

COMMITTENTE:



RETE FERROVIARIA ITALIANA S.p.A.
DIREZIONE OPERATIVA INFRASTRUTTURA TERRITORIALE (DOIT)

PROGETTAZIONE:

PROGETTISTA

ETS S.r.l.

Via Benedetto Croce, 68
00142 Roma
email: info@etsingegneria.it

SOGGETTO TECNICO:

RFI - DIREZIONE OPERATIVA INFRASTRUTTURA TERRITORIALE DI GENOVA
S.O. INGEGNERIA

PROGETTO ESECUTIVO

Aggiornamento della Progettazione Esecutiva della galleria artificiale di Mele
(compreso il relativo tracciato ferroviario, dal PL fino all'imbocco della galleria del Turchino),
comprensiva degli interventi propedeutici alla realizzazione della galleria artificiale - Linea Genova - Ovada - Acqui Terme

RELAZIONE GEOTECNICA

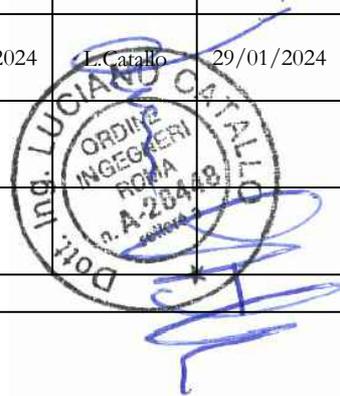
SCALA : --

FOGLIO 1 di 58

PROGETTO/ANNO SOTTOPR. LIVELLO NOME DOC. PROGR.OP. FASE FUNZ. NUMERAZ.

3 5 3 7 2 3 0 0 0 P E T S P N 0 1 0 0 0 6 0 1

Rev.	Descrizione	Progettista	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
0	EMISSIONE	G.Grossi	29/09/2023	R.Giordano	29/09/2023	L.Catalo	29/09/2023	D.Lagonesta	13/10/2023
1	EMISSIONE	R.Giordano	29/01/2024	F.Foria	29/01/2024	L.Catalo	29/01/2024	D.Lagonesta	29/01/2024
		<i>Ricardo Giordano</i>				<i>L. Catalo</i>			



LINEA

L	4	4	1

SEDE TECNICA

L	O	0	2	8	2

INDICE

1	Premessa.....	1
2	Inquadramento dell'area	3
3	Monitoraggio geotecnico pregresso	4
4	Indagini geognostiche e prove geotecniche.....	5
4.1	Indagini e prove pregresse	5
4.2	Campagna di indagini 2023.....	5
5	Assetto litostratigrafico e idrogeologico.....	6
5.1	Assetto idrogeologico	7
6	Il movimento franoso.....	8
6.1	Caratteristiche del dissesto.....	8
6.2	Lineamenti meteo climatici dell'evento	8
6.3	Cause del dissesto	10
6.4	Back analysis del dissesto.....	10
6.4.1	Metodologia di analisi	11
6.4.2	Condizioni di analisi	13
7	Caratterizzazione geotecnica.....	20
7.1	Coltre colluviale (Unità litologica I).....	20
7.1.1	Parametri di resistenza	20
7.1.2	Parametri di deformazione	21
7.2	Termini di riporto a prevalenza sabbioso ghiaioso limosa (Unità litologica II).....	22
7.2.1	Densità relativa.....	22
7.2.2	Parametri di resistenza	23
7.2.3	Parametri di deformazione	24
7.2.4	Peso di volume	25
7.2.5	Valori assunti per i parametri geotecnici fondamentali	25
7.3	Ammasso roccioso litoide o pseudolitoide (Unità litologica III)	25
7.3.1	Comportamento "isotropo"	26
8	Aspetti sismici	1
8.1	Inquadramento sismico	1
8.2	Aspetti normativi.....	4
8.3	Pericolosità sismica di base.....	5
8.4	Stabilità del sito alla liquefazione.....	10



ALLEGATO I 13



Relazione geotecnica
Linea ferroviaria Genova – Ovada – Acqui Terme
Progettazione della Galleria artificiale (compreso il relativo
tracciato ferroviario) ed opere propedeutiche

1 Premessa

Il presente elaborato rientra nell'ambito della Progettazione Esecutiva con oggetto "Aggiornamento della Progettazione esecutiva della galleria artificiale di Mele (compreso il relativo tracciato ferroviario, dal PL fino all'imbocco della galleria del Turchino), comprensiva degli interventi propedeutici alla realizzazione della galleria artificiale- Linea Genova – Ovada – Acqui Terme" con Contratto Applicativo N. 5028000758-23-10-180 e Accordo Quadro n. 1388/2022 - FIRENZE - Lotto n. 5.

In occasione delle eccezionali precipitazioni del mese di Novembre 2000 si è attivato un esteso movimento franoso interessante il settore di versante a monte della Stazione FS di Mele (GE), in sponda orografica sinistra del Rio Turchino; il dissesto, esteso da poco a monte della S.S. 456 "del Turchino" alla linea ferroviaria Genova - Ovada, ha compromesso la viabilità stradale e successivamente interessato il tracciato ferroviario.

Per il controllo e lo studio delle fasi evolutive del fenomeno venne realizzato un sistema di monitoraggio del versante, installato per fasi successive compatibilmente con il carattere di emergenza dell'intervento e le disponibilità logistiche della strumentazione; il monitoraggio venne finalizzato a consentire la massima sicurezza possibile in funzione delle strumentazioni installate. Le misure eseguite sul sistema evidenziarono significative accelerazioni del fenomeno in occasione delle intense precipitazioni del 7 - 9 Dicembre 2000, del 3 - 6 Gennaio 2001 e del 23 - 26 Gennaio 2001, con evidente peggioramento delle condizioni di stabilità sino al parziale crollo del muro di sostegno di controripa della sede ferroviaria.

Nell'ambito del primo stralcio di interventi, per la definizione delle caratteristiche geotecniche e litostratigrafiche del versante e la posa della strumentazione geotecnica, venne condotta da RFI una campagna di indagini geognostiche articolata su due fasi che, unitamente alle misure del monitoraggio ed alle osservazioni di superficie, consentì di individuare con buona approssimazione la geometria del dissesto in atto.

Le osservazioni condotte consentirono di definire una prima fase di opere di sistemazione per il versante, sostanzialmente suddivisibili in interventi di consolidamento a carico delle murature conservate e nella parte sostanziale dell'opera di consolidamento del piede, per il tratto di muratura crollato; gli interventi non prevedettero l'asportazione del materiale di accumulo al piede del versante.

La suddivisione delle opere per fasi derivò dalla necessità di integrare gli interventi in progetto con le opere di consolidamento di monte previste dall'ANAS, nell'ambito di una soluzione finalizzata alla stabilizzazione globale del versante compreso tra la sovrastante autostrada e la linea ferroviaria di fondovalle. Al riguardo è necessario evidenziare che gli interventi eseguiti dall'ANAS si rilevarono evidentemente difforni rispetto a quanto preventivamente indicato negli elaborati progettuali forniti da RFI; con conseguente necessità di porre in opera interventi di sostegno provvisorio degli scavi, indispensabili alla realizzazione delle opere comprese nel progetto del primo stralcio di interventi.

Queste consistettero sostanzialmente nella realizzazione di interventi di consolidamento delle porzioni di muratura ai margini del dissesto attraverso cordoli in testa con micropali e tiranti ripartiti attraverso un graticcio di travi in acciaio; in corrispondenza del tratto di muro crollato fu realizzata un'opera d'arte più imponente, costituita da pali di grande diametro $\phi 1200$, colonne di jet-grouting con diametro $\phi 800$, tiranti di ancoraggio ed infine con micropali $\phi 250$, il tutto disposto in modo da formare una struttura rigida assimilabile ad una struttura composita costituita da pozzi drenanti.

Nell'anno 2006 fu predisposto apposito progetto, di livello esecutivo, degli interventi di sistemazione del versante dissestato ed alla realizzazione di opere accessorie di adeguamento della nuova stazione ferroviaria, prevedono la realizzazione di una galleria artificiale in corrispondenza del tratto di muratura crollato, con conseguente riprofilatura della porzione superiore del versante, e la realizzazione di alcuni sottopassi e fabbricati di servizio alla sottostazione elettrica.

I suddetti interventi di sistemazione definitiva del versante, ad oggi non realizzati, costituiscono l'oggetto del presente progetto, predisposto al fine di ottimizzare ed adeguare ai mutati disposti normativi l'originaria idea progettuale.

Allo scopo è stata recentemente condotta una campagna di indagini geognostiche finalizzata a meglio definire l'assetto litostratigrafico locale e le caratteristiche dei litotipi presenti.

Nel presente elaborato si illustrano sinteticamente le risultanze delle indagini attuali e pregresse, per comodità di consultazione raccolte in apposito fascicolo – Elaborato 3537_23_000_PE_TSPN_01_00_0605-0_Fascicolo

delle indagini geognostiche, delle prove in situ e delle analisi e prove di laboratorio – e si procede alla caratterizzazione geotecnica-geomeccanica dei depositi interessati dalle opere in progetto. Stante il contesto in cui ci si colloca, e la finalità delle opere in progetto, sebbene non vi siano indicazioni di particolare rilievo rispetto a quanto emerso nelle precedenti fasi progettuali, si è ritenuto opportuno procedere tra l'altro all'analisi a ritroso del fenomeno occorso (back analysis).

2 Inquadramento dell'area

Gli interventi in esame riguardano il completamento della sistemazione del movimento franoso che ha interessato la Stazione RFI di Fado Mele (GE) ed alcune opere di adeguamento funzionale della stessa.

Il movimento franoso in esame interessa il settore di versante a monte della stazione, in sponda orografica sinistra del Rio Turchino; il dissesto, manifestatosi nel Dicembre 2000 ed esteso da poco a monte della S.S. 456 "del Turchino" alla linea ferroviaria Genova - Ovada, ha compromesso la viabilità stradale al km 98+700 e parzialmente occupato la sede ferroviaria sottostante.

Dal punto di vista geologico la formazione prevalente è rappresentata dai Calcescisti del Turchino, costituiti da scisti a natura prevalentemente calcarea. In corrispondenza del sito è cartografato il contatto con un lembo appartenente alle Prasiniti di Campo Ligure. Il dettaglio della caratterizzazione geologica e geomorfologia è riportato nello specifico elaborato.

3 Monitoraggio geotecnico progressivo

In seguito alla prima eclatante manifestazione del fenomeno franoso, RFI provvede all'installazione di un sistema di monitoraggio superficiale e di profondità finalizzato a valutare l'evoluzione dei processi deformativi a carico del versante a monte del tracciato ferroviario, durante le fasi eclatanti del dissesto.

L'analisi dei dati rilevati ha permesso di sintetizzare quanto segue:

- È evidente un sostanziale accordo dei risultati evidenziati dalle differenti strumentazioni installate;
- L'analisi dell'andamento di precipitazioni e misure di spostamento del corpo frana nel periodo di monitoraggio del movimento ha consentito di definire una diretta correlazione tra tali grandezze, permettendo di ricondurre l'insorgere del fenomeno all'evento meteorico dell'inizio del mese di Novembre;
- Sono state individuate tre fasi di significativa accelerazione del dissesto, in occasione dei periodi di precipitazione del 7-8 dicembre 2000 (fase a), del 3-6 gennaio 2001 (fase b) e del 22 – 24 gennaio 2001 (fase c), con conseguente crollo della struttura;
- Il confronto tra i dati quantitativi di precipitazione derivati dal pluviometro presente entro la stazione RFI di Mele e l'andamento temporale degli spostamenti indica che i periodi di accelerazione del dissesto si sono protratti per alcuni giorni oltre la fine dell'evento meteorico;
- La progressiva accelerazione degli spostamenti ha indotto significative deformazioni a carico della muratura di controripa RFI, in special modo a partire dall'evento del 3 – 6 gennaio 2001, sino al crollo manifestatosi il 26 gennaio 2001.

In questa fase è opportuno ricordare come le misure eseguite sugli inclinometri durante le fasi di evoluzione del dissesto abbiano consentito una precisa individuazione della superficie di scivolamento entro il versante, collocata a circa 13,5 m - 14,5 m dal pregresso p.c.. Gli spostamenti giornalieri rilevati sono stati inizialmente inferiori al centimetro, e successivamente incrementati a circa 2 –3 cm, sino al tranciamento dei tubi inclinometrici avvenuto il giorno 6 gennaio 2001, con valori di deformazione relativa in corrispondenza della superficie di scorrimento superiori ai 12 cm. Diverso comportamento ha subito l'inclinometro I3, posto immediatamente a ridosso della muratura e soggetto ad una progressiva flessione del settore di colonna oltre il substrato alterato, in accordo con il comportamento del paramento del muro, sino al collasso dello stesso.

I rilevamenti manuali eseguiti sui piezometri hanno invece mostrato modeste escursioni del livello della falda, mediamente contenute entro il metro, correlabili comunque ai periodi di precipitazione atmosferica.

Nell'ambito degli interventi di prima fase il sistema di monitoraggio fu implementato con l'installazione di strumentazione per il controllo del comportamento delle strutture realizzate (colonne inclinometriche solidali agli elementi strutturali e celle di carico in corrispondenza delle testate dei tiranti di ancoraggio); non è stato per altro possibile reperire alcuna informazione circa le osservazioni registrate e la funzionalità dei medesimi.

Una sintesi di maggior dettaglio circa le caratteristiche del sistema di monitoraggio e le indicazioni dal medesimo desunte vengono riportate nell' *Elaborato 3537_23_000_PE_TSPN_01_00_0606_Sintesi dei monitoraggi progressivi*. Si specifica che all'interno del documento risultano riportati solo i dati parzialmente recuperati, in quanto, essendo relativi a studi eseguiti in non recente passato, non sono stati del tutto reperibili.

4 Indagini geognostiche e prove geotecniche

4.1 Indagini e prove pregresse

Per la definizione dell'assetto litostratigrafico locale e delle caratteristiche geometriche del dissesto fu condotta da RFI una campagna geognostica lungo il versante; la campagna articolata su due fasi, consistette nella realizzazione di diversi sondaggi geognostici, in parte utilizzati per l'installazione della strumentazione di monitoraggio profondo.

Nella prima fase di indagine RFI, contemporanea all'evento (Dicembre 2000), sono state eseguite perforazioni, con lunghezza variabile tra 10 e 31 m da p.c., delle quali 4 a carotaggio continuo e 3 a distruzione di nucleo, con posa di inclinometri e piezometri a tubo aperto.

Nella seconda fase di indagine RFI, eseguita nel Luglio 2001 sono state eseguite 7 perforazioni a carotaggio continuo (S1 – S7), con lunghezza variabile tra 14 e 35 m da p.c., con posa di inclinometri (S2, S3, S5, S6).

Furono inoltre resi disponibili 7 sondaggi eseguiti lungo il tracciato stradale ed a monte dello stesso, successivamente al dissesto (realizzazione ANAS), con lunghezza variabile tra 30 e 63 m, e le risultanze di una precedente campagna di indagini geognostiche ANAS.

Per la definizione dei parametri di resistenza dei materiali presenti furono realizzate numerose prove geotecniche in sito; la natura dei litotipi individuati non consentì infatti il prelievo di campioni indisturbati su cui eseguire attendibili prove di laboratorio, per la determinazione diretta di parametri geotecnici.

La prova pressiométrica risultò la più idonea a ricavare indicazioni per la stima dei parametri geotecnici, unitamente alle indicazioni qualitative fornite da alcune prove penetrometriche dinamiche in foro (SPT). Al riguardo va peraltro sottolineato che l'eterogeneità e la natura del complesso indagato, unitamente alla tipologia di prova, consentirono soltanto una valutazione di massima dei parametri di resistenza.

Nello specifico furono eseguite 41 prove pressiométriche Menard, e 51 prove penetrometriche dinamiche SPT.

Durante la seconda fase di indagini sono state inoltre eseguite 9 prove di classificazione granulometrica su campioni prelevati dai sondaggi S2, S3, S4, lungo lo sviluppo della traccia del muro crollato, al fine di consentire una valutazione sulle caratteristiche granulometriche dei materiali da sottoporre a trattamento colonnare.

Un'ulteriore campagna di indagine venne condotta nell'anno 2004 a supporto del progetto esecutivo degli interventi di stabilizzazione definitiva del versante; le indagini riguardarono il tracciato della nuova galleria artificiale ed i settori interessati dai principali interventi di adeguamento della Stazione Ferroviaria (sottostazione elettrica e sottopassi passeggeri) in progetto.

In tale occasione furono eseguite perforazioni a carotaggio continuo, con lunghezza variabile tra 10 e 20 m dall'attuale p.c., (S1, S2, S3, S4, S5, S6, S6 bis), con posa di un piezometro a tubo aperto (S2), e prove geotecniche in sito volte ad indagare le caratteristiche geotecniche dei terreni di riporto costituenti l'attuale piazzale della stazione; nello specifico furono realizzate 14 prove penetrometriche dinamiche in foro SPT.

4.2 Campagna di indagini 2023

A supporto della presente fase progettuale è stata recentemente condotta una nuova campagna geognostica (2023), consistente nella terebrazione di 2 sondaggi, approfonditi rispettivamente di 15 m (S4Pz) e 30 m (S1-DH), oltre 2 sondaggi approfonditi di soli 3 m finalizzati alla caratterizzazione ambientale dei terreni presenti (S2-A, S3-A). Anche in tal caso, in fase di esecuzione dei sondaggi si è provveduto alla realizzazione di prove penetrometriche dinamiche in foro SPT finalizzate ad indagare le caratteristiche geotecniche dei depositi individuati.

A completamento della campagna geognostica il foro di sondaggio S2-A è stato attrezzato mediante piezometro a tubo aperto con tratto finestrato a partire dalla profondità di 3,0 m; ad oggi non risultano per altro disponibili letture di esercizio dello stesso.

Il foro di sondaggio S1-DH al termine della perforazione è stato attrezzato per la successiva realizzazione di prova sismica in foro *down-hole*.

I rapporti stratigrafici, riportate per esteso nel "fascicolo delle indagini", e nelle sezioni e profili geotecnici nei quali si fornisce una interpretazione riferita al contesto in cui i medesimi si collocano, in buon accordo con le risultanze pregresse indicano la presenza di termini incoerenti in parte riferibili a riporti di natura antropica ed in parte alla coltre detritica, in sovrapposizione al substrato litoide o pseudolitoide, qui sostanzialmente costituito da calcescisti a diverso grado di fratturazione.

5 Assetto litostratigrafico e idrogeologico

L'analisi delle risultanze geognostiche disponibili ha consentito di individuare un anomalo andamento del substrato litoide o pseudolitoide rispetto all'assetto morfologico superficiale.

Nell'ambito generale del settore dissestato è stato possibile osservare un marcato approfondimento del substrato, che passa da circa 19 – 25 m a circa 38 – 42 m spostandosi da N a S lungo la traccia della sede stradale ANAS; tale assetto è confermato a monte della sede stradale, con valori variabili da 17 – 34 m a circa 38 – 54 m in corrispondenza del piazzale a ridosso del viadotto autostradale. L'assetto stratigrafico emerso dalle indagini geognostiche è sostanzialmente confermato da precedenti campagne di prospezione geofisica e indica la presenza di una locale depressione del substrato in corrispondenza della parte centrale del dissesto, la cui natura è difficilmente interpretabile e che è stato probabilmente celato da successivi processi di deformazione a carico del versante e comunque ad essi connesso. E' verosimile ipotizzare una risalita del substrato nel settore Sud, non confermata dai dati stratigrafici disponibili in questa fase.

Analoghe considerazioni valgono per il settore di versante di diretto interesse, compreso tra la sede stradale ANAS ed il sottostante piazzale RFI, ove tale assetto sembrerebbe confermato nella porzione mediana, con tendenza ad esaurimento lungo il profilo tracciabile immediatamente a monte del muro RFI. In particolare, lungo lo sviluppo della porzione mediana, il substrato litoide competente si individua rispettivamente alla profondità di 10,0 – 20,0 m dal piano di esecuzione delle indagini. Tale differenza deriva sostanzialmente dalla presenza di una significativa porzione di alterazione del substrato, in corrispondenza di S6 (2001), con potenza di 8 – 10 m. Tale livello si pone in corrispondenza della superficie di scorrimento o potrebbe esserne interessato. E' inoltre ragionevole ipotizzare che tali porzioni di alterazione rappresentino l'attuale stato di conservazione di livelli interessati da pregresse deformazioni gravitative su più larga scala; il grado di alterazione risulta verosimilmente più evidente nella porzione medio elevata del versante, a conferma di quanto esposto sopra.

I sondaggi S1 ed S7, eseguiti lungo il piazzale a circa 10 m dal muro esistente, ed i sondaggi S2, S3 ed S4, eseguiti lungo lo sviluppo della muratura crollata (durante la campagna del 2001), individuano la presenza del substrato a quota variabile tra -1,0 – -1,5 m dal p.f., con valori di RQD compresi tra 0 – 40%.

I sondaggi pregressi individuano il substrato ad una quota di circa 2,0 – 4,0 m al di sopra di p.f., indicando un rapido innalzamento del substrato verso monte, come peraltro indicato dalle risultanze storiche della contabilità ferroviaria successiva alla realizzazione dell'opera.

