiti delle indagini geofisiche, con particolar riguardo alle Vs,
- esiti delle analisi geotecniche di laboratorio.

Al punto 6.2.2 Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica delle NTC-18 si riporta che *"Nel caso di costruzioni od interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata su pre esistenti indagini e prove documentate, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali"*.

Secondo le NTC-18 – par. 6.2.2. INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA *"... Ai fini dell'analisi quantitativa di uno specifico problema, per modello geotecnico di sottosuolo si intende uno schema*





*rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, che devono essere caratterizzate con riferimento allo specifico problema geotecnico. Nel modello geotecnico di sottosuolo devono essere definiti il regime delle pressioni interstiziali e i valori caratteristici dei parametri geotecnici."*

Secondo il testo a cura del Gruppo Interregionale Ordine dei Geologi Euro Codice 7, 2012, "UNA METODOLOGIA PER LA SCELTA DEI PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI" l'EC7, al punto 2.4.5.2 2(P), recita: "Il valore caratteristico di un parametro geotecnico sarà scelto come una stima cautelativa del valore che influenza l'insorgere dello stato limite". Definire il valore caratteristico significa pertanto scegliere il parametro geotecnico che influenza il comportamento del terreno in quel determinato stato limite, ed adottarne un valore, o stima, a favore della sicurezza. A tal riguardo, l'unica metodologia delineata dall'EC7 per la definizione dei valori caratteristici, è di natura statistica (Nori, 2009).

Sulla base di quanto precedentemente esposto, si è operata un'elaborazione statistica - secondo le metodiche tecniche (percentili) previste dalle norme - dei dati disponibili, ottemperando così alle disposizioni del D.M. 17/01/18.

Si è giunti a delimitare, per i litotipi di copertura presenti in corrispondenza delle opere e per le diverse condizioni al contorno - zonazione che tiene conto della variabilità delle profondità, ecc. - i seguenti campi di variabilità e valori medi (m) e caratteristici (k) dei principali parametri geotecnici (criterio di rottura alla Mohr - Coulomb) - Approccio Bayesiano (Cherubini e Orr, 1999):  $x_k = x_m * (1 - (CV/2))$  dove  $x_k$  = valore caratteristico e CV = coeff. variazione.

Per passare dai valori caratteristici ( $x_k$ ) ai valori di progetto ( $x_d$ ) vengono applicati dei fattori di riduzione (fattori di sicurezza parziali): le combinazioni di calcolo da adottarsi relativamente alla progettazione geotecnica secondo le NTC-18 (DM. 17/01/2018) sono:

STABILITA' DEI PENDII	TUTTE LE VERIFICHE		
	DA1		
	A1+M1+R1	A2+M2+R2	
FONDAZIONI SUPERFICIALI	STABILITA' GLOBALE	ALTRE VERIFICHE	
	DA1	DA2	
	A2+M2+R2	A1+M1+R3	
FONDAZIONI SU PALI	STABILITA' GLOBALE	ALTRE VERIFICHE (azioni verticali e trasversali)	
	DA1	DA2	
	A2+M2+R2	A1+M1+R3	
MURI DI SOSTEGNO	STABILITA' GLOBALE	ALTRE VERIFICHE (azioni verticali e trasversali)	
	DA1	DA2	
	A2+M2+R2	A1+M1+R3	
PARATIE	STABILITA' GLOBALE	ALTRE VERIFICHE	
	DA1	DA1	
	A1+M1+R1	A1+M1+R1	A1+M1+R1 (R1=1.0)
TIRANTI DI ANCORAGGIO	TUTTE LE VERIFICHE		
	DA2		
	A1+M1+R3		
OPERE IN SOTTERRANEO	TUTTE LE VERIFICHE		
	DA1		
	A1+M1+R1	A2+M2+R2	(R1=R2=1.0)
Verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi, esclusi EQU, UPL e HYD			



Per quanto attiene ai dati del laboratorio geotecnico si segnala come:

- il campione Cembra 1 è relativo ai terreni sciolti posti al raccordo fra l'alveo ed il terrazzo soprastante, presso la spalla destra del ponte sull'Avisio,
- il campione Cembra 2 è rappresentativo dei terreni naturali del tratto che dall'inizio del tracciato scende verso l'alveo (sinistra idrog.) del torrente Avisio.

campione		%limo + argilla	%sabbia	%ghiaia	%ciottoli	
Cembra 1		44.7	33.5	21.9	0	
Cembra 2		14.6	25.2	60.2	0	
campione	W (%)	WI (%)	Wp(%)	Ip	Class UNI CNR	
Cembra 1	16.2	42.1	19.7	22.3	CM argilla di media plasticità	
Cembra 2	9.7	30	19.3	10.7	CL: argilla di bassa plasticità	
			picco	picco	ultima	ultima
campione	gamma (g/cm3)	W (%)	c KN/m2	phi °	c KN/m2	phi °
Cembra 1	18.5	19.4	19.9	28.5	19.8	28.2
Cembra 2	20.4	16.7	11.8	30.5	9.3	28.2

Riferendosi ai risultati di laboratorio sui limiti di Atterberg, si hanno degli indici di plasticità propri di terreni poco plastici per il campione Cembra 2, e plastici per il campione Cembra 1.

Indice di plast.	0 ÷ 4	5 ÷ 14	15 ÷ 39	> 40
Grado di plast.	non plastico	poco plastico	plastico	molto plastico

#### Valutazione della plasticità dei terreni (Colombo, 1982).

Le prove di taglio, eseguite sul campione ricostruito passante al vaglio 4.75 mm, e con pressioni di consolidazione rispettivamente di 50, 100, e 150 kN/m<sup>2</sup>, indicano terreni con valori dell'angolo di attrito compresi fra 28.5° – 30.5° e coesione ultima di 9.3 (Cembra 2) e 18.8 (Cembra 1) kN/m<sup>2</sup>; i pesi di volume dei provini umidi ricostruiti variano fra 18.5 – 20.4 g/cm<sup>3</sup>.

Una ulteriore indicazione del valore dei parametri geotecnici viene anche dall'applicazione di correlazioni empiriche di letteratura fra i valori delle onde di taglio (Vs) ed i vari parametri geotecnici: *"Stima dei parametri geotecnici in geofisica applicata"*, Francesco Roccaforte, Caterina Cucinotta, Flaccovio, 2015, come schematicamente ricostruibile dagli abachi a seguire.

Per i diversi stendimenti lungo i quali si sono determinate in continuo le velocità delle onde di taglio Vs, si possono applicare le seguenti elaborazioni:

Il peso di volume saturo ( $\gamma_{sat}$  in  $\text{kN/m}^3$ ) viene calcolato in funzione di  $V_s$  e della profondità ( $z$ ) tramite le relazioni proposte rispettivamente da Mayne et al. (1999)<sup>1</sup> e da Mayne (2001)<sup>2</sup>:

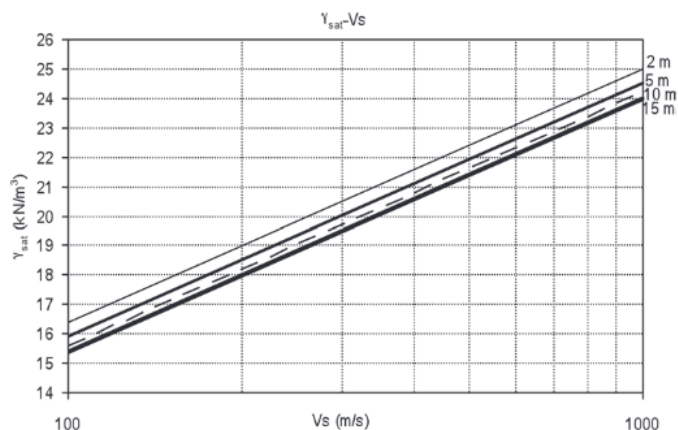


Figura 3.1. Andamento del peso di volume saturo con la profondità in funzione di  $V_s$

<sup>1</sup> Mayne P.W. et al. (1999), *Small-and large-strain soil properties from seismic flat dilatometer tests*. Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Balkema, Rotterdam, 1, 419-426.

<sup>2</sup> Mayne P.W. (2001), *Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests*. Proc. Int. Conf. on In-Situ Measurements of Soil Properties and Case Histories, Bali, Indonesia, 27, 47.

$$\gamma_{sat} = 8,32 \cdot \text{Log}(V_s) - 1,61 \cdot \text{Log}(z)$$

$$\gamma_{sat} = 8,63 \cdot \text{Log}(V_s) - 1,18 \cdot \text{Log}(z) - 0,53$$

mentre Keceli (2012), come già segnalato, propone:

$$\gamma = 4,3 \cdot V_s^{0,25}$$

## Correlazioni Vs – peso di volume

Le relazioni esistenti tra le velocità sismiche (onde di compressione  $V_p$  e onde di taglio  $V_s$ ) e tra queste e i moduli a piccole deformazioni risultano:

$$V_p = V_s \cdot [(1 - \nu)/(0,5 - \nu)]^{0,5}$$

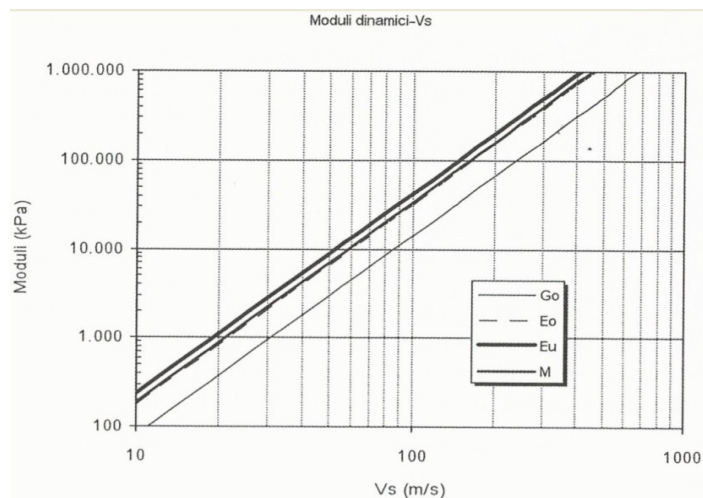
- modulo di taglio  $G_0 = \rho \cdot V_s^2 = \gamma/g \cdot V_s^2$
- modulo di Young  $E_0 = 2 \cdot G_0(1 + \nu)$
- modulo edometrico  $M_0 = \rho \cdot V_p^2 = \gamma/g \cdot V_p^2$

con

$\nu$  = coefficiente di Poisson

$\gamma$  = peso di volume del terreno

$g$  = accelerazione di gravità ( $9,81 \text{ m/s}^2$ ).



## Correlazioni Vs – moduli





- limite superiore  $\varphi^* = 3,9 \cdot V_{s1}^{0,44}$
- limite inferiore  $\varphi^* = (3,9 \cdot V_{s1}^{0,44}) - 6,2$

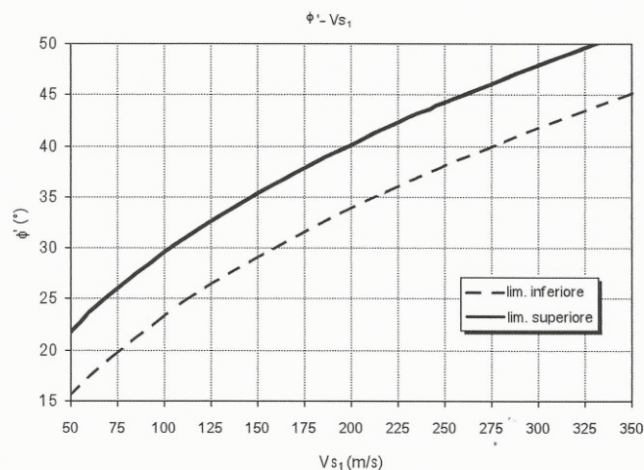


Figura 6.1. Andamento dell'angolo di resistenza al taglio in funzione di  $V_{s1}$

<sup>1</sup> Uzielli M. et al. (2013), *Probabilistic assessment of design strengths for sands from in-situ testing data*. Modern Geotechnical Design Codes of Practice, Advances in Soil Mechanics e Geotechnical Engineering (series), 1, IOS-Millpress, Amsterdam, 214-227.

<sup>2</sup> Mayne P.W. (2014), *KN2: Interpretation of geotechnical parameters from seismic piezocone tests*. Proc., 3<sup>rd</sup> International Symposium on Cone Penetration Testing (CPT'14, Las Vegas), ISSMGE Technical Committee TC 102.47-73.

## Correlazioni Vs – angolo di attrito

- $C_u = (V_s/23)^{1/0,475}$  Dickenson (1990)<sup>3</sup>
- $C_u = (V_s - 17,5)/2,63$  Oh et al. (2008)<sup>4</sup>
- $C_u = (V_s/7,93)^{1/0,63}$  Levesques et al. (2007)<sup>5</sup>

mentre Likitlersuang e Kyaw (2010)<sup>6</sup> propongono con i valori di  $V_s$  misurati rispettivamente tramite prove DH e MASW:

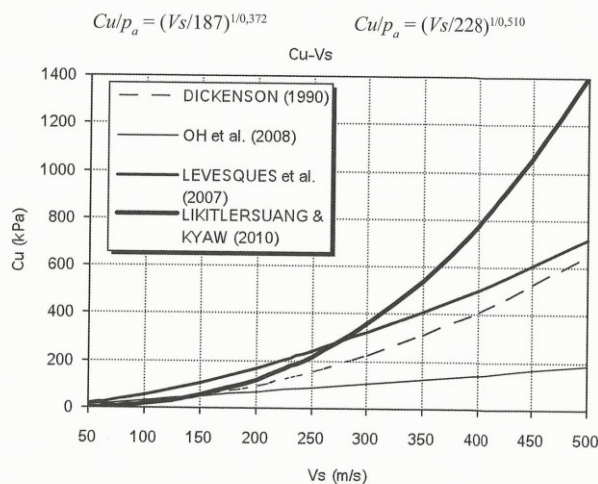


Figura 6.2. Andamento della coesione non drenata in funzione di  $V_s$

<sup>3</sup> Dickenson S.E. (1994), *Dynamic response of soft and deep cohesive soils during the Loma Prieta Earthquake of October 17, 1989*. PhD thesis, Dept. of Civil and Envir. Eng., University of California.

<sup>4</sup> Oh S.H. et al. (2008), *Laboratory measurements of stiffness of soft clay using bender elements*. 14WCEE, October 12-17, Beijing, China.

<sup>5</sup> Levesques C.L. et al. (2007), *Characterization of postglacial sediments of the Saguenay Fjord, Quebec*. Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, Taylor e Francis Group, London, 4, 2645-2677.

<sup>6</sup> Likitlersuang S. e Kyaw K. (2010), *A study of shear wave velocity correlations of Bangkok subsoil*. Obras y Proyectos: Revista de Ingeniería Civil 7, 27-33.

## Correlazioni Vs – coesione non drenata



Ai terreni sciolti osservati, sulla base di tutte le informazioni disponibili (rilevamenti, geofisica, analisi di laboratorio geotecnico) si possono attribuire i seguenti parametri geotecnici:

UNITA' GEOTECNICA copertura sciolta in sinistra idrografica Fra le Sez. 51-41	peso di volume $\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	angolo di attrito interno $\phi$ gradi °	coesione c kN/m <sup>2</sup>
valore minimo	18.5	28.0	8.0
valore probabile	19.8	30.0	11.5
valore massimo	21.0	32.0	15.0
valore caratteristico	19.5	29.7	10.9
coeff. Riduzione M2	1	tg $\Phi$ 1,25	1.25
<b>valore progetto</b>	19.5	24.5	8.7

UNITA' GEOTECNICA copertura sciolta in sinistra idrografica Fra le Sez. 40-30	peso di volume $\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	angolo di attrito interno $\phi$ gradi °	coesione c kN/m <sup>2</sup>
valore minimo	18.0	26.0	10.0
valore probabile	18.5	28.0	12.5
valore massimo	19.0	30.0	15.0
valore caratteristico	18.4	27.7	12.1
coeff. Riduzione M2	1	tg $\Phi$ 1,25	1.25
<b>valore progetto</b>	18.4	22.8	9.7

UNITA' GEOTECNICA copertura sciolta in destra idrografica Fra le Sez. 20-1	peso di volume $\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	angolo di attrito interno $\phi$ gradi °	coesione c kN/m <sup>2</sup>
valore minimo	18.0	25.0	15.0
valore probabile	18.5	27.0	17.5
valore massimo	19.0	29.0	20.0
valore caratteristico	18.4	26.7	17.1
coeff. Riduzione M2	1	tg $\Phi$ 1,25	1.25
<b>valore progetto</b>	18.4	21.9	13.7

Questi parametri sono quelli ottenuti come rappresentativi della situazione media: nelle zone in cui siano presenti disuniformità litologiche si potranno determinare variazioni, anche significative, di questi valori, specialmente in relazione al grado di saturazione dei terreni.

Come per le indagini geologiche, anche quelle geotecniche richiedono la prescrizione che, in fase esecutiva, vi sia il controllo e la verifica dell'esattezza della situazione stratigrafica e geotecnica qui descritta che per sua natura intrinseca, date le modalità deposizionali dei terreni, presenta disomogeneità ed anisotropie.

Il modulo di Winkler (definito anche come "costante di sottofondo", "coeff. di reazione del terreno", "modulo di reazione") ha dimensioni di una pressione su una lunghezza (es. Kg/cm<sup>3</sup>) e indica la forza che, esercitata su una data area, provoca una deformazione di una data entità. E' una grandezza che non può essere direttamente ricondotta ad una proprietà geotecnica specifica di un terreno / roccia, in quanto entrano in campo altri elementi specifici, quali la tipologia di fondazione, la tensione di carico della stessa e la risultante deformazione indotta.



Bowles (Fondazioni: progetto ed analisi, 1988), arriva a proporre un calcolo del modulo di reazione (in unità SI) come  $K_r = 40 * (F_s * q_a)$  cioè moltiplicando per 40 il valore di capacità ammissibile ( $q_a$  in kPa), applicando un Fattore di sicurezza, e considerando la capacità ammissibile quale la capacità ultima ( $q_{ult}$ )/  $F_s$  che induce un cedimento di 25,4 mm (un pollice).

Mammino (I micropali: tecniche di progetto e di verifica, 1994 Alinea Ed. Firenze) dapprima criticamente discute sul significato ed implicazioni del calcolo di dimensionamento basato sull'utilizzo del modulo di Winkler; presenta anche delle tabelle, desunte dalla letteratura, che riportano dei valori del modulo di Winkler direttamente riferite, anche se impropriamente, ai vari litotipi.

