



PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI  
MESSA IN SICUREZZA DEL SISTEMA  
ACQUEDOTTISTICO DEL PESCHIERA PER  
L'APPROVVIGIONAMENTO IDRICO  
DI ROMA CAPITALE E DELL'AREA METROPOLITANA  
IL COMMISSARIO STRAORDINARIO ING. PhD MASSIMO SESSA

SUB COMMISSARIO ING. MASSIMO PATERNOSTRO

**aceq**  
acqua  
ACEA ATO 2 SPA



**aceq**  
Ingegneria  
e servizi



**IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO**

Ing. PhD Alessia Delle Site

**SUPPORTO AL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO**

Dott. Avv. Vittorio Gennari

Sig.ra Claudia Iacobelli

Ing. Barnaba Paglia

ELABORATO

A246PDS R006 2

COD. ATO2 ASI10607

DATA **MAGGIO 2022**

SCALA

| AGG. N. | DATA  | NOTE                          | FIRMA |
|---------|-------|-------------------------------|-------|
| 1       | 06/22 | AGGIORNAMENTO ELABORATI UVP   |       |
| 2       | 07/22 | AGGIORNAMENTO ELABORATI CSLPP |       |
| 3       |       |                               |       |
| 4       |       |                               |       |
| 5       |       |                               |       |
| 6       |       |                               |       |

Progetto di sicurezza e ammodernamento  
dell'approvvigionamento della città  
metropolitana di Roma

"Messa in sicurezza e ammodernamento del sistema  
idrico del Peschiera",

L.n.108/2021, ex DL n.77/2021 art. 44 Allegato IV

**Sottoprogetto**  
**CONDOTTA MONTE CASTELLONE – COLLE**  
**S.ANGELO (VALMONTONE)**  
(con il finanziamento dell'Unione  
europea – Next Generation EU)



**PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA  
ED ECONOMICA**

CUP G91B2100006460002

**TEAM DI PROGETTAZIONE**

**RESPONSABILE PROGETTAZIONE**

Ing. Angelo Marchetti

**CAPO PROGETTO**

Ing. Viviana Angeloro

**IDRAULICA**

Ing. Eugenio Benedini

**GEOLOGIA E IDROGEOLOGIA**

Geol. Stefano Tosti

**GEOTECNICA E STRUTTURE**

Ing. Angelo Marchetti

**ASPETTI AMBIENTALI**

Ing. PhD Nicoletta Stracqualursi

**ATTIVITÀ TECNICHE DI SUPPORTO**

Geom. Stefano Francisci

**ATTIVITÀ PATRIMONIALI**

Geom. Fabio Pompei

**Hanno collaborato:**

Ing. Eleonora Accorsi

Ing. Marco Iannucci

RELAZIONE GEOTECNICA



## INDICE

|          |                                                                       |           |
|----------|-----------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>1</b> | <b><i>Premessa .....</i></b>                                          | <b>4</b>  |
| <b>2</b> | <b><i>Oggetto e scopo dell'intervento.....</i></b>                    | <b>5</b>  |
| 2.1.1    | Analisi dello stato di fatto .....                                    | 6         |
| 2.1.2    | Criticità dell'assetto attuale .....                                  | 9         |
| 2.1.3    | Descrizione della soluzione progettuale prescelta .....               | 10        |
| <b>3</b> | <b><i>Documenti di riferimento.....</i></b>                           | <b>14</b> |
| 3.1      | Normative, raccomandazioni e linee guida.....                         | 14        |
| 3.2      | Bibliografia.....                                                     | 14        |
| <b>4</b> | <b><i>Considerazioni generali sulla progettazione.....</i></b>        | <b>20</b> |
| 4.1      | Aspetti prestazionali di base del sistema .....                       | 20        |
| 4.2      | Rischio sismico .....                                                 | 21        |
| <b>5</b> | <b><i>Caratteristiche dei materiali .....</i></b>                     | <b>23</b> |
| <b>6</b> | <b><i>Descrizione dei macrotratti previsti in progetto .....</i></b>  | <b>24</b> |
| <b>7</b> | <b><i>Azioni di progetto.....</i></b>                                 | <b>28</b> |
| <b>8</b> | <b><i>Descrizione delle campagne indagini .....</i></b>               | <b>30</b> |
| <b>9</b> | <b><i>Criteri per la caratterizzazione geotecnica .....</i></b>       | <b>34</b> |
| 9.1      | Generalità .....                                                      | 34        |
| 9.2      | Individuazione del tipo di terreno da prove CPT .....                 | 34        |
| 9.3      | Terreni coesivi.....                                                  | 36        |
| 9.3.1    | Introduzione.....                                                     | 36        |
| 9.3.2    | Parametri fisici e Classificazione .....                              | 36        |
| 9.3.3    | Stato tensionale iniziale .....                                       | 36        |
| 9.3.4    | Resistenza a taglio non drenata.....                                  | 37        |
| 9.3.5    | Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci ..... | 40        |
| 9.3.6    | Caratteristiche di deformabilità.....                                 | 40        |
| 9.3.7    | Coefficienti di permeabilità.....                                     | 44        |
| 9.3.8    | Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria .....            | 44        |
| 9.4      | Terreni incoerenti.....                                               | 44        |

|           |                                                                            |            |
|-----------|----------------------------------------------------------------------------|------------|
| 9.4.1     | Introduzione.....                                                          | 44         |
| 9.4.2     | Stato tensionale iniziale del deposito .....                               | 45         |
| 9.4.3     | Densità relativa .....                                                     | 45         |
| 9.4.4     | Caratteristiche di deformabilità.....                                      | 53         |
| <b>10</b> | <b>Definizione dei parametri geotecnici di progetto .....</b>              | <b>56</b>  |
| <b>11</b> | <b>Stabilità dei versanti .....</b>                                        | <b>57</b>  |
| 11.1      | Premessa .....                                                             | 57         |
| 11.2      | Generalità sugli interventi con tecniche di ingegneria naturalistica ..... | 57         |
| 11.3      | Metodologie per l'analisi di stabilità dei pendii .....                    | 64         |
| 11.3.1    | Parametri di resistenza .....                                              | 65         |
| 11.3.2    | Metodi per l'analisi di stabilità di pendii naturali ed artificiali .....  | 66         |
| 11.3.3    | Il metodo del pendio indefinito .....                                      | 68         |
| 11.3.4    | L'influenza della vegetazione sulla stabilità dei pendii.....              | 70         |
| 11.3.5    | Influenza dei pali verticali sulla stabilità dei pendii .....              | 72         |
| 11.4      | Sezioni di analisi.....                                                    | 76         |
| 11.5      | Descrizione delle analisi.....                                             | 81         |
| 11.5.1    | Interventi di stabilizzazione di tipo naturalistico .....                  | 81         |
| 11.5.2    | Intervento di stabilizzazione con micropali .....                          | 83         |
| 11.5.3    | Analisi dei carichi .....                                                  | 84         |
| 11.5.4    | Combinazione delle azioni e approcci di calcolo .....                      | 86         |
| 11.6      | Risultati delle analisi.....                                               | 89         |
| 11.6.1    | Tratto T2 .....                                                            | 93         |
| 11.7      | Considerazioni di sintesi .....                                            | 100        |
| <b>12</b> | <b>Manufatti di linea .....</b>                                            | <b>101</b> |
| 12.1      | Verifica delle opere provvisorie .....                                     | 101        |
| 12.1.1    | Dimensionamento statico .....                                              | 102        |
| 12.1.2    | Fasi realizzative.....                                                     | 104        |
| 12.2      | Verifiche Geotecniche .....                                                | 106        |
| 12.2.1    | Verifiche geotecniche del partitore Monte Castellone .....                 | 107        |
| <b>13</b> | <b>Blocchi di ancoraggio .....</b>                                         | <b>109</b> |
| 13.1      | Determinazione della spinta idraulica .....                                | 109        |
| 13.1.1    | Deviazioni planimetriche .....                                             | 110        |

|             |                                                                         |            |
|-------------|-------------------------------------------------------------------------|------------|
| 13.1.2      | Deviazioni altimetriche .....                                           | 110        |
| <b>13.2</b> | <b>Dimensionamento dei blocchi di ancoraggio .....</b>                  | <b>112</b> |
| 13.2.1      | Calcolo della spinta idraulica .....                                    | 113        |
| 13.2.2      | Dimensioni e peso dei blocchi .....                                     | 114        |
| 13.2.3      | Approccio per il dimensionamento dei pali di fondazione .....           | 114        |
| 13.2.4      | Dimensionamento dei pali di fondazione a carico limite verticale.....   | 115        |
| 13.2.5      | Dimensionamento dei pali di fondazione a carico limite orizzontale..... | 119        |
| <b>13.3</b> | <b>Risultati del dimensionamento .....</b>                              | <b>126</b> |

# 1 Premessa

La presente Relazione definisce il modello geotecnico di sottosuolo da adottare per il Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica (PFTE) della Condotta Monte Castellone Colle S. Angelo, ed è redatta in conformità a quanto stabilito dal D.Lgs n.50 del 18 aprile 2016 e regolamenti attuativi collegati e nel rispetto delle Linee Guida per la redazione del PFTE approvate dal C.S.LL.PP. in data 29/07/2021 (par. 3.2 – punto 2).

La Relazione Geotecnica è quindi da intendersi come un allegato della Relazione Tecnica e, come previsto dalle sopra citate Linee Guida, contiene elementi di dimensionamento preliminare di natura concettuale e, ove necessario, anche quantitativa.