Vanno inoltre evidenziate le porzioni di muratura individuate durante l'esecuzione degli interventi, che hanno comportato uno spostamento a monte del manufatto di contenimento previsto in corrispondenza della muratura crollata. I primi pali di grande diametro eseguiti lungo lo sviluppo dell'opera crollata hanno infatti evidenziato porzioni del muro di sostegno ancora in discrete condizioni di conservazione, che hanno condizionato in modo significativo la realizzabilità degli interventi e, conseguentemente, la scelta delle tipologie dell'opera di sostegno al piede e la posizione delle stesse, imponendo variazioni ed adeguamenti nel corso dell'esecuzione degli interventi realizzati.

L'assetto litostratigrafico lungo la traccia della galleria in progetto, in corrispondenza della sottostazione elettrica ed in corrispondenza del sottopasso viaggiatori, può essere delineato con sufficiente approssimazione sulla scorta delle indagini svolte nel 2004 e recentemente integrate con la terebrazione di ulteriori 2 sondaggi (2023).

Relativamente alla galleria artificiale in progetto, i sondaggi disponibili lungo lo sviluppo del ritto di monte hanno evidenziato la presenza del substrato litoide, con diverso grado di alterazione, entro 1,0 – 1,5 m dal piano del ferro. Poco oltre l'imbocco sud della galleria, la stratigrafia relativa al sondaggio S4Pz recentemente realizzato evidenzia un significativo approfondimento del substrato litoide, che qui è individuabile alla profondità di circa 8,0 m celato da termini detritici e di riporto.

Le indagini disponibili lungo lo sviluppo del ritto di valle indicano invece un approfondimento del substrato in corrispondenza del settore centrale del profilo della galleria, ove si è manifestato il crollo del muro. Sono individuabili riporti di varia natura, in alcuni casi evidentemente connessi allo smarino di galleria, localmente sovrapposti, nella sopra citata porzione centrale del profilo, a detrito di versante. La natura dei riporti è mediamente sabbioso-ghiaioso-limosa, con scarsa percentuale argillosa ed è sostanzialmente paragonabile a quella del detrito di versante. Le profondità a cui è rilevabile il substrato litoide sono variabili da circa - 6,0 m rispetto il p.f. (S4 - 2004), in corrispondenza dell'imbocco lato Ovada, a circa -8,5 m da p.f. (S6 - 2004), nel punto più depresso della porzione mediana, per tornare a circa -2,0 m da p.f. (S3 - 2004), in corrispondenza dell'imbocco lato Genova. Procedendo oltre l'andamento del substrato rispecchia quanto rilevato per la porzione più a monte caratterizzandosi per un significativo approfondimento; il sondaggio S1-DH (2023) individua il medesimo ad una

profondità di circa 14,5 m, mentre il sondaggio S2 (2004) terebrato in prossimità del sottopasso viaggiatori in progetto non lo individua entro la profondità di 16 m (massima profondità raggiunta dal medesimo).

Risulta quindi evidente una spiccata variabilità in senso longitudinale e trasversale al manufatto, che comporta la necessità di ricorrere a fondazioni di tipo indiretto al fine di limitare possibili cedimenti differenziali ed impostare il manufatto entro i termini litoidi.

Relativamente alla sottostazione elettrica in progetto, è disponibile un sondaggio specifico finalizzato a caratterizzare l'assetto litostratigrafico e le caratteristiche geotecniche dei materiali per tale settore (S1 – 2004). Si rileva la presenza di riporti di diversa natura (verosimilmente connessi allo smarino di galleria a partire da circa -5,0 m da p.c.), litologicamente costituiti da termini sabbioso ghiaioso limosi, sino a circa -9,6 m da p.c.. Successivamente si individua il substrato litoide rappresentato da calcescisti, con discreto valore di RQD.

Relativamente al sottopasso viaggiatori in progetto, sono stati eseguiti due sondaggi a carotaggio continuo del terreno, ubicati sui limiti del manufatto (S2, S5 – 2004). I sondaggi hanno evidenziato la presenza di riporti di varia natura, essenzialmente costituiti da termini sabbioso ghiaioso limosi, sovrapposti a termini detritici di natura simile e quindi al substrato litoide costituito da calcescisti. In particolare, in corrispondenza del lato di monte del manufatto, i riporti sono presenti sino a circa -7,0 m da p.c., successivamente sono individuabili termini detritici sino a circa -11,3 m da p.c. e quindi il substrato litoide. In corrispondenza del lato di valle del manufatto sono invece presenti riporti sino a circa -11,0 m da p.c. e successivamente termini detritici di analoga natura sino alla massima profondità indagata (-16,0 m da p.c.). In corrispondenza del sondaggio S2 (lato valle) è stato installato un piezometro, che rileva la presenza di acqua a partire da circa -15,0 m da p.c., e quindi non interferente con le opere in progetto; sarà peraltro opportuno un controllo del livello di falda durante il periodo della progettazione e successivamente allo stesso, al fine di valutare eventuali innalzamenti non prevedibili in questa fase.

L'assetto litostratigrafico individuato per il piazzale, estremamente variabile sia lungo lo sviluppo dei binari che in direzione ortogonale al torrente, deriva da una morfologia fortemente modificata in seguito all'antropizzazione dell'area (realizzazione della galleria e del piazzale stesso). Durante le fasi di realizzazione della galleria ferroviaria, il piazzale assunse infatti un'importanza strategica, ospitando i principali impianti di cantiere e baraccamenti. E' quindi verosimile, e ve ne è traccia nei manufatti realizzati, che il settore sia stato oggetto di radicali cambiamenti morfologici, con spostamento dell'asse del rio, dislocato in prossimità del versante destro con opere idrauliche di rilievo, e con imponenti scavi a monte e conseguenti opere di contenimento (interessate dal recente crollo). Ciò consentì di ottenere un importante piazzale di manovra, ricavato in parte proprio con il deposito dei materiali di risulta dagli scavi di monte e di smarino della galleria. L'andamento irregolare del substrato al di sotto del piazzale è quindi verosimilmente connesso alla presenza del paleoalveo celato del torrente, oltre che essere fortemente influenzato dall'interferenza con la paleofrana.

5.1 Assetto idrogeologico

Relativamente all'idrogeologia dell'area entro i materiali di copertura, va sottolineato che l'assetto morfologico del substrato e la natura colluviale del detrito condizionano in modo significativo la circolazione idraulica entro il versante, favorendo la concentrazione per sacche e comunque per settori localizzati dei processi di filtrazione. Non è possibile individuare una superficie piezometrica definita, come peraltro è risultato evidente dalla interpretazione dei risultati delle letture piezometriche, quanto piuttosto locali falde sospese entro settori a maggiore permeabilità, legate alle precipitazioni, che comunque contribuiscono al decadimento locale dei parametri geotecnici.

La circolazione idraulica entro il substrato appare significativamente influenzata dalla presenza di livelli ad elevata alterazione e fratturazione, connessi alle deformazioni subite dallo stesso, che favorisce locali ed anomale concentrazioni contribuendo ad accentuare i processi esposti sopra.

6 Il movimento franoso

6.1 Caratteristiche del dissesto

Nel paragrafo seguente si riporta la descrizione delle caratteristiche del dissesto rilevate in occasione della manifestazione parossistica del medesimo osservata nel 2000 e delle successive attività geognostiche, già analizzate nelle precedenti fasi progettuali.

L'analisi morfologica e l'interpretazione fotogrammetrica dell'area in esame hanno permesso di individuare in modo evidente un diffuso stato di dissesto lungo l'intero versante, a partire dalla linea ferroviaria sino ad oltre il sovrastante tracciato autostradale. In tale contesto il fenomeno di interesse rappresenta una locale riattivazione di una porzione di un più vasto dissesto, del quale sono individuabili i limiti morfologici e le opere di consolidamento realizzate (vedi elaborato geologico).

Entro l'accumulo dalla frana antica, la tendenza a locali riattivazioni è confermata dal dissesto recentemente manifestatosi (1986), nel settore di versante a Nord dell'attuale movimento, già interessato da interventi di consolidamento e bonifica e compreso tra la strada statale e l'autostrada.

E' inoltre da rilevare la presenza di un settore a minore acclività in corrispondenza dell'imposta della spalla del viadotto Fado, evidenziato dall'analisi delle foto aeree precedenti alla realizzazione dell'autostrada e probabilmente attribuibile alla porzione sommitale dell'accumulo dell'antico fenomeno.

Lo studio delle giaciture degli affioramenti individuati lungo lo sviluppo dell'areale considerato conferma sostanzialmente la delimitazione individuata dall'analisi fotogrammetrica e morfologica. Per un vasto settore del versante in esame risulta infatti evidente una ragionevole congruenza nell'assetto della scistosità, sostanzialmente a reggipoggio, con direzione ed inclinazione rispettivamente variabili tra 70 – 100° e tra 60 – 70°; tale assetto non è confermato entro il settore morfologicamente attribuito al pregresso fenomeno gravitativo, ove la scistosità presenta giaciture casuali.

La porzione di frana recentemente attivata ha individuato un evidente settore di coronamento, poco a monte della sede stradale, che è proseguito lungo la sede stessa e successivamente sino alla parte mediana del versante, definendo i margini laterali del fenomeno (vedi elaborati geologici). Le dislocazioni manifestatesi in seguito all'evento sono plurimetriche in senso verticale e pluridecametriche in senso orizzontale, con totale compromissione delle opere di sottoscarpa esistenti. Il fenomeno gravitativo ha manifestato una larghezza sommitale di circa 50 m, a circa 100 m nella porzione terminale; lo sviluppo longitudinale del dissesto è stato di circa 80 m, su un dislivello di circa 60 m.

L'analisi della morfologia e delle fessurazioni evidenziate sul versante successivamente al dissesto ha indicato che, lungo il margine Nord, verso la parte terminale, il materiale dislocato è stato solo parzialmente contenuto dall'opera di sostegno al piede, localmente aggirata senza il completo scarico a valle del detrito. L'esame delle risultanze della seconda campagna di indagini ha fornito significative informazioni relative all'assetto stratigrafico di tale settore; in particolare il sondaggio S6 (2001) ha individuato un evidente livello di alterazione del substrato, verosimilmente già interessato da antica dislocazione sino alla quota di 18,0 m da p.c. (alla cui quota si riscontra un livello milonitizzato ed argillificato), entro il quale si è ragionevolmente sviluppata la recente superficie di scorrimento. Gli affioramenti di zolle litoidi dislocate entro l'accumulo evidenziano materiali con caratteristiche analoghe al livello sopra descritto.

Lungo il margine Sud dell'accumulo, in prossimità del tratto di muro conservato - lato Genova, sono evidenti concentrazioni e venute idriche localizzate che sono state interessate da interventi di drenaggio profondo.

6.2 Lineamenti meteo climatici dell'evento

Con riferimento alla determinazione delle cause scatenanti del fenomeno franoso, si riportano nel seguito alcuni stralci relativi ai bollettini del Centro Meteo-Idrologico della Regione Liguria, relativi al periodo di anomale precipitazioni verificatosi nei mesi di Ottobre, Novembre, Dicembre 2000, prima e durante il periodo di manifestazione del fenomeno franoso, ed in particolare all'evento alluvionale del 6 Novembre 2000.

LA METEOROLOGIA DEL MESE DI OTTOBRE 2000

PRECIPITAZIONI IN LIGURIA

I valori di pioggia hanno superato i valori climatologici calcolati su oltre una serie centennale di dati climatologici (181 mm mensili per la Città di Genova secondo i dati del Mennella, 188 mm secondo dati aggiornati su oltre un secolo). Si sono registrati oltre i 130 mm con ben 12 giorni piovosi su Genova. Per La Spezia invece sono stati registrati valori ben superiori, che hanno superato i 250 mm (contro i circa 180 mm attesi in media per Ottobre su tale località, sempre secondo i dati climatologici del Mennella) con un massimo di 52mm/24h l'11 del mese”.

LA METEOROLOGIA DEL MESE DI NOVEMBRE 2000

PRECIPITAZIONI IN LIGURIA

L'autunno con Novembre entra in un periodo decisamente più freddo, rispetto ad Ottobre, ma ancora in grado di far parlare di se, sia per le abbondanti precipitazioni, sia per un significativo aumento della frequenza delle giornate nuvolose e ventose: infatti sulla nostra regione proprio in questo mese si possono concentrare i massimi annuali di giorni piovosi (dati dell'ultimo decennio). Quest'annata i valori di pioggia hanno superato e raddoppiato i valori climatologici attesi per Novembre, calcolati su oltre una serie centennale di dati (181 mm mensili per la Città di Genova secondo i dati del Mennella, 188 mm secondo dati aggiornati su oltre un secolo). Infatti abbiamo avuto precipitazioni massime cumulate in 24 sui 90 mm almeno in due occasioni del mese sul capoluogo ligure, rispettivamente nei giorni 6 e 17 Novembre. In totale a Genova si sono registrati infatti ben oltre 400 mm di precipitazioni con almeno 5 giornate caratterizzate da oltre 50 mm e più di 15 giorni piovosi!. A La Spezia è piovuto di meno rispetto a Genova ed i giorni più piovosi sono stati il 6 (con 76,65 mm/24h) e il giorno 24 Novembre (con 50,8 mm/24h).”

LA METEOROLOGIA DEL MESE DI DICEMBRE 2000

PRECIPITAZIONI IN LIGURIA

Dicembre è ancora caratterizzato da valori di precipitazione più modeste rispetto a Novembre (in media a Genova si passa dai 180-200 mm attesi di Novembre ai 90-120 attesi per Dicembre), ma ancora significativi, soprattutto nelle località di Levante (a La Spezia sono attesi per Dicembre infatti 160 mm). Quest'anno sul capoluogo ligure abbiamo registrato un totale di circa 130 mm, leggermente superiore ai valori climatologici. Si sono avute punte di 43 e 52 mm/24h attorno nel corso della prima settimana. Successivamente abbiamo assistito ad un periodo di una quindicina di giorni caratterizzato da scarse o nulle precipitazioni. Solo nell'ultima settimana abbiamo avuto deboli precipitazioni, con picchi che hanno sfiorato i 20 mm/24h tra il 25 e il 26 Dicembre. A La Spezia invece è piovuto decisamente meno con valori inferiore a quelli attesi per il periodo d'interesse; massimi di circa 30mm/24h si sono registrati il giorno 26 Dicembre”.

ANALISI METEOROLOGICA DELL'EVENTO ALLUVIONALE DEL 6 NOVEMBRE 2000

PREMESSA

Una eccezionale ondata di maltempo ha investito dalla notte di domenica 5 novembre e per tutta la giornata di lunedì 6 la Liguria, spazzandola da Ponente a Levante con piogge intense e persistenti, venti forti ed un mare molto agitato che ha flagellato con una violenta mareggiata le coste liguri, specialmente quelle del Levante. Le cause dell'eccezionale intensità di questo evento sono da ricercare assai lontano e precisamente in un profondo e potente ciclone sviluppatosi alcuni giorni prima (venerdì 3) in prossimità della Groenlandia.

Gli effetti di questo poderoso ciclone sul Nord Italia ed in particolare sulla Liguria sono stati aggravati dal fatto che abbondanti precipitazioni avevano investito queste regioni nei giorni precedenti all'evento, saturando completamente il terreno”.

L'analisi dei dati sopra esposti evidenzia un anomalo periodo di precipitazioni, protratto dall'Ottobre al Dicembre 2000, con valori decisamente superiori alla media attesa, secondo i valori climatologici calcolati su una serie

ultracentennale di dati; sono inoltre evidenti significativi periodi impulsivi, come gli eventi del 6 e 17 Novembre 2000, cui può essere attribuito carattere di eccezionalità.

Gli eventi descritti sopra rappresentano sicuramente la principale causa scatenante del fenomeno franoso, peraltro favorito dalla predisposizione del settore di versante al dissesto (collocazione dell'areale entro l'accumulo di una frana antica), come sarà meglio esposto nel seguito.

6.3 Cause del dissesto

L'analisi comparativa dei dati pluviometrici forniti dall'Ufficio Idrografico e Mareografico di Genova, relativi al pluviometro ubicato sul piazzale della Stazione Ferroviaria di Mele, e delle misure disponibili dal sistema di monitoraggio sull'evoluzione deformativa del versante hanno consentito di evidenziare una chiara correlazione tra gli eventi. I dati pluviometrici sono relativi al periodo Ottobre 2000 – Gennaio 2001, mentre il monitoraggio ha riguardato il periodo Dicembre 2000 – Gennaio 2001. È risultata evidente la progressione del fenomeno da monte verso valle, con successiva attivazione di settori più ampi del versante, messa in luce anche dall'analisi temporale delle misure topografiche. Tale progressivo incremento della sensibilità e dell'entità della risposta del movimento franoso ad eventi di precipitazione, è verosimilmente ascrivibile ad un processo di rottura progressiva del versante, con decadimento dei parametri di resistenza verso una condizione residua. In questo senso, ricordando che il monitoraggio è stato posto in atto in occasione di già evidenti manifestazioni del fenomeno a livello della sede stradale ANAS (Dicembre 2000), l'analisi comparativa di cui sopra consente di individuare l'inizio dell'attività deformativa nel periodo successivo all'evento alluvionale del Novembre 2000, cui è attribuibile l'innescamento del fenomeno.

Le misure eseguite sugli inclinometri installati hanno evidenziato tale progressiva evoluzione dello stato deformativo, più evidente sugli inclinometri collocati nella porzione medio alta del versante. È stato possibile individuare una netta superficie di scorrimento collocata a circa 13,5 m - 14,0 m dall'originario p.c., prima che l'entità delle deformazioni compromettesse la fruibilità degli strumenti (tranciamento della colonna). Relativamente all'inclinometro collocato immediatamente a monte della muratura, è stato possibile individuare un progressivo processo di deformazione, con inclinazione della colonna verso valle a partire da circa 8 m dall'originario p.c., in corrispondenza del contatto detrito – substrato alterato, prima della compromissione della struttura; tale risultato è giustificabile con un probabile processo di dislocazione innescato a carico di una porzione della muratura.

Le misure eseguite sui piezometri installati, correlate con i valori di precipitazione dal pluviometro presente in stazione, hanno comunque evidenziato modeste escursioni della falda, mediamente contenute entro il metro. Peraltro, i drenaggi realizzati come intervento primario alla base del muro, hanno prodotto significative venute d'acqua, prevalentemente a carico del substrato. Tale comportamento è giustificato dalla scarsa permeabilità dei depositi detritici dell'unità superficiale e dalla loro verosimile origine da processi deformativi del versante, che hanno indotto processi di filtrazione per vie preferenziali, con formazione di sacche di accumulo e settori di saturazione; il fenomeno è stato accentuato in corrispondenza del contatto con il substrato, verosimilmente dotato di una buona permeabilità secondaria e quindi fonte di significativi apporti. Tale assetto ha comportato un probabile incremento locale delle pressioni interstiziali, favorito dalla morfologia del substrato, con decadimento dei parametri geotecnici e accelerazione del dissesto.

6.4 Back analysis del dissesto

Al fine di una migliore comprensione del fenomeno occorso, e di validazione delle caratteristiche di resistenza "su larga scala" dei depositi coinvolti nel fenomeno è stata condotta un'analisi a ritroso del fenomeno franoso (back analysis); in assenza di ulteriori approfondimenti geognostici relativi ai depositi costituenti il corpo di frana, di informazioni circa lo stato deformativo profondo e di nuove evidenze geomorfologiche di superficie, si è fatto specifico riferimento a quanto proposto nelle precedenti fasi progettuali, sia per quanto riguarda la morfologia del versante antecedente al fenomeno, sia per quanto riguarda l'assetto litostratigrafico ed idrogeologico e la geometria/collocazione della superficie di scorrimento.

Nello specifico sono state condotte una serie di analisi di stabilità finalizzate a verificare che alle ipotesi considerate corrispondessero condizioni di stabilità al limite dell'equilibrio, rappresentative di condizioni di movimento incipiente, lungo superfici di scorrimento confrontabili con quanto a suo tempo definito sulla scorta delle risultanze del monitoraggio inclinometrico e dei rilievi di superficie.

Le analisi di stabilità sono state condotte adottando una schematizzazione bidimensionale del fenomeno facendo riferimento al metodo dell'equilibrio limite sinteticamente illustrato nel seguito.

6.4.1 Metodologia di analisi

Il grado di stabilità delle scarpate e dei pendii è in genere espresso numericamente dal rapporto tra le forze resistenti e le forze destabilizzanti. Valore inferiori all'unità indicano condizioni di instabilità, valori superiori indicano condizioni di stabilità.

Nel caso specifico le analisi di stabilità sono state condotte facendo ricorso al metodo dell'equilibrio limite globale (LEM).

In linea del tutto generale i metodi all'equilibrio ipotizzano per il terreno un comportamento rigido-perfettamente plastico; si ipotizza, cioè, che il terreno non si deformi fino al raggiungimento della condizione di rottura, e che, in tale condizione la resistenza al taglio di mantenga costante e indipendente dalle deformazioni accumulate.