Tabella dei moduli di Winkler ricavata come sintesi della corrente letteratura tecnica

– Torba leggera .....	0,6 ÷ 1,2 Kg/cm <sup>3</sup>
– Torba pesante .....	1,2 ÷ 1,8 Kg/cm <sup>3</sup>
– Terra vegetale .....	1,0 ÷ 1,5 Kg/cm <sup>3</sup>
– Depositi recenti (ovvero pozzolane recenti, discariche di materiale litoide, morene male addensate, ecc.) .....	1,0 ÷ 2,0 Kg/cm <sup>3</sup>
– Sabbia fine (come la sabbia di mare profondo (pelite) o quella sedimentata negli impaludamenti) .....	1,5 ÷ 2,0 Kg/cm <sup>3</sup>
– Sabbia poco coerente (con granulometria diffusa e scarso indice dei vuoti) .....	2,0 ÷ 4,0 Kg/cm <sup>3</sup>
– Miscugli eterogenei di sabbie, fasi limose, argille, rappresentate in maniera casuale e in percentuali variabili nell'ambito della stessa formazione; da un punto di vista visivo si tratta di materiali che tendono a flocculare ed a presentarsi localmente come masse plastiche e coerenti, con spiccata tendenza alla instabilità; questi materiali saranno detti terre, classificabili empiricamente come segue:	
– Terra molto umida .....	2,0 ÷ 3,5 Kg/cm <sup>3</sup>
– Terra poco umida .....	3,0 ÷ 6,0 Kg/cm <sup>3</sup>
– Terra secca .....	5,0 ÷ 10,0 Kg/cm <sup>3</sup>
– Argilla con sabbia .....	8,0 ÷ 10,0 Kg/cm <sup>3</sup>
– Argilla plastica, montmorillonitica, rigonfiante in presenza di acqua .....	10,0 ÷ 12,0 Kg/cm <sup>3</sup>
– Sabbia compatta (i valori più alti vanno attribuiti ad arenarie farinose facilmente sfaldabili, già avviate però a divenire arenarie aggregate a struttura litoide per prosecuzione di fenomeni chimico-fisici già in atto) .....	8,0 ÷ 15,0 Kg/cm <sup>3</sup>
– Ghiaia con sabbia (incoerente, granulometricamente composta in modo che non ci siano vuoti visibili a occhio nudo) .....	10,0 ÷ 15,0 Kg/cm <sup>3</sup>
– Ghiaia con sabbia (quasi coerente, già classificabile come conglomerato naturale scarsamente o mediamente cementato, sul tipo delle puddinghe o breccie mioceniche) .....	15,0 ÷ 25,0 Kg/cm <sup>3</sup>
– Ghiaia compatta (a elementi sottili, da mezzo a due centimetri di diametro) .....	15,0 ÷ 20,0 Kg/cm <sup>3</sup>
– Ghiaia compatta (a ciottoli grossi di elevate caratteristiche meccaniche, come misti di fiume ben lavati): per fondazioni poco ampie .....	20,0 ÷ 25,0 Kg/cm <sup>3</sup>
per fondazioni ampie .....	25,0 ÷ 30,0 Kg/cm <sup>3</sup>
– Roccia .....	30,0 Kg/cm <sup>3</sup> e oltre
– Roccia molto fratturata, epidemica rispetto alla formazione .....	15,0 ÷ 25,0 Kg/cm <sup>3</sup>
– Roccia sana, poco o nulla fratturata, e arenarie compatte .....	30,0 ÷ 80,0 Kg/cm <sup>3</sup>
– Arenarie antiche, metamorfosate, a struttura lamellare (ad esempio: pietra lavagna) .....	30,0 ÷ 50,0 Kg/cm <sup>3</sup>
– Calcarei sani non cariati (formazioni dolomitiche, calcari grigi del Lias, etc.) .....	30,0 ÷ 50,0 Kg/cm <sup>3</sup>
– Rocce vulcaniche (porfidi, basalti, graniti) non degradate né argillificate ..	> 50 Kg/cm <sup>3</sup>

Tabella dei moduli di Winkler secondo Pozzati

NATURA DEL TERRENO	K (Kg/cm <sup>3</sup> )
Torba leggera .....	0,6 ÷ 1,2
Torba pesante .....	1,2 ÷ 1,8
Terra vegetale .....	1,0 ÷ 1,5
Depositi recenti .....	1,0 ÷ 2,0
Sabbia di mare, fina .....	1,5 ÷ 2,0
Sabbia poco coerente .....	2,0 ÷ 4,0
Terra molto umida .....	2,0 ÷ 3,5
Terra poco umida .....	3,0 ÷ 6,0
Terra secca .....	5,0 ÷ 10,0
Argilla con sabbia .....	8,0 ÷ 10,0
Argilla grassa .....	10,0 ÷ 12,0
Sabbia compatta .....	8,0 ÷ 15,0
Ghiaia con sabbia .....	10,0 ÷ 25,0
Ghiaia compatta .....	20,0 ÷ 30,0

**Tabelle sul modulo di Winkler  
riportate in Mammino.**

Si riporta una tabella con dei valori indicativi del modulo elastico di alcuni terreni:

15.5 Valori indicativi del modulo elastico di alcuni terreni

Terreno	E (Kg/cm <sup>2</sup> )	
	valore massimo	valore minimo
Argilla molto molle	153	20,4
Argilla molle	255	51
Argilla media	510	153
Argilla dura	1020	510
Argilla sabbiosa	2550	255
Loess	612	153
Sabbia limosa	204	51
Sabbia sciolta	255	102
Sabbia compatta	816	510
Argilloscisto	51000	1530
Limo	204	20,4
Sabbia e ghiaia sciolta	1530	510
Sabbia e ghiaia compatte	2040	1020

**Tabella sui valori  
indicativi del modulo  
elastico di alcuni terreni.**



**Substrato roccioso**

Esistono numerosi dati bibliografici circa le principali caratteristiche fisico-meccaniche della roccia del substrato (porfido, facies riolitica ignimbratica):

Peso di volume	25	KN/m <sup>3</sup>
Compressione semplice monoassiale	200.000	KN/m <sup>2</sup>
Resistenza a flessione	22.000	KN/m <sup>2</sup>
Forza di coesione lungo i giunti indisturbati	2.000	KN/m <sup>2</sup>
Angolo attrito fra i giunti puliti (tilt test)	33	°

Va però precisato che tali valori si riferiscono al campione di roccia misurato in laboratorio: in realtà in volumi di roccia "naturali", specie se interessati da superfici di colata, diaclasi, fratture, ecc., i valori dei parametri considerati si possono ridurre sino a meno di un decimo: inoltre nella zona di interesse si trovano facies non riferibili alla tipologia ignimbratica riolitica di cui alla precedente tabella.

Elaborando i dati dalla classificazione della roccia secondo Bieniawski ( $RMR_b$ ), si ottengono i parametri geotecnici medi all'ammasso roccioso (Mohr - Coulomb) come continuo equivalente secondo le seguenti:

- **coesione  $c$  (MPa)** =  $0,005 * RMR_b$  MPa
- **angolo attrito  $\phi$  (°)** =  $5 + (RMR_b/2) = °$
- **modulo di deformazione  $E$  (GPa)** =  $2 RMR_b - 100$  (se  $RMR_b > 50$ ) altrimenti, da Serafin e Pereira,  $E = 10^{(RMR_c - 10)/40}$  GPa

Per quanto riguarda la roccia del substrato, si ricorda che, dai dati della classificazione della roccia s può passare a definire i parametri di resistenza: si ritiene corretto trattare l'ammasso, date le condizioni al contorno e la tipologia di problematica da affrontare, in termini di continuo equivalente (es. alla Mohr - Coulomb o alla Hoek - Brown), piuttosto che riferirsi alla resistenza di un singolo giunto (analisi che meglio si applica ai casi di valutazioni di stabilità di porzioni rocciose instabili).

Nel nostro caso, le due situazioni considerate (spalla sinistra e spalla destra), portano alle seguenti parametrizzazioni:

Parametro	R1	R2	R3	R4	R5	R6
indice	5.5	16	16	20	4	
$RMR_b$	61.5	coesione $c$ (MPa) = $0,005 * RMR_b =$ <b>Spalla sinistra</b>				0.3075
$RMR_d$	57.5	angolo attrito $f$ (°) = $5 + (RMR_b/2) =$				35.75
$RMR_c$	61.5	modulo deformazione $E$ (GPa) = $2RMR_b - 100$ (se $RMR_b > 50$ ) o $10^{(RMR_c - 10)/40}$ (se $RMR_b < 50$ )				23.000

Parametro	R1	R2	R3	R4	R5	R6
indice	8	14	10	15	7	
$RMR_b$	54	coesione $c$ (MPa) = $0,005 * RMR_b =$ <b>Spalla destra</b>				0.27
$RMR_d$	47	angolo attrito $f$ (°) = $5 + (RMR_b/2) =$				32
$RMR_c$	54	modulo deformazione $E$ (GPa) = $2RMR_b - 100$ (se $RMR_b > 50$ ) o $10^{(RMR_c - 10)/40}$ (se $RMR_b < 50$ )				8.000

**Elaborazione dei dati della classificazione BRMR per passare ai dati di resistenza dell'ammasso, considerato come un continuo equivalente.**

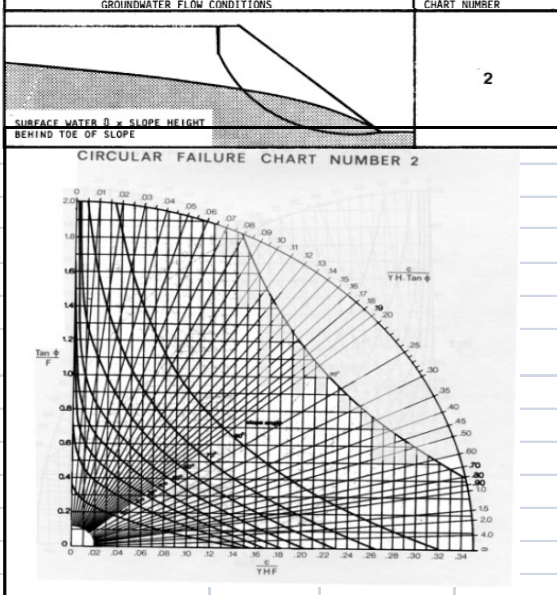


Questi parametri sono quelli ottenuti come rappresentativi della situazione media relativa ai diversi punti di indagine e di intervento: nelle zone in cui siano presenti disuniformità litologiche si potranno determinare variazioni, anche significative, di questi valori.

Come per le indagini geologiche, anche quelle geotecniche richiedono la prescrizione che, in fase esecutiva, vi sia il controllo e la verifica dell'esattezza della situazione stratigrafica e geotecnica qui descritta che per sua natura intrinseca, date le modalità deposizionali dei terreni, presenta disomogeneità ed anisotropie.

#### 4.2. Stabilità degli scavi

Per i **fronti in terreno sciolto** naturale - esclusi i riporti - non in aderenza a manufatti esistenti e con sommità sub pianeggiante, il valore massimo - temporaneo, limitato alla sola fase di cantiere - dell'angolo di pendenza può essere calcolato adottando la metodologia proposta da HOEK & BRAY (1981).

GROUNDWATER FLOW CONDITIONS				CHART NUMBER
				2
SURFACE WATER D x SLOPE HEIGHT BEHIND TOE OF SLOPE				
CIRCULAR FAILURE CHART NUMBER 2				
elaborazione dati per:				
Hoeck circular failure				
chart n° <b>2</b>				
$\frac{c}{\gamma \cdot H \cdot \text{Tg } \phi} = 0.198$				
$\frac{\text{Tg } \phi}{F_s} = 0.465$				
$\frac{c}{\gamma \cdot H \cdot F_s} = 0.092$				
calcolo valido in assenza di sovraccarichi sulla superficie sommitale, che deve essere suborizzontale nella zona del ciglio				
parametro				
angolo attrito	$\phi$	<b>27.1</b>	[gradi]	
coesione	c	<b>9.3</b>	[KN/m2]	
peso volume	$\gamma$	<b>18.4</b>	[KN/m3]	
altezza fronte	H	<b>5</b>	[m]	
Fattore sicurezza	Fs	<b>1.1</b>		
pendenza				
(°) <b>57</b>				
(%) <b>154.0</b>				

Abaco per il calcolo della pendenza massima attribuibile ai fronti di scavo (HOEK & BRAY 1981).

Dunque queste sezioni del fronte vanno modellate con pendenze non superiori a **57** gradi, da ridurre in caso di presenza di filtrazioni idriche che determinano lo scadimento delle caratteristiche di resistenza del terreno: la parte più superficiale del fronte, con terreno decompresso potrà necessitare di pendenze temporanee ridotte, attorno a 45 gradi.

La stabilità dei fronti di scavo in terreni sciolti secondo profili sub-verticali è solo apparente; infatti, la coesione di un terreno sciolto, pur risultando a prima vista significativa, è in realtà una caratteristica variabile poiché, a contatto con l'acqua, essa si può annullare, anche improvvisamente provocando franamenti dei fronti di



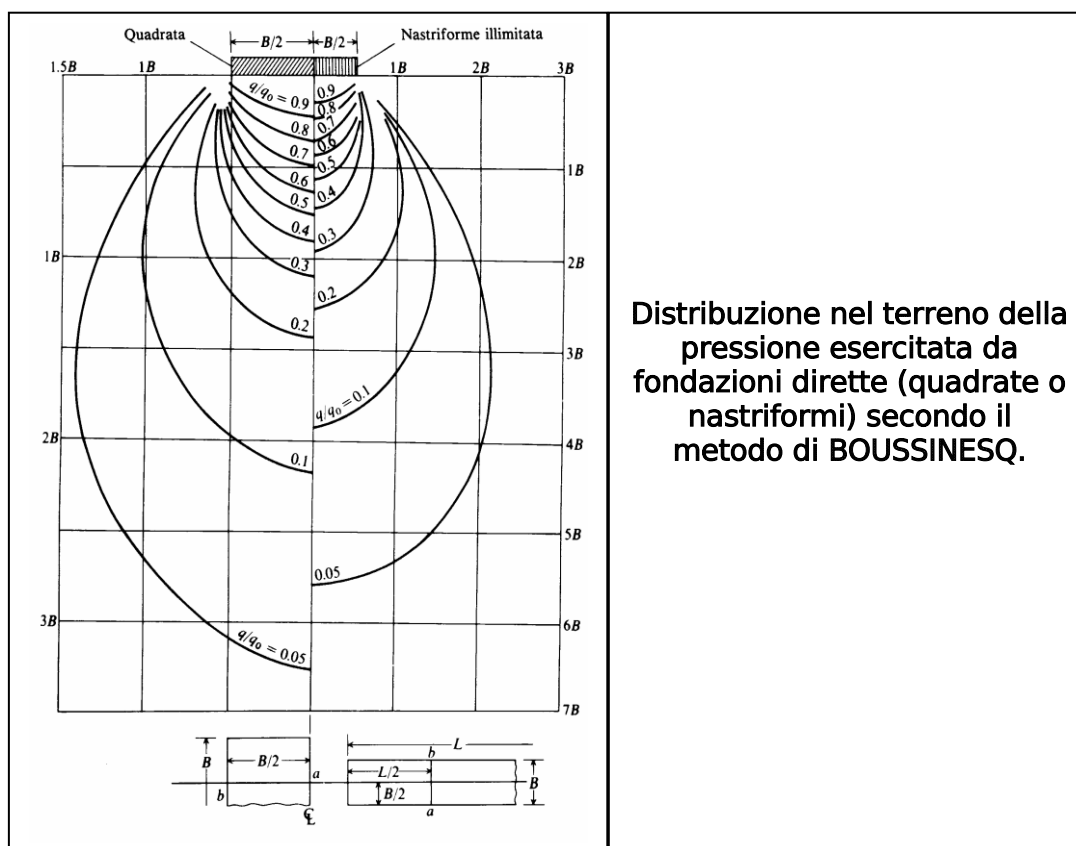
scavo che, da situazioni sub-verticali, passano a situazioni di equilibrio secondo pendenze prossime all'angolo di natural declivio del materiale scavato.

Ove si necessiti di adottare pendenze superiori a quella indicata si dovranno adottare opere di sostegno dei fronti di scavo.

Inoltre si ricorda che nei settori di sbancamento in prossimità a manufatti (nel nostro caso gli sbancamenti in prossimità ai muretti e alla viabilità esistenti in zona), è necessario implementare le prescrizioni di legge vigenti in materia: il D.M. 17/01/18 - NTC-18 prescrive, fra le altre cose: (par. 6.8.6.2.) *"... per gli scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista una armatura di sostegno delle pareti di scavo"*.

Le cautele esposte dalla norma citata vogliono tener conto del fatto che uno scavo in adiacenza a manufatti coinvolge parte del sottosuolo resistente, interessato cioè dalla distribuzione dei carichi indotti dalle fondazioni dei manufatti adiacenti: nel caso vanno quindi adottate delle cautele.

Esiste infatti il rischio di arrecare disturbi a tali opere, anche a seguito delle vibrazioni prodotte durante le operazioni di sbancamento. Il bulbo di pressione dei sovraccarichi si distribuisce nel sottosuolo in area più vasta di quella immediatamente sottostante il carico o le fondazioni, interessando quindi parte del terreno che sarà asportato dallo scavo.

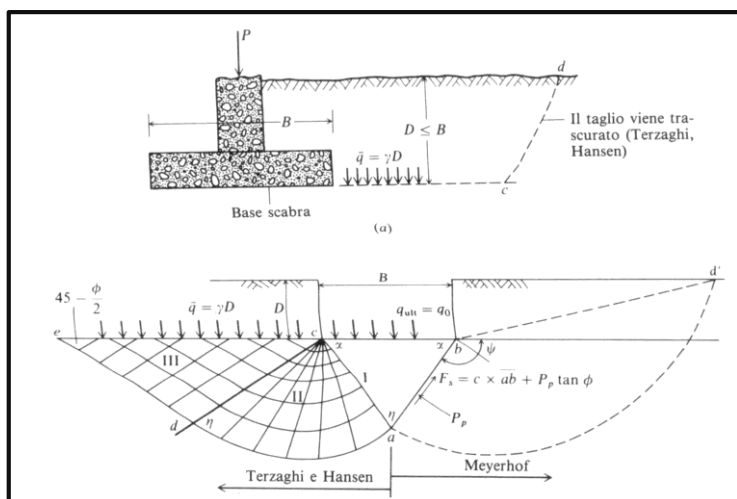


Distribuzione nel terreno della pressione esercitata da fondazioni dirette (quadrate o nastriforme) secondo il metodo di BOUSSINESQ.

Tale concetto è contenuto e quantificato nelle varie formulazioni che modellano matematicamente la portanza del terreno, che distinguono la portanza come il contributo di varie porzioni di terreno poste attorno alla fondazione.