Il presente sottoprogetto denominato "Condotta Monte Castellone Colle S. Angelo" è inserito nell'Allegato n. 1 del Decreto MIMS 517/21.

Il modello geotecnico è stato ricostruito a partire dai risultati delle campagne di indagine del 2022.

Scopo del documento è la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione, ai fini del calcolo geotecnico delle opere da realizzare nell'ambito del progetto.

I predimensionamenti ed i calcoli geotecnici, basati sui parametri definiti nella presente relazione geotecnica generale di inquadramento, sono riportati nei paragrafi specifici.

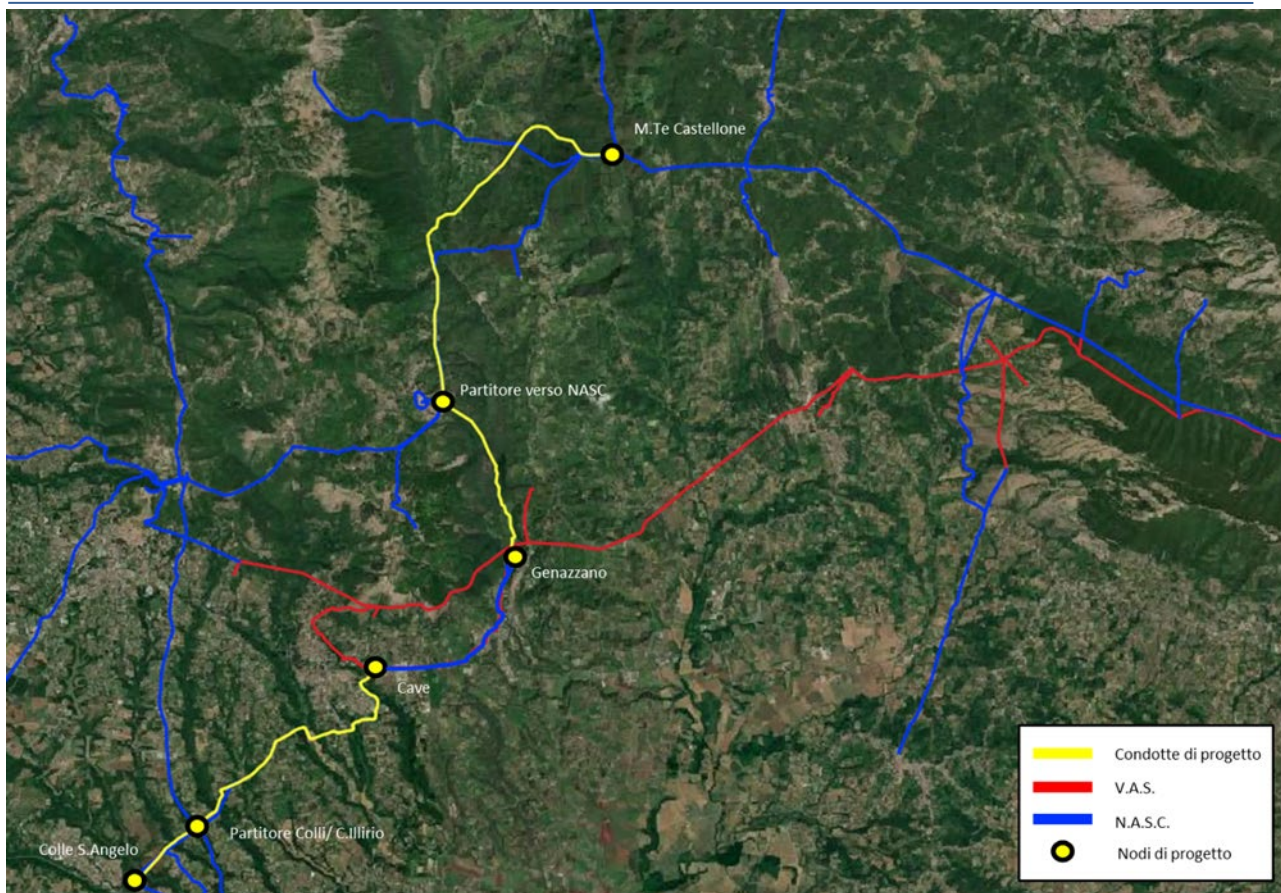
## 2 Oggetto e scopo dell'intervento

L'intervento si inquadra nei territori a Sud Est dell'ATO2 Lazio Centrale Roma e prevede la realizzazione di una nuova condotta DN 1000/600 che dall'arrivo della condotta DN 800 dell'Acquedotto N.A.S.C. al partitore M.te Castellone (posto nel Comune di S. Vito Romano) raggiunga il partitore Colle S. Angelo (posto in Comune di Valmontone).

Il tratto intermedio, del nuovo collegamento in questione, da Genazzano a Cave, è già stato realizzato nell'ambito dell'appalto "Nuova condotta DN 600/300 in variante da Genazzano a Cave".

Il presente progetto riguarda la realizzazione dei seguenti due tronchi di completamento: il tratto iniziale, dal partitore Monte Castellone del N.A.S.C. (Nuovo Acquedotto Simbrivio Castelli) all'allaccio alla partenza dell'esistente condotta DN 600; il tratto finale, dalla derivazione dall'anzidetta condotta DN 600 lungo la SP Prenestina presso Cave, al partitore di Colle S. Angelo in Comune di Valmontone. La lunghezza complessiva dei due tronchi è pari a circa. 16,5 km.

Con la realizzazione dell'intervento di progetto, sarà possibile alimentare sia Cave che Genazzano dal N.A.S.C., abbandonando la vecchia tratta Olevano – Genazzano – Cave del V.A.S., soggetta a frequenti disservizi ed inoltre con la realizzazione del successivo tronco da Cave al partitore Colle S. Angelo (Comune di Valmontone) e la sua connessione alla tratta tra i partitori I Colli e Colle Illirio, sarà disponibile una seconda linea di alimentazione verso i comuni dei Monti Lepini, aumentando l'affidabilità di esercizio di tutto il sistema acquedottistico.



*Figura 2-1- Indicazione delle condotte di progetto e delle condotte esistenti*

### 2.1.1 Analisi dello stato di fatto

Il sistema acquedottistico Simbrivio-Doganella serve 53 Comuni e 3 Consorzi, oltre ad 8 Comuni dell'ex Consorzio Doganella per una popolazione complessivamente servita pari a 543.000 residenti (che si prevede possano arrivare a 570.000 al 2050). I territori dei Comuni dei Colli Albani, dei Monti Prenestini e di parte dei Monti Lepini sono alimentati dall'acquedotto del Simbrivio, dall'acquedotto della Doganella e da numerose risorse idriche locali (principalmente pozzi).