I metodi basati sul concetto dell'equilibrio limite hanno in comune le assunzioni evidenziate nel seguito (Lancellotta, 1987):

- Le superfici di scivolamento sono definite e l'analisi di stabilità è effettuata considerando l'equilibrio della massa di terreno individuata da tali superfici, sottoposte alle forze al contorno;
- La resistenza al taglio necessaria all'equilibrio e agente lungo la superficie di scivolamento (ipotizzata o reale) è calcolata attraverso equazioni della statica;
- L'analisi è effettuata in condizioni di deformazione piane;
- La massa del pendio è suddivisa in un conveniente numero di conci;
- Il grado di stabilità delle scarpate e dei pendii è in genere espresso numericamente dal fattore di sicurezza, che si ottiene come rapporto tra le forze resistenti e le forze instabilizzanti; esso è inteso come il fattore per il quale possono essere divisi i parametri di resistenza per portare il pendio alle condizioni di equilibrio limite (rottura), ed è implicitamente assunto costante lungo tutta la superficie di scivolamento. Valori inferiori all'unità indicano condizioni di instabilità, valori superiori all'unità indicano condizioni di stabilità.

Nel caso specifico le analisi di stabilità sono state condotte mediante il metodo dell'equilibrio limite globale noto in letteratura come metodo dei conci (o delle strisce) implementato nel codice di calcolo SLIDE 7 (Rocscience Inc., Toronto, Ontario CANADA) impiegato per le analisi.

Tale metodo prevede la suddivisione della massa interessata dallo scivolamento, ovvero compresa tra il piano campagna e la superficie di rottura (ipotizzata o reale), in un numero discreto di conci, secondo la schematizzazione generale riportata nella figura seguente.

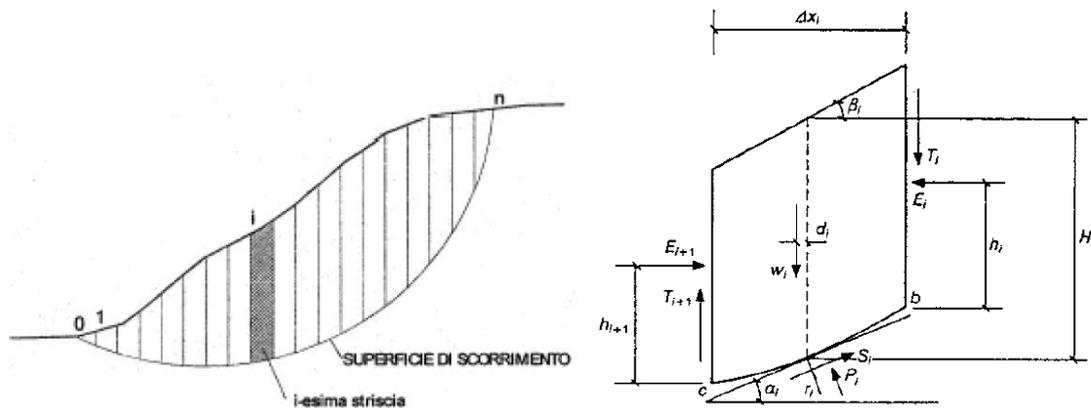


Figura 1_Schematizzazione del problema secondo il metodo dei conci.

Tuttavia, con riferimento alla suddetta schematizzazione il problema dell'equilibrio risulta staticamente indeterminato essendo il numero delle incognite, $(5n - 2)$, superiore al numero delle equazioni di equilibrio, pari a $3n$; per rendere staticamente determinato il problema i diversi metodi proposti in letteratura introducono delle ulteriori ipotesi che, in genere, riguardano la direzione e il punto di applicazione delle forze all'interfaccia dei conci.

Un confronto tra i diversi metodi proposti in letteratura è stato eseguito da Fredlund & Krahn (1977). Gli Autori hanno confrontato i risultati di una serie di analisi di stabilità eseguite con differenti metodi su versanti ideali, considerando un'ampia variazione della geometria del pendio, delle caratteristiche dei terreni e delle condizioni idrauliche; nel complesso, i risultati ottenuti indicano un buon accordo tra i diversi metodi e, se si esclude il metodo ordinario dei concetti che fornisce risultati non soddisfacenti, la differenza nei valori del fattore di sicurezza risulta dell'ordine del 4% in tutti e sei i casi analizzati.

La sensitività del fattore di sicurezza rispetto alle assunzioni sulle forze interconco è visibile nel diagramma della figura successiva, dove sono riportati i valori del fattore di sicurezza delle forze e dei momenti in funzione del parametro λ , che definisce il rapporto tra le forze normali e di taglio agenti tra i concetti.

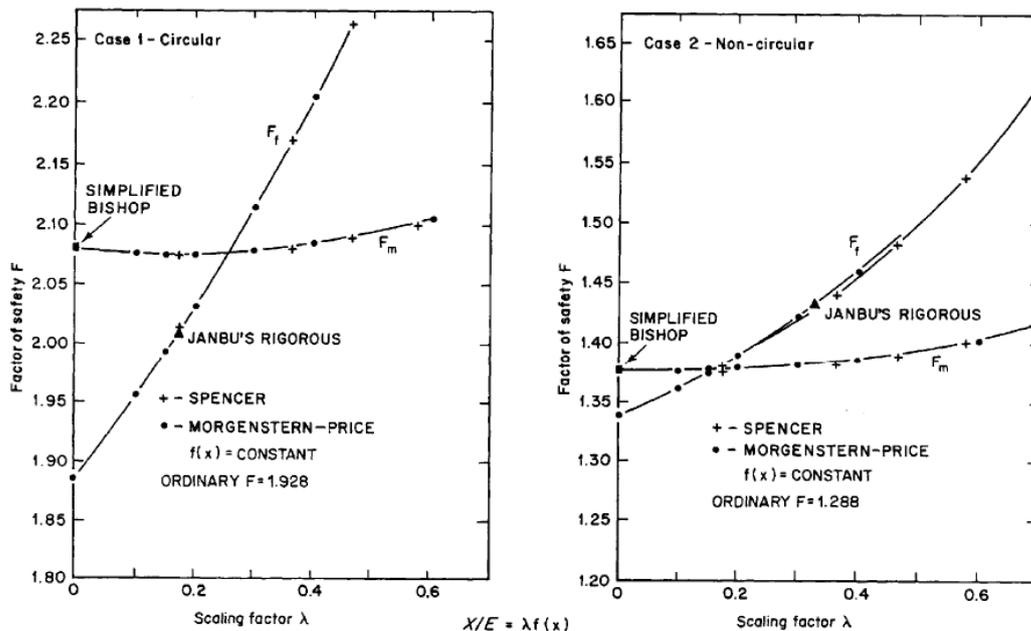


Figura 2_Confronto tra diversi metodi all'equilibrio limite proposti in letteratura. (da Fredlund & Krahn, 1977).

Come si può notare, il fattore di sicurezza rispetto all'equilibrio dei momenti F_m è scarsamente influenzato dalle assunzioni sulle forze interconco. Nei casi considerati, infatti, le differenze tra il fattore di sicurezza ottenuto col metodo di Bishop e quello ottenuto col metodo di Morgenstern & Price sono inferiori allo 0.4%.

Al contrario, il fattore di sicurezza rispetto all'equilibrio delle forze F_f è molto sensibile al parametro λ e ciò implica che i metodi che usano tale approccio (Janbu semplificato, Lowe & Karafiath, ecc.) sono meno accurati del metodo di Bishop che usa solo l'equilibrio dei momenti.

Fredlund & Krahn analizzano anche l'influenza della funzione $f(x)$, utilizzata per il calcolo delle forze interconco nel metodo di Morgenstern & Price, sul fattore di sicurezza. La tabella riportata in figura mostra come il fattore di sicurezza è solo marginalmente influenzato dalla scelta di $f(x)$.

I metodi che soddisfano sia l'equilibrio delle forze sia quello dei momenti, inoltre, sono meno sensibili degli altri nei confronti della posizione del centro dei momenti, che viene arbitrariamente posizionato al di sopra del versante nel caso di superfici di scorrimento non circolari.

In sostanza, considerando anche i risultati ottenuti da altri studi comparativi sui metodi di analisi di stabilità, si può concludere che (Nash, 1987):

1. I metodi che soddisfano sia l'equilibrio delle forze sia quello dei momenti (Janbu rigoroso, Spencer, Morgenstern & Price) forniscono risultati accurati ($\pm 5\%$) per l'analisi dei versanti.
2. Il metodo di Bishop, che soddisfa il solo equilibrio dei momenti, fornisce risultati accurati ad eccezione del caso in cui la superficie di scorrimento sia fortemente inclinata al piede.

3. Gli altri metodi che non soddisfano tutte le condizioni di equilibrio (metodo ordinario dei conci, metodi basati sul solo equilibrio delle forze) possono fornire risultati inesatti.

Nei casi in cui la superficie di scorrimento sia fortemente inclinata al piede si deve utilizzare un metodo che prenda in considerazione la distribuzione delle forze interconco (es. Morgenstern & Price).

Nel caso in esame si è fatto specifico riferimento ai metodi universalmente riconosciuti proposti da Bishop, Spencer, e Morgenstern & Price, implementati nel codice di calcolo impiegato.

6.4.2 Condizioni di analisi

6.4.2.1 Modello geotecnico di analisi

Le analisi sono state condotte con riferimento a due distinte schematizzazioni del versante antecedenti al fenomeno occorso; queste, già analizzate nelle precedenti fasi progettuali, fanno riferimento a due sezioni elaborate considerando la morfologia del versante antecedente al fenomeno in corrispondenza dei settori ove l'opera di controripa presentava rispettivamente altezza pari a circa 13 m (Sez. C) e 18 m (Sez. B).

La schematizzazione condotta considera 2-3 unità geotecniche rappresentative rispettivamente:

- Dei depositi costituenti il corpo di frana - UG I;
- Del livello di alterazione del substrato litoide – UG IIIa;
- Del substrato litoide – UG IIIb.

Ai fini delle analisi per le suddette unità è stato assunto un comportamento elasto-plastico perfetto caratterizzato a rottura attraverso il criterio di Mohr-Coulomb, definito in termini di tensioni efficaci attraverso la nota espressione:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

La parametrizzazione adottata nelle analisi, di seguito sintetizzata, fa riferimento alla caratterizzazione definita nelle precedenti fasi progettuali sulla scorta delle indagini e delle prove condotte.

UG I – Depositi costituenti il corpo di frana

- | | | | |
|----------------------------|----------|----------------------|-------------------|
| - peso di volume | γ | ≈ 18 | kN/m ³ |
| - coesione drenata | c' | ≈ 0 | kPa |
| - angolo di res. al taglio | ϕ' | $= 26 \div 34^\circ$ | |

UG IIIa – Livello di alterazione del substrato litoide

- | | | | |
|----------------------------|----------|---------------|-------------------|
| - peso di volume | γ | ≈ 20 | kN/m ³ |
| - coesione drenata | c' | ≈ 150 | kPa |
| - angolo di res. al taglio | ϕ' | $= 26^\circ$ | |

UG IIIb – Substrato litoide

- | | | | |
|----------------------------|----------|---------------|-------------------|
| - peso di volume | γ | ≈ 24 | kN/m ³ |
| - coesione drenata | c' | ≈ 240 | kPa |
| - angolo di res. al taglio | ϕ' | $= 28^\circ$ | |

Oltre alle suddette unità geotecniche le analisi condotte considerano un ulteriore materiale con cui è stata schematizzata l'opera di controripa esistente; anche in tal caso si è adottato il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, valutando i parametri caratteristici del medesimo attraverso le seguenti espressioni:

$$c' = \frac{f \cdot f_t}{f - f_t} \cdot \tan(\varphi') \qquad \tan(\varphi') = \frac{f - f_t}{f + f_t}$$

dove:

- f : resistenza a compressione della muratura
f_t : resistenza a trazione della muratura

In assenza di prove di caratterizzazione diretta della muratura costituente la suddetta opera, è stata condotta un'analisi parametrica considerando una variazione dei suddetti parametri di resistenza, stimati in riferimento a quanto indicato nella tabella C8A.2.1 della Circolare 21 gennaio 2019 n°7 C. S. LL. PP..

Tabella C8.5.I - Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Nello specifico l'analisi è stata condotta per valori di resistenza a compressione della muratura (f) compresi tra 1 e 2 MPa, e resistenza a trazione (f_t) della stessa $f_t = 0,3$ MPa, cui corrispondo i termini di criterio di Mohr-Coulomb i parametri riportati graficamente nella figura seguente:

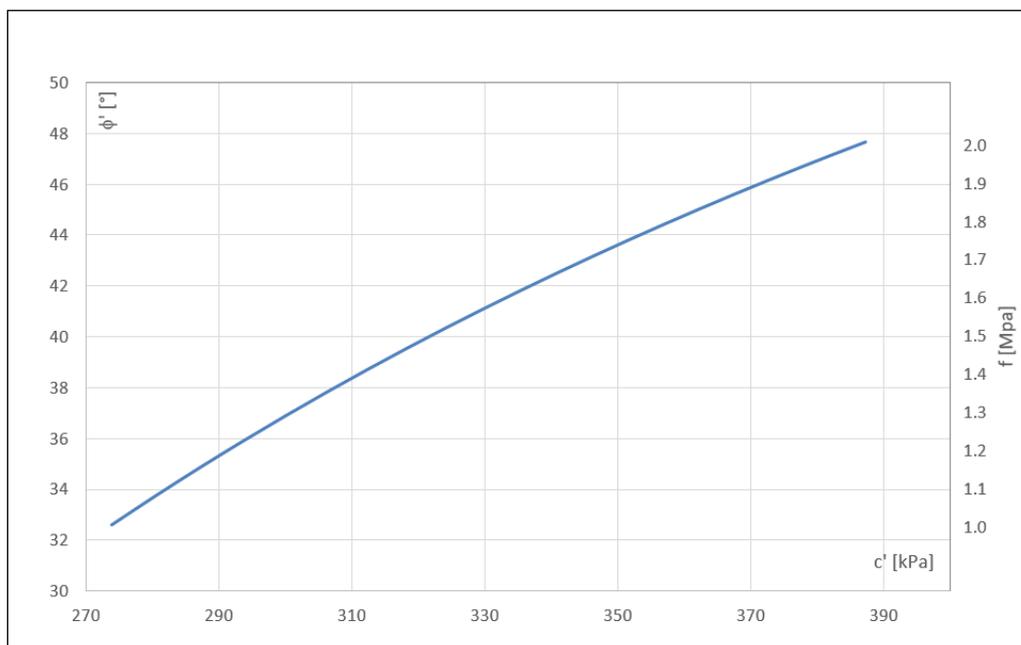


Figura 3_Parametri Mohr-Coulomb muratura opera di controripa interessata dal fenomeno franoso.

Nelle figure seguenti si riporta una schematizzazione grafica del modello elaborato per le analisi.

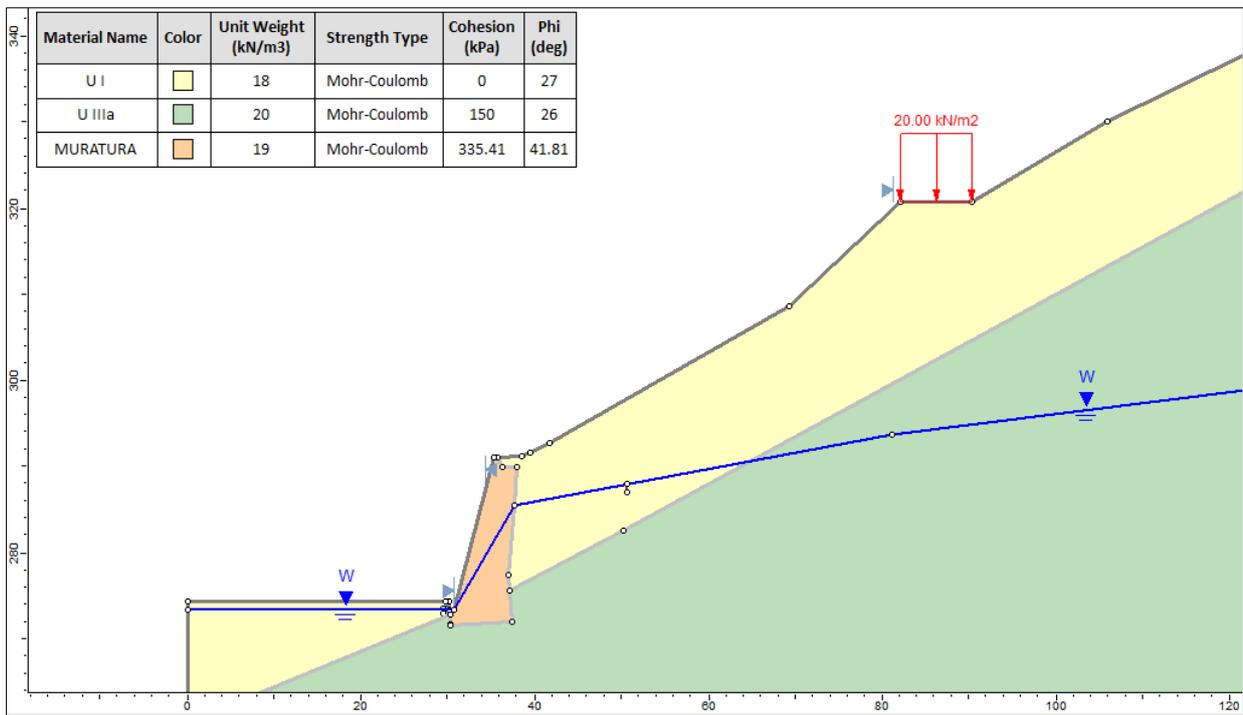


Figura 4_Modello elaborato per le analisi di stabilità – Sezione B.

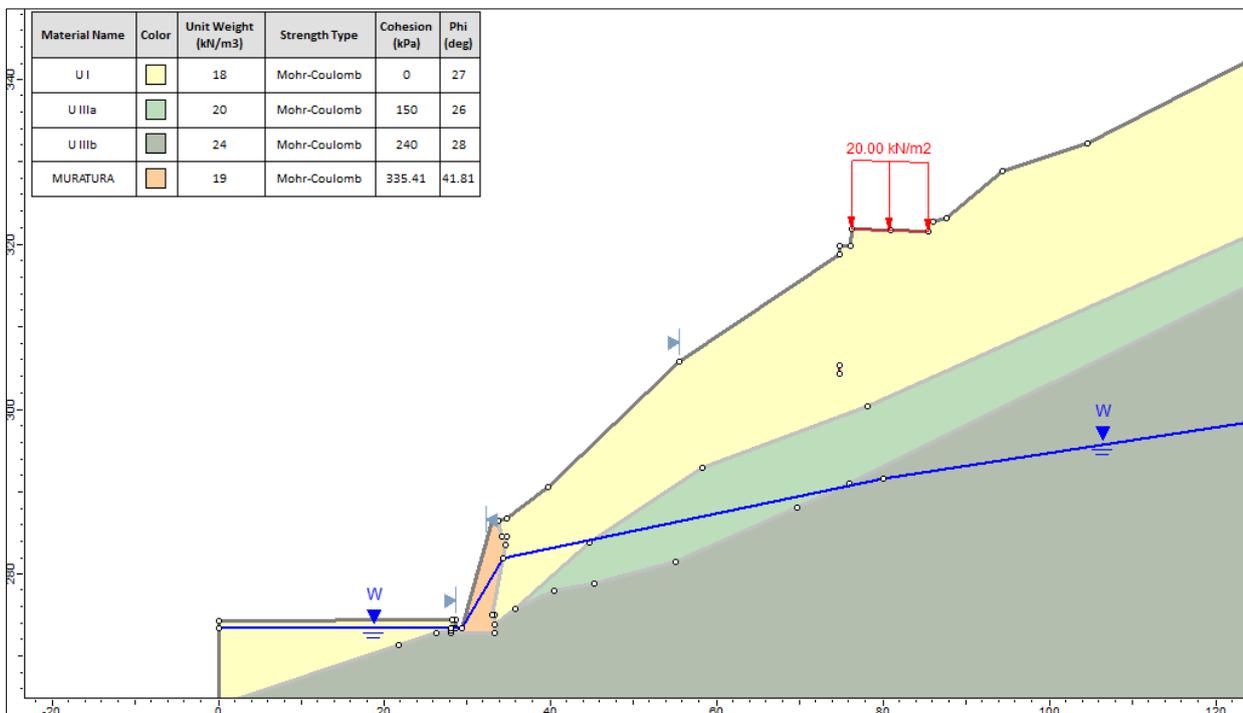


Figura 5_Modello elaborato per le analisi di stabilità – Sezione C.

6.4.2.2 Falda freatica

Si è ipotizzata la presenza di una falda freatica che satura i depositi costituenti il corpo di frana ed il sottostante substrato roccioso; l'andamento del livello freatico adottato è stato ipotizzato con riferimento alle risultanze delle misure piezometriche in analogia a quanto ipotizzato nelle precedenti fasi progettuali.

6.4.2.3 Superfici di scorrimento considerate

Le analisi sono state condotte considerando superfici di scorrimento collocate nell'ambito dei depositi che costituiscono il corpo di frana, vincolando la definizione geometrica delle medesime alle risultanze del monitoraggio inclinometrico antecedenti alla fase parossistica che ha determinato il collasso del versante con compromissione dell'opera di controripa in fregio alla piattaforma ferroviaria.