La diminuzione della portanza, dovuta all'asportazione del terreno su di un lato delle fondazioni esistenti è determinata dalla fine dell'azione di contenimento attualmente operata dal peso del terreno.





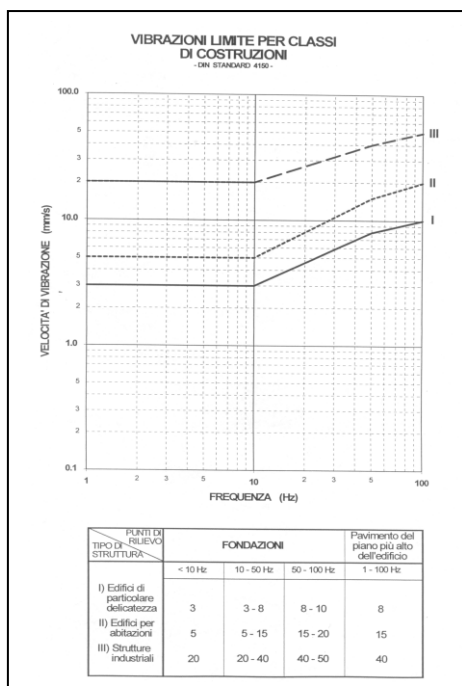
Schema di resistenza del terreno ai carichi indotti da una fondazione diretta: si possono distinguere i contributi di portanza dovuti ai diversi settori del terreno.

L'asporto di terreno a fianco di una fondazione determina un calo della portanza, dovuto sia ai fenomeni di disturbo, sia per la fine dell'azione di contenimento della parte scavata.

Per la determinazione della stabilità delle fondazioni esistenti nei riguardi delle operazioni di scavo andranno acquisite informazioni circa le modalità costruttive (rigidità), la posizione e le dimensioni delle fondazioni dei manufatti adiacenti; è necessario inoltre conoscere con precisione anche la distribuzione, il valore assoluto e quello vettoriale dei momenti e dei carichi permanenti e di esercizio che gravano su di esse, nonché valutare l'intensità e gli effetti delle vibrazioni prodotte durante le operazioni di scavo.

Per quanto riguarda le vibrazioni generate durante i lavori di scavo (movimentazione terre, demolizioni, transiti, ecc), per evitare danni ai manufatti adiacenti si raccomanda di non eccedere i valori critici per evitare danni ai manufatti adiacenti.

Spesso utilizzata, anche in Italia, è la norma tedesca DIN (Deutsches Institut für Normung) 4150 e s.m. relativamente alla quale si riportano degli abachi esplicativi:



**Limiti delle vibrazioni ammissibili  
stabiliti  
dalla normativa DIN 4150.**

Per l'Italia, relativamente alle vibrazioni indotte, si faccia riferimento alla UNI 9916-2014 (Criteri di misura e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici),



da cui si riporta un abaco, e alla UNI 9614-2017 (Misura delle vibrazioni negli edifici e criteri di valutazione del disturbo).

prospetto D.1 Valori di riferimento per la velocità di vibrazione (p.c.p.v.) al fine di valutare l'azione delle vibrazioni di breve durata sulle costruzioni						
Classe	Tipo di edificio	Valori di riferimento per la velocità di vibrazione p.c.p.v. in mm/s				
		Fondazioni			Piano alto	Solai Componente Verticale
		Da 1 Hz a 10 Hz	Da 10 Hz a 50 Hz	Da 50 Hz a 100 Hz <sup>1)</sup>	Per tutte le frequenze	Per tutte le frequenze
1	Costruzioni industriali, edifici industriali e costruzioni strutturalmente simili	20	Varia linearmente da 20 ( $f=10$ Hz) a 40 ( $f=50$ Hz)	Varia linearmente da 40 ( $f=50$ Hz) a 50 ( $f=100$ Hz)	40	20
2	Edifici residenziali e costruzioni simili	5	Varia linearmente da 5 ( $f=10$ Hz) a 15 ( $f=50$ Hz)	Varia linearmente da 15 ( $f=50$ Hz) a 20 ( $f=100$ Hz)	15	20
3	Costruzioni che non ricadono nelle classi 1 e 2 e che sono degne di essere tutelate (per esempio monumenti storici)	3	Varia linearmente da 3 ( $f=10$ Hz) a 8 ( $f=50$ Hz)	Varia linearmente da 8 ( $f=50$ Hz) a 10 ( $f=100$ Hz)	8	3/4
*) Per frequenze oltre 100 Hz possono essere usati i valori di riferimento per 100 Hz.						

Un approccio al problema della stabilità di fronti in vicinanza a manufatti è quello di utilizzare opere di sostegno abbinate alla tecnica di intervento non aprendo il fronte per tutta la sua estensione ma piuttosto adottando la tecnica della parzializzazione dei fronti. Si tratta di scavare un settore limitato e, prima di scavare il settore adiacente, intervenire sostenendo il tratto scavato con la realizzazione del muro perimetrale e relativa messa in opera del reinterro, adeguatamente compattato.

Questa tecnica consegue l'obiettivo, oltre che di limitare i tempi in cui un settore resta aperto, anche di limitare la possibilità di detensionamenti ed inoltre di poter adattare le opere all'effettiva situazione stratigrafica locale che spesso, in adiacenza a manufatti esistenti è caratterizzata da situazioni di disomogeneità (es presenza di riporti, di terreno scavato e poi diversamente ricompattato, ecc.).

Relativamente alle eventuali opere di sostegno dotate di tirantature, esse andranno orientate in modo di intercettare ed attraversare, e quindi confinare, eventuali giunti ad immersione elevata, che sono quelli potenzialmente più pericolosi.

Si fornisce il calcolo della resistenza delle stesse alla sollecitazione assiale (resistenza al contatto con i terreni / roccia: la verifica dell'armatura metallica è propria della fase progettuale esecutiva, una volta stabiliti i materiali e diametri).

Si cita il metodo di BUSTAMANTE e DOIX (1985)<sup>1</sup>, che è largamente utilizzato e ben collaudato e che utilizza direttamente i valori di resistenza del terreno od anche la semplice conoscenza del litotipo di riferimento e, conseguentemente, consente di utilizzare degli appositi abachi, riportati a seguire.

Resistenza tiranti / chiodi (portanza o sfilamento) =  $3,14 \cdot D \cdot L \cdot \alpha \cdot q_s$   
dove

D = diametro medio perforazione

L = lunghezza fondazione (tratto cementato)

$\alpha$  = coeff. sigillatura (vedasi tabella sottostante, da MAMMINO, 1994<sup>2</sup>)

$q_s$  = adesione limite (vedasi grafici sottostanti, da MAMMINO, 1994)

<sup>1</sup> BUSTAMANTE M. & DOIX B. 1985, "Une methode pur le calcul des tirants et des micropieux injectes", *Section des fondations, Laboratoire central des Pont et Chaussées, nov-dic.*

<sup>2</sup> MAMMINO A. 1994 "I micropali: tecniche di progetto e di verifica", *Alinea ed.* 516 p.



Valori dei coefficienti  $\alpha$  per il calcolo del diametro medio della sigillatura di un tirante o di un micropalo iniettato.

Suoli	Coefficiente $\alpha$		Quantità minima di malta consigliata $V_s$
	IRS*	IGU**	
Ghiaia	1,8	1,3÷1,4	$1,5 \cdot V_s$
Ghiaia sabbiosa	1,6÷1,8	1,2÷1,4	$1,5 \cdot V_s$
Sabbia ghiaiosa	1,5÷1,6	1,2÷1,3	$1,5 \cdot V_s$
Sabbia grossolana	1,4÷1,5	1,1÷1,2	$1,5 \cdot V_s$
Sabbia media	1,4÷1,5	1,1÷1,2	$1,5 \cdot V_s$
Sabbia fina	1,4÷1,5	1,1÷1,2	$1,5 \cdot V_s$
Sabbia limosa	1,4÷1,5	1,1÷1,2	$\begin{cases} 1,5 + 2 \cdot V_s & \text{per IRS} \\ 1,5 \cdot V_s & \text{per IGU} \end{cases}$
Limo	1,4÷1,6	1,1÷1,2	$\begin{cases} 2 \cdot V_s & \text{per IRS} \\ 1,5 \cdot V_s & \text{per IGU} \end{cases}$
Argilla	1,8÷2	1,2	$\begin{cases} (2,5 + 3) \cdot V_s & \text{per IRS} \\ (1,5 + 2) \cdot V_s & \text{per IGU} \end{cases}$
Marna	1,8	1,1÷1,2	$(1,5 + 2) \cdot V_s$ per strato compatto
Calcari marnosi	1,8	1,1÷1,2	
Gesso alterato e fratturato	1,8	1,1÷1,2	$(2 + 6) \cdot V_s$ o più, per strato fratturato
Roccia alterata e fratturata	1,2	1,1	$(1,1 + 1,5) \cdot V_s$ se lo strato è finemente fessurato se lo strato è fratturato 2 o più

$V_s$  : volume del bulbo della sigillatura;  
IRS : iniezione ripetitiva e selettiva;  
IGU : iniezione globale con processo di messa in pressione unico.

\* : con  $p_t > p_i$

\*\* : con  $0,5 \cdot p_i < p_t < p_i$

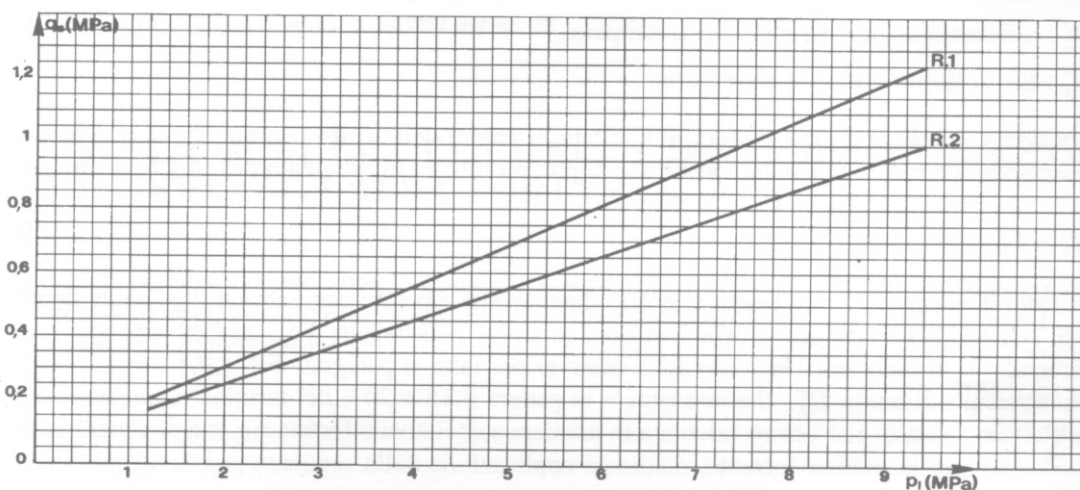


Fig. 7-9. Grafici per il calcolo di  $q_s$  per le rocce alterate e frammentate.

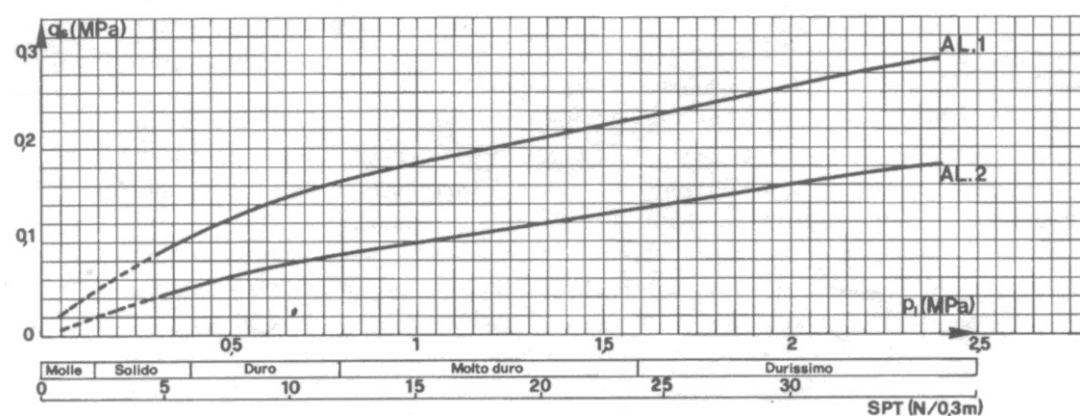


Fig. 7-7. Grafici per il calcolo di  $q_s$  per le argille e i limi.

Abacchi per il calcolo dei vari parametri da utilizzarsi per l'applicazione del metodo di Bustamante e Doix.





A livello previsionale, sulla scorta dei dati finora disponibili, si può assumere:  
 $q_s$  = adesione limite = 0.15 MPa per la copertura e 0.4 Mpa per il porfido fratturato e decompresso superficiale.

Il calcolo della resistenza dei diversi tiranti / chiodi dovrà essere confrontato ed adattato ai riscontri stratigrafici effettivi di perforazione, quali la presenza di stratificazioni più o meno addensate, la presenza di filtrazioni, ecc.

Il tratto della fondazione da considerarsi è quello posto oltre il cuneo di spinta e comunque quello posto oltre il piano di potenziale scivolamento individuato lungo il giunto.

Anche per quanto riguarda la stabilità globale dei fronti di scavo, prima della costruzione delle opere definitive, si rinvia la verifica alla sede esecutiva, note che siano le caratteristiche geometriche e di resistenza delle opere di sostegno che saranno adottate.

**A conclusione del capitolo sugli scavi si ricordino alcune considerazioni generali:**

- mantenere gli scavi aperti per il solo tempo strettamente necessario alla realizzazione degli elementi in progetto: qualora si dovessero verificare interruzioni delle operazioni o si riscontrassero situazioni anomale (quali la presenza di riporti, presenza di filtrazioni, livelli limosi non addensati, ecc.) si prescrive di mettere in sicurezza i fronti di scavo lasciati aperti tramite adeguate opere provvisorie.

- proteggere i fronti di scavo con teli e reti in modo che le precipitazioni non possano erodere nè far scadere i parametri di resistenza del terreno ed anche in modo che eventuali piccoli distacchi non possano coinvolgere il piano di lavoro dei lavoratori ma siano tratti al piede dello sbancamento.

- le filtrazioni idriche e/o ruscellamenti che dovessero provenire anche dalle stradine esistenti non possano fluire nè ristagnare nelle zone di scavo ma siano intercettate e fatte defluire verso apposito sistema drenante e di smaltimento.

- è importante che il reinterro fra nuove opere ed il fronte di scavo sia eseguito compattando il riporto, per limitare al massimo il rilassamento del terreno e conseguenti potenziali dissesti.

- secondo quanto stabilito dalle norme e regole anti infortunistiche, si raccomanda di non sovraccaricare la sommità delle scarpate di scavo, o di provvedere affinché le opere di sostegno, provvisorie o definitive, siano verificate tenendo in considerazione i valori dei carichi trasmessi al terreno compresi quelli transitori e le spinte dell'acqua.

- monitorare costantemente il comportamento dei fronti di scavo con particolare attenzione alle zone con eventuale presenza di riporti ed in adiacenza a manufatti esistenti: ciò consentirà di adeguare i lavori alle risultanze stratigrafiche via via incontrate.

- rispettare tutte le norme in materia di prevenzione degli incidenti sul lavoro (transennare gli scavi, utilizzare opere di sostegno provvisorie, anche nel caso di scavi a sezione ristretta, ecc.).

- si raccomanda di eseguire, prima dell'inizio dei lavori, uno stato di consistenza strutturale e fotografico della situazione dei manufatti presenti in zona; riferimento specifico è alle movimentazioni in relazione alla condotta della centrale ed ai muretti a secco di sostegno dei vari appezzamenti. Ciò permetterà di prevedere il comportamento dei manufatti esistenti e valutare se i transiti ed i lavori in progetto sono compatibili con il loro assetto strutturale. Tale stato di consistenza consentirà anche di evitare che eventuali lesioni e/o filtrazioni eventualmente già presenti su tali manufatti siano poi attribuite all'esecuzione del progetto.

- durante gli scavi, infine, si raccomanda di monitorare le vibrazioni indotte, al fine di non arrecare danni ai manufatti circostanti ed anche per verificare la stabilità dei fronti di scavo.



Quelle fornite sono indicazioni generali, di supporto geologico, e che non vogliono in alcun modo limitare le scelte progettuali del calcolatore nè quelle operative della Ditta esecutrice.

#### 4.3. Portanza del terreno

##### Portanza delle fondazioni delle spalle del ponte

Le fondazioni delle spalle del ponte saranno affidate a dei micropali, in modo di scongiurare qualsiasi possibilità che si inneschino fenomeni di erosione e quindi di scalzamento da parte di piene del T. Avisio.

Le indicazioni acquisite tramite le indagini geognostiche, con riferimento alle indagini geofisiche, hanno indicato che la posizione del substrato roccioso risulta essere attorno alla quota assoluta di circa 414 m s.l.m., sia in corrispondenza della spalla sinistra e sia della spalla destra del ponte.

La portanza di un palo (micropalo) che attraversi il terreno sciolto per approdare nel substrato è valutabile ancora con il metodo di Bustamante e Doix, già presentato al paragrafo precedente per le tirantature.

Ai fini di sicurezza si valuti di trascurare il contributo di portanza offerto dalla portanza laterale nel tratto di micropali attraversante la copertura e si utilizzi come calcolo di fondazione solamente il tratto ammorsato in roccia.

Questo anche per tener conto che mentre la parte in roccia non manifesterà alcuna deformazione per cedimento, il tratto in sciolto potrà comunque subire un lieve assestamento, circostanza che farà mobilitare e trasferire immediatamente la tensione (azioni di progetto) al tratto in roccia.

Ipotizzando di utilizzare una perforazione di diametro attorno a 200 mm ed assumendo un valore di adesione di interfaccia roccia / cemento di 0,4 MPa si ottiene un valore di portanza laterale di circa 276 KN / 1 m di palo ammorsato in roccia.

Oltre alla portanza laterale del palo si può, volendo, considerare anche il contributo di punta (nel nostro caso di esempio pari a 0.031 m<sup>2</sup>), quantificabile (utilizzando i dati della roccia considerata come un mezzo continuo equivalente con le caratteristiche precedentemente esposte) attorno a 30 KN.

Eventuali fondazioni dirette appoggiate sulla roccia esplicheranno una portanza valutabile tramite vari metodi di calcolo: speditivo e di valore orientativo è il metodo (Bowles, Wyllie) di considerare (per bassi valori di RQD) la capacità portante pari a 1/10 della resistenza a compressione monoassiale della roccia.

Per valori di RQD crescenti si ha un rapporto crescente, fino ad arrivare a portanza dell'ordine di 1/3 della resistenza a compressione monoassiale della roccia per valori molto alti di RQD.