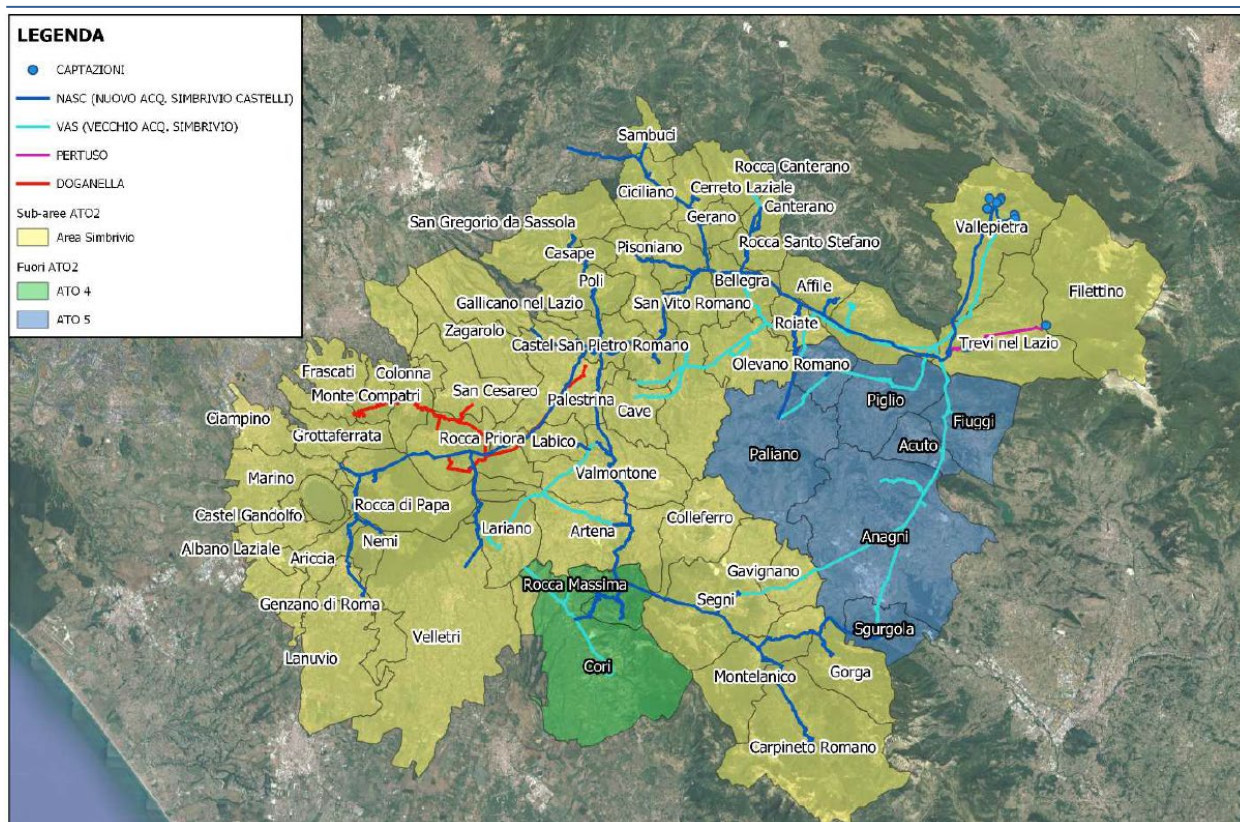


Figura 2-2- Schema di alimentazione dell'Area Simbrivio

Gli Acquedotti del Simbrivio sono articolati su 2 linee principali e distinte con sviluppo complessivo pari a circa 300 Km: il Vecchio Acquedotto del Simbrivio (V.A.S. con una portata media di 180 l/s) ed il Nuovo Acquedotto Simbrivio Castelli (N.A.S.C. con una portata media di 830 l/s). La portata complessivamente addotta (pari a circa 1010 l/s) proviene dai gruppi sorgentizi del Comune di Vallepietra situate nell'alta valle del torrente Simbrivio, dalla sorgente e dai pozzi del Ceraso situate nell'alta Valle Aniene in Comune di Trevi del Lazio e dall'integrazione della sorgente del Pertuso (360 l/s) collettata dalla finestra "Valloncello" della galleria ENEL GreenPower di Comunacqua sempre in Comune di Trevi del Lazio. In particolare, il V.A.S. è alimentato dalle sorgenti Cardellina e Cesa degli Angeli (Comune di Vallepietra) mentre il N.A.S.C. è alimentato dalle sorgenti Pantano, Cornetto e Carpinetto (Comune di Vallepietra), dalla sorgente e dai pozzi del Ceraso e dalla suddetta integrazione della Sorgente Pertuso entrambi in Comune Trevi del Lazio.

Il VAS è stato realizzato negli anni '30 con tubazioni in acciaio e giunzioni a bicchiere, ed il NASC realizzato nel 1960 in acciaio saldato; per la natura dei luoghi attraversati caratterizzati da ambiente montano con notevoli dislivelli, entrambi gli acquedotti

hanno tratte sottoposte a forti pressioni di esercizio (fino a 55 bar). L'integrazione dalla sorgente del Pertuso è stata attivata nel 2002 a seguito dell'intervento del Commissario di Governo nominato per l'emergenza idrica nei Comuni alimentati dall'Acquedotto del Simbrivio.

Per completezza in questi territori si interconnette anche l'Acquedotto della Doganella alimentato da un sistema di 9 pozzi che costituiscono l'omonimo campo-pozzi sito in località "Pratoni del Vivaro" (Comune di Rocca Priora). Le portate emunte vengono raccolte in un serbatoio di 8.000 m<sup>3</sup> nel quale, dal 2008, arriva una portata integrativa (fino a 45-50 l/s) proveniente dall'Acquedotto del Simbrivio per compensare i deficit di portata. Da tale serbatoio ha origine una condotta in pressione che adduce una portata media pari a circa 400 l/s (con punte estive di 430 l/s), a servizio di 8 Comuni: Rocca Priora, Palestrina (frazione Carchitti), Zagarolo, San Cesareo, Montecompatri, Colonna, Monteporzio Catone e Frascati.

Da segnalare nell'area in esame anche la presenza dell'Acquedotto del Tufano, alimentato dall'omonima fonte gestita da ACEA ATO5 S.p.A. e sita in Anagni (FR). Esso fornisce ad ACEA ATO2 una portata media di 150 l/s, comprensivi di ulteriori 50 l/s prelevati dal pozzo Masseria del Monte, gestito da ACEA ATO2.

Dette portate, previo sollevamento, sono integralmente sub-distribuite ad ACEA ATO5 S.p.A. che provvede poi alla distribuzione per le utenze ricadenti nel territorio di propria competenza.

Il Nuovo Acquedotto Simbrivio Castelli (N.A.S.C.) ha origine dalle sorgenti Pantano, Cornetto e Carpinetto in Comune di Vallepietra. Il primo tratto DN 700/800 – L= 14.200 m dell'acquedotto parte dall'Edificio Riunione N.A.S.C. delle sorgenti a Vallepietra e raggiunge il nuovo Serbatoio ad Altipiani di Arcinazzo (in Comune Trevi nel Lazio), dove confluiscono anche le acque delle sorgenti del Ceraso e del Pertuso sollevate dall'impianto del Ceraso. Il nuovo Serbatoio di Altipiani di Arcinazzo, oltre a disporre di una capacità di accumulo (8.000 m<sup>3</sup>) utile per consentire la continuità di servizio dell'acquedotto a valle, in caso di temporanea interruzione del sollevamento del Ceraso, con il posizionamento a quota ca. 19 m più alta della sottostante Galleria Idraulica preesistente (livello idrico massimo di esercizio 867,61 m s.l.m. rispetto al liv. idrico 848 m s.l.m. della Galleria) ha reso già possibile, l'incremento della portata addotta dall'acquedotto DN 800 a valle (oggi circa 840 l/s, ca. 120 l/s in più rispetto

agli originari 720 l/s) a cui potranno aggiungersi fino a +130 l/s a completamento di tutti interventi previsti ed in base alle disponibilità.

Partendo dal Serbatoio di Altipiani di Arcinazzo e con un percorso di circa 33 km, l'asta principale DN 800/700 del N.A.S.C. alimenta vari centri, tra cui Arcinazzo, Affile, S. Vito Romano e Capranica Prenestina, passando, tra gli altri, per i partitori in pressione di "Monte Calvario" nel Comune di Rocca S. Stefano, "Monte Castellone" nel Comune di S. Vito Romano ed "I Colli" nel Comune di Castel San Pietro.

In quest'ultimo manufatto la portata in arrivo, pari a circa 675 l/s, tolte le derivazioni minori, si ripartisce a valle tra due rami principali: il primo, del diametro DN 600, diretto verso i Castelli Romani (480 l/s); l'altro, "I Colli-Colle Illirio" del diametro DN 500/400, si dirige a sud (116 l/s) e raggiunge Carpineto Romano, annoverando tra i maggiori comuni alimentati Valmontone, Artena, Rocca Massima, Cori e Segni. Dal DN 800 del N.A.S.C., all'altezza di Affile, si dirama una condotta DN 200 (by-pass) che si collega, tra il Partitore SS. Trinità e il partitore sul ramo destro del V.A.S., entrambi nel territorio di i Roiate, ed al quale fornisce una portata di ca. 51 l/s a favore di Olevano Romano, Genazzano e Cave.

L'approvvigionamento idrico dei comuni di Genazzano e Cave è attualmente svolto dal ramo destro del V.A.S. che, dal Partitore a pelo libero di Villa Parodi, posto a quota 911 m ad Altipiani di Arcinazzo, serve in derivazione Altipiani, Arcinazzo, Roiate, Olevano Romano, Bellegra (in parte) e quindi Genazzano, Rocca di Cave e Cave, terminando al partitore di Cave.

### *2.1.2 Criticità dell'assetto attuale*

Nel quadro dell'emergenza dell'approvvigionamento idrico dei comuni serviti dal N.A.S.C. e dal V.A.S. (Vecchio Acquedotto Simbrivio) le portate di magra delle sorgenti del N.A.S.C. sono state integrate con l'acqua delle sorgenti del Pertuso, sottraendola alla produzione idroelettrica e convogliandone 360 l/s all'impianto di pompaggio del Ceraso, e da qui – per mezzo di un impianto di rilancio (tipo booster) ed una nuova condotta premente DN 600 – sollevandoli al nuovo Serbatoio di disconnessione ad Altipiani di Arcinazzo, che, con la quota più alta rispetto alla Galleria Idraulica, consentirà all'attuale condotta DN 800 a valle del N.A.S.C. di trasportare la maggiore portata prevista.

Come precedentemente detto, per aumentare la portata addotta dal N.A.S.C., se ne rende altresì necessario il potenziamento a valle del partitore Monte Castellone, dove si ha la diminuzione del diametro dell'asta principale da DN 800 a DN 700.

A tal fine, il Piano dell'emergenza ha previsto una nuova condotta DN 600 da Monte Castellone al partitore Colle S. Angelo presso Labico, che si interconnetta con la tratta I Colli – Colle Illirio e, in prosecuzione, raggiunga il partitore Quota 500 in comune di Lariano, per poter addurre fino a 250 l/s in più ai comuni di Velletri, Lariano e dei Castelli Romani, realizzando una nuova maglia nello schema del N.A.S.C. che garantisca anche una maggiore affidabilità dell'intero sistema acquedottistico.

### *2.1.3 Descrizione della soluzione progettuale prescelta*

A valle dell'Analisi delle Alternative Progettuali, anno 2020 e a seguito dell'individuazione dell'alternativa progettuale da sviluppare nei successivi livelli di progettazione, l'intervento prevede la realizzazione di una nuova condotta di collegamento che, dall'arrivo della condotta esistente DN800 del N.A.S.C. al partitore Monte Castellone nel comune di San Vito Romano, raggiunge il partitore Colle S. Angelo, nel comune di Valmontone.