6.4.2.4 Risultanze delle analisi

In accordo a quanto precedentemente anticipato le analisi a ritroso del fenomeno sono state condotte in termini parametrici al fine di valutare, tra l'altro, l'effetto del contributo stabilizzante dell'opera di controripa coinvolta nel fenomeno per le condizioni di stabilità della scarpata dissestata; allo scopo sono state analizzate due distinte sezioni in corrispondenza delle quali l'altezza del manufatto, così come lo spessore del medesimo, e dunque il contributo stabilizzante offerto dal medesimo risultano sensibilmente differenti.

Le risultanze delle suddette analisi riportate graficamente nelle immagini seguenti evidenziano una significativa variabilità dei parametri di resistenza cui corrispondano condizioni limite di equilibrio per la scarpata lungo superfici confrontabili con quanto rilevato attraverso il monitoraggio inclinometrico dell'epoca.

Nello specifico le stesse indicano per la "Sezione C", caratterizzata da una minor altezza e spessore del manufatto, fattori di sicurezza prossimi all'unità assumendo valori dell'angolo di resistenza al taglio variabili tra circa 30° ÷ 32° in ragione delle caratteristiche di resistenza ipotizzabili per il corpo murario. Per la "Sezione B", caratterizzata da una maggior altezza e spessore del manufatto, condizioni limite di equilibrio, possono giustificarsi considerando parametri di resistenza al taglio sensibilmente inferiori (24° ÷ 28°).

Con riferimento a quanto sopra, in considerazione dell'evoluzione del fenomeno che ha raggiunto la fase parossistica di collasso, comportando anche il crollo dell'opera di controripa, si ritiene che le caratteristiche di resistenza disponibili lungo la superficie di scorrimento siano prossime ai limiti inferiori dei range di variazione sopra indicati, specie per quei settori ove il fenomeno ha appunto comportato il già citato fenomeno di collasso del muro.

Le considerazioni sopra esposte suggeriscono l'adozione, nell'ambito delle analisi di dimensionamento delle opere di consolidamento del versante, dei valori residui dei parametri geotecnici di fatto concordi con i limiti inferiori dei range di variazioni individuati attraverso le back analysis sopra esposte, ovvero $\phi' = 24^{\circ}$ ÷ 26° .

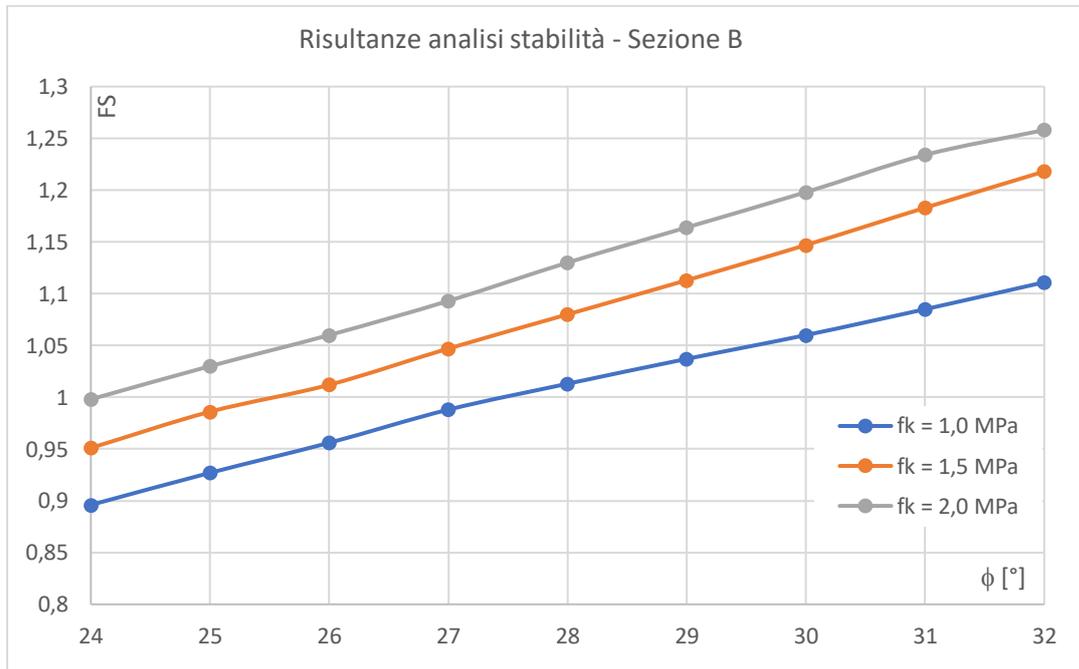
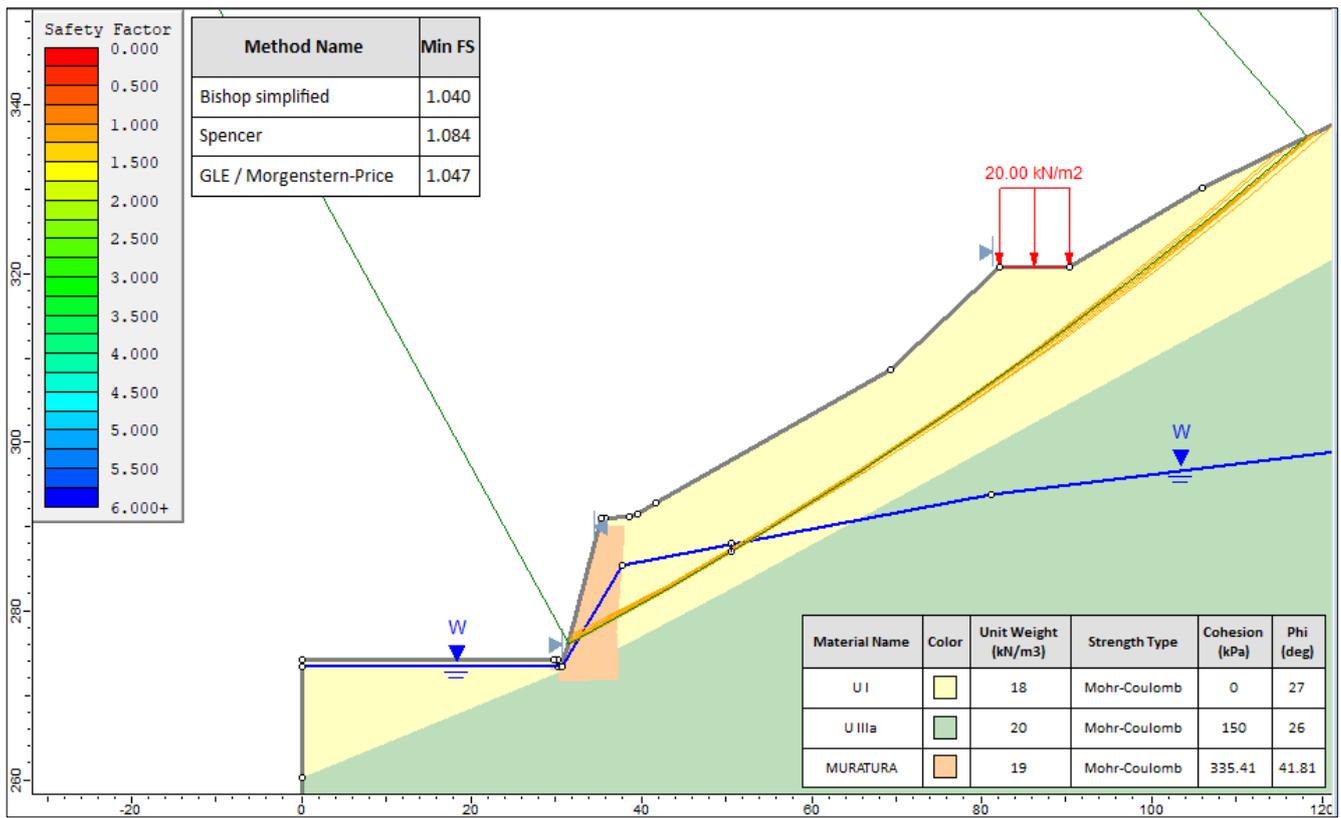


Figura 6_Risultanze back analysis – Sezione B.

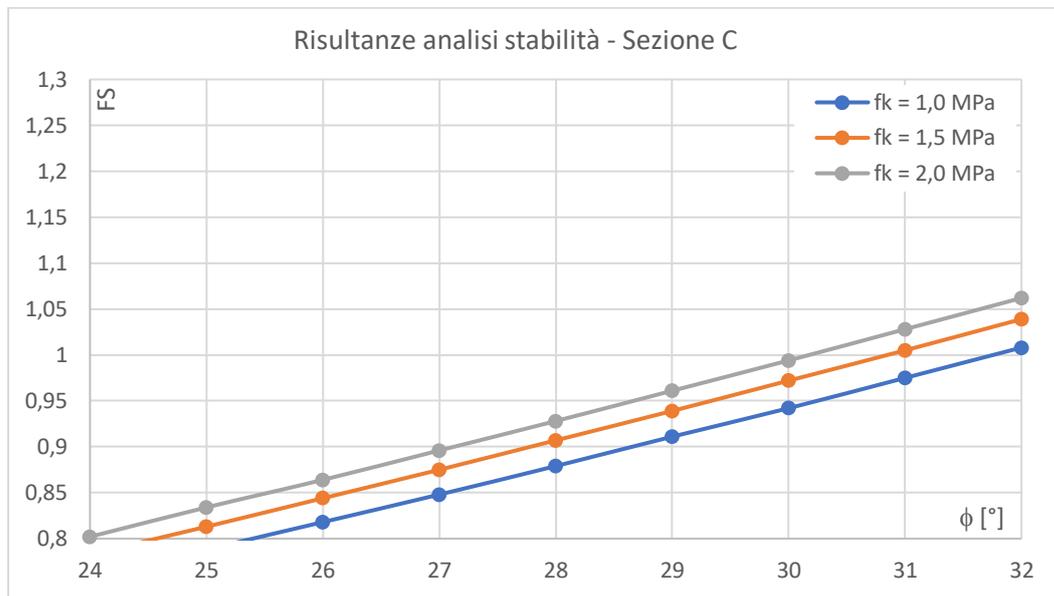
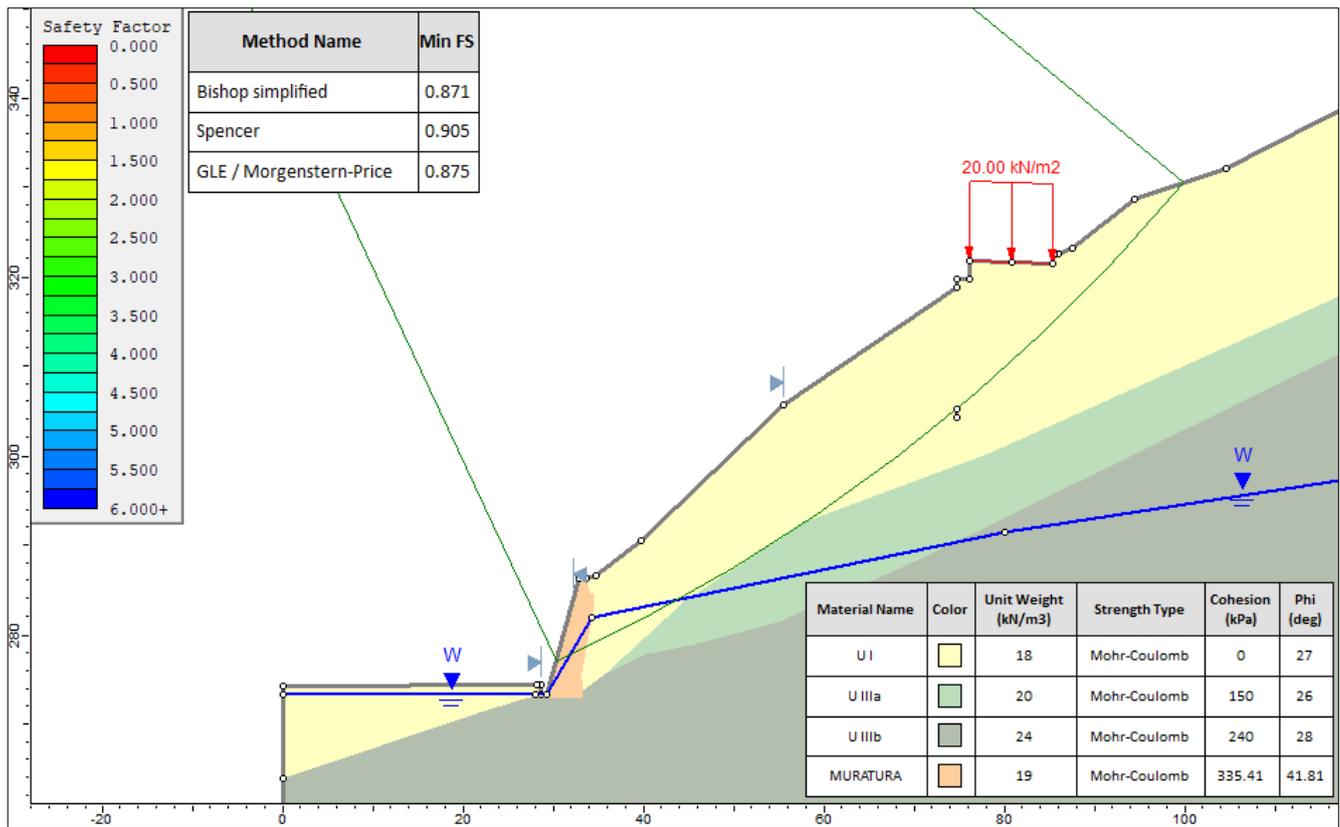


Figura 7_Risultanze back analysis – Sezione C.

Si specifica che tali valori di resistenza a taglio residui fanno riferimento ad apposite analisi effettuate sul contesto geometrico, geotecnico e idraulico nello scenario di incipiente collasso a FS=1. Il posizionamento della falda, così come la geometrizzazione della superficie di scivolamento, è stato effettuato sulla base dei dati oggettivi provenienti dal monitoraggio piezometrico e inclinometrico attivo alla manifestazione del dissesto, che ha permesso a suo tempo la tempestiva interdizione del transito di mezzi stradali e ferroviari su viabilità ANAS e

ferroviaria prima dei crolli. All'interno dei documenti progettuali sono rappresentati solo i dati di monitoraggio parzialmente disponibili, essendo dei dati riferiti a studi realizzati a distanza maggiore di 20 anni. I valori di falda considerati sono comunque congruenti con quelli segnalati dal monitoraggio allo sviluppo dei fenomeni di dissesto e con quelli utilizzati nelle fasi progettuali precedenti (progetto di messa in sicurezza provvisoria e progetto esecutivo approvato in anno 2006 da RFI, oggetto del presente aggiornamento). In ogni caso l'eventuale simulazione di una falda coincidente a piano campagna risulterebbe, oltre che non verosimile, a sfavore di cautela da un punto di vista geotecnico in quanto l'angolo di resistenza a taglio risulterebbe sicuramente maggiore rispetto a quelli ottenuti dalle analisi riportate in progetto. Si sottolinea, inoltre, che constatata la natura dei materiali provenienti dal corpo di frana dove risulta presente una non trascurabile natura sabbiosa, il valore di angolo di resistenza a taglio adottato si ritiene compatibile con un eventuale angolo di stato critico per un materiale simile. Per quanto riguarda la caratterizzazione meccanica delle opere murarie, sicuramente incisiva nei risultati delle back-analysis, è stata scelta una caratterizzazione meccanica con parametri di cautela secondo la circolare delle NTC 2018, dovendo anche analizzare e verificare in progetto tali opere strutturalmente e geotecnicamente. Si sottolinea in ogni caso che il valore di resistenza a taglio adottato risulta sensibilmente inferiore al parametro in condizioni di picco definito sulla scorta delle indagini in sito a suo tempo condotte e valutato in 30°-35° (cfr. 7.1 della relazione geotecnica). Si ritiene quindi il valore utilizzato corretto.

7 Caratterizzazione geotecnica

Con riferimento a quanto sin qui esposto, sono state individuate tre unità litostratigrafiche principali, rappresentate da detrito colluviale sovrapposto ad un substrato fortemente alterato, da pseudolitoide a litoide, suddivisibile in due sottounità in funzione del grado stesso di alterazione; la terza unità è definita dai riporti costituenti il corpo stradale ANAS e l'area di piazzale ferroviario, litologicamente assimilabili al detrito colluviale o derivanti dallo smarino di galleria.

Il detrito (Unità I) ha natura prevalente sabbiosa, con componente limosa localmente prevalente, percentuale argillosa mediamente inferiore al 10 % e significative inclusioni lapidee alterate ed a varia pezzatura; tale unità è verosimilmente ascrivibile all'accumulo di un più esteso e pregresso fenomeno franoso.

I riporti (Unità II) sono mediamente rappresentati da termini litologicamente ascrivibili alle sabbie limose, con ghiaia costituita da inclusioni lapidee alterate ed a varia pezzatura e ridotta percentuale argillosa; tale unità è verosimilmente ascrivibile all'accumulo dei materiali detritici derivanti dallo smarino della Galleria del Turchino e dagli scavi di sbancamento, posti in opera in occasione della realizzazione della linea ferroviaria.

Il substrato è sostanzialmente rappresentato da calcescisti, che si presentano estremamente alterati nella porzione superiore (Unità IIIa), con locali relitti della primitiva tessitura e presenza di clasti lapidei e matrice limoso sabbiosa; il substrato a prevalenza lapidea (Unità IIIb), presenta comunque un elevato grado di fatturazione, con valori di RQD compresi tra 0 – 40 %. Localmente si sono rilevati livelli di metabasiti, meno alterate, con valori di RQD che raggiungono il 60 %.

Nel seguito si ripropone la caratterizzazione geotecnica sviluppata a supporto della prima fase progettuale, relativamente alle Unità I e III, da considerarsi come esaustiva; si procederà inoltre alla determinazione dei parametri geotecnici relativi alla Unità II, con riferimento alla campagna di indagini geognostiche e prove in sito svolte a supporto della definizione degli interventi di stabilizzazione definitiva del versante.

7.1 Coltre colluviale (Unità litologica I)

Nell'ambito delle indagini geognostiche condotte in passato, sono state eseguite 9 analisi granulometriche dirette, su campioni di materiali prelevati entro i sondaggi S2, S3, S4, realizzati lungo lo sviluppo della muratura crollata; l'elevata eterogeneità dei materiali presenti può per altro comportare significative variazioni areali della natura degli stessi.

Con riferimento alle informazioni disponibili, secondo la classificazione del sistema unificato statunitense, i materiali costituenti questa unità possono essere classificati con la sigla SM o ML, mentre secondo la classificazione CNR-UNI 10006 tali materiali si collocano nell'ambito del gruppo A2.

Si nota inoltre la presenza di evidenti inclusioni lapidee alterate e di varia pezzatura, in percentuale significativa, verosimilmente ascrivibili all'accumulo di un più esteso e pregresso fenomeno franoso. Tali considerazioni sono confermate dalle osservazioni condotte sul corpo di frana successivamente all'evento, con evidenti porzioni litoidi trasportate dal dissesto, estremamente disarticolate e sfatte, soggette a progressivo smantellamento con l'evoluzione del fenomeno.

7.1.1 Parametri di resistenza

Le prove in sito disponibili sono di tipo penetrometrico SPT e pressiometrico Menard.

I risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, dispersivi e fortemente influenzati dalle inclusioni litoidi presenti nel detrito, sono risultati puntuali e poco affidabili per la caratterizzazione geotecnica del materiale, evidentemente governata dalla scala del problema. Nel seguito si farà riferimento a tali risultati, disponibili dalla campagna di indagini ANAS e dalla seconda fase dell'indagine RFI, per la sola valutazione di massima del grado di addensamento del deposito.

Le prove pressiometriche Menard hanno interessato invece una maggiore porzione di materiale e per questo risultano più significative per la stima dell'ordine di grandezza dei parametri che caratterizzano il problema. Va peraltro segnalato che, in condizioni drenate, le prove pressiometriche Menard comportano difficoltà di ordine operativo (controllo del drenaggio) e interpretativo. Nel caso di materiali non coesivi, la prova pressiometrica normale può ritenersi drenata solo oltre un certo limite di permeabilità e l'interpretazione è di tipo empirico. Con riferimento alla pressione limite determinata ed al modulo pressiometrico E_M sono state utilizzate le correlazioni proposte da Menard ($\phi' p_i$) (1963) e Calhoon ($\phi' p_i E_M$) (1970).

Trascurando i valori dispersi o puntuali, i risultati mediamente ottenuti sono seguenti:

Menard (ϕ' p')	$\phi' = 35^\circ - 40^\circ$	settore a monte strada ANAS
	$\phi' = 30^\circ - 35^\circ$	settore a valle strada ANAS
Calhoon (ϕ' p _i E _M)	$\phi' > 35^\circ$	settore a monte strada ANAS
	$\phi' = 24^\circ - 26^\circ$	settore a valle strada ANAS

L'analisi dei risultati ottenuti ha individuato una significativa discordanza tra le correlazioni individuate, con valori mediamente inferiori per la seconda. È evidente un decremento dei valori da monte verso valle ed una crescita dei valori individuati con la profondità.

Si ritiene opportuno fare riferimento al campo di valori $\phi' = 30 - 35^\circ$.

Per quanto riguarda l'angolo di resistenza al taglio a volume costante al quale far riferimento per problematiche che implicino notevoli deformazioni del terreno, Lambe e Whitman propongono un campo di valori compresi fra 26 e 30°.