Pertanto, assumendo un valore di resistenza a compressione cautelativo di 50 MPa):  $50 \text{ MPa}/10 = 5 \text{ MPa} = 5.000 \text{ kN/m}^2$ .

Metodologia analoga è ripresa anche da Cherubini et al., 1985<sup>3</sup>: per tener conto della possibilità che la roccia non sia integra, si suggerisce di adottare coefficienti di sicurezza elevati (da 6 a 10) rispetto alla resistenza alla compressione monoassiale della roccia.

Un altro metodo di calcolo si basa sulla conoscenza di altre caratteristiche geomeccaniche della roccia: coesione, attrito, spaziatura dei giunti: (alcuni dei parametri geomeccanici sono desumibili dalle prove sclerometriche) e dalla classificazione di BIENIAWSKI della roccia, oltre ad informazioni provenienti dalla conoscenza della zona e da dati dalla letteratura.

<sup>3</sup>Cherubini C., Giasi C.I., Ramunni F.P. (1985) - *Fondazioni su roccia. Riv. It. di Geotecnica*, 1, 43-55.



Applicando tali metodi (es. quello di STAGG & ZIENKIEWICZ, 1968 che usa il classici metodi alla Terzaghi ma con  $N_q = \text{tg}^6(45+\phi/2)$ ,  $N_c = 5\text{tg}^4(45+\phi/2)$  e  $N_\gamma = N_q + 1$  o quello di BISHNOI, 1968) si perviene sempre a valori di portanza ammissibili molto elevati ( $> 3$  MPa) e verosimilmente più che adeguati per le necessità progettuali.

Lo scrivente ritiene che, per fondazioni appoggiate in roccia porfirica non allentata, non vadano comunque adottate (per tener conto di eventuali disuniformità non evidenti della roccia) tensioni di contatto superiori a  $1.000 \text{ KN/m}^2$ .

Andrà verificato in corso d'opera che le eventuali fondazioni in roccia siano impostate su un mezzo avente un uniforme stato tensionale, per evitare che zone con diverso grado di fratturazione determinino risposte disomogenee alle sollecitazioni.

Si suggerisce quindi di non appoggiare le fondazioni semplicemente sulla roccia, ma di predisporre un livello di magrone cementizio in modo da far aderire compiutamente tutta la superficie della fondazione alla roccia del piano di appoggio.

L'effettivo stato tensionale della roccia nei diversi punti dell'area di progetto dovrà essere valutato in fase di sbancamento.

La natura e le caratteristiche della roccia di fondazione, considerando anche l'entità dei sovraccarichi imposti relativamente allo scarico tensionale determinato dalle operazioni di scavo, sono tali da non far prevedere cedimenti significativi.

Naturalmente, ove si incontrassero ondulazioni del contatto fra copertura e substrato roccioso tale da provocare che un tratto delle fondazioni risultasse appoggiato in roccia ed un altro tratto su terreno sciolto, risulterà necessario - al fine di prevenire cedimenti differenziali - approfondire il piano di posa nella zona con copertura sciolta fino ad incontrare la roccia compatta.

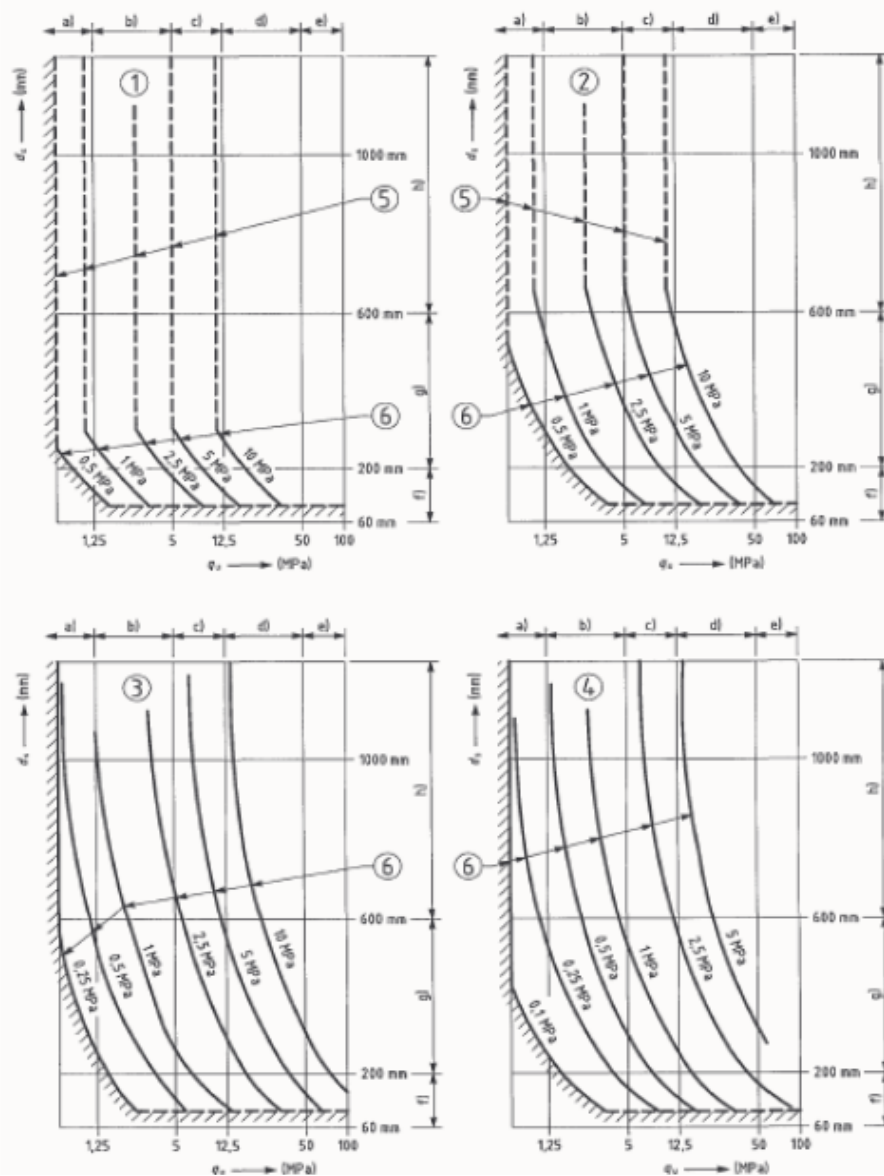
Si riporta infine il metodo proposto nell'Eurocodice 7 - Metodo delle capacità portanti presunte: in questo caso, facendo riferimento ai dati geomeccanici della classificazione di Bieniawski, si perviene a valori maggiori rispetto a quelli precedentemente espressi.

Il metodo si basa sulla suddivisione delle rocce in 4 differenti tipologie come da tabella sotto riportata:

Gruppo	Tipo di roccia
1	Calcari puri e dolomie Arenarie calcaree a bassa porosità
2	Rocce ignee Calcari oolitici o mamosi Arenarie ben cementate Argilliti carbonatiche induriti Rocce metamorfiche incluse ardesie e scisti a clivaggio piatto)
3	Calcari molto mamosi Arenarie poco cementate Ardesie e scisti clivaggio verticale
4	Ardesie ed argilliti non cementate



Per ciascun gruppo viene fornito un diagramma  $q_u$ - $d_s$  (compressione uniassiale - ultima spaziatura discontinuità):



**Metodo Eurocode 7 per la portanza di fondazioni su roccia.**

Le pressioni ammissibili sono valide per: a) rocce molto deboli, b) rocce deboli, c) rocce moderatamente deboli, d) rocce moderatamente forti, e) rocce forti, f) discontinuità poco spaziate, g) discontinuità moderatamente spaziate, h) discontinuità molto spaziate. Se le discontinuità sono molto aperte il valore va dimezzato e l'affondamento delle fondazioni deve essere inoltre inferiore allo 0.5% della larghezza.



### Fondazioni su terreni

Anche per questo tipo di fondazioni si raccomanda di verificare che appoggino su materiale con caratteristiche di resistenza omogenee: l'effettivo stato tensionale del terreno nei diversi punti dell'area di progetto dovrà essere valutato in fase di sbancamento.

Ove si verifichi che il contatto fra i litotipi diversi sia tale che un tratto delle fondazioni risultino appoggiate in terreno resistente ed un altro tratto su terreno sciolto di riporto o limoso compressibile, risulterà necessario - al fine di prevenire cedimenti differenziali - approfondire il piano di posa nella zona con copertura scadente fino ad incontrare il terreno migliore.

Data la potenziale interferenza con le filtrazioni, si raccomanda di predisporre uno strato drenante basale di sottofondo ben costipato e rullato per evitare l'insorgere di cedimenti: ove la matrice del terreno risulti plastica e bagnata si potrà intervenire con l'utilizzo di geotessuti per evitare l'intasamento del livello drenante.

La portanza di una fondazione con le caratteristiche indicate, viene di seguito presentata, a titolo di esempio ed in sede di progettazione definitiva: il calcolo si riferisce a fondazioni a nastro posate su materiale di caratteristiche omogenee, applicando i parametri geotecnici precedentemente esposti; le dimensioni della fondazione sono da ritenersi indicative e devono essere adattate alle effettive necessità progettuali: in questa fase il sovraccarico trasmesso alle fondazioni è ipotizzato centrato e verticale e con la presenza dei drenaggi.

Il calcolo è stato sviluppato secondo i metodi previsti dalle N.T.C. 2018 per il calcolo delle portanza di fondazioni per opere di sostegno (muri): ai fini progettuali si ricorda anche che l'Eurocodice 7 (EC7) fa riferimento alla metodologia di calcolo di Brinch Hansen<sup>4</sup>.

Ai valori di resistenza del terreno per la condizione sismica vengono applicati dei coefficienti di correzione sismica<sup>5</sup>. Nell'output di calcolo è applicato un fattore di correzione sismica "z" come da Paolucci & Pecker (1997)<sup>6</sup> (che tiene conto degli effetti inerziali indotti dal sisma) e, in alternativa, un fattore di correzione "h" come da Maugeri e Novità (2004)<sup>7</sup>, che attraverso il variare di un coefficiente f tra 0 e 1 tiene conto nel primo caso (0) del solo effetto cinematico del sisma e nel secondo caso (1) di un effetto cinematico e dinamico sulla fondazione (in altri termini, f esprime la percentuale di sforzo di taglio trasmesso alla base).

Si presentano vari calcoli, per le opere di sostegno del tratto iniziale del tracciato in sponda sinistra, per i muri del tratto a monte della spalla sinistra e per i muri in corrispondenza della zona soprastante la spalla destra.

---

<sup>4</sup> Brinch Hansen J. (1970) - A revised and extended formula for bearing capacity. Bull. N.28, Danish Geotechnical Institute.

<sup>5</sup> V. anche: Carbonella R., Rispoli F., Franceschini M. - Fondazioni Superficiali. Quaderno di approfondimento alle Linee Guida NTC 08-Gruppo Interregionale Ordine dei Geologi

<sup>6</sup> Paolucci R., Pecker A. (1997) - Seismic bearing capacity of shallow strip foundation on dry soil- Soil and Foundation, Vol. 37, No.3, pp.95--105.

<sup>7</sup> Maugeri M., Novità D. (2004) - Numerical model for the evaluation of the soil inertia effects on bearing capacity- Proc. Int. Conf. On Soil Dynamics and Earthquake Eng.



Committente: Comune Cembra - Lisignago

Progetto: Collegamento Cembra - Lona

Resistenza del terreno: metodo di Hansen (statico) e correzioni dinamiche di Paolucci e Maugeri NTC-18: DM 17/01/18

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c z_c + \gamma_1 D N_q s_q d_q i_q g_q b_q z_q + 0,5 \gamma_2 B N_g s_g d_g i_g g_g b_g z_g$$

$$q_{ult} = 5.14 \text{ su } (1 + s'c + d'c - i'c - b'c - g'c) + \gamma_1 D \text{ quando } \varphi = 0$$

**Parametri del terreno: M1 e M2**

$\phi$	29.7	angolo di attrito interno (°) - M1
c	10.9	coesione (kN/m2) - M1
$\phi$	24.5	angolo di attrito interno (°) - M2
c	8.7	coesione (kN/m2) - M2
$\gamma_2$	19.5	peso vol. sopra piano fond. (kN/m3)
$\gamma_1$	9.7	peso vol. sotto piano fond. (kN/m3)
$\beta$	30.0	inclinazione del terreno a valle (°)
su	non appl.	resist. taglio non drenata (kN/m2) - M1
Hw	0.0	profondità falda da piano fondazione (m)

**Parametri di progetto: progetto definitivo**

B	1.0	larghezza di fondazione (m)
D	0.5	profondità di incasso della fondazione (m)
L	5.0	lunghezza della fondazione (m)
h	0.0	inclinazione del piano di fondazione (°)
$\delta$	19.8	angolo di attrito terreno-fondazione (°)
N	non det.	azione di progetto N (kN)
M	non det.	inclinazione dell'azione (°)
E	non det.	eccentricità azione
Vn	100	vita nominale dell'opera
Cl	4	classe d'uso dell'opera

**Parametri sismici: pericolosità sismica locale**

k(h)	0.027	coef. sismico orizzontale SLU = SLV
k(v)	0.014	coef. sismico verticale SLU = SLV
A max	1.305	(m/s <sup>2</sup> ) SLU = SLV

4	zona sismica (4=trascurabile, 3=bassa sismicità)
B	categoria sismica della stratigrafia (A+E)
T2	categoria condizioni topografiche (T1+T4)

**Fattori della formula di Hansen**

Ng	14.894	Nc	29.431	Nq	17.787	fattori di portanza
sg	0.920	sc	1.121	sq	1.114	fattori di forma
dg	1.000	dc	1.200	dq	1.145	fattori di profondità
ig	1.000	ic	1.000	iq	1.000	fattori di inclinazione piano di fondazione
bg	1.000	bc	1.000	bq	1.000	fattori di inclinazione del carico
gg	0.182	gc	0.796	gq	0.182	fattori di inclinazione (pendio)

**Fattori di correzione sismica secondo Paolucci e Pecker, 1997**

zg	0.983	zc	0.991	zq	0.983
----	-------	----	-------	----	-------

**Fattori di correzione sismica secondo Maugeri & Novità, 2004 e Maugeri & Castelli, 2008**

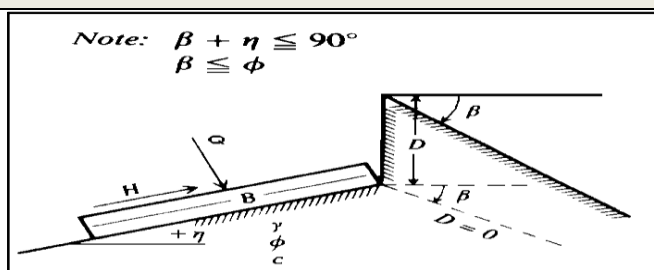
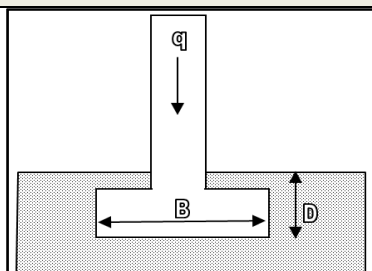
h(gf)=zg	0.890	h(cf)=zc	0.953	h(qf)=zq	0.936	considerando l'inerzia del suolo + l'inerzia della struttura: f=1
----------	-------	----------	-------	----------	-------	---

**NTC-18 - APPROCCIO 2 - Combinazione 1 (A1+M1+R3) - STR / GEO - RESISTENZA TERRENO Ed** R3= 1.4

Resistenza portante del terreno STATICA (Hansen) Rd = 268.3 kN/m2 SLU = SLV (muri)

Resistenza portante del terreno in condizioni SISMICHE (Paolucci, 1997) Rd = 265.7 kN/m2 SLU = SLV

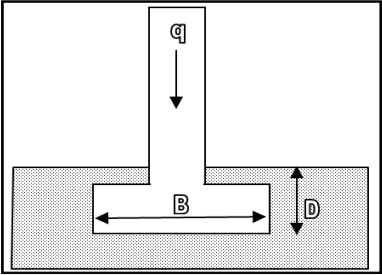
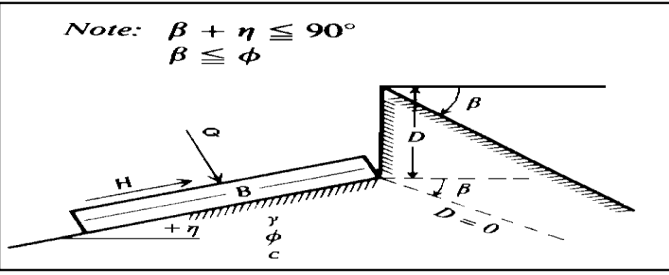
Resistenza portante del terreno in condizioni SISMICHE (Maugeri, 2008) Rd = 254.8 kN/m2 SLU = SLV



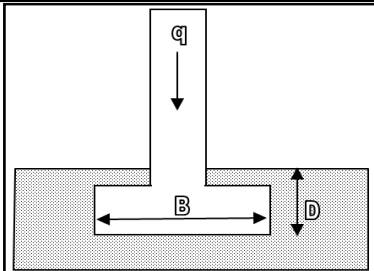
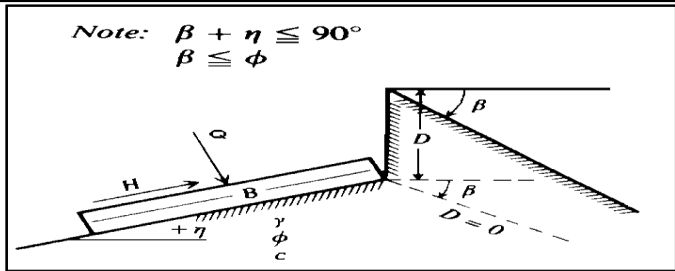
**Esempio di calcolo della portanza di fondazioni dirette nastriformi  
(muri sostegno tratto iniziale tracciato in sponda sinistra).**