Un tratto intermedio, del nuovo collegamento in questione, da Genazzano a Cave, è già stato realizzato a suo tempo nell'ambito dell'appalto "Nuova condotta DN 600/300 in variante da Genazzano a Cave".

Il progetto è quindi suddiviso in due tronchi, separati dalla suddetta condotta DN 600/300 già realizzata:

1. un tratto di monte che si sviluppa dal partitore Monte Castellone fino all'allaccio con la anzidetta condotta esistente "Genazzano – Cave" in comune di Genazzano;
2. un tratto di valle che si sviluppa dall'allaccio con la anzidetta condotta esistente "Genazzano – Cave" in Comune di Cave fino al partitore di Colle S. Angelo (in comune di Valmontone).

La lunghezza complessiva dei due tronchi è pari a circa. 18 km.

***Tratto di monte: collegamento da M.te Castellone al partitore di Genazzano***

Nel tratto di monte il tracciato della condotta ha una lunghezza complessiva di ca. 11 km e mette in sicurezza il sistema acquedottistico rispetto alla presenza di tratte esistenti che attraversano zone soggette a frana.

La condotta di progetto DN 1000 si collega all'esistente DN 800 del N.A.S.C. al partitore di Monte Castellone, ubicato all'estremità nord-orientale del territorio del Comune di S. Vito Romano, presso il confine con il territorio del Comune di Bellegra.

Il tracciato previsto, dopo un breve tratto in Comune di S. Vito Romano, devia verso Ovest nel Comune di Pisoniano in cui è previsto un manufatto per l'allaccio alla condotta DN90 che serve il Comune di Pisoniano; la condotta di progetto prosegue in direzione sud, passando nuovamente in Comune di S. Vito Romano, e successivamente nel territorio del Comune di Capranica Prenestina dove si ricollega all'esistente N.A.S.C. DN 700 in prossimità della località Vadarna.

Qui è previsto un partitore da cui si dirama il secondo tratto di progetto DN 600, il cui tracciato, rientrando nel Comune di S. Vito Romano, passa successivamente in Comune di Genazzano fino ad allacciarsi, in località La Valle, al tratto iniziale della linea esistente DN 600/300 Genazzano Cave, in un punto in cui questa è costituita da un breve tratto realizzato con una condotta DN500 in acciaio.

***Tratto di Valle: Condotta DN 600 da Cave a Colle S. Angelo (Valmontone)***

Nel tratto di valle il tracciato della condotta ha una lunghezza complessiva di ca. 6.9 km ed ha inizio in un partitore di progetto localizzato in Via Madonna del Campo (ex SS 155 di Fiuggi) nel comune di Cave, e si collega al tratto finale del DN 600/300 della condotta Genazzano-Cave subito a valle del cimitero comunale.

Quindi la condotta di progetto scende in campagna, in direzione sud-ovest, per attraversare la Valle ed il Fosso Cauzza in subalveo.

Risalito il versante sinistro della valle del Fosso Cauzza, il tracciato di progetto prosegue in campagna, costeggiando in direzione sud-est Via delle Noci ed a seguire il ciglio dell'anzidetto versante.

Successivamente il tracciato attraversa ampie ma profonde incisioni, quali la valle del Fosso di Cave, la Valle dei Pischeri e la valle degli Archi; per il superamento di tali versanti particolarmente acclivi, è stato previsto l'approccio lungo la linea di massima pendenza, garantendo la stabilità al terreno di rinterro della trincea di posa lungo detti versanti scoscesi mediante la realizzazione di idonee tecniche di ingegneria naturalistiche.

I corpi idrici del Fosso di Cave e del Fosso Savo verranno attraversati in subalveo prevedendo un idoneo rivestimento dell'alveo.

Anche il versante di risalita della Valle degli Archi si presenta particolarmente scosceso e verrà superato adottando gli accorgimenti previsti nelle analoghe precedenti situazioni.

Occorre evidenziare che in relazione alla protezione da adottare in corrispondenza degli scarichi nei corsi d'acqua a rilevante trasporto solido è necessario evitare l'utilizzo di gabbioni e/o materassi; per tali tratti d'alveo è opportuno proteggere non solo la sponda ma anche il fondo come evidenziato nell'elaborato grafico "A246PDS D 009 1 - Sistemazione tipo spondale scarico"

In corrispondenza dell'attraversamento della SP 55a è previsto la derivazione di una tubazione DN 300 di collegamento all'anzidetta condotta DN 500 "I Colli – Colle Illirio", che si innesta al DN 500 in un manufatto seminterrato realizzato fuori strada.

Sull'anzidetto DN 300 di collegamento è previsto un manufatto di sezionamento con sfiato, ubicato presso la derivazione dal DN 600 di progetto, ed un secondo manufatto per l'installazione del misuratore della portata derivata.

Superata l'intersezione con la SP 55a Pedemontana II, il tracciato di progetto si affianca a quello della vecchia tubazione DN 300 dell'acquedotto V.A.S. che da Cave proseguiva verso Velletri, risalendo il versante est di Colle Pereto che si presenta particolarmente scosceso e verrà superato adottando gli accorgimenti previsti nelle analoghe precedenti situazioni.

In corrispondenza di via Colle Ventrano è previsto un manufatto per l'allaccio alla condotta DN300 che alimenta il partitore esistente di Colle Ventrano.

La condotta di progetto termina, all'esterno della parete ovest del partitore esistente Colle S. Angelo, con un piatto cieco montato sulla sua testata interrata; è previsto un manufatto seminterrato che alloggerà: la saracinesca di sezionamento finale del DN 600 di progetto, il suo by-pass di emergenza DN 100, nonché la derivazione di una tubazione DN 100 di collegamento alla tubazione DN 300 che attualmente alimenta il Partitore Colle S. Angelo dall'condotta DN 400 "I Colli – Colle Illirio".

Alla partenza di detta tubazione DN 100 di collegamento è prevista una saracinesca di sezionamento ed una apparecchiatura di misura della portata, poste all'interno dello stesso manufatto finale del DN 600 di progetto.

Le opere di nuova realizzazione previste nel presente intervento sono riassunte di seguito, inoltre si evidenzia che ogni manufatto avrà un pozzetto per l'alloggiamento del pannello di controllo delle apparecchiature come evidenziato negli elaborati grafici di dettaglio dei manufatti

| <b>ID</b> | <b>Descrizione</b>                                                            |
|-----------|-------------------------------------------------------------------------------|
| T1-1      | Manufatto di partenza da Monte Castellone                                     |
| T1-1.1    | Manufatto di misura della portata e TLC                                       |
| T1 - 2    | Partitore di progetto località Vadarna                                        |
| T1 -3     | Manufatto di collegamento alla condotta Genazzano – Cave- A                   |
| T1 -4     | Manufatto Pisoniano                                                           |
| T2 -1     | Manufatto di collegamento alla condotta Genazzano – Cave- B                   |
| T2 -2     | Manufatto di collegamento alla nuova condotta DN500 "I Colli – Colle Illirio" |
| T2 -3     | Manufatto di collegamento al partitore Colle S.Angelo                         |
| T2 - 4    | Manufatto Colle Ventrano                                                      |

*Tabella 2.1: Nomenclatura dei manufatti di nuova realizzazione*

## 3 Documenti di riferimento

### 3.1 Normative, raccomandazioni e linee guida

Le valutazioni geotecniche relative alle opere dell'intervento in esame sono state condotte secondo quanto prescritto dalle seguenti Normative e Linee guida:

- Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30.
- Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"
- UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- AGI (1977) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.
- AGI (2005) Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida.

### 3.2 Bibliografia

- Andrus, RD, NP Mohanan, P Piratheepan, BS Ellis, and TL Holzer (2007). Predicting shear-wave velocity from cone penetration resistance, Proc., 4th Inter. Conf. on Earthq. Geotech. Eng., Thessaloniki, Greece.
- Baldi G., Jamiolkowski M., Lo Presti D.C.F., Manfredini G., Rix G.J. (1989) "Italian experiences in assessing shear wave velocity from CPT and SPT" Earthquake Geotechnical Engineering, Proc. of Discussion Session on Influence of Local Conditions on Seismic Response, 12th Int. Conf. on S.M.F.E., Rio de Janeiro, Brasil, pp. 157-168.
- Balmer G. (1952) "A general analytical solution for Mohr's envelope" ASTM, 52.
- Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36 , n° 1.

- Boulanger, R. W. and Idriss, I. M. (2004). State normalization of penetration resistances and the effect of overburden stress on liquefaction resistance, in Proceedings, 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, D. Doolin et al., eds., Stallion Press, Vol. 2, pp. 484-91.
- Burland, J.B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique* 40, n° 3, 329-378.
- Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.
- Cubrinowski M., Ishihara K. (1999) "Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils" *Soils and Foundations*, vol. 39, n° 5, pp. 61-71.
- Durgunoglu H.T., Mitchell J.K. (1975) "Static penetration resistance of soils, I -Analyses, II - Evaluation of the theory and interpretation for practice" ASCE Specialty Conference on in Situ Measurements of Soil Properties, Raleigh NC, V.I..
- Elson W.K. (1984) "Design of laterally-loaded piles" CIRIA Report 103.
- Fahey M. (1992) "Shear modulus of cohesionless soil: variation with stress and strain level" *Canadian Geotechnical Journal*, n°30.
- Hegazy, YA and Mayne, PW. (1995) "Statistical correlations between VS and cone penetration data for different soil types," Proc., International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT '95, Linkoping, Sweden, 2, Swedish Geotechnical Society, 173-178.
- Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. (2008), "Soil liquefaction during earthquakes", MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.
- Ishihara, K. and Yoshimine, M., (1992), Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes: *Soils and Foundations*, 32(1), p.173-188.
- Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" *Proceedings In-situ 2001*, Bali.