I valori individuati sono sostanzialmente concordi con i risultati ottenuti dalle back analysis del dissesto, espone nel paragrafo precedente, dalle quali è stato possibile definire un angolo di attrito equivalente, caratteristico del fenomeno, pari a 24 – 30° e quindi analogo ai valori indicati per problematiche condizionate da grandi deformazioni.

Per i settori interessati dal crollo del muro, l'elevato grado di deformazione manifestatosi lungo la superficie di scorrimento in seguito al recente collasso rende opportuno fare riferimento al minor intervallo di valori individuato, con $\phi' = 24 - 26^\circ$, indicativo delle attuali condizioni residue di resistenza.

7.1.2 Parametri di deformazione

Il modulo di deformazione del terreno in condizioni drenate è stato stimato, come i parametri precedenti, sulla base dei risultati delle prove pressiometriche eseguite in sito. In particolar modo, facendo riferimento a quanto proposto da Menard, il modulo di Young E è risultato:

$$E = E_M / \alpha \quad \text{con}$$

E_M = modulo pressiometrico

α = coefficiente reologico o di struttura = 0,5

Con riferimento ai valori ottenuti dalle prove per EM si sono ottenuti i seguenti valori medi:

$E = > 40$ MPa settore a monte strada ANAS

$E = 15 - 40$ MPa settore a valle strada ANAS

Per i settori in esame si potrà fare riferimento al campo di valori $E = 15 - 40$ MPa.

Il modulo di reazione orizzontale per una struttura sottoposta ad azioni orizzontali è stato ottenuto dalla relazione:

$$1/k_h = 1/E_M * (0,133 * (9a)^\alpha + a^{*\alpha/2})$$

dove:

a = parametro dimensionale dipendente dalla geometria della struttura.

Con riferimento ai valori ottenuti dalle prove per EM si sono ottenuti i seguenti valori medi:

$k_h = > 6$ MN/m³ settore a monte strada ANAS

$k_h = 3 - 6$ MN/m³ settore a valle strada ANAS

Per i settori in esame si potrà fare riferimento al campo di valori $k_h = 3 - 6$ MN/m³.

Per quanto concerne il peso di volume si farà riferimento al valore di 18 kN/m^3 .

In definitiva per questa unità litologica si potrà far riferimento ai seguenti parametri geotecnici fondamentali:

Peso di volume	γ	= 18	kN/m^3
Coesione drenata	c'	= 0	kPa
Angolo di resistenza al taglio di picco	ϕ'_e	= $30^\circ - 35^\circ$	
Angolo di resistenza al taglio a volume costante	ϕ'_{cv}	= $24^\circ - 26^\circ$	
Modulo di deformazione	E'	= 15 – 40	MPa
Coefficiente di Poisson	ν	= 0,35	
Modulo di reazione orizzontale	k_h	= 3 – 6	MN/m^3

7.2 Termini di riporto a prevalenza sabbioso ghiaioso limosa (Unità litologica II)

Sulla base dei risultati dell'indagine geognostica e con riferimento alla inevitabile variabilità areale connessa alla natura del deposito, è possibile classificare i termini di tale unità secondo la classificazione del sistema unificato statunitense (U.S.C.S.). In particolare, i terreni di tale unità sono classificabili con la sigla SM – GM e subordinatamente CL – ML; si tratta, cioè, di sabbie limose, limi sabbiosi e ghiaie sabbioso limose, con percentuale di materiale argilloso in genere inferiore al 15%. Secondo la classificazione CNR UNI questi terreni sono classificabili in genere nei gruppi A4 e A2.

La definizione dei parametri geotecnici rappresentativi del deposito è possibile sulla base delle prove in sito.

7.2.1 Densità relativa

La definizione dei parametri geotecnici rappresentativi dei materiali individuati è possibile sulla base delle prove in sito; trattandosi di materiali di tipo incoerente verranno forniti i parametri in condizioni drenate.

In particolare, le prove penetrometriche forniscono in tale strato valori di N_{spt} mediamente compresi tra 9 e 22, con locali valori pari a 35 – 41 in corrispondenza di livelli a granulometria più grossolana. Sono rilevabili alcuni valori di rifiuto all'avanzamento, correlati alla presenza di locali ciottoli. Per la stima di tale parametro, si fa riferimento alle correlazioni proposte da Gibbs e Holtz (1956). I valori del parametro NSPT ottenuto nel corso della prova alle diverse profondità sono state riportate nei diagrammi di cui alla Figura 8, in funzione della tensione geostatica verticale presente al livello di esecuzione della prova (cfr. allegato I).

Dall'utilizzo di tali relazioni è possibile osservare un addensamento dei risultati tra le linee rappresentative di una densità relativa DR mediamente compresa tra 60 – 75 % nella porzione più superficiale, compresa tra p.c. e circa - 5 m di profondità, e tra 40 – 55 % per i livelli più profondi successivi.

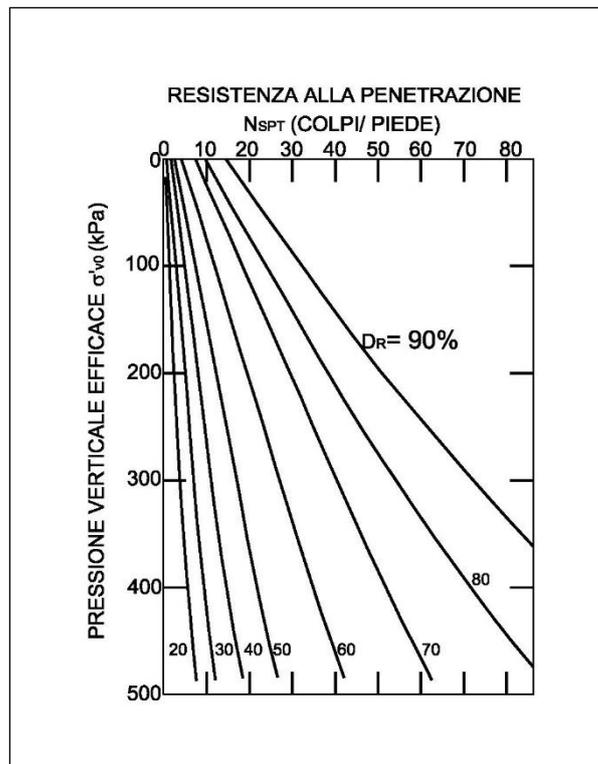


Figura 8_Correlazione N_{SPT} – D_R in funzione della pressione verticale efficace σ'_{vo} (Gibbs e Holtz, 1956).

7.2.2 Parametri di resistenza

Sulla base del valore di D_R ottenuto è possibile, per mezzo delle correlazioni proposte da Schmertmann (1978) e riportate in Figura 9, stimare l'angolo di resistenza al taglio di picco, che risulta pari a un valore $\phi = 36 \div 37^\circ$ sino a circa - 5 m di profondità da p.c. e ad un valore $\phi = 34 \div 35^\circ$, oltre tale profondità.

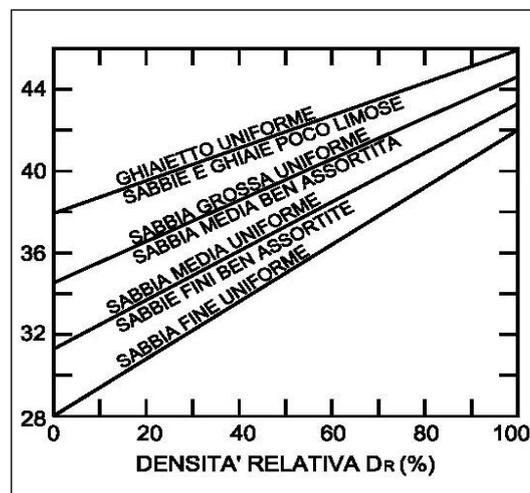


Figura 9_Correlazione D_R – ϕ' (Schmertmann, 1978).

Come detto in precedenza, il valore ricavato rappresenta l'angolo di resistenza al taglio di picco; relativamente all'angolo di resistenza al taglio a volume costante (ϕ_{cv}), la stima di tale parametro è possibile dall'esame del diagramma proposto da Bolton (1986) (Cfr. Figura 10) che, per una densità relativa del 60 – 75 %, prevede una differenza fra ϕ e ϕ_{cv} compresa tra 6 e 9° e per una densità relativa del 40 – 55 %, una differenza compresa tra 3 e 6°. In definitiva, come valore dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante si assume un campo di valori compreso tra 28 e 31° con il limite inferiore valido per i terreni limosi e il limite superiore per gli strati ove la componente sabbioso ghiaiosa risulta preponderante.

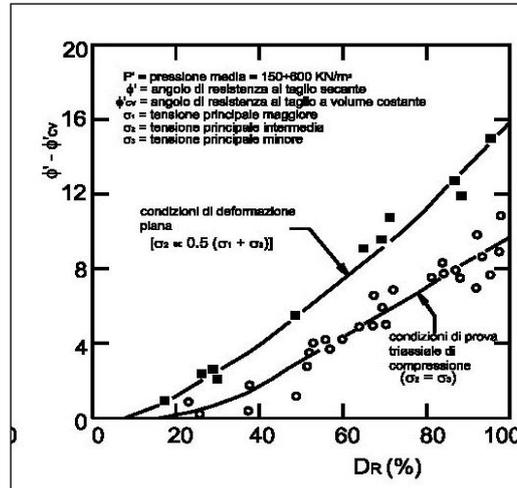


Figura 10_Correlazione tra ($\phi' - \phi_{cv}$) e la densità relativa (DR) (Bolton, 1986).

7.2.3 Parametri di deformazione

Il modulo di deformazione del terreno in condizioni drenate è stimato, come i parametri precedenti, sulla base dei risultati delle prove penetrometriche eseguite in sito.

In particolar modo, facendo riferimento a quanto proposto da D'Appolonia (1970) per sabbie e ghiaie risulta:

$$E' = S_1 * N_{SPT} + S_2$$

dove per terreni sabbioso ghiaiosi: $S_1 = 0,765$ [MPa] $S_2 = 18,75$ [MPa]

Per quanto riguarda il valore di N_{SPT} , si assume un intervallo medio rappresentativo 9 – 21 colpi/piede. Sostituendo questi dati nell'espressione proposta si ricava $E' = 24 - 34$ MPa; il valore sarà cautelativamente ridotto a $E' = 20 - 25$ MPa. Ulteriori valori sono definibili anche in tale caso dalle correlazioni proposte da Jambu in figura 11.

Il coefficiente di Poisson si può ragionevolmente assumere pari a $\nu = 0,30$.

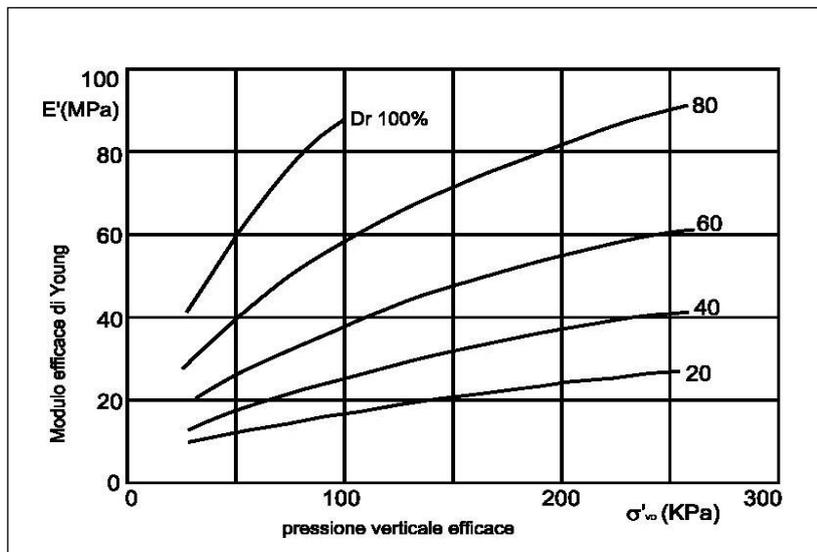


Figura 11_Correlazione tra E' – DR – σ' (Jambu, 1967).

7.2.4 Peso di volume

Sulla base della classificazione granulometrica e del valore di D_R stimato in precedenza è possibile, attraverso le correlazioni proposte dal NAVFAC (1971), stimare il peso di volume saturo dei terreni in esame; si ottiene:

$$\gamma = 18,0 - 19,0 \text{ kN/m}^3.$$

7.2.5 Valori assunti per i parametri geotecnici fondamentali

Riassumendo per terreni costituenti l'Unità litologica II, si ritiene corretto assumere i seguenti parametri geotecnici:

Peso di volume	γ	=	18 – 19	kN/m^3
Coesione drenata	c'	=	0	kPa
Angolo di resistenza al taglio di picco				
(0,0 ÷ -5,0 da p.c.)	ϕ'	=	36 ÷ 37	°
(-5,0 da p.c.)	ϕ'	=	34 ÷ 35	°
Angolo di resistenza al taglio a volume costante	ϕ'_{cv}	=	29 ÷ 31	°
Modulo di deformazione	E'	=	24 ÷ 34	MPa
Coefficiente di Poisson	ν	=	0,30	

I parametri di picco risultano validi per problematiche che implicino bassi livelli di deformazione, quali problemi di sostegno degli scavi mediante opere tirantate, mentre per quanto concerne i parametri a volume costante è opportuno fare riferimento ad essi quando i livelli di deformazione risultino elevati, come nel caso di problematiche di capacità portante.

7.3 Ammasso roccioso litoide o pseudolitoide (Unità litologica III)

L'ammasso roccioso è definibile come struttura composta da una matrice rocciosa intatta separata da zone di discontinuità, cioè da zone di minore resistenza, aventi due dimensioni nettamente prevalenti sulla terza.

Lo scopo della caratterizzazione geomeccanica è quello di sviluppare un modello dell'ammasso roccioso in sito, attraverso la definizione di parametri geometrici e geomeccanici, ed individuare eventuali dettagli geo-strutturali che possono influenzare il comportamento dell'ammasso pensato come insieme di blocchi e di discontinuità. In

tal senso la caratterizzazione geomeccanica può essere fatta seguendo due vie differenti, cioè, trattando l'ammasso come un mezzo "discontinuo" a comportamento strettamente anisotropo, oppure facendo ricorso alla modellazione dell'ammasso come mezzo "continuo" a comportamento ragionevolmente assimilabile a quello di un mezzo isotropo.

La validità di un tipo di caratterizzazione rispetto all'altra è funzione essenzialmente di due fattori interconnessi che sono:

- L'intensità della fratturazione e/o lo stato di alterazione;
- La scala del problema trattato, ovvero il volume di roccia che viene interessato dall'effetto del disturbo esterno o quello del quale viene analizzata la stabilità.

Il concetto sopra esposto è meglio chiarito dall'esame della figura successiva, che mette in evidenza che, in funzione della scala dell'intervento da effettuare nell'ammasso in cui è presente una serie di famiglie di discontinuità, il comportamento meccanico dell'ammasso stesso passa da strettamente isotropo (roccia intatta) a strettamente anisotropo (roccia giuntata) ad un comportamento assimilabile, con discreta approssimazione, nuovamente a quello di un mezzo isotropo (ammasso roccioso intensamente fratturato).

Nel caso in esame l'elevato grado di alterazione e fratturazione dell'ammasso, almeno entro le profondità indagate dai sondaggi, ha fatto ipotizzare un comportamento marcatamente "isotropo" ed in tal senso è stata condotta la caratterizzazione esposta nel seguito.

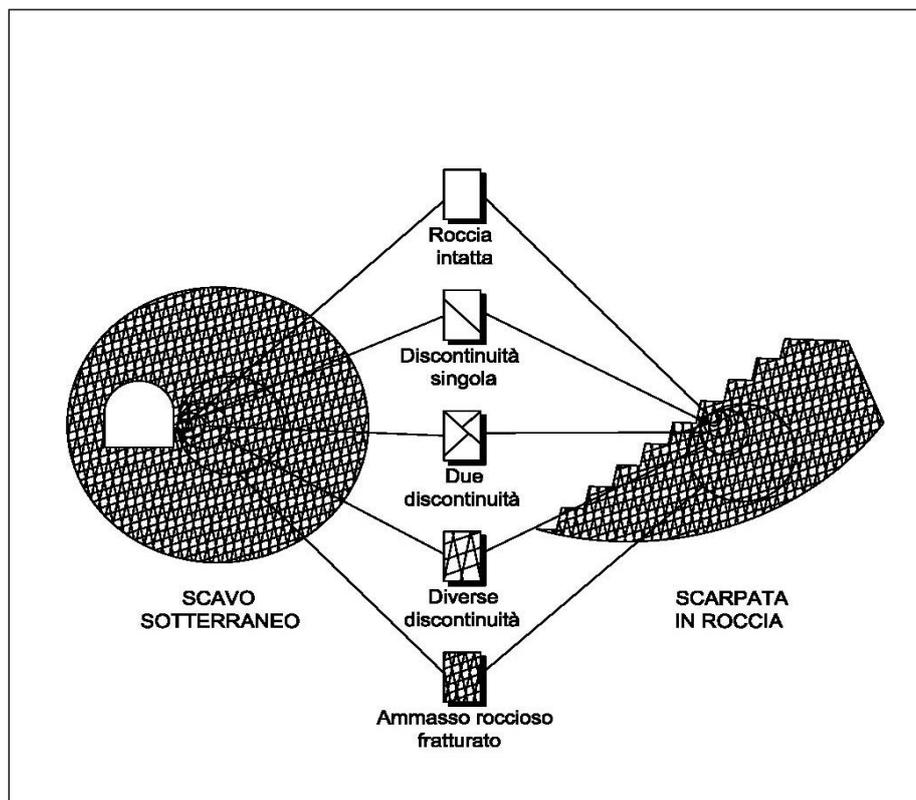


Figura 12_Influenza della scala del problema sul comportamento dei materiali
 dell'unità litologica III (Hoek e Brown, 1980).

7.3.1 Comportamento "isotropo"

Con riferimento alle informazioni disponibili entro le profondità indagate, l'ammasso roccioso è risultato costituito sostanzialmente da calcescisti, con fratturazione intensa e pervasiva, unita alla locale presenza di farciture fini

(argillose e limoso argillose), con ossidazione diffusa sulle superfici di discontinuità ed elevato grado di fatturazione (Unità IIIb). Localmente (sondaggi S5 ed S7 - 2001) sono individuabili livelli di metabasiti e talcoscisti parzialmente serpentizzati, in alternanza duttile con il soprastante calcescisto.

Ad esso si sovrappongono potenti livelli di alterazione, caratterizzati da scaglie e frammenti per lo più alterati e sfatti di natura scistosa, alternati o immersi in sabbie limose e limi sabbiosi; tali litotipi rappresentano il naturale termine di transizione al detrito sovrastante, interessato dal dissesto, e sono sostanzialmente assimilabili ad un materiale sciolto (Unità IIIa). Sono inoltre state individuate porzioni di ammasso estremamente alterate ed ossidate (sondaggi S6 - 2001), già soggette a più processi di dislocazione e con caratteristiche sostanzialmente analoghe ai litotipi affioranti lungo il fronte del dissesto.

Nel seguito, in assenza di nuove indicazioni in merito alle caratteristiche dell'ammasso, si riporta la caratterizzazione delle unità rappresentative del substrato proposte nelle precedenti fasi progettuali. Si rammenta che, la caratterizzazione è stata finalizzata prevalentemente ad individuare le caratteristiche geotecniche del materiale presente lungo lo sviluppo della muratura crollata, entro le profondità interessate dagli interventi, al fine di adeguare la geometria e le tipologie degli interventi di consolidamento.

I valori di RQD ricavati dalle stratigrafie dei sondaggi sono mediamente compresi tra 0 - 40 per i termini dell'unità IIIb mentre non è possibile attribuire un valore di RQD per i litotipi costituenti l'Unità IIIa. Localmente si sono rilevati livelli di metabasiti, meno alterate, con valori di RQD che raggiungono il 60%.

La classificazione dei sistemi di discontinuità individuate ha tenuto conto dei parametri individuati dalle perforazioni di sondaggio; in questo senso occorre ricordare che tale fonte di informazione ha reso difficoltosa la stima dei parametri di rugosità, apertura ed alterazione, per i quali sono state integrate le informazioni attraverso il rilievo degli affioramenti nell'intorno dell'area.

7.3.1.1 Resistenza a compressione uniassiale

I valori di resistenza a compressione uniassiale sono stati ottenuti attraverso l'esecuzione delle seguenti prove su campioni prelevati durante la seconda fase della campagna di indagini (2001):

- 3 rotture ad espansione laterale libera, per la determinazione diretta di C_o , su provini derivati da spezzoni di carota di sondaggio.
- Determinazioni per via indiretta attraverso l'esecuzione di prove "Point point load test" su spezzoni di carota di sondaggio.