Committente:		Comune Cembra - Lisignago				
Progetto:		Collegamento Cembra - Lona				
Resistenza del terreno: metodo di Hansen (statico) e correzioni dinamiche di Paolucci e Maugeri NTC-18: DM 17/01/18						
qult = c Nc sc dc ic gc bc zc + γ1 D Nq sq dq iq gq bq zq + 0,5 γ2 B Ng sg dg ig gg bg zg						
qult = 5.14 su (1 + s'c + d'c - i'c - b'c - g'c) + γ1 D quando φ =0						
Parametri del terreno: M1 e M2						
φ	27.7	angolo di attrito interno (°) - M1				
c	12.1	coesione (kN/m2) - M1				
φ	22.8	angolo di attrito interno (°) - M2				
c	9.7	coesione (kN/m2) - M2				
γ2	18.4	peso vol. sopra piano fond. (kN/m3)				
γ1	8.6	peso vol. sotto piano fond. (kN/m3)				
β	30.0	inclinazione del terreno a valle (°)				
su	non appl.	resist. taglio non drenata (kN/m2) - M1				
Hw	0.0	profondità falda da piano fondazione (m)				
Parametri sismici: pericolosità sismica locale						
k(h)	0.027	coef. sismico orizzontale SLU = SLV				
k(v)	0.014	coef. sismico verticale SLU = SLV				
A max	1.305	(m/s^2) SLU = SLV				
Parametri di progetto: progetto definitivo						
B	1.0	larghezza di fondazione (m)				
D	0.5	profondità di incasso della fondazione (m)				
L	5.0	lunghezza della fondazione (m)				
h	0.0	inclinazione del piano di fondazione (°)				
δ	18.5	angolo di attrito terreno-fondazione (°)				
N	non det.	azione di progetto N (kN)				
M	non det.	inclinazione dell'azione (°)				
E	non det.	eccentricità azione				
Vn	100	vita nominale dell'opera				
Cl	4	classe d'uso dell'opera				
4	zona sismica (4=trascurabile, 3=bassa sismicità)					
B	categoria sismica della stratigrafia (A+E)					
T2	categoria condizioni topografiche (T1+T4)					
Fattori della formula di Hansen						
Ng	10.641	Nc	25.226	Nq	14.244	fattori di portanza
sg	0.920	sc	1.113	sq	1.105	fattori di forma
dg	1.000	dc	1.200	dq	1.150	fattori di profondità
ig	1.000	ic	1.000	iq	1.000	fattori di inclinazione piano di fondazione
bg	1.000	bc	1.000	bq	1.000	fattori di inclinazione del carico
gg	0.182	gc	0.796	gq	0.182	fattori di inclinazione (pendio)
Fattori di correzione sismica secondo Paolucci e Pecker, 1997						
zg	0.982	zc	0.991	zq	0.982	
Fattori di correzione sismica secondo Maugeri & Novità, 2004 e Maugeri & Castelli, 2008						
h(gf)=zg	0.885	h(cf)=zc	0.954	h(qf)=zq	0.937	considerando l'inerzia del suolo + l'inerzia della struttura: f=1
NTC-18 - APPROCCIO 2 - Combinazione 1 (A1+M1+R3) - STR / GEO - RESISTENZA TERRENO Ed						
R3= 1.4						
Resistenza portante del terreno STATICA (Hansen) Rd = 247.3 kN/m2 SLU = SLV (muri)						
Resistenza portante del terreno in condizioni SISMICHE (Paolucci, 1997) Rd = 245.1 kN/m2 SLU = SLV						
Resistenza portante del terreno in condizioni SISMICHE (Maugeri, 2008) Rd = 235.5 kN/m2 SLU = SLV						
<div><div></div><div><p>Note: <math>\beta + \eta \leq 90^\circ</math> <math>\beta \leq \phi</math></p></div></div>						
Esempio di calcolo della portanza di fondazioni dirette nastriformi (muri sostegno tratto soprastante la spalla sinistra).						



<b>Committente:</b> Comune Cembra - Lisignago						
<b>Progetto:</b> Collegamento Cembra - Lona						
Resistenza del terreno: metodo di Hansen (statico) e correzioni dinamiche di Paolucci e Maugeri NTC-18: DM 17/01/18						
$q_{ult} = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c z_c + \gamma_1 D N_q s_q d_q i_q g_q b_q z_q + 0,5 \gamma_2 B N_g s_g d_g i_g g_g b_g z_g$ $q_{ult} = 5.14 su (1 + s'c + d'c - i'c - b'c - g'c) + \gamma_1 D$ quando $\varphi = 0$						
<b>Parametri del terreno: M1 e M2</b>			<b>Parametri di progetto: progetto definitivo</b>			
$\phi$	26.7	angolo di attrito interno (°) - M1	B	1.0	larghezza di fondazione (m)	
c	17.1	coesione (kN/m2) - M1	D	0.5	profondità di incasso della fondazione (m)	
$\phi$	21.9	angolo di attrito interno (°) - M2	L	5.0	lunghezza della fondazione (m)	
c	13.7	coesione (kN/m2) - M2	h	0.0	inclinazione del piano di fondazione (°)	
$\gamma_2$	18.4	peso vol. sopra piano fond. (kN/m3)	$\delta$	17.8	angolo di attrito terreno-fondazione (°)	
$\gamma_1$	8.6	peso vol. sotto piano fond. (kN/m3)	N	non det.	azione di progetto N (kN)	
$\beta$	35.0	inclinazione del terreno a valle (°)	M	non det.	inclinazione dell'azione (°)	
su	non appl.	resist. taglio non drenata (kN/m2) - M1	E	non det.	eccentricità azione	
Hw	0.0	profondità falda da piano fondazione (m)	Vn	100	vita nominale dell'opera	
<b>Parametri sismici: pericolosità sismica locale</b>			Cl	4	classe d'uso dell'opera	
k(h)	0.027	coef. sismico orizzontale SLU = SLV	4	zona sismica (4=trascurabile, 3=bassa sismicità)		
k(v)	0.014	coef. sismico verticale SLU = SLV	B	categoria sismica della stratigrafia (A+E)		
A max	1.305	(m/s <sup>2</sup> ) SLU = SLV	T2	categoria condizioni topografiche (T1+T4)		
<b>Fattori della formula di Hansen</b>						
Ng	8.999	Nc	23.419	Nq	12.778	fattori di portanza
sg	0.920	sc	1.109	sq	1.101	fattori di forma
dg	1.000	dc	1.200	dq	1.153	fattori di profondità
ig	1.000	ic	1.000	iq	1.000	fattori di inclinazione piano di fondazione
bg	1.000	bc	1.000	bq	1.000	fattori di inclinazione del carico
gg	0.116	gc	0.762	gq	0.116	fattori di inclinazione (pendio)
<b>Fattori di correzione sismica secondo Paolucci e Pecker, 1997</b>						
zg	0.981	zc	0.991	zq	0.981	
<b>Fattori di correzione sismica secondo Maugeri &amp; Novità, 2004 e Maugeri &amp; Castelli, 2008</b>						
h(qf)=zg	0.883	h(cf)=zc	0.955	h(qf)=zq	0.937	considerando l'inerzia del suolo + l'inerzia della struttura: f=1
<b>NTC-18 - APPROCCIO 2 - Combinazione 1 (A1+M1+R3) - STR / GEO - RESISTENZA TERRENO Ed</b> R3= 1.4						
Resistenza portante del terreno STATICA (Hansen) Rd =			298.8	kN/m2	SLU = SLV (muri)	
Resistenza portante del terreno in condizioni SISMICHE (Paolucci, 1997) Rd =			296.1	kN/m2	SLU = SLV	
Resistenza portante del terreno in condizioni SISMICHE (Maugeri, 2008) Rd =			285.0	kN/m2	SLU = SLV	
<div><div></div><div><p>Note: <math>\beta + \eta \leq 90^\circ</math> <math>\beta \leq \phi</math></p></div></div>						
<b>Esempio di calcolo della portanza di fondazioni dirette nastriformi (muri sostegno tratto soprastante la spalla destra).</b>						

Le verifiche esecutive di sicurezza e delle prestazioni, riguardanti non solo la portanza ma anche altri aspetti quali il ribaltamento e lo scivolamento delle opere fondazionali secondo i metodi NTC-18, andranno eseguite in fase esecutiva, una volta disponibili i dati numerici delle combinazioni delle azioni di progetto e la verifica della rispondenza della situazione geotecnica assunta, nonché la reale configurazione statica e geometrica delle fondazioni.

A livello di progettazione definitiva non si può pertanto nemmeno definire con precisione il cedimento atteso: dato il progetto in esame ed i terreni presenti si potranno evitare problematiche di tal natura compattando, ad esempio, la base di appoggio. Il calcolo dei cedimenti potrà essere eseguito in sede esecutiva applicando le indicazioni riportate nei paragrafi precedenti.

La normativa antisismica prevedeva che il materiale di riporto dietro la struttura debba avere granulometria controllata ed essere addensato in sito, in modo da ottenere la maggiore continuità possibile con la massa di terreno esistente.

### Liquefazione

La verifica a liquefazione (NTC-18 Cap. 7.11.3.4) può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .

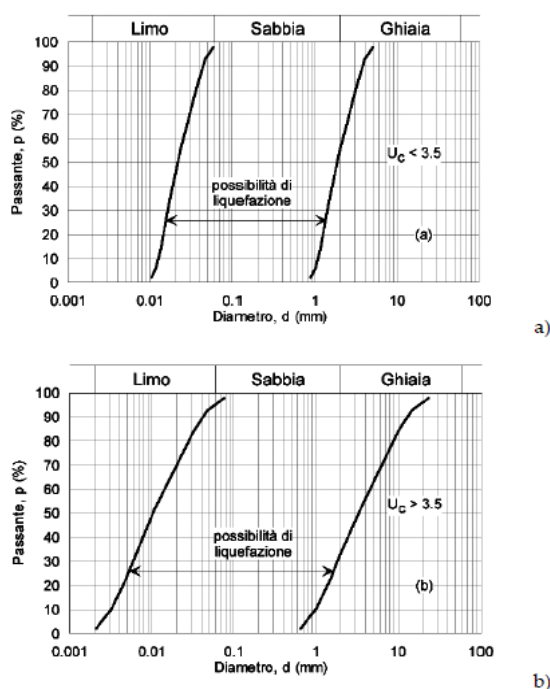


Fig. 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

Stante la situazione geologica per i terreni del sito su cui appoggeranno le spalle del nuovo ponte, è esclusa la possibilità di fenomeni di liquefazione.





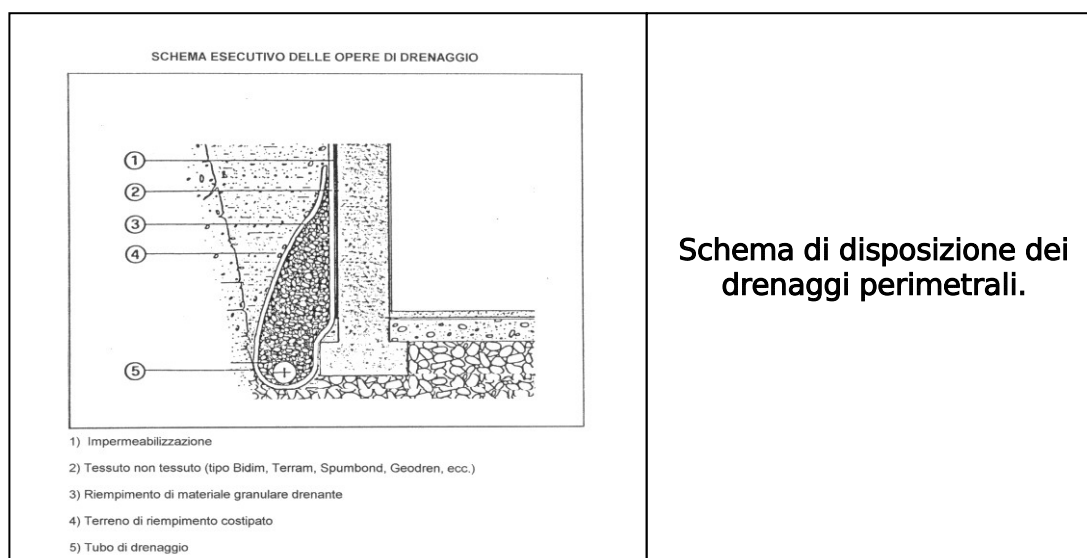
#### 4.4. Drenaggi, impermeabilizzazioni, ripristini

Ricordando la situazione idrogeologica riconosciuta per il sito (possibile afflusso di filtrazioni idriche verso le opere in progetto), si raccomanda di dotare tutte le opere in progetto di adeguato drenaggio, che assicuri l'intercettazione e l'allontanamento delle acque filtranti che possono provenire da monte e dalle superfici semi - impermeabilizzate circostanti (es. le acque di piattaforma della viabilità secondaria esistente, ancorchè non asfaltata).

Tali filtrazioni, se lasciate ruscellare sui fronti di scavo o lasciate ristagnare sul fondo degli sbancamenti, possono provocare scadimenti alle caratteristiche di resistenza dei terreni.

E' anche necessario conformare il fondo degli scavi, sul quale si dovrà impostare lo strato drenante basale (ben costipato), con la pendenza minima necessaria a garantire lo sgrondo dell'acqua senza possibilità di ristagni: dal punto più depresso deve partire una tubazione drenante che allontani l'acqua dal sito di interesse.

Di seguito si riporta uno schema generale di costruzione dei drenaggi perimetrali.



Essendo il sito interno alle aree di vincolo idrogeologico, si raccomanda anche, per limitare i potenziali dissesti, di attuare dei veloci ripristini delle superfici denudate dalle operazioni di scavo e riporto.

#### RIPORTI

Come richiesto dalle norme di settore, per i riporti si dovranno utilizzare dei terreni idonei: si faccia riferimento alla normativa in materia che prevede l'uso di particolari miscele di terreni, descritte ad esempio nella norma UNI EN 11531-1; le tipologie più adatte sono le A1, A2-4, A2-5, A3 e poi a seguire A2-6, A2-7: a seguire si riporta la classificazione citata.

Prima di completare la costruzione su questi rilevati sono da prevedersi le usuali prove di collaudo, quali le prove di carico su piastra, per verificare il raggiungimento delle necessarie resistenze.



Estratto NORMA UNI 11531-1 DEL 2014

## Classificazione delle terre

UNI 11531-1: 2014

Classificazione generale	Terre ghiaio-sabbioso Frazione passante al setaccio 0,063 mm ≤ 35%							Terre limo-argillose Frazione passante al setaccio 0,063 mm > 35%				Torbe e terre organiche palustri	
Gruppo	A1		A3	A2				A4	A5	A6	A7		A8
Sottogruppo	A1-a	A1-b		A2-4	A2-5	A2-6	A2-7				A7-5	A7-6	
Frazione passante al setaccio 2 mm 0,4 mm 0,063 mm	≤50 ≤30 ≤15	- ≤50 ≤25	- >50 ≤10	- ≤35	- ≤35	- ≤35	- ≤35	- >35	- >35	- >35	- >35	- >35	
Caratteristiche della frazione passante al setaccio 0,4 mm LL (Limite liquido) IP (Indice di plasticità)	≤6	≤8	N.P.	≤40 ≤10	>40 ≤10	≤40 >10	>40 >10	≤40 ≤10	>40 ≤10	≤40 >10	>40 >10 IP ≤ LL-33	>40 >10 IP > LL-33	
Indice di gruppo	0		0	0	≤4			≤8	≤12	≤16	≤20		
Tipi usuali dei materiali caratteristici costituenti il gruppo	Ghiaia o breccia, ghiaia o breccia sabbiosa, sabbia grossa, pomice, scorie vulcaniche, pozzolane		Sabbia fina	Ghiaia o sabbia limosa o argillosa				Limi poco compressibili	Limi molto compressibili	Argille poco compressibili	Argille molto compressibili e mediamente plastiche	Argille molto compressibili e molto plastiche	Torbe di recente o remota formazione, debris organici
Qualità portanti quale terreno di sottofondo in assenza di gelo	Da eccellente a buono					Da mediocre a scadente							Da scartare
Azione del gelo sulle qualità portanti	Nessuna o lieve			Media			Molto elevata		Media	Elevata	Media		
Ritiro e rigonfiamento	Nullo			Nullo o lieve			Lieve o medio		Elevato	Elevato	Molto elevato		
Permeabilità	Elevata			Media o scarsa					Scarsa o nulla				
N.P. = non plastico; = Non necessario per la classificazione													

I vari gruppi e sottogruppi sono così descritti:

**Gruppo A-1:** il materiale tipico di questo gruppo è una miscela ben distribuita di pietrisco o ghiaia, sabbia grossa e fine, legante non plastico o leggermente plastico;

**Sottogruppo A-1-a:** include materiali con prevalenza di pietrisco con o senza legante o materiale fine;

**Sottogruppo A-1-b:** comprende materiali con prevalenza di sabbia grossa con o senza legante.

**Gruppo A-3:** il materiale tipico di questo gruppo è sabbia fine di spiaggia o di deserto senza argilla e con poco limo non plastico; sono pure compresi depositi fluviali di sabbia fine a gradazione povera e quantità limite di sabbia grossa e ghiaia.

**Gruppo A-2:** comprende una grande varietà di materiali granulari ai limiti dei due gruppi precedenti e limi-argille dei gruppi seguenti; vi sono inclusi tutti i materiali contenenti 35% o meno del passante al 0,075 mm che non possono essere classificati nei due gruppi precedenti per l'eccesso fine o per la plasticità;

**Sottogruppi A-2-4 e A-2-5** includono vari materiali granulari contenenti 35% o meno del passante al 0,075 mm ed una minore porzione di passante al n° 40 avente le caratteristiche dei gruppi A-4 ed A-5. Vi appartengono le ghiaie e le sabbie grosse con limo o lp non tollerati nel gruppo A-1 e sabbie fini con limo non plastico non tollerate nel gruppo A-3;

**Sottogruppi A-2-6 ed A-2-7:** includono materiali simili a quelli dei sottogruppi precedenti con la eccezione che il fine contiene argilla plastica con le caratteristiche del gruppo A-6 od A-7.

**Gruppo A-4:** il materiale tipico è una terra limosa non plastica (o poco) con più del 75% passante al setaccio da 0,075; sono comprese miscele di limo con sabbia e ghiaia che non eccedano il 64%.

**Gruppo A-5:** si distingue dal precedente in quanto include materiale a carattere diatomaceo o micaceo e che può essere altamente plastico.

**Gruppo A-6:** il materiale tipico è una terra argillosa plastica con più del 75% di passante al 0,075; sono pure incluse miscele di terra fine argillosa con non più del 64% di sabbia e ghiaia.

**Gruppo A-7:** il materiale tipico è simile a quello del gruppo precedente con però l'elevato LI caratteristico del gruppo A-5 e può essere elastico;

**Sottogruppo A-7-5:** include quei materiali con moderato lp in rapporto ad LI e che possono essere molto elastici e soggetti a forti cambiamenti di volume;

**Sottogruppo A-7-6:** include quei materiali aventi un alto lp in rapporto ad LI e soggetti a cambiamenti di volume elevatissimi.

Classificazione  
delle terre  
secondo la  
norma UNI EN  
11531-1.