- Iwasaki T., Tokida K., Tatsuoka F., Watanabe S., Yasuda S. and Sado H. (1982). "Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods", Vol III, Proc. 3rd Intl. Conf. on Microzonation, Seattle, pp. 1319-1330.
- Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) "New correlations of penetration tests for design practice" Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I, Orlando.
- Ladd C.C., Foot R. (1974) "A new design procedure for stability of soft clays" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol.100, n° 7.
- Ladd C.C., Foot R., Ishihara K., Schlosser F., Poulos H.G. (1977) "Stress deformation and strength characteristics" S.O.A. Report, Proc. IX Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Tokyo, Vol. 2.
- Lo Presti D.C.F. (1989) "Proprietà dinamiche dei terreni" Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, 14th Ciclo, Comportamento dei terreni e delle fondazioni in campo dinamico.
- Marchetti S. (1985) "On the field determination of  $k_0$  in sand" Discussion Session 2A, 11th ICSMFE, S. Francisco.
- Matlock, H., Reese, L.C. (1960). "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, V.86, No.SM5, pp.63-91.
- Mayne, P.W., G.J. Rix, (1995). Correlation between shear wave velocity and cone tip resistance in natural clays, Soils and Foundations, vol. 35, n. 2, 107-110.
- Mayne, P. W., (2006), In-situ test calibrations for evaluating soil parameters, Overview paper, Characterization and Engineering Properties of Natural Soils II (Proc. Singapore Workshop), Taylor & Francis Group, London, United Kingdom.
- Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.
- Rocchi G.F. (2003) "Correlazione empirica tra coefficiente di permeabilità, indice dei vuoti e caratteristiche di plasticità in argille e limi" Documento interno Studio Geotecnico Italiano.

- Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971), "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 97(9), pp.1249-1273.
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1982), "Ground motions and soil liquefaction during earthquakes", Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.
- Seed, R.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F., Chung, L.M. (1985), "The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 111(12), pp.1425-1445.
- Simpson B., Calabresi G., Sommer H., Wallays M. (1979) "Design parameters for stiff clays" General Report, Proc. 7th ECSMFE, Brighton.
- Skempton A.W. (1986) "Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation" Geotechnique 36, n° 3.
- Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report 113.
- Sonmez H. (2003), "Modification to the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction prone area (Inegol, Turekey)", Environ. Geology, vol 44, n° 7, pp. 862-871.
- Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.
- Stroud M.A. (1988) "The Standard Penetration Test – Its application and interpretation" Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham.
- Sykora, D. E., Stokoe K. H. (1983). Correlations of in situ measurements in sands of shear wave velocity. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 20: 125 – 136.
- Tokimatsu K., Yoshimi Y. (1983) "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content" Soils and Foundations 23, n° 4.
- Vucetic M., Dobry R. (1991) "Effect of soil plasticity on cyclic response" Journal of Geotechnical Engineering, vol. 117, n° 1, pp. 89-107.
- Yoshimine M., Nishizaki H., Amano K. and Hosono Y. (2006). "Flow deformation of liquefied sand under constant shear load and its application to

- analysis of flow slide in infinite slope". Soil dynamics and earthquake Eng., vol. 26, pp. 253-264.
- Youd T.D. (1972) "Factors controlling maximum and minimum density of sands" Proceedings of Symposium on Eval. Dens., ASTM STP 523.
  - Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, L.W.D., Harder, L.F. Jr., Hynes, M.H., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, W.F. III, Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B. and Stokoe, K.H. II (2001), "Liquefaction Resistance of Soil: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 127, n° 10, pp.817-833
  - Convenzione INGV-DPC 2004 – 2006, Progetto S1, Proseguimento della assistenza al DPC per il completamento e la gestione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 e progettazione di ulteriori sviluppi, Coordinatore: Carlo Meletti (INGV). Sito web: <http://esse1.mi.ingv.it/>.
  - Rovida A., Locati M., Camassi R., Lolli B., Gasperini P. (eds), 2016. CPTI15, the 2015 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi:<http://doi.org/10.6092/INGV.IT-CPTI15>. Sito web: <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/>
  - Meletti C., Galadini F., Valensise G., Stucchi M., Basili R., Barba S., Vannucci G., Boschi E.; 2008. A seismic source model for the seismic hazard assessment of the Italian territory. Tectonophysics, 450(1), 85-108. DOI:10.1016/j.tecto.2008.01.003
  - Rovida, A., Camassi, R., Gasperini P. e Stucchi, M. (a cura di), 2011. CPTI11, la versione 2011 del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani. Milano, Bologna, <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI>, DOI: 10.6092/INGV.IT-CPTI11.
  - Robertson P.K. and Wride C.E. (1998). "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test". Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, 35(3), pp. 442-459.
  - Valerio Milano, "Acquedotti, guida alla progettazione", Hoepli Editore (2005).

- Luigi Da Deppo, Claudio Datei, Virgilio Fiorotto "Acquedotti", Cortina Editore (2003).
- Pubblicazione Nuova Italsider, "Condotte in acciaio per grandi acquedotti. Progettazione di tubazioni saldate" (1986).
- Finsider, gruppo IRI, "Il trasporto dei fluidi nel mondo moderno. Le condotte".
- Camillo Airò Farulla "Analisi di stabilità dei pendii. I metodi dell'equilibrio limite", Hevelius Edizioni (2015)
- Carlo Viggiani "Fondazioni", Hevelius Edizioni (2002)
- "Manuale tecnico di Ingegneria Naturalistica della Provincia di Terni. Applicabilità delle tecniche, limiti e soluzioni" (2003)
- "Geotechnical Slope Analysis" - Robin Chowdhury, CRC Press (2010)
- Braja M. Das & Nagaratnam Sivakugan "Principles of Foundation Engineering" - 9ed (2017)
- H.G. Poulos & E.H. Davis - "Analisi e progettazione di fondazioni su pali", Dario Flaccovio Editrice (1987)

## 4 Considerazioni generali sulla progettazione

### 4.1 Aspetti prestazionali di base del sistema

Per le grandi infrastrutture complesse risulta particolarmente idoneo avvalersi di un approccio alla progettazione di carattere prestazionale (*performance-based design*), che fonda le basi sull'esplicitazione a monte della fase di progetto delle prestazioni e dei requisiti richiesti dal sistema durante tutta la vita nominale, definita convenzionalmente come il numero di anni nel corso dei quali è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

Tra i requisiti da considerare per una corretta progettazione risultano centrali quelli di affidabilità, durabilità e robustezza.

In particolare, per *affidabilità* si intende la capacità di una struttura o di un elemento strutturale di soddisfare i requisiti specificati, compresa la vita nominale di progetto, per cui è stato realizzato. In senso stretto, essa esprime la probabilità che una struttura non superi specificati stati limite (stati limite ultimi e stati limite di servizio) durante un prefissato periodo di riferimento. Di conseguenza, più piccola è tale probabilità, maggiore è la sua affidabilità.

La *durabilità* rappresenta la capacità che un sistema ha di mantenere invariato, con il trascorrere del tempo, il margine di sicurezza nei confronti degli stati limite verificati in fase di progetto. Negli anni è stato dimostrato, in modo inequivocabile, come il degrado possa determinare la prematura messa fuori servizio delle strutture.

Infine, per *robustezza* si intende la capacità di un sistema di non essere danneggiato da eventi eccezionali in maniera sproporzionata rispetto alla causa di origine. Particolare rilevanza nelle infrastrutture complesse è da porre anche al possibile collasso progressivo delle opere, ossia un meccanismo che scaturisce da una rottura in maniera localizzata di un elemento del sistema e si estende progressivamente, rendendo non più funzionale l'opera.

Sulla base della definizione della *durabilità* intesa come la capacità dell'opera di resistere ai fenomeni aggressivi ambientali durante la sua vita nominale, mantenendo inalterate le funzionalità per la quale è stata progettata, è necessario prevedere nel

progetto non solo i fenomeni meccanici legati ai materiali ma anche i fenomeni di degrado ambientale. Pertanto, particolare attenzione è stata posta oltre alla progettazione dei materiali costituenti le diverse parti dell'opera anche ai dettagli costruttivi e realizzativi, che preservino la costruzione, dall'azione degli agenti atmosferici, dalle infiltrazioni d'acqua, dall'esposizione a sostanze aggressive, etc.

La progettazione che contempla la prestazione di maggiore durabilità delle opere prevede l'elaborazione di un piano di manutenzione ordinaria che mette in relazione le parti d'opera da mantenere con i rischi a cui la struttura va incontro, le diverse tipologie di interventi da attuare, i tempi in cui agire. In maniera parallela, deve essere previsto e messo in opera un sistema di monitoraggio e controllo delle componenti strutturali e funzionali dell'opera, che ne preservi gli specifici livelli prestazionali per cui sono stati progettati per tutta la vita nominale dell'intera infrastruttura.

## 4.2 Rischio sismico

Il rischio sismico è definito come la stima dei danni attesi all'interno di un'area geografica per un prestabilito orizzonte temporale a seguito di un evento sismico. Tale valutazione è effettuata in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni presenti e di antropizzazione (densità abitativa, natura, quantità e qualità dei beni esposti a rischio).