Nel dettaglio, le risultanze delle prove eseguite sono le seguenti:

- Prove ad espansione laterale libera

S2	h = - 12,50 m da p.c.	$\gamma = 26,74 \text{ kN/m}^3$	$C_o = 20,67 \text{ MPa}$
S3	h = - 16,50 m da p.c.	$\gamma = 26,87 \text{ kN/m}^3$	$C_o = 22,57 \text{ MPa}$
S5	h = - 16,00 m da p.c.	$\gamma = 25,79 \text{ kN/m}^3$	$C_o = 11,92 \text{ MPa}$

- Prove point load test

S1	h = - 8,50 m da p.c.	$I_s (50) = 0,86 - 2,91 \text{ MPa}$	$I_a = 3,38$
S1	h = -11,50 m da p.c.	$I_s (50) = 1,31 - 6,05 \text{ MPa}$	$I_a = 4,62$
S3	h = -19,00 m da p.c.	$I_s (50) = 3,35 \text{ MPa}$	$I_a = -$
S4	h = -15,50 m da p.c.	$I_s (50) = 1,21 - 6,05 \text{ MPa}$	$I_a = 5,00$
S5	h = -14,50 m da p.c.	$I_s (50) = 1,54 - 6,08 \text{ MPa}$	$I_a = 3,90$
S5	h = -16,00 m da p.c.	$I_s (50) = 1,17 - 4,01 \text{ MPa}$	$I_a = 3,40$

L'analisi dei risultati ottenuti dalle prove di compressione semplice ha individuato un valore medio di $C_o = 18,38 \text{ MPa}$.

La valutazione di C_o per via indiretta, attraverso l'indice $I_s (50)$ di resistenza di Franklin, può essere eseguita attraverso la formulazione:

$Co = 24 * Is_{(50)}$

I valori ottenuti sono compresi tra $Co = 31 - 145$ MPa, con un valore medio pesato di circa $Co = 73$ MPa. I valori ottenuti sono stati direttamente influenzati dalla giacitura delle scistosità entro il provino, poste a circa $50 - 70^\circ$ rispetto all'orizzontale, che hanno evidenziato un comportamento fortemente anisotropo, testimoniato dall'elevato valore dell'indice di anisotropia I_a (I_a viene definito come rapporto tra i valori di $Is_{(50)}$ nelle due direzioni del provino). Il minimo valore atteso è quello con sollecitazione lungo una direzione posta a circa $45^\circ - \phi/2$ rispetto ai piani di scistosità (Greminger, 1982), non di molto discosto dall'asse del provino. Tale effetto è stato evidente anche sui risultati della determinazione di Co di laboratorio, ove la sollecitazione assiale sul provino, unitamente alla giacitura della discontinuità, hanno contribuito ad accentuare il decremento dei parametri di resistenza.

7.3.1.2 Classificazione geomeccanica dell'ammasso roccioso

La classificazione geomeccanica dell'ammasso roccioso ha previsto la sua suddivisione in settori caratterizzati dall'uniformità di alcuni parametri significativi, tra cui, fondamentali, l'intensità della fratturazione e le condizioni delle discontinuità; tale classificazione è stata condotta facendo riferimento ai dati di bibliografia ed ai risultati delle indagini eseguite. Tra i vari sistemi in uso si è ritenuto di privilegiare quelli proposti da BIENIAWSKI e da BARTON, poiché ritenuti particolarmente esaurienti. I capitoli seguenti illustrano le procedure di classificazione per i diversi metodi.

Classificazione geomeccanica secondo Bieniawski

Il metodo di classificazione proposto da BIENIAWSKI prevede la determinazione di un indice Rock Mass Rating (RMR) sulla base del quale l'ammasso è attribuibile ad una delle cinque classi di qualità definite dall'autore. Il RMR deriva dalla somma dei pesi attribuiti ai seguenti parametri:

- Resistenza alla compressione della roccia intatta
- Indice di qualità RQD
- Spaziatura delle discontinuità
- Caratteristiche delle discontinuità
- Condizioni di flusso idrico e di pressione neutra
- Rapporto tra discontinuità ed orientazione dell'opera

Resistenza alla compressione della roccia intatta -

Ci si è riferiti ai risultati relativi alle prove di laboratorio per rottura a compressione monoassiale eseguite, a Point Load Test ed a valori tratti dalla bibliografia.

Indice di qualità RQD

Deriva dall'esame delle carote ottenute dai sondaggi meccanici, secondo la procedura illustrata da DEERE (1964). L'indice è inoltre ricavabile in modo indiretto dallo stato di fratturazione dell'ammasso, attraverso il diagramma di correlazione di PRIEST & HUDSON, oppure facendo riferimento all'espressione di PALMSTRÖM:

$RQD = 115 - 3,3 J_v$, dove J_v è il numero totale delle discontinuità presenti in un m^3 di roccia.

Spaziatura delle discontinuità

Ci si riferisce alla distanza media tra discontinuità riferibili alla medesima famiglia, valutata con riferimento alle risultanze dei sondaggi ed al rilievo strutturale sugli affioramenti.

Caratteristiche delle discontinuità

Vengono descritte dai seguenti cinque parametri:

- scabrezza

- apertura
- alterazione
- riempimento
- persistenza

Va ribadito, come già esposto sopra, che per la valutazione di tali parametri, non agevole attraverso la sola analisi delle carote di sondaggio, si è provveduto all'esecuzione di un rilievo geomeccanico di superficie, sugli affioramenti disponibili.

Condizioni di flusso idrico e pressione neutra

La descrizione adottata è stata di tipo qualitativo, poiché una valutazione quantitativa non può che derivare da misure di portata effettuate in fase di scavo.

Rapporto tra discontinuità ed orientazione dell'opera

Tale parametro tiene conto dell'influenza della giacitura delle discontinuità in relazione al verso di avanzamento dello scavo o, come nel caso in esame, alla direzione del versante. Poiché il campo totale delle discontinuità comprende più sistemi, ci si è riferiti di volta in volta a quello più sfavorevole in relazione alla giacitura del versante considerato.

L'indice ottenuto $RMR = 26 - 47 = III - IV$ classe, testimonia di un ammasso di qualità scadente – discreta.

Tab. I

**CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO
METODO DI BIENIAWSKI**

PARAMETRO	VALORE	INDICE
Resistenza a compress. monoassiale	12 – 22 MPa	2 - 4
R.Q.D.	0 – 40 %	3 - 8
Spaziatura delle discontinuità	0 - 30 cm	5 - 10
Caratteristiche delle discont.	Disc. deb. scabre Separazione < 1mm Lembi soffici	12 - 20
Condizioni di flusso idrico	Flussi di tipo interstiziale	7
Rapporto tra discont. e orientazione dell'opera	favorevole molto favorevole	-5 - 0
INDICE DI QUALITA' CLASSE		26 - 47 III / IV – Discreta / Scadente

Classificazione geomeccanica secondo Barton

Elaborato da BARTON, LIEN e LUNDE (1974) alla luce dell'analisi di numerosi casi reali, il metodo consente la determinazione della qualità dell'ammasso roccioso attraverso la valutazione del coefficiente Q (Quality Index):

$$Q = (RQD/J_n) * (J_r/J_a) * (J_w/SRF)$$

dove:

RQD	=	Indice di qualità dell'ammasso roccioso
Jn	=	Funzione del numero di famiglie di discontinuità
Jr	=	Funzione della scabrezza delle discontinuità
Ja	=	Funzione dell'alterazione delle superfici di discontinuità
Jw	=	Funzione delle condizioni di flusso idrico
SRF	=	Funzione dello stato tensionale dell'ammasso

Il sistema di BARTON è uno tra i più completi, poiché prende in considerazione numerosi parametri ed aspetti omessi in altri metodi classificativi. Per altro, la quantificazione di alcuni fattori (in particolare Jw e SRF) è possibile solo in condizioni di "scavo in atto" e, quindi, il metodo non risulta applicabile con altrettanta precisione in fase di classificazione preliminare da rilievo esterno.

La scheda allegata riporta i valori attribuiti ai vari parametri; il valore di Q è pari a 0,11 – 2,66 e caratterizza l'ammasso come "scadente" o "molto scadente".

Tab. II

**CLASSIFICAZIONE DELL' AMMASSO ROCCIOSO
METODO DI BARTON**

PARAMETRO	VALORE
R.Q.D.	10 – 40 %
Jn	6 - 9
Jr	1.5 – 2
Ja	1 - 2
Jw	1
SRF	5 – 7.5
INDICE DI QUALITA'	0.11 – 2.66
CLASSE	III / IV – Scadente / Molto Scadente

Correlazione tra gli indici delle classificazioni geomeccaniche considerate

Gli indici Q ed RMR possono essere correlati mediante la relazione proposta dallo stesso BIENIAWSKI (1976):

$$RMR = 9 \ln Q + C$$

dove C assume valor medio pari a 44, ma può variare tra 26 e 62, restando nell'ambito del limite di confidenza del 90%.

In alternativa, RUTLEDGE & PRESTON (1978) propongono la seguente espressione:

$$RMR = 13,5 \log Q + 43$$

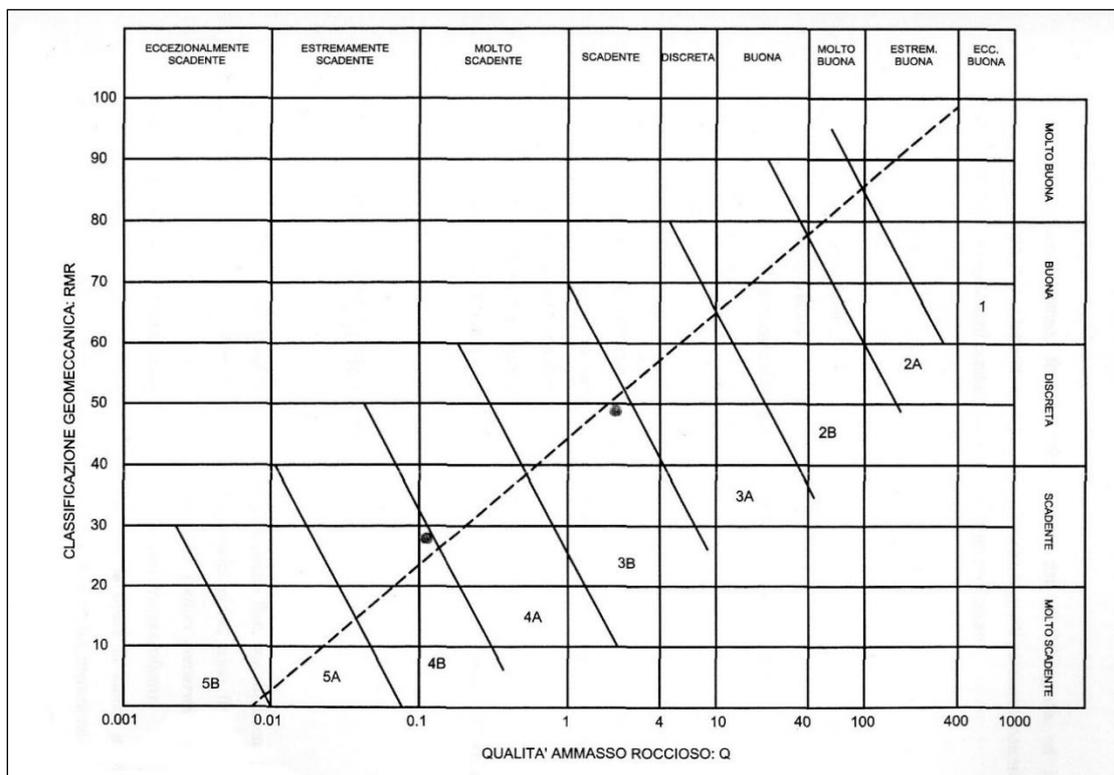


Figura 13_Correlazione tra l'indice RMR di Bieniawski e l'indice Q di Barton.

7.3.1.3 Caratteristiche di resistenza al taglio e deformabilità dell'ammasso roccioso

Con riferimento alle problematiche in esame si ritiene che il comportamento d'ammasso può essere descritto in termini di resistenza al taglio, attraverso il criterio di rottura di Coulomb; nel caso specifico i parametri caratteristici del medesimo vengono determinati mediante correlazione con gli indici definiti per le classificazioni geomeccaniche cui si è fatto riferimento secondo quanto esplicitato nel seguito, ed alle indicazioni di letteratura.

Angolo di resistenza al taglio

Il valore dell'angolo di attrito residuo (equiparabile a quello di base) indicato in bibliografia per litotipi identici a quelli in esame, è di circa 34° (BARLA, 1982).

Per quanto concerne il valore dell'angolo di attrito "di ammasso", si può ricorrere alle espressioni espresse nel seguito:

BARTON :
$$\phi_A = \arctan (J_r / J_a)$$

ove gli indici J_r e J_a sono quelli che compaiono nella definizione dell'indice Q;

BIENIAWSKI (1989):
$$\phi_A = 0,5 \text{ RMR} + 5$$

TRUNK E HONISCH (1989)
$$\phi_A = 0,5 \text{ RMR} + 8,3 + 7,2$$

Nel caso specifico, ϕ_A assume valore tra 24° e 34°.

Coesione

La valutazione del grado di coesione "di ammasso" può derivare dall'applicazione di opportune formule di riduzione al valore di coesione ottenuto su campioni in laboratorio, oppure, più semplicemente e con altrettanta attendibilità, dalla correlazione proposta da BIENIAWSKI:

$C_m = 5 \text{ RMR}$

Nel caso specifico, con riferimento alla classificazione esplicitata in precedenza, ed in particolare ai valori definiti per l'indice RMR, è possibile stimare $C_m = 0,13 - 0,24 \text{ MPa}$.

Modulo di deformabilità in sito (E_d)

Il modulo di deformabilità d'ammasso (E_d) è ricavabile per correlazione con i valori di RMR mediante la relazione proposta da SERAFIM & PEREIRA (1983), valida per il caso in cui $\text{RMR} < 50$:

$$E_d = 10 (\text{RMR} - 10) / 40 \text{ [GPa]}$$

Con riferimento ai valori dell'indice RMR determinati in precedenza risulta $E_d = 5 - 10 \text{ GPa}$.

Sulla scorta di esperienze italiane, LEMBO-FAZIO & RIBACCHI (1983) sottolineano che il valore di E_M ottenuto dalle correlazioni empiriche sopra riportate può risultare sottostimato se riferito ad un ammasso di buona qualità, sovrastimato nel caso opposto. Tale considerazione, ed il fatto che le correlazioni non tengono conto del livello di sforzi applicato, suggerisce di adottare con cautela in ragione del contesto reale il valore di E_d stimato.

In sintesi, con riferimento a quanto sin qui esposto, ai fini delle analisi prevedibili per il dimensionamento delle opere in progetto si definiscono i seguenti parametri geotecnici:

UNITA IIIa

RQD	=	0 %
Peso di volume	γ	= 20 kN/m ³
Coesione drenata	c'	= 150 kPa
Angolo di resistenza al taglio di calcolo	ϕ'	= 26°

UNITA IIIb

RQD	=	40 %
Peso di volume	γ	= 24 kN/m ³
Coesione "di ammasso"	C'_m	= 240 kPa
Angolo di attrito "di ammasso"	ϕ'_m	= 28°
Angolo di attrito residuo (di base per discontinuità)	ϕ'	= 28°
Modulo di deformabilità in sito	E_d	= 5.000–10.000 MPa

8 Aspetti sismici

8.1 Inquadramento sismico

Le zone sismogenetiche che possono manifestare effetti sulle aree circostanti vengono suddivise in tre distretti:

- [1] la provincia di Imperia, il Nizzardo e le limitrofe zone a mare (ZS910);
- [2] le Alpi cuneesi e Brianzonesi (ZS908-909);
- [3] l'Appennino settentrionale e le sue propaggini sotto la pianura padana (ZS911).

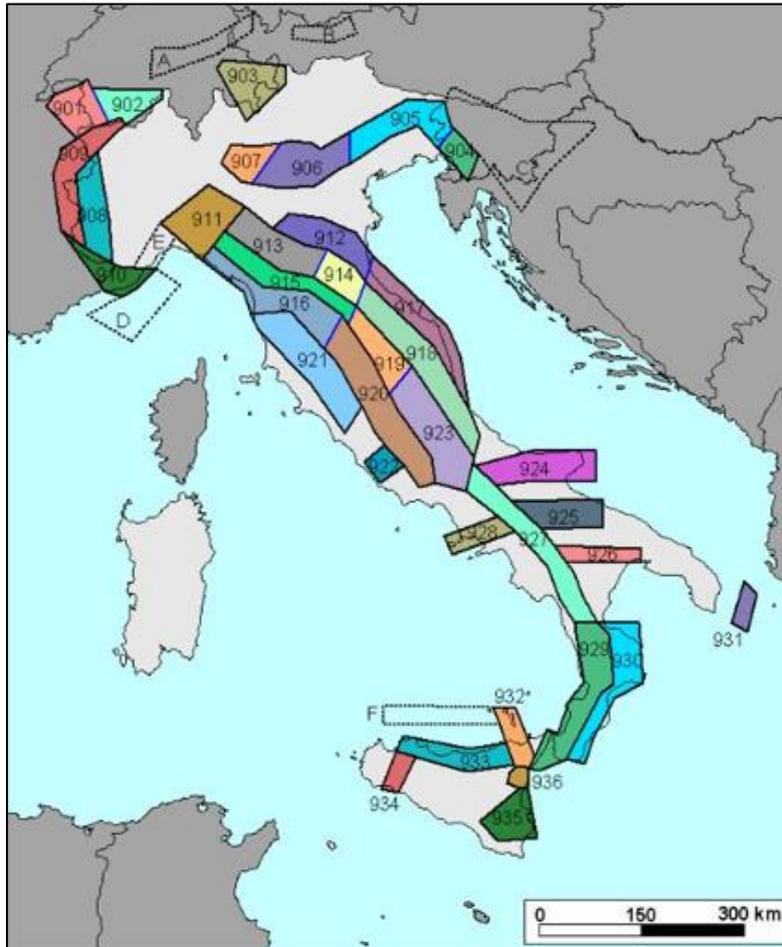


Figura 14 – Zone sismogenetiche, figure tratte da Meletti & Valensise (2004, in Stucchi et alii, 2007).

Dalla consultazione del *Database of Individual Seismogenic Sources* (DISS) gestito dal INGV, di cui si riporta uno stralcio cartografico nella figura successiva, non risultano note strutture sismogenetiche in corrispondenza dell'area di interesse.

Per quanto riguarda l'attività macrosismica dell'area in esame alcune considerazioni di carattere generale possono farsi sulla base delle mappe delle massime intensità macrosismiche osservate nei Comuni Italiani, elaborate per conto del Dipartimento della Protezione Civile da Molin et al. nel 1996.

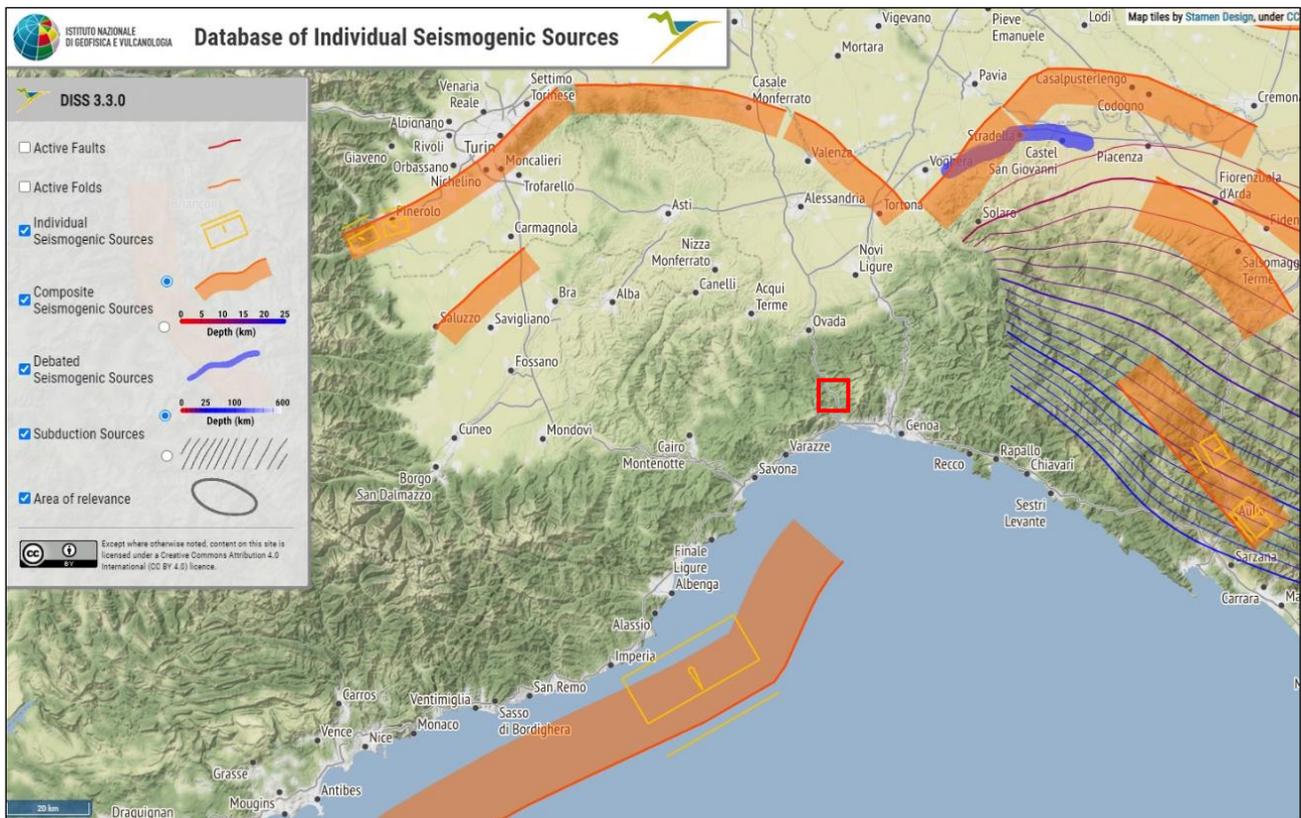


Figura 15 – Stralcio cartografico dal database DISS. Il rettangolo rosso individua l'area di interesse.