## 4.5 Smaltimento delle acque meteoriche

**Quantità d'acqua da smaltire.:** la quantità d'acqua da smaltire in occasione di piogge intense è così valutabile:

$$Q = (S * h) / (T * 3.600)$$

dove:

Q = portata da smaltire (l/sec)

S = superficie impermeabile (m<sup>2</sup>)

h = altezza di pioggia in (mm) caduta nel tempo T

T = durata della pioggia intensa in (ore).

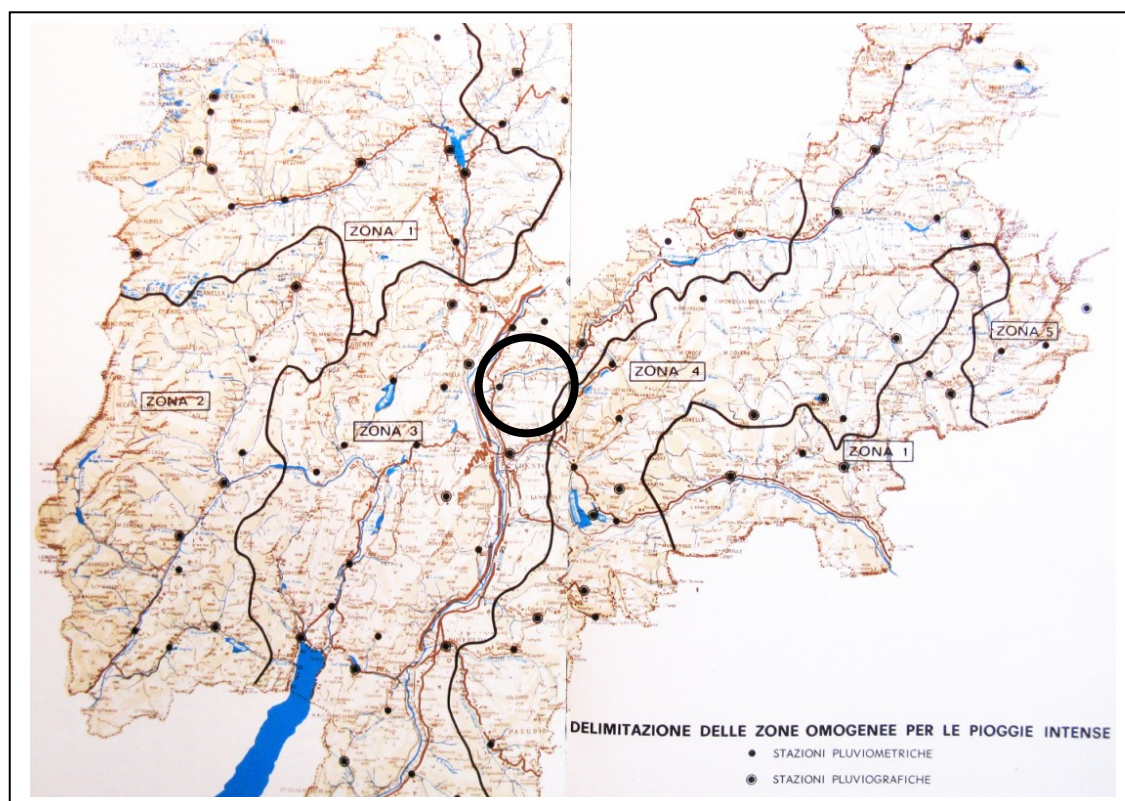
La superficie "S" impermeabile, è data dal prodotto dell'area impermeabilizzata o parzialmente impermeabilizzata (es. tetto, piazzali, ecc.) (S<sub>0</sub>) per un coefficiente di deflusso (kd,) tipico per ciascuna tipologia di superficie, applicando i quali si tiene conto della rugosità, dell'imbibizione e di altri fattori che limitano lo scorrimento dell'acqua da tali superfici verso il sistema collettore.

Questo coefficiente, ad esempio, nel caso di tetti può essere assunto kd = 0,9, mentre vale 0,2 per le zone a bosco e così via.

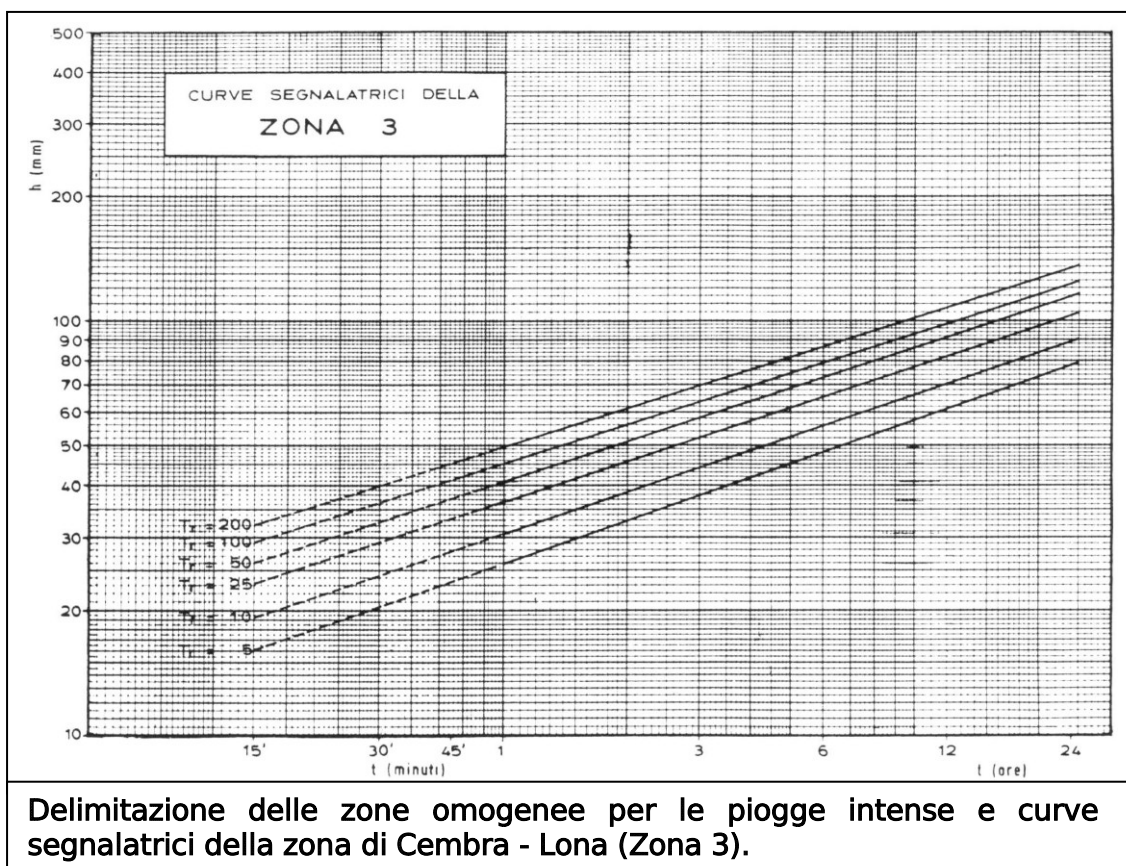
Per quanto riguarda il valore dell'altezza di pioggia "h" da inserire nei calcoli, si conosce, da un'indagine statistica sulle piogge intense nel Trentino effettuata dall'Azienda Speciale di Sistemazione Montana della P.A.T., che la pioggia di massima intensità che cade nella zona di **Cembra - Lona (Zona 3)** nell'unità di tempo ("T"= 1 ora) e con un periodo di ritorno di 100 anni, è pari a h = **45 mm**: tale precipitazione fornisce la portata oraria di pioggia da smaltire di progetto.

Elaborando i dati sperimentali della piovosità, però, è risultato anche che su piccole superfici si verificano brevi scrosci, la cui intensità è superiore alla massima pioggia che può interessare una regione più vasta.

In pratica, riferendosi alla zona di interesse, su singole superfici inferiori ad un ettaro si possono verificare, negli scrosci della durata di 15 minuti, precipitazioni fino a **29** millimetri d'acqua (ancora considerando tempi di ritorno di 100 anni).







Definita l'altezza della precipitazione intensa di riferimento si ha che, nell'intervallo prescelto si ottiene così la portata d'acqua da smaltire e, da questa, si ha che il volume d'acqua  $V_a$ , (detto volume di accumulo) prodotto dalla precipitazione di progetto è calcolabile come il prodotto della superficie impermeabile equivalente ("S" in  $m^2$ ) per l'altezza d'acqua caduta ("hs" in m):

$$V_a = S * h_s (m^3).$$

Per il momento non si conoscono nel dettaglio le ampiezze e le tipologie (e relativi coefficienti di deflusso) delle superfici impermeabilizzate, tutte variabili che intervengono in modo determinante per il calcolo delle portate e dei volumi dell'acqua da smaltire.

Si presenta quindi un calcolo per la superficie unitaria ( $1 m^2$ ); una volta note le quantità di interesse di ciascuna tipologia di superficie si potrà presentare il dimensionamento riferito all'opera nel suo complesso.



altezza pioggia	durata pioggia	durata pioggia							
h (mm)	T (min)	T (ore)							
29	15	0.25	scroscio						
45	60	1	oraria						
125	1440	24	giornaliera						
				Qscroscio	V scroscio	Q oraria	V orario	Q 24 ore	V 24 ore
tipo	S coperta	Coef Def	S equiv	l/sec	m3	l/sec	m3	l/sec	m3
	m2		m2						
tetto	1.00	0.90	0.90	0.0290	0.026	0.0113	0.041	0.0013	0.113
asfalto e cub. cementati	1.00	0.85	0.85	0.0274	0.025	0.0106	0.038	0.0012	0.106
cubetti o formelle con sabbia	1.00	0.70	0.70	0.0226	0.020	0.0088	0.032	0.0010	0.088
macadam	1.00	0.50	0.50	0.0161	0.015	0.0063	0.023	0.0007	0.063

**Calcolo portata e volume dell'acqua meteorica da smaltire per varie tipologie di superfici unitarie coperte o parzialmente impermeabilizzate.**

#### Modalità di smaltimento.

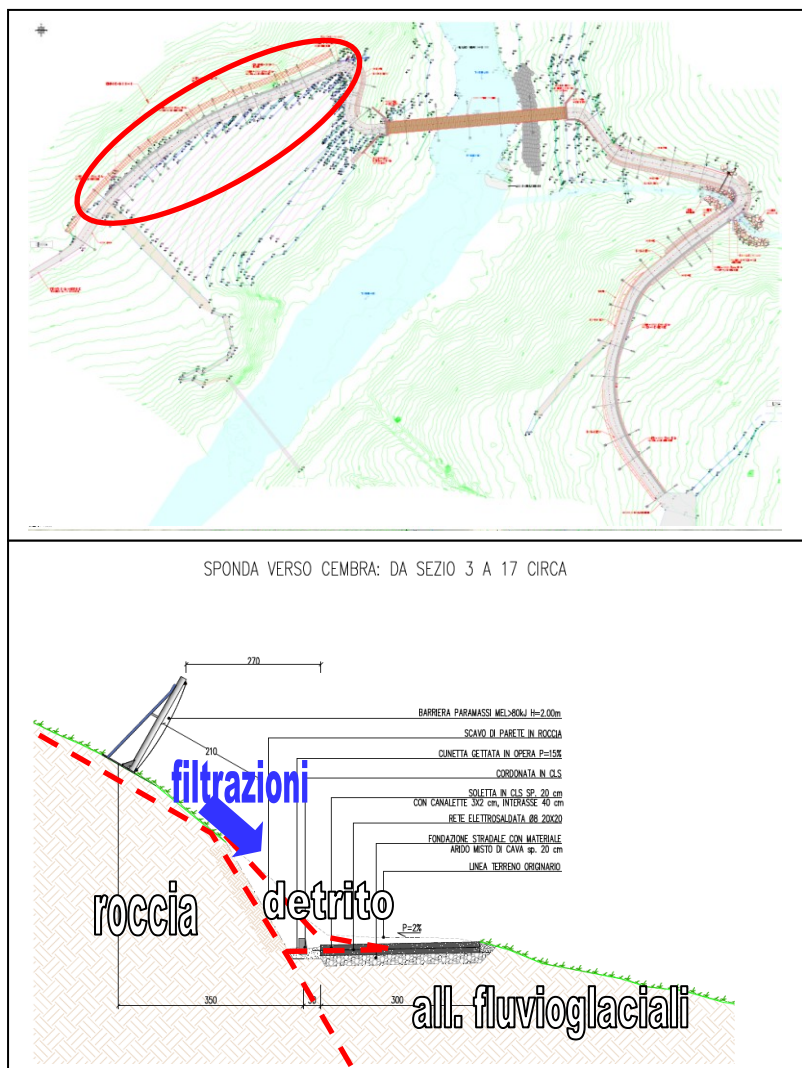
Le acque meteoriche, stante la scarsa permeabilità dei terreni presenti in zona, potranno essere smaltite mediante recapito all'articolata rete idrografica presente in corrispondenza del tracciato.



#### 4.6. Analisi del tracciato

Con riferimento alle sezioni di progetto si analizzano ora le problematiche da affrontarsi per la realizzazione delle opere:

##### Sez. 1 – Sez. 17



Sezione tipo, con situazione geologica e foto del tratto fra Sez. 1 – Sez. 17.

In questo tratto la nuova viabilità segue di fatto una capezzagna esistente, per cui gli interventi in progetto saranno limitati alla preparazione del sottofondo ed alla realizzazione di un muretto interposto fra viabilità e versante.



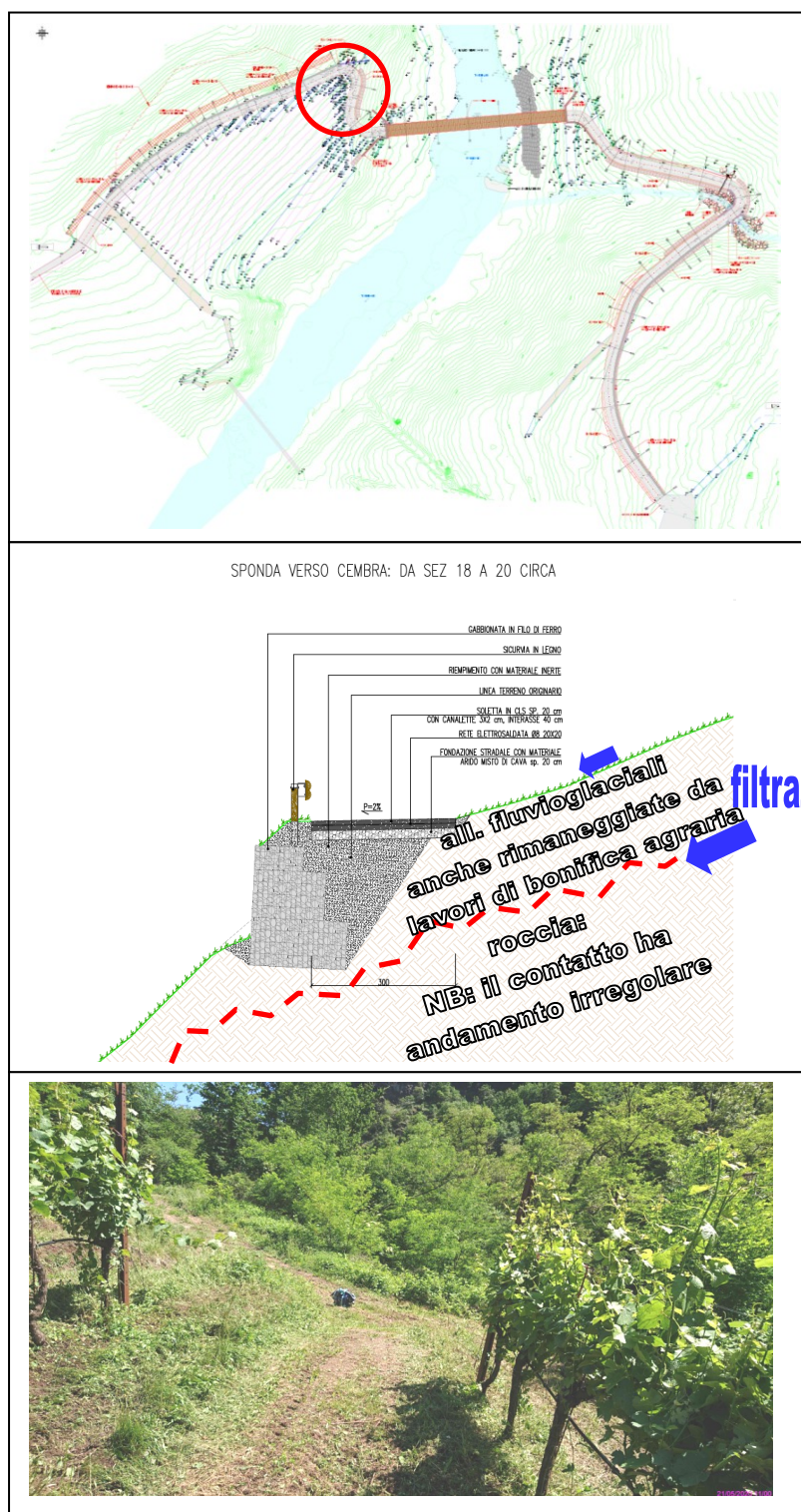


Nell'estensione del tratto considerato il contatto fra roccia e detrito nello sbancamento di monte sarà irregolare e pertanto potrà risultare utile sostenere dei tratti dello scavo con piccole opere del tipo a scogliera.

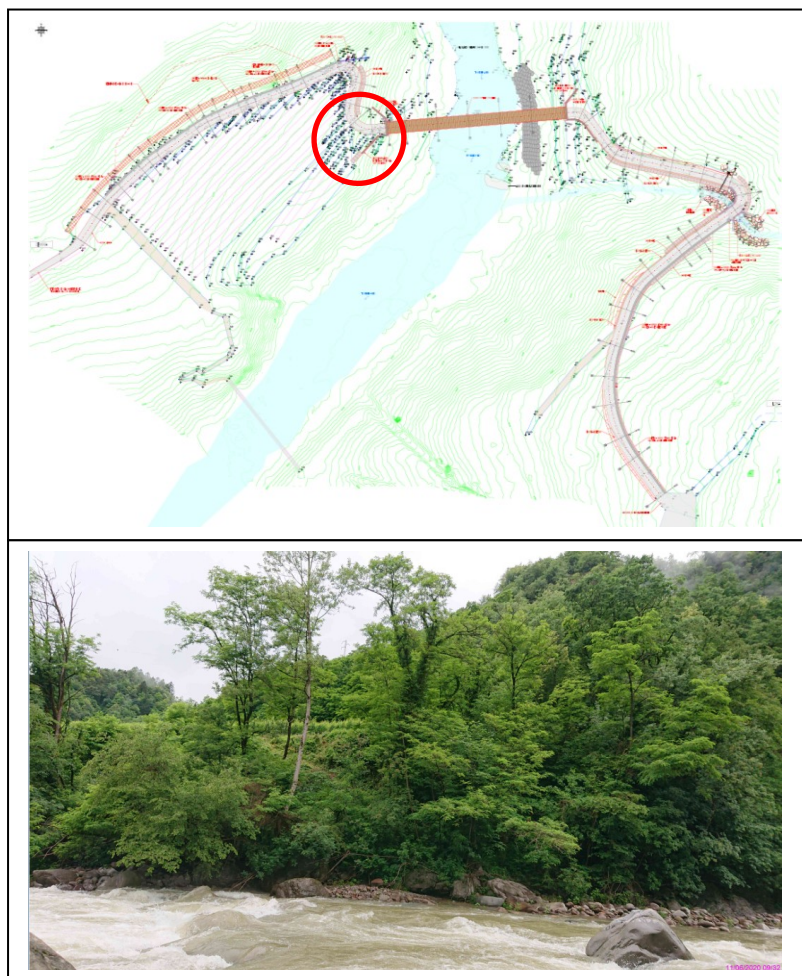
La matrice del terreno attualmente in posto è piuttosto fine, per cui si dovrà predisporre un sottofondo drenante che consenta lo sgrondo delle filtrazioni provenienti dal versante.