Nello specifico il rischio sismico di un territorio è determinato dalla combinazione di tre principali fattori:

- *pericolosità sismica*: rappresentata dalla frequenza e dall'intensità dei terremoti che interessano il territorio, ovvero dalla sua sismicità. Viene definita come la probabilità che in una data area ed in un certo intervallo di tempo si verifichi un terremoto che superi una soglia di intensità, magnitudo o accelerazione di picco di interesse;
- *esposizione*: rappresenta la maggiore o minore presenza sul territorio di beni esposti, cioè la possibilità che un sisma comporti danni economici, danni ai beni culturali e perdita di vite umane;
- *vulnerabilità sismica*: è la predisposizione di una costruzione a subire danni in seguito a un evento sismico. Dipende dalla qualità costruttiva delle strutture

esaminate (tipologia strutturale, materiali, età del manufatto, stato di degrado e frequenza degli interventi di manutenzione).

L'opera in progetto consente in prima analisi anche la riduzione del rischio sismico dell'intero sistema acquedottistico, attraverso un miglioramento delle caratteristiche di esposizione del sito e un decremento della vulnerabilità sismica delle infrastrutture dell'acquedotto. Più precisamente, di nuove tratte acquedottistiche fornisce un carattere di ridondanza all'intero sistema che, in caso di danni o guasti su una delle due infrastrutture, può comunque continuare a soddisfare, in ogni situazione, il fabbisogno idrico delle utenze servite (miglioramento dell'esposizione del sito).

Inoltre, è necessario considerare che le nuove opere saranno progettate e realizzate in conformità delle vigenti norme tecniche in materia di costruzioni, garantendo elevati standard di sicurezza nei confronti di tutte le azioni meccaniche, con particolare riguardo all'azione sismica. Allo stesso modo, saranno scelti materiali e tecniche costruttive in modo da assicurare una elevata durabilità e qualità costruttiva di ogni manufatto, elemento costruttivo e componente dell'impianto.

## 5 Caratteristiche dei materiali

Si riportano di seguito le caratteristiche dei materiali scelti per la realizzazione delle opere. Nello specifico, si prevede:

- Calcestruzzo classe minima C32/40 per manufatti le cui pareti risultano a contatto diretto con liquidi;
- Calcestruzzo classe minima C25/30 per manufatti le cui pareti non risultano a contatto diretto con liquidi;
- Calcestruzzo magro di sottofondazione classe minima C12/15 per getti di pulizia del fondo scavo;
- Acciaio in barre tonde ad aderenza migliorata tipo B 450 C laminato a caldo e controllato in stabilimento per armature delle opere in cemento armato;
- Acciaio per strutture metalliche S275JR quali tubazioni, opere di sostegno con tubolari (micropali), blindoscavi, sistemi di puntonamento provvisori.
- Acciaio per strutture metalliche S355JR quali tubazioni, opere di sostegno con tubolari (micropali), blindoscavi, sistemi di puntonamento provvisori.

Per il dettaglio delle caratteristiche meccaniche minime associate ai materiali descritti si rimanda alla relazione sui "Calcoli preliminari delle strutture".

## 6 Descrizione dei macrotratti previsti in progetto

Di seguito si riportano i macrotratti in cui è stata suddivisa l'infrastruttura. Per la descrizione dettagliata delle opere di progetto si rimanda alla relazione sui "Calcoli preliminari delle strutture".

- **Tratto 1 di monte dal partitore M.te Castellone al partitore Vadarna:**

primo tratto della porzione "di monte" della nuova condotta. Dal partitore Monte Castellone parte una condotta DN 1000 in acciaio posata a cielo aperto e successivamente ritombata, fino a raggiungere il partitore Vadarna. Nello specifico questo tratto di condotta si dirama dall'arrivo al partitore di Monte Castellone dell'esistente condotta adduttrice DN 800 del N.A.S.C., all'interno di un manufatto di nuova realizzazione affiancato all'esistente, posto a quota ca. 770 m s.l.m. La derivazione viene effettuata tramite l'inserimento, tra il DN 800 (in arrivo dal partitore di M.te Calvario) ed il seguente DN 700 (diretto al partitore di S. Vito Romano), di un tratto di tubazione DN 800, dalla quale si dirama la condotta di progetto, con una tubazione DN 800 all'interno del manufatto che diventa DN 1000 subito all'esterno. Nello stesso manufatto di progetto è stato previsto il riporto dello stacco, dall'adduttrice principale del N.A.S.C., dell'esistente ramo DN 150, diretto a Gerano e Castel Madama, equipaggiato con una saracinesca di sezionamento alla partenza.

La condotta DN 1000 di progetto, proseguendo in affiancamento al N.A.S.C. DN 700, arriva al manufatto di misura della portata, con ingresso a piano campagna, all'interno del quale è prevista l'installazione di un misuratore di portata ad ultrasuoni. Il tracciato di progetto devia quindi verso NW allontanandosi da quello del N.A.S.C., scendendo nella valle solcata dal Fosso della Valle, lungo il versante boscato particolarmente acclive che affaccia verso Pisoniano: dopo circa 1800 m si rileva l'interferenza tra la condotta di progetto e il metanodotto SNAM DN 1200 in acciaio, con quota di posa circa 3 m dal p.c., per il quale si prevede preliminarmente un attraversamento superiore conforme alle prescrizioni del D.M. 24/11/1984, con tubo fodera di protezione dell'infrastruttura della SNAM.

Il tracciato di progetto devia a SW affiancandosi in sinistra al Fosso della Valle, attraversandolo successivamente in subalveo e prima di arrivare ai piedi

dell'abitato di Pisoniano è previsto un manufatto per lo stacco dalla condotta DN 1000 di progetto verso Pisoniano collegandosi al ramo DN 90 esistente. Da questo punto il tracciato risale per immettersi sulla S.P. Empolitana Capranica – S. Vito Romano in direzione Sud verso Capranica.

In prossimità del DN 700 del N.A.S.C., la condotta si riporta nuovamente in campagna affiancandosi al DN 700 esistente, attraversa in subalveo il fosso Capranica, e si collega infine con il DN 700 N.A.S.C. in prossimità di località Vadarna, dove è previsto il partitore per la condotta di progetto DN 600. La lunghezza di questo primo tratto è pari a circa 6000 metri.

Le profondità medie di scavo e posa della condotta sono di circa 2-3m dal piano di campagna.

- **Tratto 2 di monte dal partitore Vadarna al collegamento con la condotta DN 600 Genazzano-Cave:** secondo tratto della porzione "di monte" della nuova condotta. Dal partitore Vadarna in poi la condotta è in acciaio DN 600 e viene posata con scavo a cielo aperto e in seguito ritombata. Lungo tutto il tracciato, la condotta di progetto attraversa ripetutamente in subalveo il Fosso di Capranica: si prevede l'inserimento della condotta in un tubo fodera di protezione in acciaio DN 1000 ed il ripristino dell'alveo con gabbioni e materassi di pietrame.

Poco prima del collegamento terminale con la condotta Genazzano-Cave, la condotta attraversa in subalveo il Torrente Rio subito a valle di un ponte stradale costituito da due tubazioni tipo Armco Finsiel  $\varnothing 1500$ , in un tratto dove il corso d'acqua è già rivestito in materassi e gabbioni metallici riempiti con ciottoli e pietrame: la condotta verrà posata entro un bauletto in cls, ripristinando l'alveo tramite materasso di pietrame H 30 cm sul fondo e gabbionate di pietrame sulle sponde, con interposizione di uno strato di geotessile.

Proseguendo su Via di Capranica, in direzione sud, la condotta di progetto cambia diametro (da DN 600 a DN 500) per collegarsi al tratto iniziale DN 500 della condotta Genazzano – Cave, completata di recente.

Poco prima del collegamento, è prevista la realizzazione di un manufatto denominato "Manufatto di collegamento alla condotta Genazzano – Cave- A".

- **Tratto di valle da Cave al Partitore Colle S. Angelo:** tratto di valle della nuova condotta. La condotta posata è in acciaio DN 600 con scavo a cielo aperto e successivo ritombamento. Questo tratto ha inizio in un partitore di progetto localizzato in Via Madonna del Campo (ex SS 155 di Fiuggi) nel comune di Cave, collegandosi al tratto finale del DN 600 della condotta Genazzano-Cave, già esistente.

Lungo il tracciato la condotta attraversa in subalveo la Valle ed il Fosso Cauzza, nonché i corpi idrici del Fosso di Cave e del Fosso Savo. In questo secondo tratto vengono inoltre percorsi alcuni versanti particolarmente acclivi e si attraversano alcune zone segnalate dal PAI come aree a rischio frana; ove necessario la stabilizzazione dei versanti avviene con la realizzazione di micropali opportunamente dimensionati. Nei casi di pendii meno acclivi o che non sono segnalati dal PAI all'interno di aree a rischio frana invece viene garantita la stabilità al terreno di rinterro della trincea di posa mediante la realizzazione di idonee tecniche di ingegneria naturalistica.

A valle della SP 55a è previsto la derivazione di una tubazione DN 300 di collegamento all'anzidetta adduttrice DN 500 "I Colli – Colle Illirio", che si innesta al DN 500 in un manufatto seminterrato realizzato fuori strada, per permettere l'alloggiamento delle saracinesche di sezionamento dei due rami del DN 500 diretti verso Palestrina e verso Valmontone. Sull'anzidetto DN 300 di collegamento è previsto un manufatto di sezionamento con sfiato, ubicato presso la derivazione dal DN 600 di progetto, ed un secondo manufatto per l'installazione del misuratore della portata derivata.