Tali mappe, elaborate a partire dai dati collezionati nella banca dati macrosismici del GNDT e dai dati del Catalogo dei Forti Terremoti in Italia di ING/SGA, associano ad ogni Comune un valore di intensità massima osservata oppure "ponderata", espresso in una delle cinque classi seguenti: ≤ 6 , 7, 8, 9, ≥ 10 della scala Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS):

Grado	Scossa	Descrizione
I	impercettibile	Avvertita solo dagli strumenti sismici.
II	molto leggera	Avvertita solo da qualche persona in opportune condizioni.
III	leggera	Avvertita da poche persone. Oscillano oggetti appesi con vibrazioni simili a quelle del passaggio di un'automobile.
IV	moderata	Avvertita da molte persone; tremito di infissi e cristalli, e leggere oscillazioni di oggetti appesi.
V	piuttosto forte	Avvertita anche da persone addormentate; caduta di oggetti.
VI	forte	Qualche leggera lesione negli edifici e finestre in frantumi.
VII	molto forte	Caduta di fumaioili, lesioni negli edifici.
VIII	rovinosa	Rovina parziale di qualche edificio; qualche vittima isolata.
IX	distruttiva	Rovina totale di alcuni edifici e gravi lesioni in molti altri; vittime umane sparse ma non numerose.
X	completamente distruttiva	Rovina di molti edifici; molte vittime umane; crepacci nel suolo.
XI	catastrofica	Distruzione di agglomerati urbani; moltissime vittime; crepacci e frane nel suolo; maremoto.
XII	apocalittica	Distruzione di ogni manufatto; pochi superstiti; sconvolgimento del suolo; maremoto distruttivo.

Figura 16 – Scala Mercalli-Cancani-Sieberg.

I valori intermedi sono stati associati alla classe superiore (es.: 6/7 è stato considerato equivalente a 7); questa scelta, unitamente a quella di associare all'intero territorio comunale il valore massimo di intensità osservata in almeno una località appartenente al Comune stesso e di assegnare un valore "ponderato" nei casi in cui il record storico è molto incompleto, determina una rappresentazione tendenzialmente "pessimista" degli effetti dei terremoti del passato. Per l'area di interesse la mappa relativa della figura seguente, indica un'intensità massima osservata non superiore al VII grado della scala MCS.

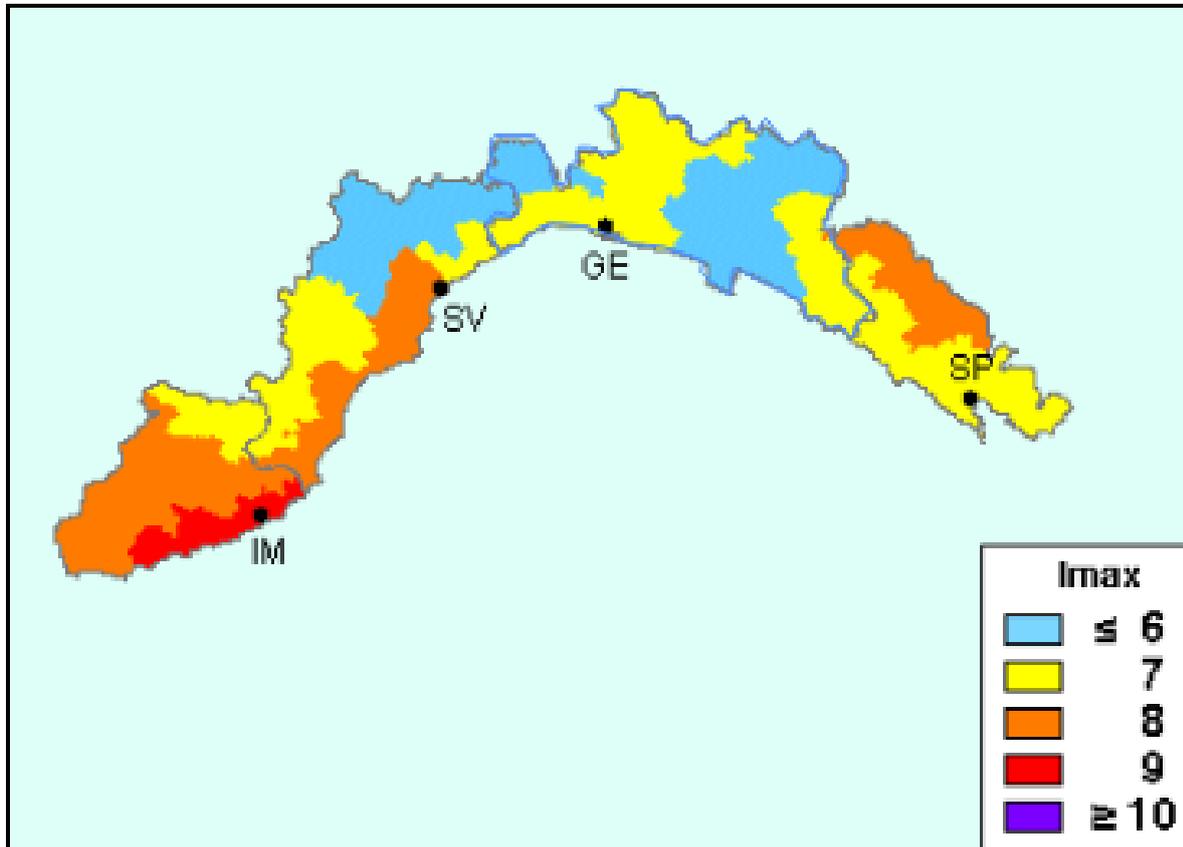


Figura 17 – Massime intensità macrosismiche osservate nella Regione Liguria (carta elaborata da D. Molin, M. Stucchi e G. Valensise per conto del Dipartimento della Protezione Civile, 1996)

Indicazioni di maggior dettaglio circa l'attività macrosismica del territorio in esame possono trarsi dall'analisi della sismicità storica del medesimo; a tale scopo sono stati consultati i dati contenuti nel Database Macrosismico Italiano (DBMI15) e nel Catalogo Parametrico dei Terremoti italiani (CPTI15) (Locati et alii, 2016).

Il database fornisce un set di dati di intensità macrosismica relativo ai terremoti italiani nella finestra temporale 1000-2020.

Come si può notare dai dati contenuti nel CPTI15, sintetizzati nella figura seguente, la sismicità dell'area in esame può essere considerata medio bassa, sia per quanto riguarda l'attività sismica locale sia per quanto riguarda gli effetti percepiti connessi ad eventi verificatesi a maggiori distanze.

Effetti	In occasione del terremoto del									
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
2	1970	12	31	22	04	4	Liguria occidentale	79	6	4.62
4-5	2001	02	06	22	28	4	Mar Ligure	47	4-5	4.17

Figura 18 – Storia sismica del Comune di Quiliano (SV), tratta dal Database Macrosismico Italiano DBM15 (Locati et alii, 2016)

8.2 Aspetti normativi

A seguito dell'emanazione dei criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche da parte dello Stato, inseriti prima nell'allegato 1 dell'O.P.C.M. 3274/2003 e in seguito aggiornati con l'O.P.C.M. 3519/2006, la Regione Liguria ha individuato le zone sismiche e ha stilato un elenco regionale dei comuni in zona sismica (D.G.R n.530/2003).

Attualmente la vigente suddivisione delle zone sismiche in Liguria è definita dalla D.G.R. n.216/2017, con l'aggiornamento dato dalla D.G.R. n.962/2018.

Secondo tale classificazione, il territorio comunale di Mele è ascritto alla zona sismica 3; si tratta quindi di un ambito a pericolosità sismica bassa, che può essere soggetto a scuotimenti modesti.

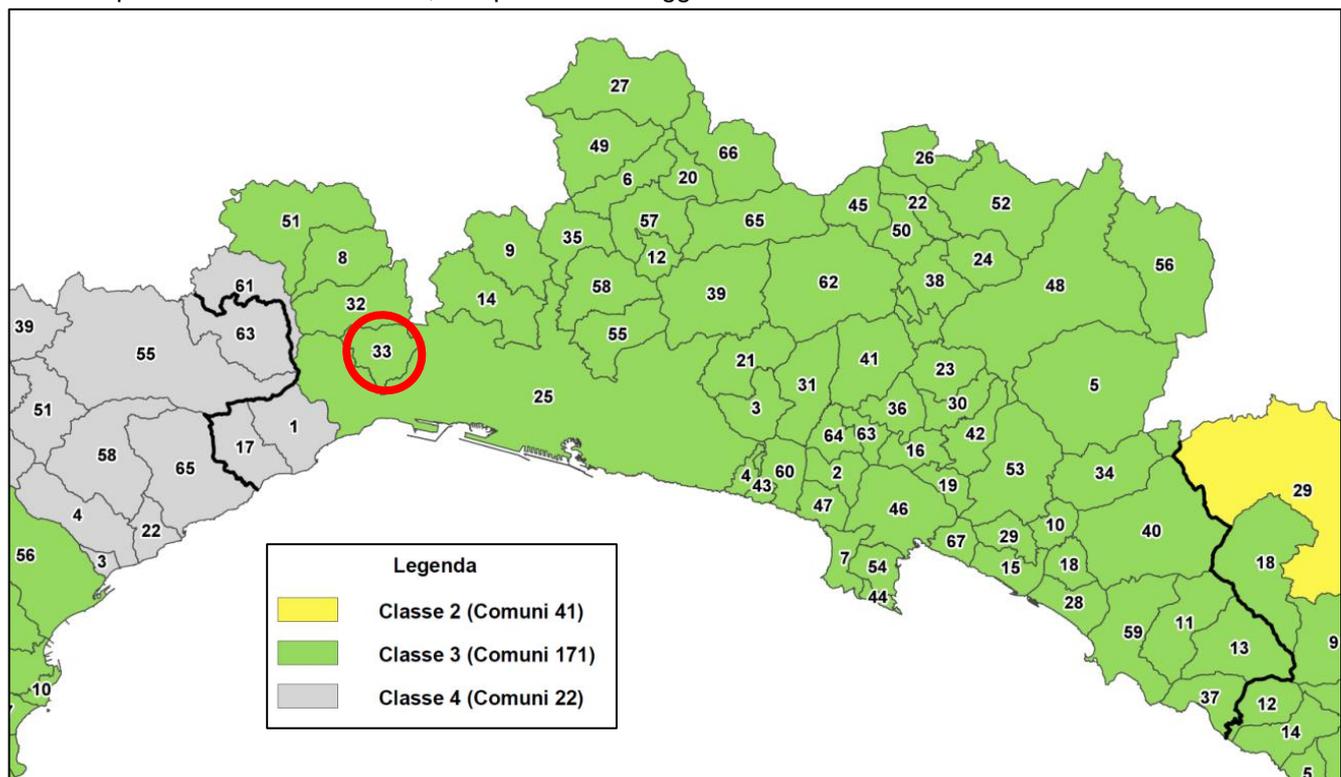


Figura 19 – Stralci dalla mappa dei Comuni della Liguria suddivisi per Zona Sismica. Il cerchio individua il Comune di Mele, ricadente in zona 3.

8.3 Pericolosità sismica di base

In termini di pericolosità sismica di base, riferendosi alle Mappe interattive di PS dell'INGV – Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, per il Comune di Mele è possibile dedurre valori di accelerazione sismica su suolo rigido con probabilità di superamento del 10% in 50 anni compresi tra 0,050 e 0,075 g.

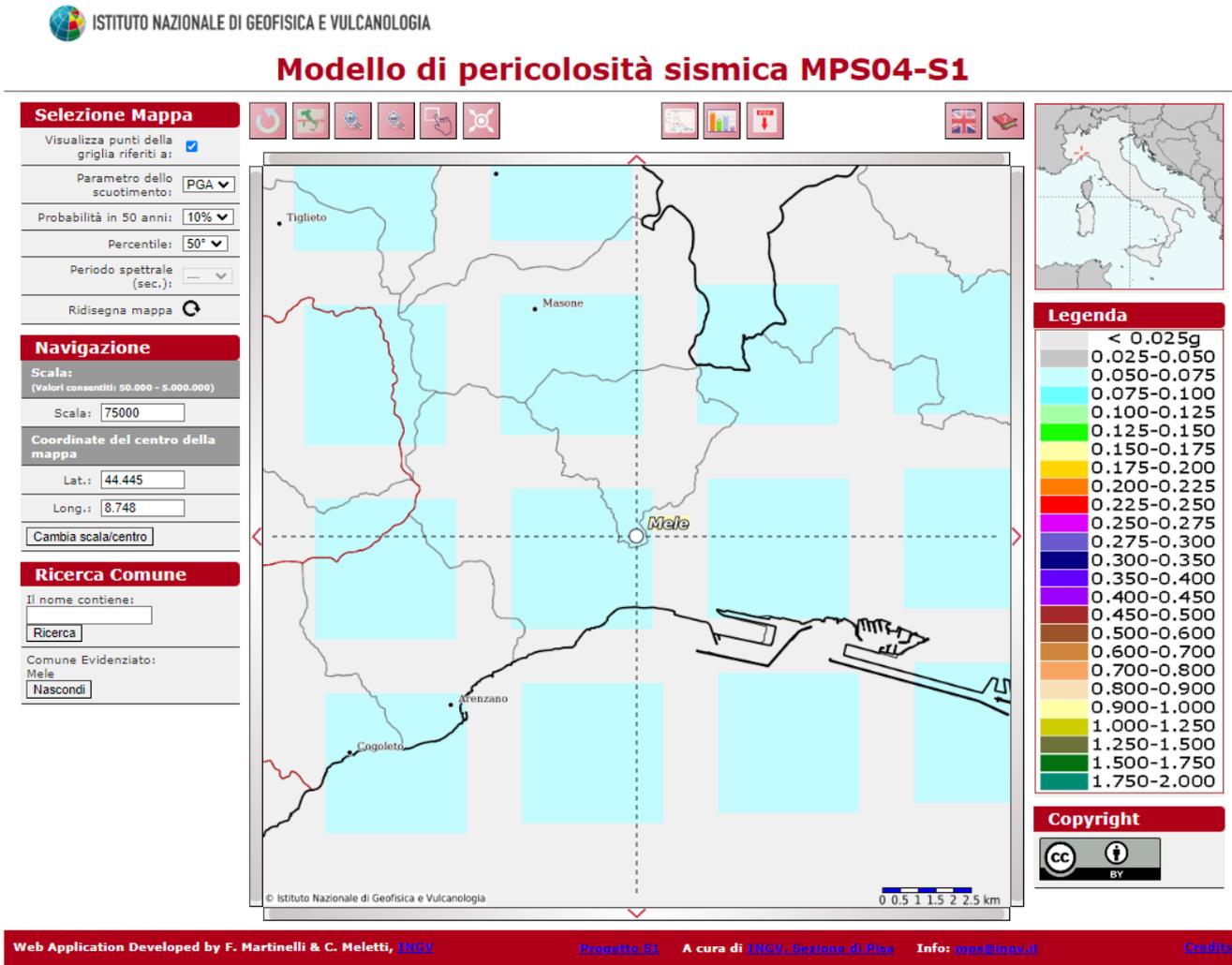


Figura 20 – Estratto della Mappa interattiva di pericolosità sismica (fonte: INGV).

La pericolosità sismica di un sito è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo, in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato. Nelle NTC, tale lasso di tempo, espresso in anni, è denominato “periodo di riferimento” VR e la probabilità è denominata “probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento” PVR.

Le tabelle dei parametri che definiscono l’azione sismica specifica nei vari siti sono contenute nell’Allegato B al D.M. 17/01/2018 *Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni*.

Stati limite		PVr: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento Vr
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 1 – Stati limite e PVr.

dove:

- [4] SLO: Stato limite di operatività
- [5] SLD: Stato limite di danno
- [6] SLV: Stato limite di salvaguardia della vita
- [7] SLC: Stato limite ultimo di prevenzione del collasso

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento Pvr, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- [8] ag: accelerazione orizzontale massima al sito
- [9] Fo: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- [10] Tc*: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, sono stabilite a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione: questa è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (categoria di sottosuolo A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente Sc(T), con riferimento a prefissate possibilità di eccedenza PVr nel periodo di riferimento VR (“Vita di riferimento”).

Il periodo o vita di riferimento VR è dato dal prodotto della vita nominale VN per il coefficiente d’uso CU:

$$V_R = V_N * C_U$$

dove:

- [11] VR = Vita di riferimento,
- [12] VN = Vita Nominale
- [13] CU = Coefficiente d’uso

Secondo indicato all’interno del paragrafo 2.5.1 del Manuale di Progettazione delle opere civili parte II – Sezione 2 Ponti e strutture le opere in progetto ricadono all’interno della categoria “**ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ V**”, con **V_N pari a 75 anni** e nella classe d’uso III con coefficiente d’uso **CU=1.5**.

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale V_N [Anni] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14.01.2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ($V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V < 250$ Km/h	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V \geq 250$ km/h	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) – La stessa V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprighiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere. (2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.	

Tab. 2.5.1.1.1-1 – Vita nominale delle infrastrutture ferroviarie

Tabella 2 – Vita nominale delle infrastrutture ferroviarie.

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso ⁽¹⁾	Coefficiente d'uso [CU] ⁽¹⁾
FABBRICATI APPARTENENTI ALL'ELENCO A AI SENSI DEL DPCM 3685/2003	IV	2
GRANDI STAZIONI	IV	2
FABBRICATI APPARTENENTI ALL'ELENCO B AI SENSI DEL DPCM 3685/2003	III	1.5
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA ⁽²⁾	III	1.5
ALTRE OPERE D'ARTE, FABBRICATI NON RIENTRANTI NELLE CLASSI D'USO III E IV	II	1
<p>(1) Qualora una costruzione sia interferente con un'altra infrastruttura di cui all'elenco A del DPCM 3685 del 2003 o all'elenco B del DPCM 3685 del 2003 dovrà essere presa in conto la più alta tra la classe d'uso assegnata alla costruzione attraverso la presente tabella e quella dell'infrastruttura con cui si realizza l'interferenza.</p> <p>(2) Ricadono in classe d'uso IV le opere d'arte nuove ricadenti nelle tratte di nodo di collegamento delle grandi stazioni con il sistema di grande viabilità ferroviaria</p>		

Tabella 3 – Coefficienti d'uso per le infrastrutture ferroviarie.

Il coefficiente d'uso, per la classe III è pari a 1,5 e pertanto:

$$V_R = 75 * 1,5 = 112,5$$

Di seguito sono riportati i parametri sismici di riferimento per l'area di progetto secondo le coordinate:

Lat.: 44.47393

Long: 8.73314

STATO LIMITE	TR	ag	F0	TC
[-]	[anni]	[anni]	[anni]	[s]
SLO	68	0.0311	2.53	0.21
SLD	114	0.0376	2.55	0.24
SLV	1073	0.0826	2.56	0.3

SLC	2203	0.1045	2.56	0.31
-----	------	--------	------	------

Tabella 4 – Parametri ag , F_0 e T_c^* riferiti ai diversi ai diversi stati limite riferiti alle opere in progetto.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento indicate nelle Tabelle 3.2.II e 3.2.III contenute nel Decreto ministeriale (infrastrutture) 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento norme tecniche per le costruzioni" (indicato nel seguito come D.M. 17/01/2018).

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo, ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$. Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per le categorie di sottosuolo A, B, C, D, E le azioni sismiche sono definite al § 3.2.3 del D.M. 17/01/2018.

Sulla base delle indagini disponibili è possibile attribuire al settore di versante in oggetto una **categoria di sottosuolo E**.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>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.</i>
B	<i>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.</i>
C	<i>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.</i>
D	<i>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.</i>
E	<i>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.</i>

Tabella 5 – Categorie di sottosuolo individuate nel D.M. 17/01/201.

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 6 – Espressione del coefficiente S_s e C_c .

In condizioni SLV risulta dunque un coefficiente di amplificazione pari a $S_s=1.6$

Per quanto concerne l'influenza della morfologia sulla risposta sismica locale, si osserva che per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi. Per configurazioni superficiali semplici, come quella del settore oggetto di interventi, si può adottare la classificazione della figura seguente.

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 $i > 30^\circ$

Tabella 7 – Categorie caratteristiche della superficie topografica.

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Tabella 8 – Espressione del coefficiente S_T .

Per quanto riguarda le condizioni topografiche si ricade **nella categoria T1 con coefficiente $S_T=1$ per quanto riguarda gli interventi realizzati alla base del versante** (ad es. strutture prefabbricate, opere di sostegno e getti in c.a.) e **localmente nella categoria T4 con coefficiente $S_T=1.4$ per gli interventi realizzati lungo il versante** (ad es. rafforzamenti corticali).