Per questo tratto, inoltre, si ricorda che vi è la possibilità del rotolamento di massi di spigolo da decimetrico a pluridecimetrico provenienti dal soprastante versante.

Pertanto va previsto, preliminarmente ai lavori, un intervento di ricognizione e disaggio leggero del tratto di pendio soprastante: sul bordo di monte è stata prevista anche la posa di una rete di protezione: nello Studio di Compatibilità si forniscono i dettagli di tale opera:  $H = 2 \text{ m}$ ,  $MEL = 100 \text{ KJ}$ .



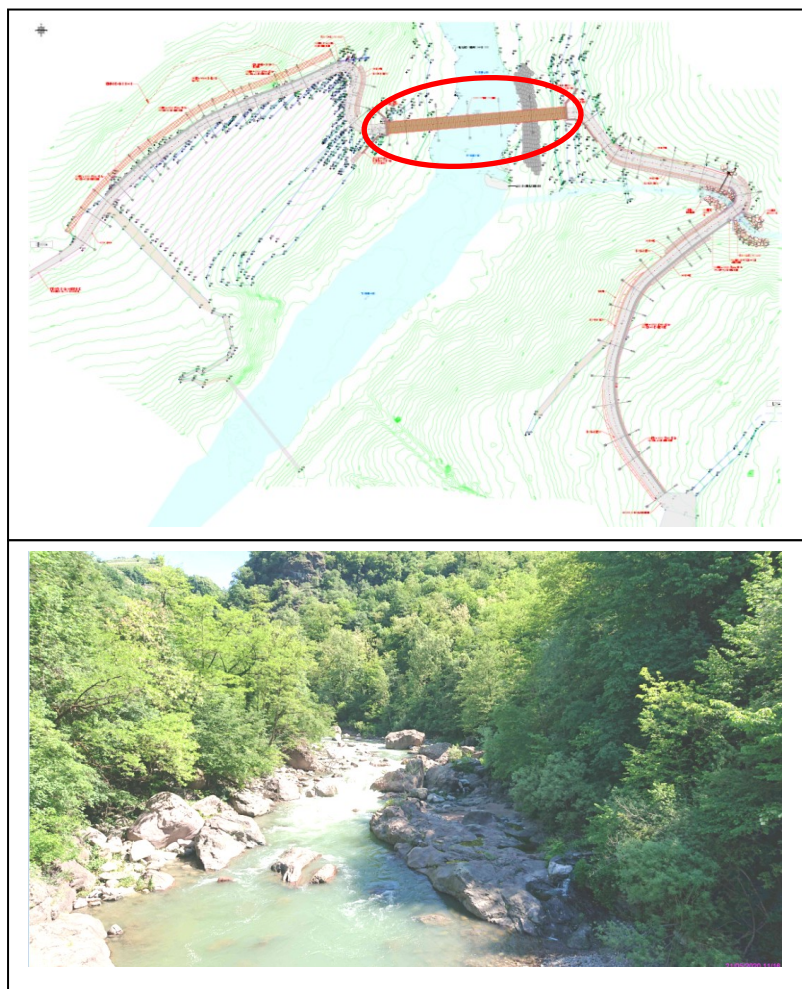
Anche in questo tratto la nuova viabilità segue di fatto una capezzagna esistente, ma la nuova sede stradale verrà allargata verso la scarpata con il T. Avisio, sulla quale - nel settore inferiore - si vede la roccia affiorante. Si dovrà verificare l'esatto andamento del contatto fra substrato e copertura, o quantomeno la posizione dei terreni addensati, in modo di appoggiare completamente il piano di fondazione su una base resistente ed omogenea.



E' la zona della spalla destra del ponte: date le pendenze, la natura dei terreni e la vicinanza con il torrente, sono in previsione opere fondate su micropali: dalle indagini geofisiche è risultato che la roccia di base si trova a quota attorno a 414 m s.l.m., per cui si prevedano lunghezze dei micropali sufficienti ad ammorsarsi entro tale litotipo resistente.

Circa le pendenze dei fronti di scavo nei litotipi di copertura si ricorda che attualmente la scarpata mostra pendenze fino a  $50^\circ$  (tratto superiore della scarpata): nel breve periodo si potranno modellare i fronti fino a pendenze attorno a  $57^\circ$ .





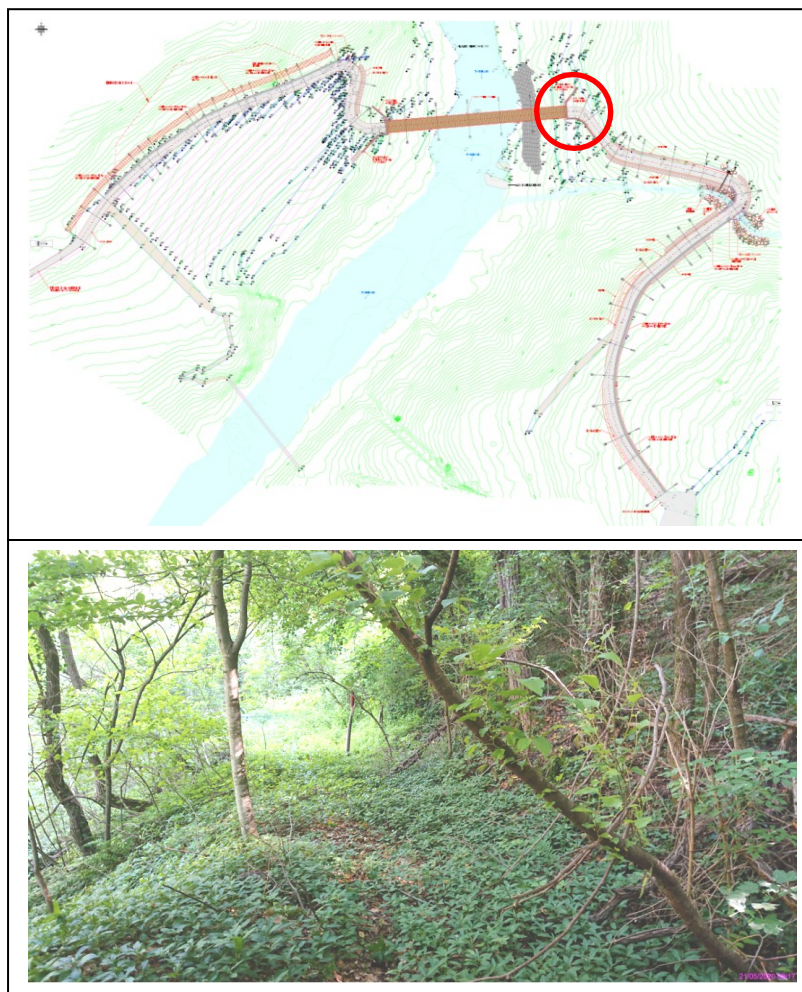
E' la zona del ponte: le principali problematiche geotecniche saranno proprie solo della fase di cantiere: si dovranno infatti realizzare dei setti di impalcato provvisorioli aventi la funzione di sostegno durante la costruzione.

Il progetto prevede l'utilizzo di scogliere di contenimento allo scopo di confinare il materiale che costituirà tali rilevati provvisorioli e prevede anche l'utilizzo di micropali per trasferire provvisoriamente le tensioni del ponte direttamente sulle alluvioni grossolane del T. Avisio.

A parte le problematiche di interferenza idraulica, trattate in altro elaborato dello Studio di Compatibilità, si raccomanda di eseguire questi micropali provvisorioli utilizzando delle "calze" di contenimento della boiaccia che sarà gettata a riempimento dell'armatura e del foro: questo impedirà che la boiaccia possa diffondersi ed essere dilavata nell'alveo, con i conseguenti problemi ambientali oltre che strutturali.



## Sez. 30 – Sez. 32



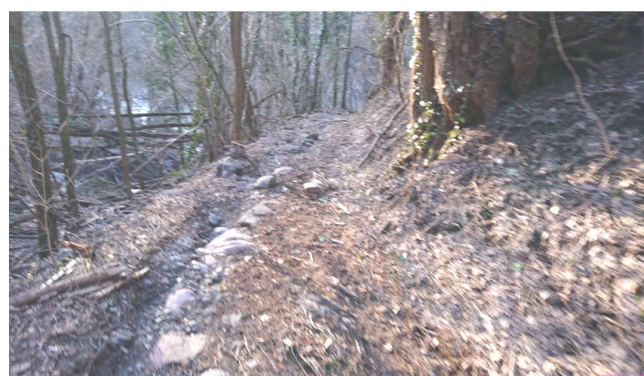
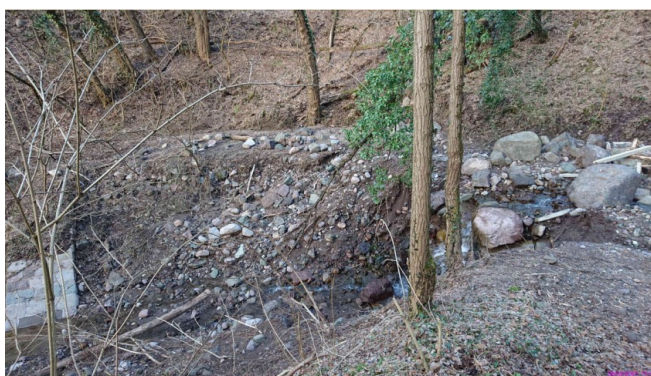
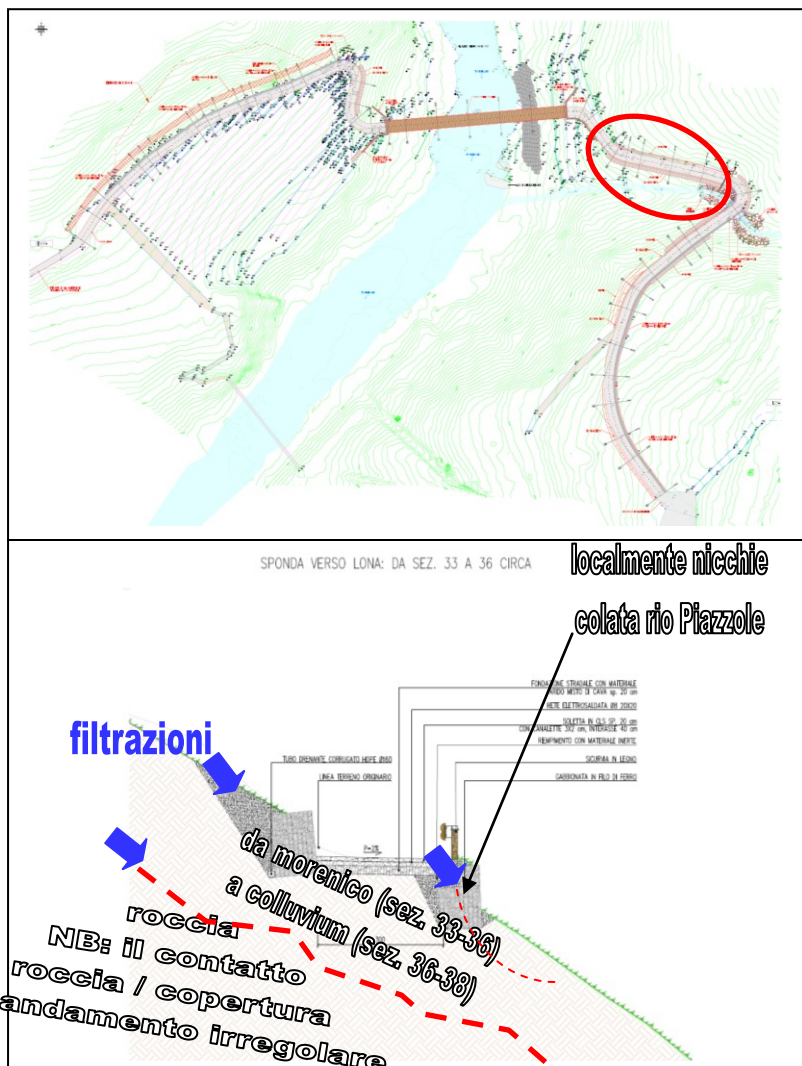
E' la zona della spalla sinistra del ponte: date le pendenze, la natura dei terreni e la vicinanza con il torrente, sono in previsione opere fondate su micropali: dalle indagini geofisiche è risultato che la roccia di base si trova a quota attorno a 414 m s.l.m., per cui si prevedano lunghezze dei micropali sufficienti ad ammorsarsi entro tale litotipo resistente.

Circa le pendenze dei fronti di scavo nei litotipi di copertura si ricorda che attualmente la scarpata mostra pendenze fino a  $48^\circ$  (a monte stradina esistente): nel breve periodo si potranno modellare i fronti fino a pendenze attorno a  $57^\circ$ .





## Sez. 33 – Sez. 37



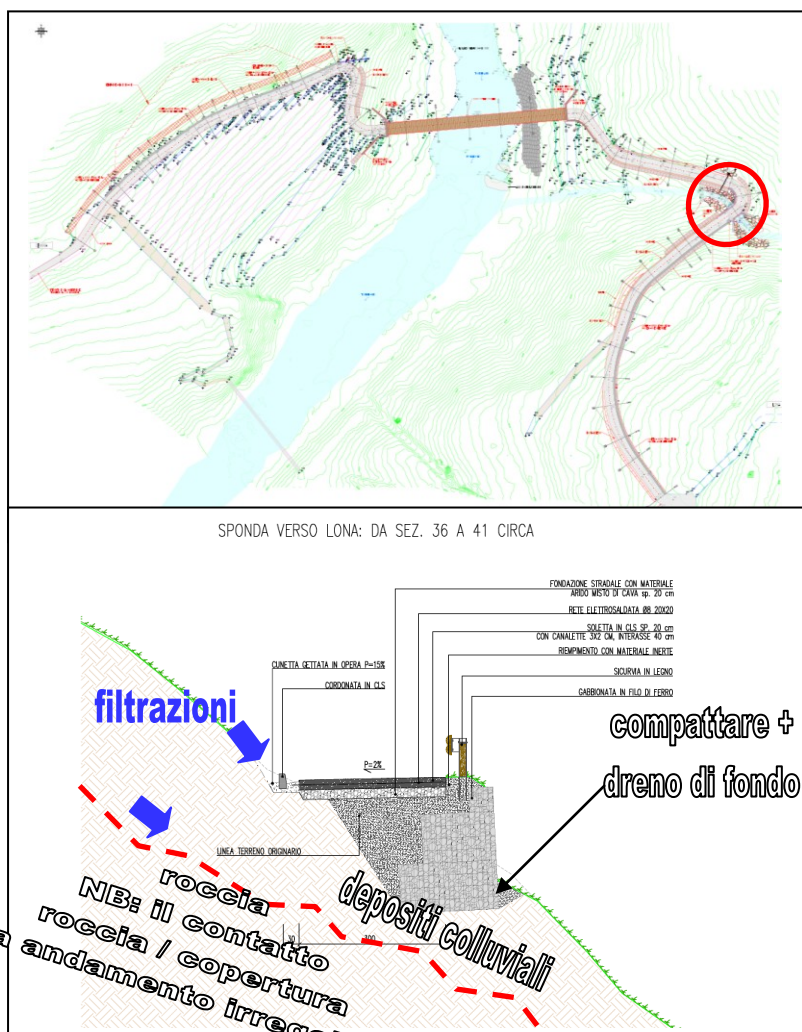
Anche in questo tratto la nuova viabilità segue di fatto una capezzagna esistente, ma la nuova sede stradale verrà allargata verso la scarpata con il rio Piazzole (o di Lona). A seguito della colata detritica del 05/12/2020 e conseguenti erosioni, la scarpata, ove sono presenti terreni molto detensionati è previsto che sia rinforzata mediante scogliere.

Si raccomanda di approfondire il piano di appoggio fino ad incontrare terreni compatti e di predisporre una base in materiale grossolano drenante, data la possibilità di avere filtrazioni diffuse anche di subalveo da parte del rivo adiacente.





## Sez. 37 – Sez. 40



## il Rio di Lona, prima e dopo la colata

Anche in questo tratto la nuova viabilità segue di fatto una capezzagna esistente, superando un piccolo rivo (Rio di Lona o Piazzole) tributario dell'Avisio.

Il rivo ha generato una colata detritica in data 05/12/2020 che ha modificato la situazione originaria: questo punto sarà ora rinforzato con opere di contenimento, mentre l'attraversamento avverrà con uno scatolare di luce attorno a 6 m<sup>2</sup>.

Qui i terreni appaiono detensionati: si raccomanda di approfondire il piano di appoggio della gabbionata fino ad incontrare terreni compatti e di predisporre una base in materiale grossolano drenante, data la possibilità di avere filtrazioni diffuse anche di subalveo da parte del rivo adiacente: è inoltre prevista un'opera di rinforzo e regolazione di un ruscellamento che scende dal terreno colluviale posto in destra al rio Piazzole (o di Lona).