Superata l'intersezione con la SP 55a Pedemontana II, il tracciato di progetto si affianca a quello della vecchia tubazione DN 300 dell'acquedotto V.A.S. che da Cave proseguiva verso Velletri, risalendo il versante est di Colle Pereto.

La condotta di progetto prosegue in direzione sud ovest ed in campagna attraversando la Valle di Ninfa e risalendo su Colle Ventrano. In corrispondenza di via Colle Ventrano è previsto un manufatto per lo stacco dalla condotta di progetto DN600 di un ramo DN125 per l'allaccio alla condotta DN300 che alimenta il partitore esistente di Colle Ventrano.

La condotta di progetto attraversa Via Colle Ventrano in direzione di Colle S. Angelo a sud ovest.

La condotta di progetto termina all'esterno della parete ovest del partitore esistente Colle S. Angelo, con un piatto cieco montato sulla sua testata interrata.

Poco prima è previsto un manufatto seminterrato che alloggerà: la saracinesca di sezionamento finale del DN 600 di progetto, il suo by-pass di emergenza DN 100, nonché la derivazione di una tubazione DN 100 di collegamento alla tubazione DN 300 che attualmente alimenta il Partitore Colle S. Angelo dall'adduttrice DN 400 "I Colli – Colle Illirio".

Un secondo manufatto di progetto è previsto all'allaccio del DN 100 al DN 300 esistente, contenente il sezionamento di quest'ultima a monte dell'innesto del DN 100.

Occorre evidenziare che in relazione alla protezione da adottare in corrispondenza degli scarichi nei corsi d'acqua a rilevante trasporto solido è necessario evitare l'utilizzo di gabbioni e/o materassi; per tali tratti d'alveo è opportuno proteggere non solo la sponda ma anche il fondo come evidenziato nell'elaborato grafico "A246PDS D 009 1 - Sistemazione tipo spondale scarico".

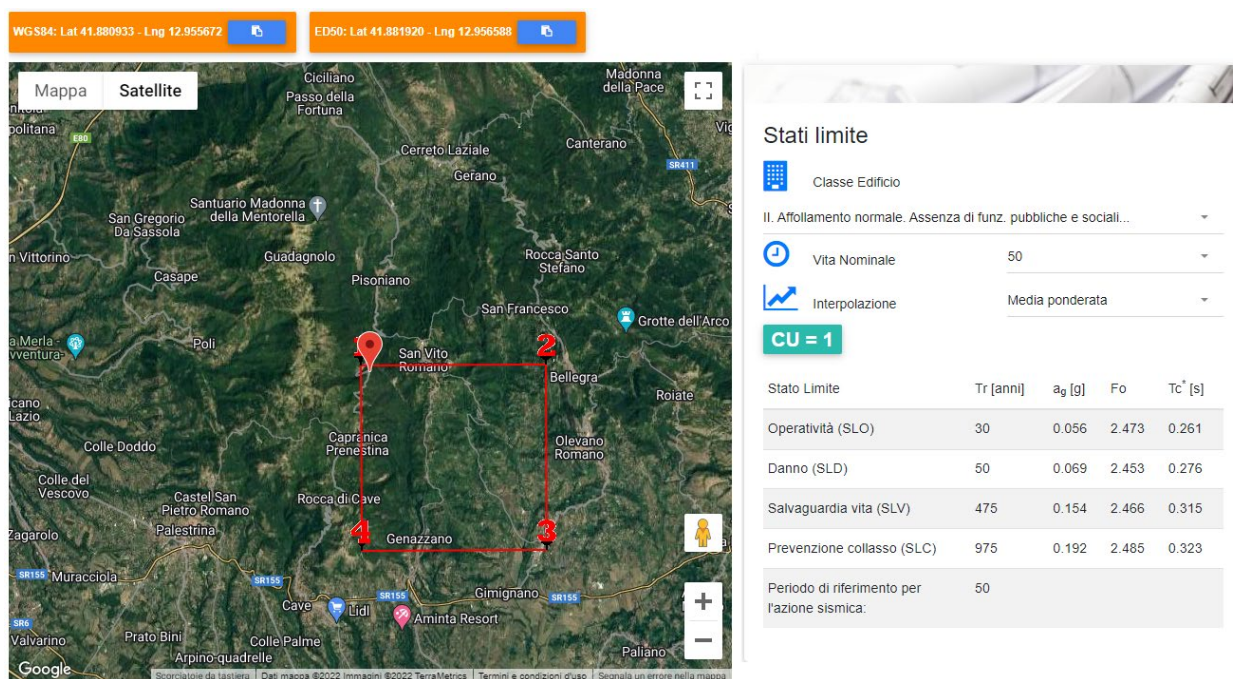
## 7 Azioni di progetto

Per la valutazione delle azioni prese in esame per l'analisi e le verifiche delle opere in progetto si rimanda alla relazione sui "Calcoli preliminari delle strutture".

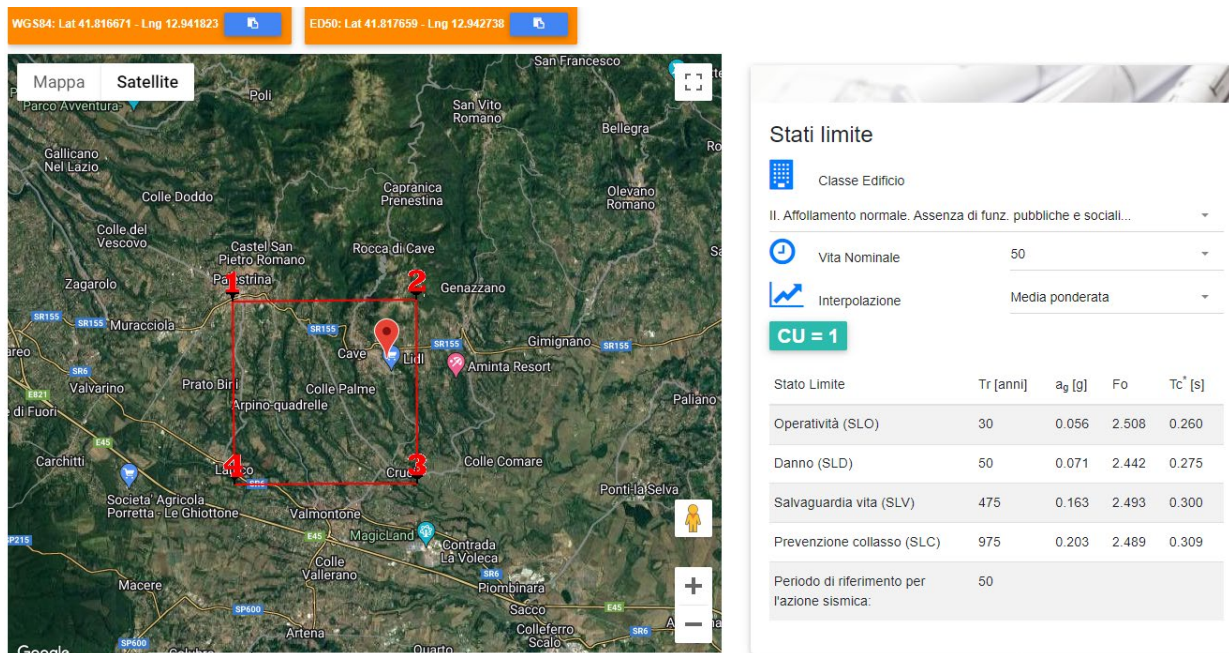
Alla stessa relazione si rimanda per l'individuazione dell'azione sismica di progetto, sulla base della quale si valuta il rispetto dei diversi stati limite considerati.

Si riportano brevemente soltanto i parametri sismici e il conseguente spettro di risposta elastico utilizzati nell'ambito di questo progetto:

- Categoria di terreno: C
- Classe d'uso: II  $\rightarrow$   $C_u=1.0$
- Categoria topografica: T2



(a)



(b)

Figura 7-1 – Parametri sismici di base per il tratto 1 (a) e 2 (b)

### Coefficienti sismici

**Tipo** Fronti di scavo e rilevati

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

H (m) 1    us (m) 0.1

Cat. Sottosuolo C

Cat. Topografica T2

|                                 | SLO  | SLD  | SLV  | SLC  |
|---------------------------------|------|------|------|------|
| SS Amplificazione stratigrafica | 1,50 | 1,50 | 1,46 | 1,40 |
| CC Coeff. funz categoria        | 1,64 | 1,61 | 1,56 | 1,55 |
| ST Amplificazione topografica   | 1,20 | 1,20 | 1,20 | 1,20 |

Figura 7-2 – Parametri sismici

## 8 Descrizione delle campagne indagini

Al fine di caratterizzare dal punto di vista stratigrafico, geotecnico, idrogeologico e geofisico i terreni di fondazione del tracciato di progetto, è stata dapprima svolta una preliminare raccolta di dati derivanti dalla consultazione di articoli scientifici e bibliografia disponibile in letteratura, relazioni tecniche e preesistenti campagne di indagini geognostiche presenti nei pressi dell'area di studio.

Successivamente, con le osservazioni ricavate nel corso dei sopralluoghi effettuati, è stata eseguita una campagna di indagini geognostiche e geofisiche eseguite nelle aree di previsto intervento (Figura 8.1 e 8.2).