8.4 Stabilità del sito alla liquefazione

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad un accumulo di deformazione plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizione non drenate.

L'entità delle deformazioni che subisce il terreno dipende dal grado di addensamento; se la sabbia è sciolta la pressione dei pori aumenterà molto velocemente, se la sabbia è densa le deformazioni avvengono più lentamente e sono associate ad un aumento di volume (dilatanza). Per effetto della dilatazione la pressione interstiziale subisce una caduta ed il terreno riesce a sviluppare una resistenza al taglio sufficiente a sostenere le sollecitazioni indotte dai carichi ciclici.

Nell'ambito della teoria dello stato critico, il comportamento contraente o dilatante del terreno può essere messo in relazione ai parametri di stato iniziali (indice dei vuoti e stato tensionale); pertanto la curva di stato critico separa, per un determinato terreno, stati per i quali il terreno è suscettibile o meno alla liquefazione.

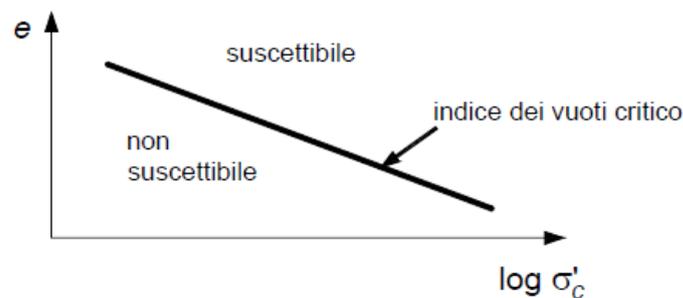


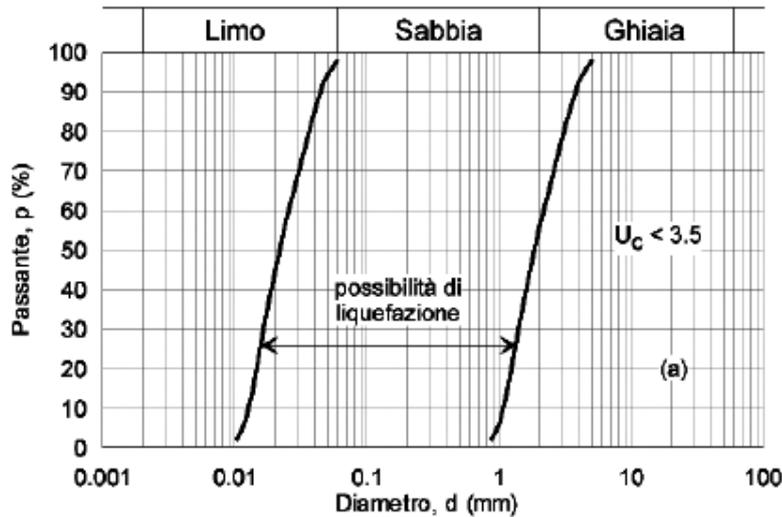
Figura 21: Suscettibilità alla liquefazione in relazione ai parametri di stato iniziali (modificata da Krmaer, 1996)

A tale proposito Casagrande afferma che sabbie sciolte con densità relative minori del 40% possono essere soggette a liquefazioni; nelle sabbie fortemente dilatanti, con densità relative maggiori del 70 % è invece normalmente impossibile che le pressioni neutre raggiungano quelle di confinamento, per cui si possono attendere solo assestamenti di lieve entità.

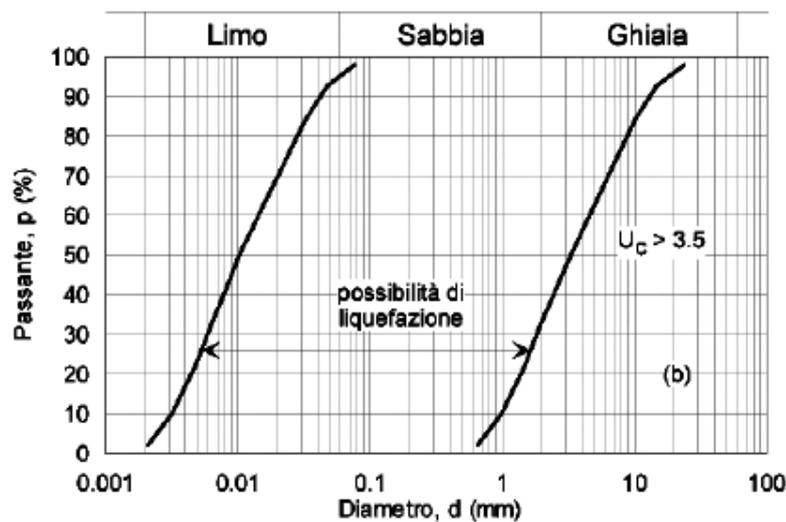
Secondo il D.M. 20/02/2018 la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti quattro circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1 g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna suborizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata* (N1)60 > 30 oppure qc1N > 180 dove (N1)60 è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc1N 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 Figura 7.11.1(a) delle NTC nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) delle NTC nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$



a)



b)

Figura 22: Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione, tratti dalla Fig. 7.11.1 b) delle NTC/2018.

Nel caso specifico, per quanto riguarda il settore di versante che si sviluppa a monte della galleria artificiale in progetto, ed oggetto degli interventi di consolidamento e rafforzamento corticale, le risultanze delle indagini pregresse individuano la presenza di una coltre detritica, costituente il corpo principale della frana mobilizzatasi nell'anno 2000. Dal punto di vista litologico si tratta di un deposito caotico costituito da una matrice sabbioso limoso argillosa inglobante clasti di dimensioni talora centimetriche.

Nell'ambito dei suddetti depositi le indagini disponibili non consentono di individuare una superficie piezometrica ben definita, quanto piuttosto locali falde sospese, ospitate entro livelli a maggiore permeabilità, correlate a

fenomeni precipitativi di rilievo (§5.1). Le risultanze delle misure piezometriche condotte nel periodo antecedente la fase parossistica del fenomeno (anno 2000), indicate negli elaborati progettuali dell'epoca e riportate nell'elaborato "*Sezioni geotecniche di progetto*", indicano valori di soggiacenza di circa 7,0 m in prossimità dell'opera di contenimento realizzata in condizioni di urgenza (Pz3-2000; Pz4-2000); valori superiori di soggiacenza vengono indicati in corrispondenza della porzione alta del versante.

In merito ai depositi individuati a tali profondità, le prove penetrometriche dinamiche (SPT) condotte in fase di terebrazione dei sondaggi realizzati nel 2001, ed in particolare dei sondaggi denominati "S5-2001" ed "S6-2001" indicano valori del parametro $N_{SPT} > 75$ colpi/30 cm, cui tenendo conto della profondità di prova e della conseguente tensione litostatica sono associabili valori del parametro $N_{1,60} > 70$.

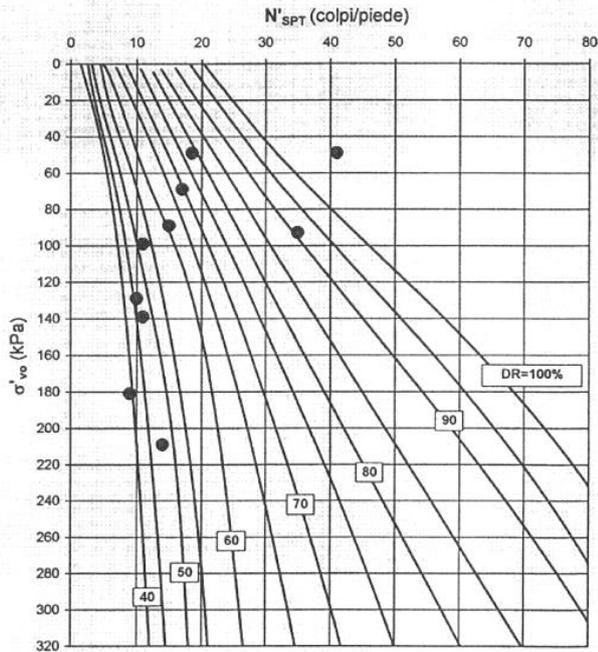
Con riferimento a quanto sin qui esposto, essendo verificata la circostanza 3 di possibilità di esclusione della verifica a liquefazione prevista dalle NTC-18 (7.11.3.4) quest'ultima viene omessa.

Relativamente al settore basale del versante, ove è prevista la realizzazione della galleria artificiale e delle opere alla stessa connesse, il progetto prevede, in presenza di terreni granulari incoerenti scarsamente addensati, la realizzazione di un intervento di consolidamento mediante iniezioni cementizie. Si ritiene in tal senso che qualora necessario l'esecuzione del suddetto intervento di consolidamento inibisca la possibilità di liquefazione dei terreni presenti.

ALLEGATO I

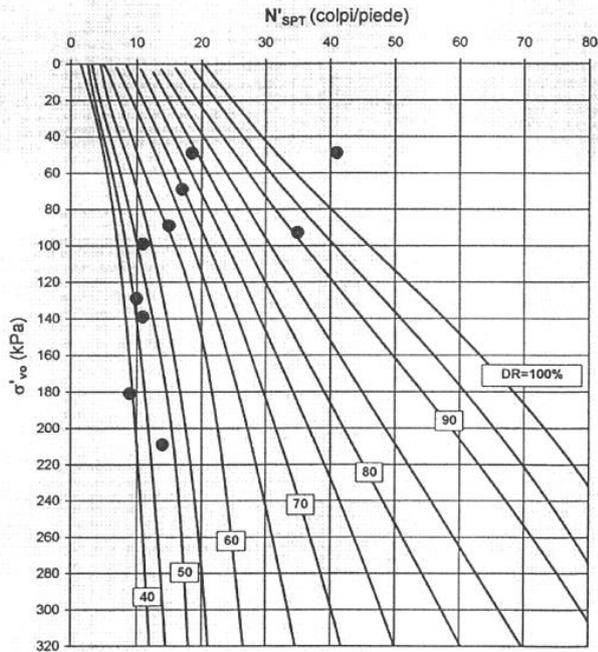
B.3. DENSITA' RELATIVA
 B.3.2. SPT

z _w profondità della falda da p.c. (m)				
profondità (m)	N _{spt} (colpi/piede)	σ _{vo} (kPa)	N' _{spt} (colpi/piede)	Dr (%)
2,45	41	49	41	>100
2,45	22	49	19	79
4,45	15	89	15	61
6,45	10	129	10	46
4,65	35	93	35	91
3,45	17	69	17	69
4,95	11	99	11	52
6,95	11	139	11	48
9,05	9	181	9	-
10,45	14	209	14	48



B.3. DENSITA' RELATIVA
 B.3.2. SPT

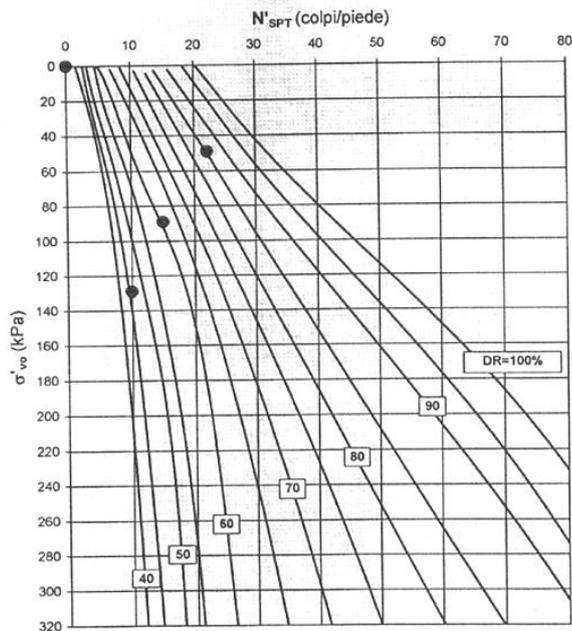
z _w profondità della falda da p.c. (m)				
profondità (m)	N _{spt} (colpi/piede)	σ _{vo} (kPa)	N' _{spt} (colpi/piede)	Dr (%)
2,45	41	49	41	>100
2,45	22	49	19	79
4,45	15	89	15	61
6,45	10	129	10	46
4,65	35	93	35	91
3,45	17	69	17	69
4,95	11	99	11	52
6,95	11	139	11	48
9,05	9	181	9	-
10,45	14	209	14	48



B.3. DENSITA' RELATIVA

B.3.2. SPT

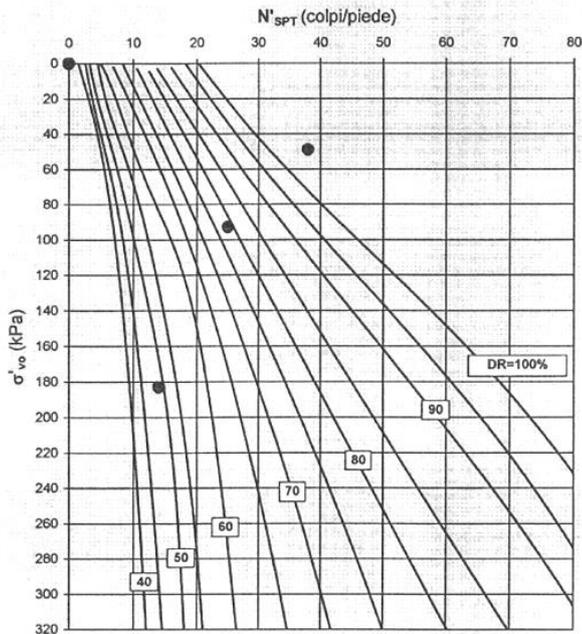
z _w profondità della falda da p.c. (m)				
profondità (m)	N _{spt} (colpi/piede)	σ' _{vo} (kPa)	N' _{spt} (colpi/piede)	Dr (%)
2,45	22	49	22	85
4,45	15	89	15	61
6,45	10	129	10	46
		0	0	<40
		0	0	<40
		0	0	<40
		0	0	<40
		0	0	<40
		0	0	<40
		0	0	<40



B.3. DENSITA' RELATIVA

B.3.2. SPT

Z _w profondità della falda da p.c. (m)				
profondità (m)	N _{spt} (colpi/piede)	σ'vo (kPa)	N _{spt} (colpi/piede)	Dr (%)
2,45	38	49	38	>100
4,65	35	93	25	79
9,15	14	183	14	49
		0	0	<40
		0	0	<40
		0	0	<40
		0	0	<40
		0	0	<40
		0	0	<40
		0	0	<40

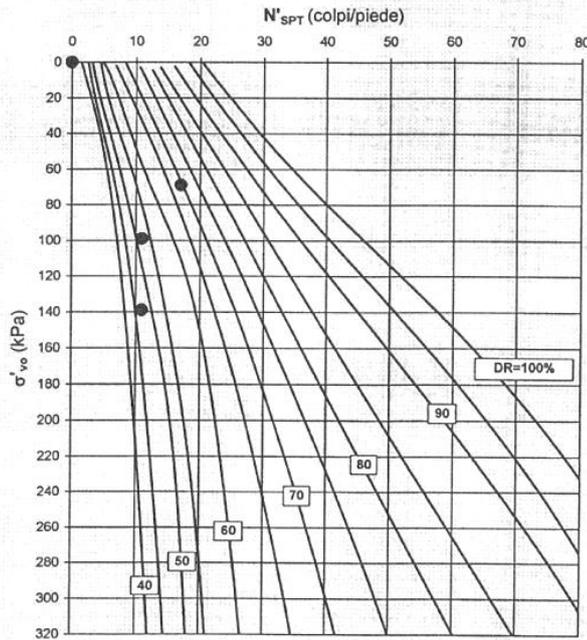


S4

B.3. DENSITA' RELATIVA

B.3.2. SPT

Z _w profondità della falda da p.c. (m)				
profondità (m)	N _{spt} (colpi/piede)	σ' _{vo} (kPa)	N' _{spt} (colpi/piede)	Dr (%)
3,45	17	69	17	69
4,95	11	99	11	52
6,95	11	139	11	48
		0	0	<40
		0	0	<40
		0	0	<40
		0	0	<40
		0	0	<40
		0	0	<40

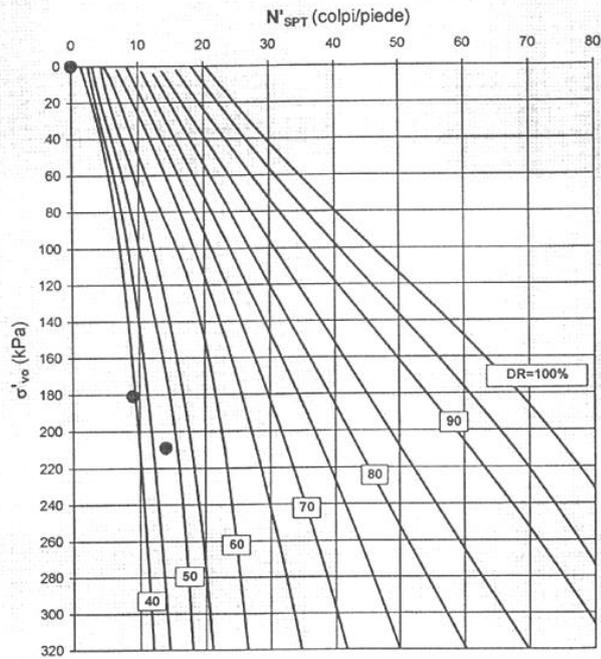


S5

B.3. DENSITA' RELATIVA

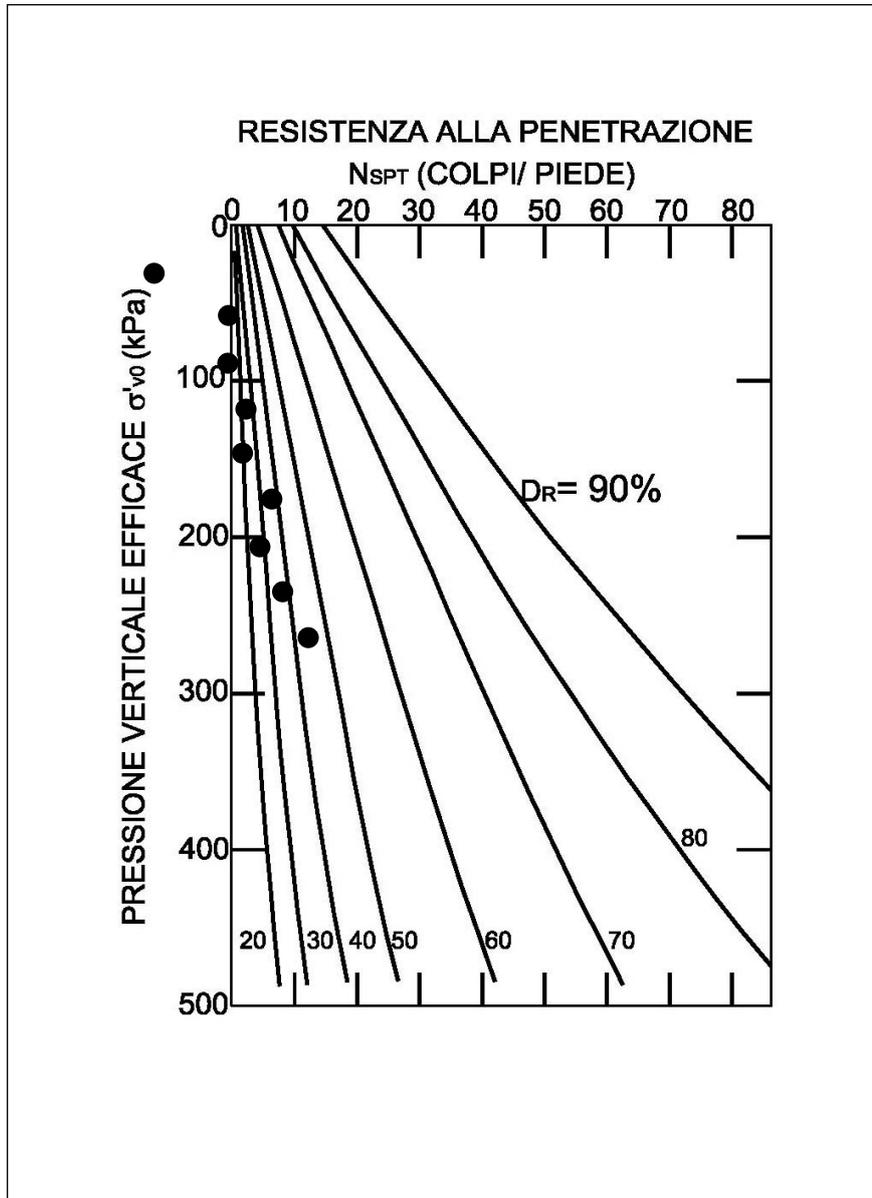
B.3.2. SPT

z _w profondità della falda da p.c. (m)				
profondità (m)	N _{spt} (colpi/piede)	σ' _{vo} (kPa)	N' _{spt} (colpi/piede)	Dr (%)
9,05	9	181	9	<40
10,45	14	209	14	48
		0	0	<40
		0	0	<40
		0	0	<40
		0	0	<40
		0	0	<40
		0	0	<40
		0	0	<40
		0	0	<40



S6

Sondaggio S1-DH (2023)



Sondaggio S4-PZ (2023)