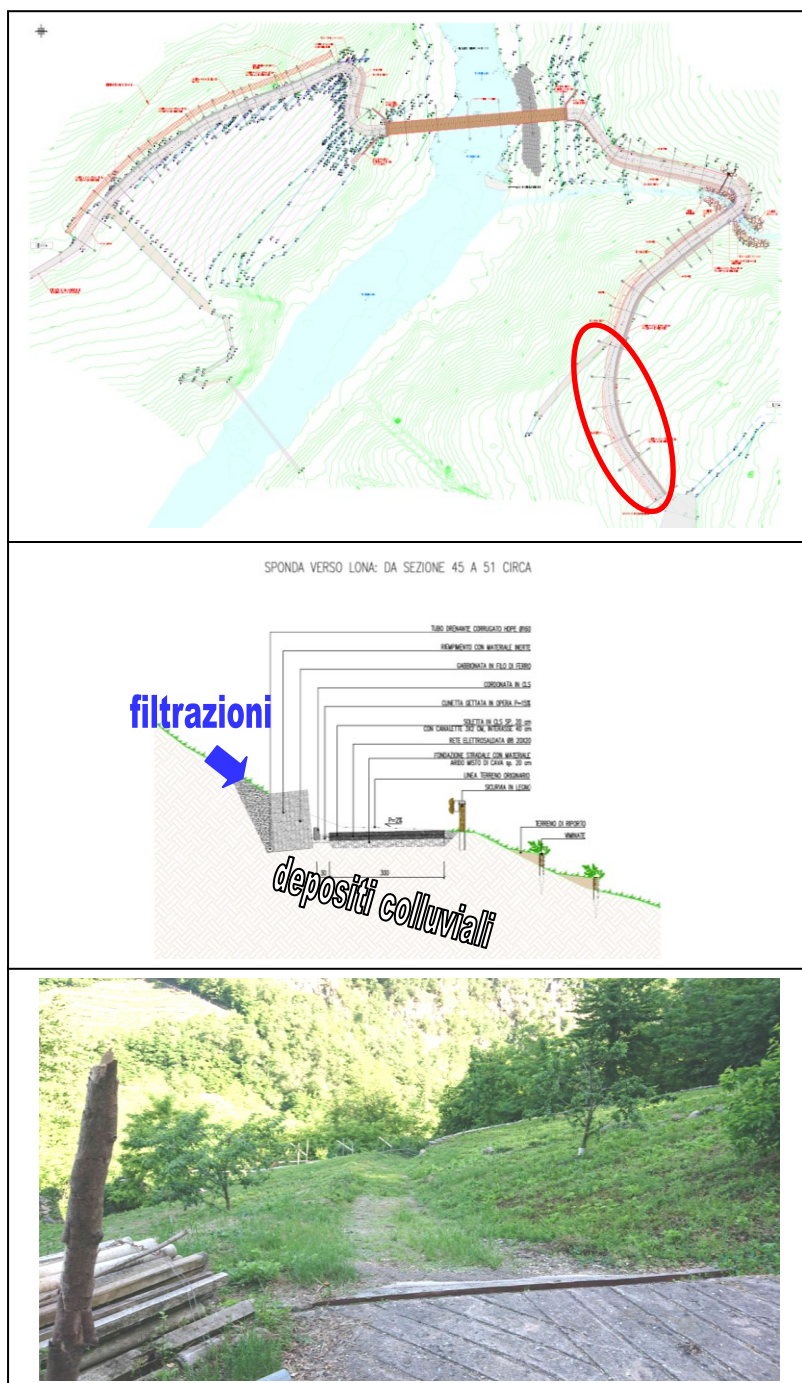
Sempre per questo motivo il piano di appoggio fondazionale delle gabbionate di valle è stato convenientemente abbassato fino ad appoggiarsi su terreno non detensionato.

Al termine dei lavori, che non dovranno causare rotolamenti di materiali su tale pendio, si dovrà procedere a un rinverdimento particolarmente curato del pendio di valle, ove si è anche previsto l'utilizzo di piccole opere di ingegneria naturalistica (viminate) atte a contrastare e prevenire i fenomeni di dissesto.





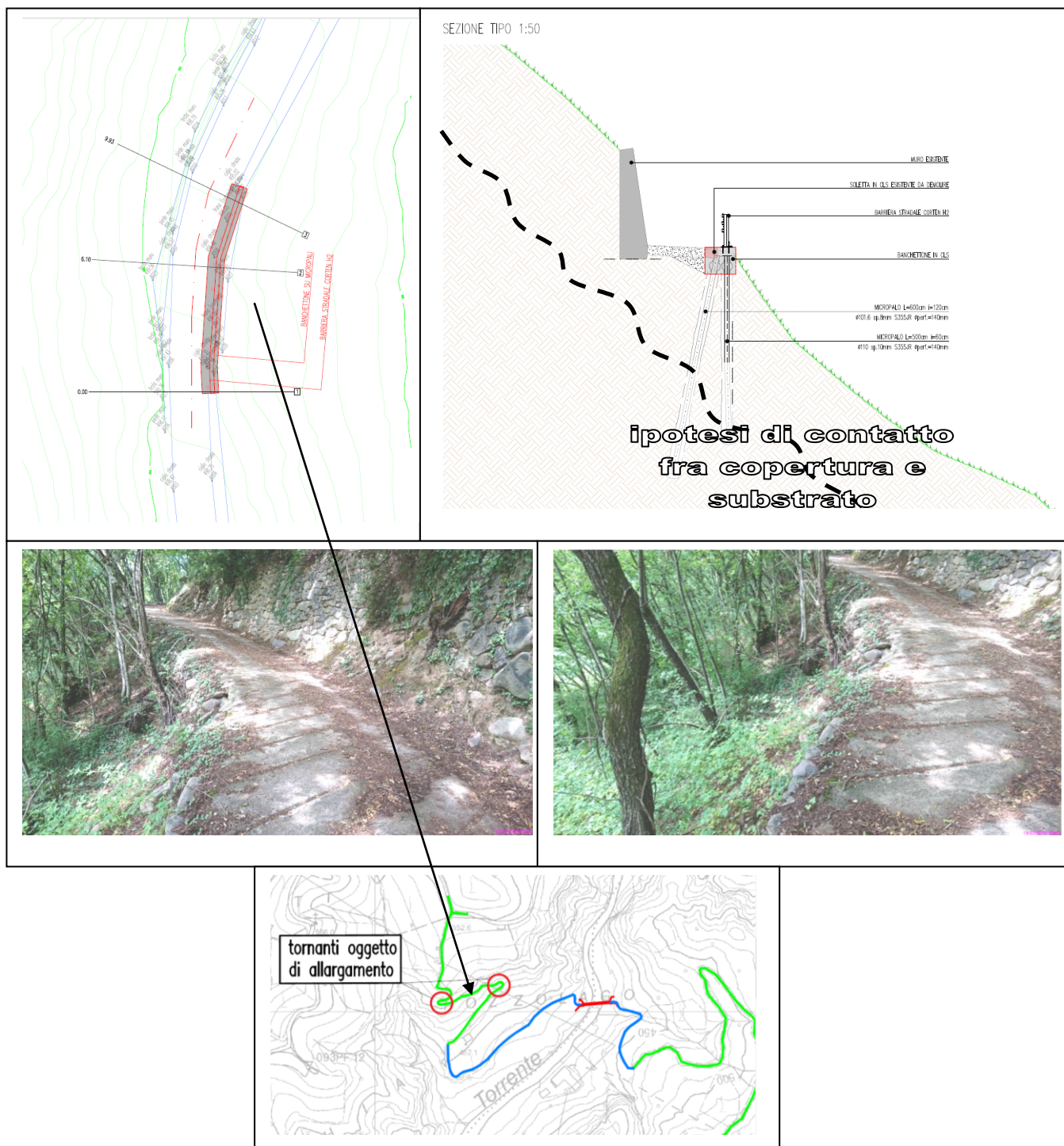
Sez. 48 – Sez. 52



Anche in questo tratto la nuova viabilità segue di fatto una capezzagna esistente. In questo tratto non si ravvisano particolari problematiche, salvo la predisposizione dei sistemi di drenaggio al piede delle opere di sostegno.



## Intervento di consolidamento banchina in un tratto a monte



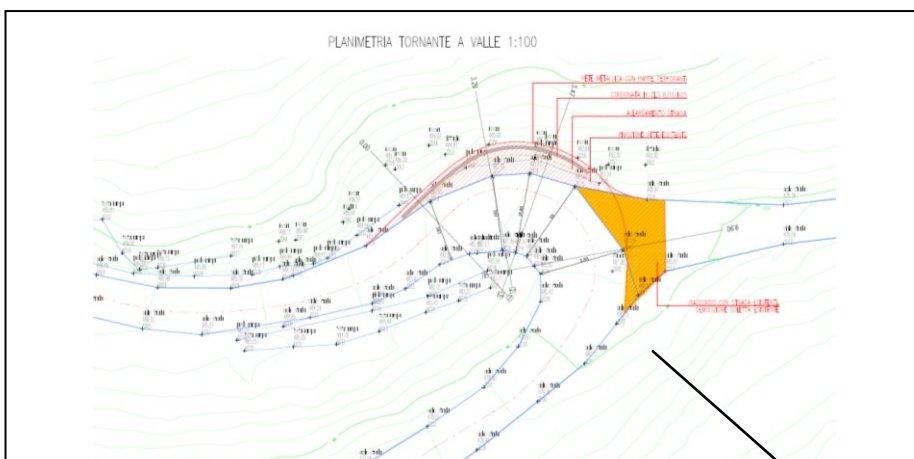
Si è deciso poi di eseguire un piccolo intervento di consolidamento di un tratto di banchina franata della strada che sale a Cembra.

Si tratta di un settore lungo una decina di metri: non vi sono evidenze di affioramenti della roccia del substrato (che comunque si ritiene sia posta a pochi metri di profondità) bensì solamente di terreni fluvioglaciali antichi: l'intervento indicato è sicuramente idoneo a contrastare l'instabilità attuale della banchina.

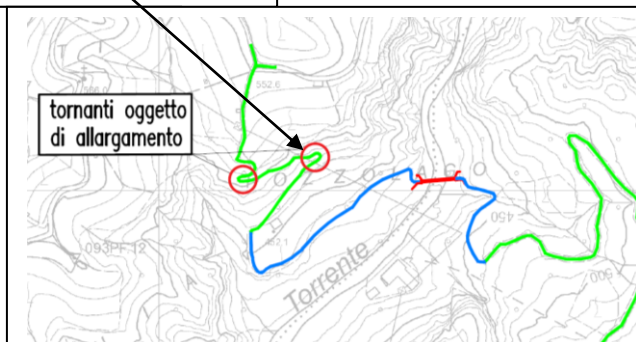
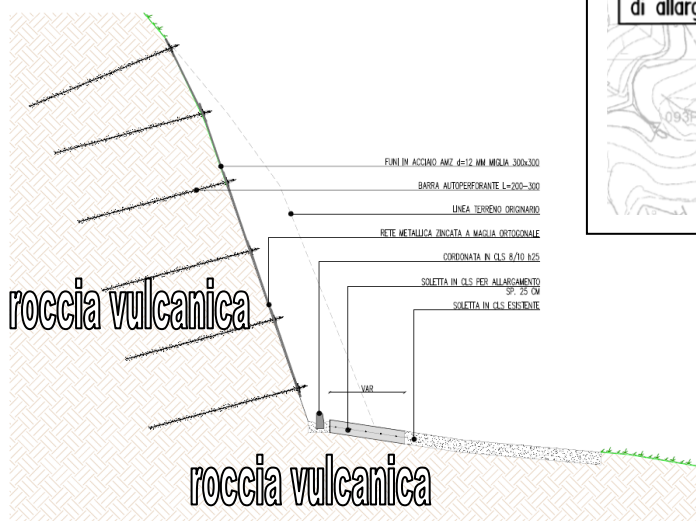




## Intervento di allargamento “tornante basso”



SEZIONI TIPO TORNANTE VALLE TRATTO CON RETE METALLICA 1:50

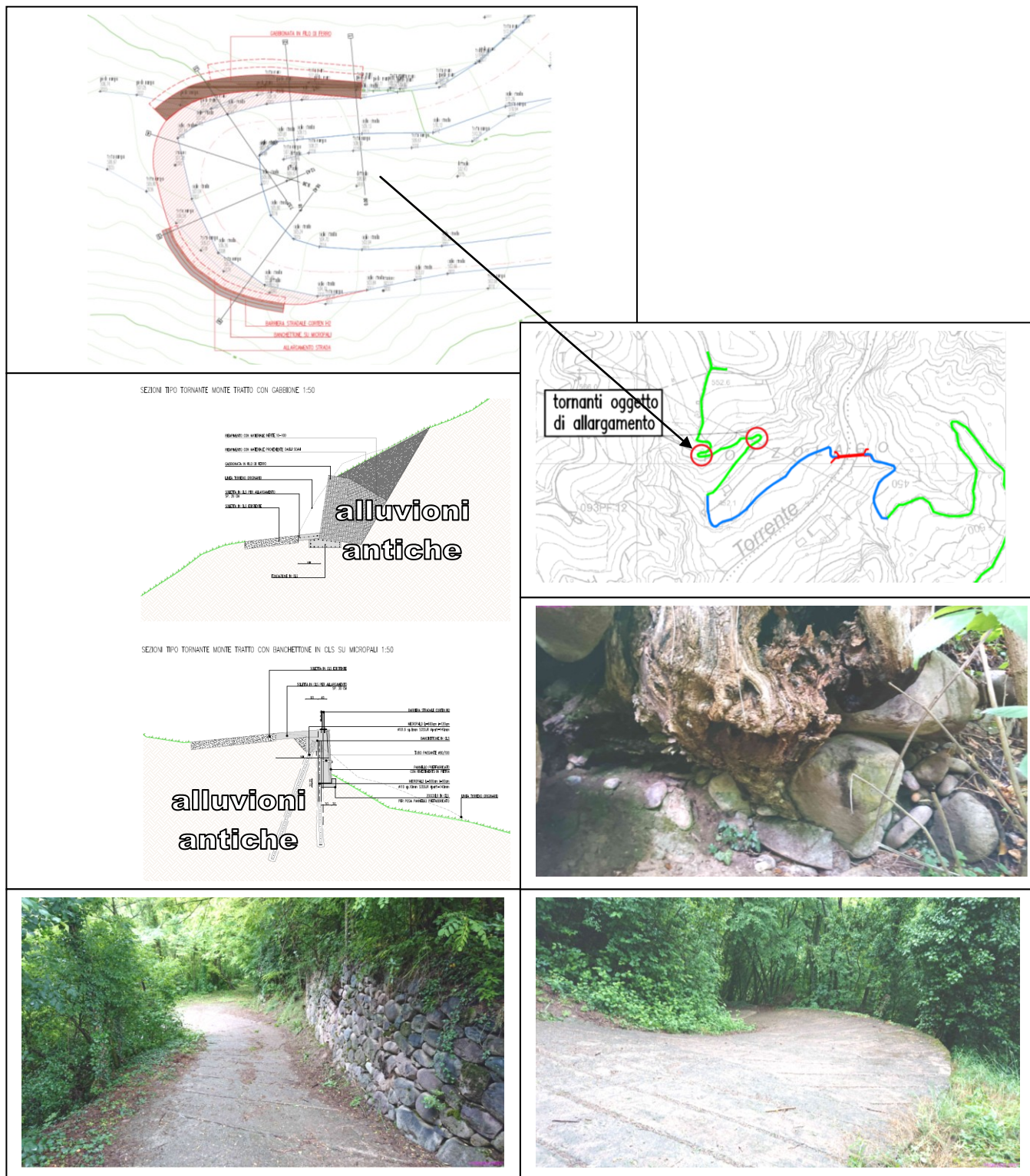


Si eseguirà anche un intervento di sistemazione ed allargamento di un tornante: tutto il sedime di interesse è costituito da roccia porfirica, ancorchè fratturata. L'intervento prevede la demolizione di una parte del tornante e l'arretramento della scarpata di monte, in roccia porfirica: le soluzioni di progetto risultano correttamente dimensionate per la buona riuscita dell'intervento entro al contesto geologico di riferimento.





## Intervento di allargamento “tornante alto”



Si è deciso infine di eseguire un piccolo intervento di sistemazione ed allargamento di un altro tornante, a monte del precedente: tutto il sedime di interesse è costituito da antiche alluvioni fluvio-glaciali a ciottoli in matrice sabbio – limosa. Per allargare e rinforzare il banchettone di valle, che presenta scavarnamenti, si utilizzeranno micropali, mentre per l'allargamento di monte si utilizzerà, quale rinforzo dello scavo, un'opera di sostegno in gabbionata.

Queste opere, visto il contesto geologico di riferimento, sono certamente valide ed adeguate al raggiungimento degli scopi progettuali.



#### 4.7. Conclusioni

La presente relazione geotecnica presenta la discussione delle varie tematiche geotecniche relative alla realizzazione del progetto: **"Collegamento Lona – Cembra per la valorizzazione della viabilità esistente a scopo turistico ed agricolo"** commissionato dal Comune di Cembra - Lisignago allo Studio Tecnico Associato AIA, ing. Zanetti Andrea di Trento.

Le principali tematiche geologico - geotecniche riconosciute e relativamente alle quali si sono fornite le necessarie indicazioni per rendere compatibile il progetto, sono:

- interventi di sistemazione delle nicchie erosive dovute alla colata detritica del rio Piazzole (o di Lona) avvenuta in data 05/12/2021,
- stabilità dei fronti di scavo: si è fornito il calcolo della pendenza di sicurezza e si sono discusse le condizioni al contorno per la stabilità,
- portanza delle fondazioni, sia per le spalle del ponte che per i muri di sostegno: presentato il calcolo relativo alla progettazione definitiva e comprendente i risultati in funzione delle norme NTC-18,
- necessità della predisposizione di drenaggi perimetrali e di uno strato di sottofondo nelle zone di possibile arrivo di filtrazioni idriche,
- necessità di predisporre dei rinforzi della scarpata, con consolidamento e drenaggio del terreno, in alcuni punti che si presentano detensionati.
- calcolo afflussi e descrizione delle modalità di smaltimento delle acque meteoriche.

Nello Studio di Compatibilità, elaborato parte integrante della documentazione progettuale, vengono inoltre discusse nel dettaglio le opere che rendono compatibile il progetto nei confronti delle varie componenti della pericolosità: crolli, frane, litogeomorfologica, fluviale e torrentizia.

Il presente elaborato è redatto in ottemperanza ai contenuti del D.M. 17/01/2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", fa riferimento alla relazione geologica del progetto definitivo e costituisce documento progettuale idoneo per il rilascio della concessione ad edificare.

La presente relazione geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno riguarda la fase di progetto definitivo e dovrà essere integrata in fase esecutiva con tutte le previste verifiche della sicurezza e delle prestazioni di cui al capitolo 6.2.4. delle NTC 2018."

Richiamando validi concetti espressi anche dalla precedente normativa (DM 11/03/88), inoltre, si prescrive che "La validità delle ipotesi di progetto dovrà essere controllata durante la costruzione considerando, oltre ai dati raccolti in fase di progetto, anche quelli ottenuti con misure ed osservazioni nel corso dei lavori per adeguare, eventualmente, l'opera alle situazioni riscontrate".

San Cristoforo, **novembre 2021**



Studio Geologico Associato GeoAlp  
dott. geol. Icilio Vigna