Di seguito si descrivono le campagne di indagini geognostiche e geofisiche effettuate e consultate per la progettazione:

### **Campagna geognostica e geofisica 2022**

La campagna di indagini geognostiche e geofisiche, effettuata nei mesi di marzo-aprile 2022, è stata articolata come di seguito riportato:

- esecuzione di n. 3 sondaggi geognostici a distruzione spinti fino ad una profondità di 15 m dal p.c.; tali sondaggi sono stati attrezzati con tubazione piezometrica di tipo a tubo aperto;
- esecuzione di n. 3 sondaggi geognostici a carotaggio continuo spinti fino ad una profondità di 30 m dal p.c.; tali sondaggi sono stati attrezzati con tubazione per prova Down-Hole;
- prelievo di n. 7 campioni indisturbati sottoposti a prove di laboratorio geotecnico per la determinazione delle caratteristiche fisico-meccaniche per i terreni e le rocce;
- esecuzione di n. 9 prove S.P.T. (Standard Penetration Test) per la determinazione, in primo luogo, dello stato di addensamento e dei parametri di resistenza per terreni a comportamento granulare;
- esecuzione di n. 21 prove penetrometriche DPSH per la determinazione della resistenza alla penetrazione dei terreni;
- esecuzione di n. 10 prospezioni sismiche a rifrazione con tecnica tomografica 2D;

- esecuzione di n. 4 prospezioni sismiche MASW;
- esecuzione di n. 2 analisi di rumore sismico ambientale (HVSAR);
- esecuzione di n. 2 stazioni geomeccaniche su affioramento roccioso.

Inoltre, al fine di ricostruire l'assetto litostratigrafico dell'area di studio, sono stati esaminati i dati di repertorio provenienti da preesistenti campagne di indagini geognostiche e geofisiche, presenti nei pressi dell'area di studio, articolate come quanto segue (Figura 8.3 e 8.4):

**Campagna geognostica e geofisica di repertorio**

- esecuzione di n. 12 sondaggi geognostici a rotazione ed a carotaggio continuo, con prelievo di campioni indisturbati, rimaneggiati e spezzoni di roccia;
- esecuzione di prove S.P.T. (Standard Penetration Test) per la determinazione, in primo luogo, dello stato di addensamento e dei parametri di resistenza per terreni a comportamento granulare;
- esecuzione di prove di laboratorio su campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati durante le fasi di perforazione e su affioramento;
- installazione di piezometri a tubo aperto fino a fondo foro per il monitoraggio del livello piezometrico;
- esecuzione di n. 5 prove penetrometriche DPM30 per la determinazione della resistenza alla penetrazione dei terreni;
- esecuzione di n. 4 prospezioni sismiche a rifrazione con tecnica tomografica 2D;
- esecuzione di n. 10 prospezioni sismiche MASW;
- esecuzione di n. 1 stazione geomeccanica su affioramento roccioso.

Per il dettaglio dei risultati ottenuti si rimanda al capitolo 8 della relazione geologia.

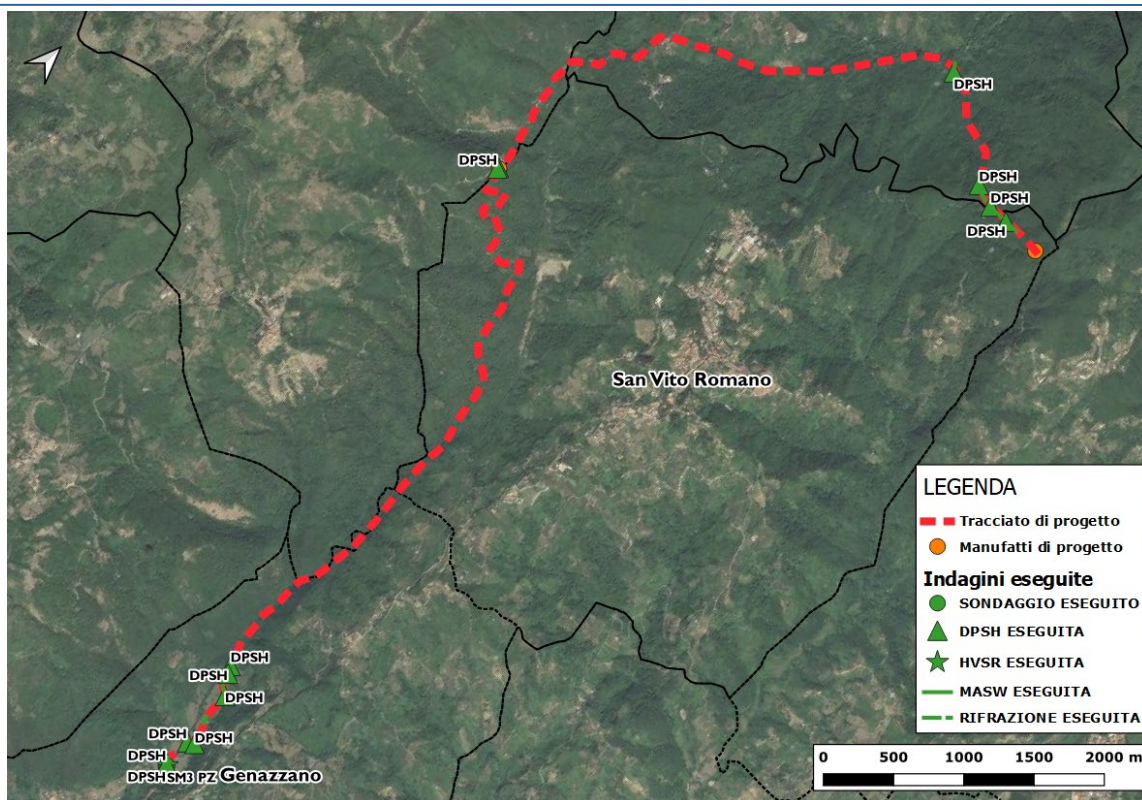


Figura 8-1 - Ubicazione delle indagini geognostiche e geofisiche eseguite del tratto T1. Il tracciato di progetto T1 è evidenziato in rosso.

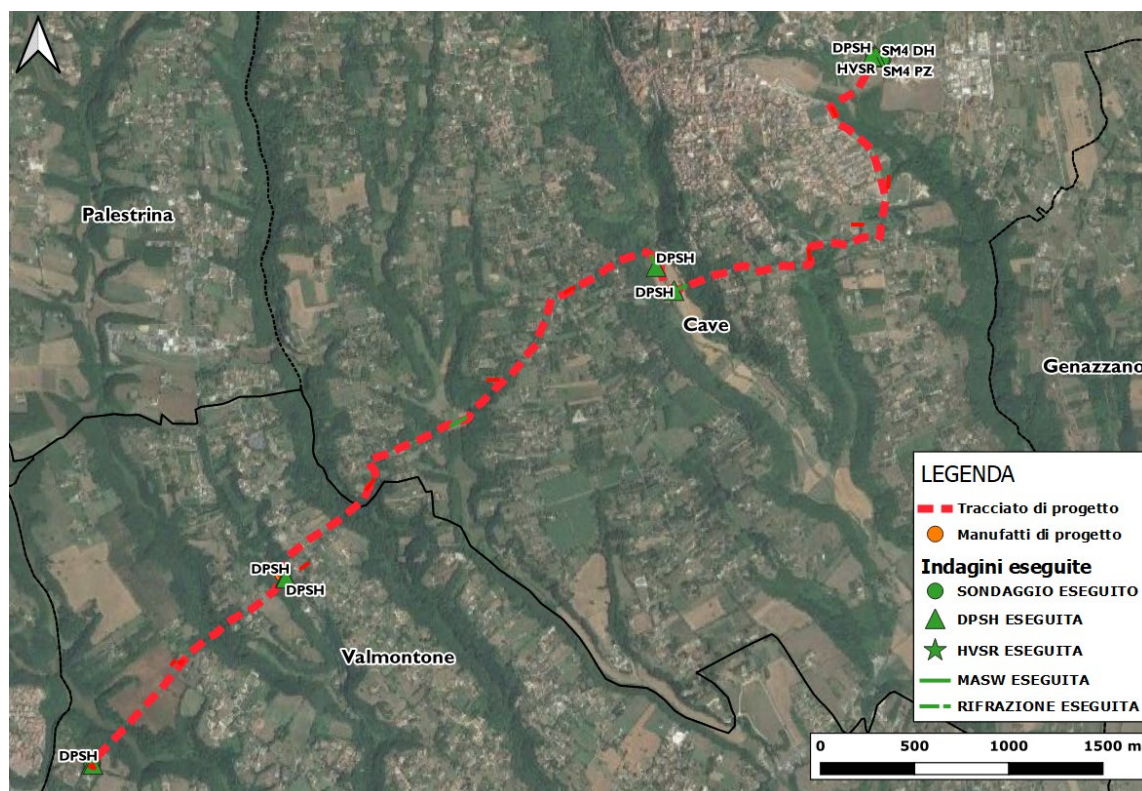


Figura 8-2 - Ubicazione delle indagini geognostiche e geofisiche eseguite del tratto T2. Il tracciato di progetto T2 è evidenziato in rosso.



Figura 8-3 - Ubicazione delle indagini geognostiche e geofisiche di repertorio del tratto T1. Il tracciato di progetto T1 è evidenziato in rosso.

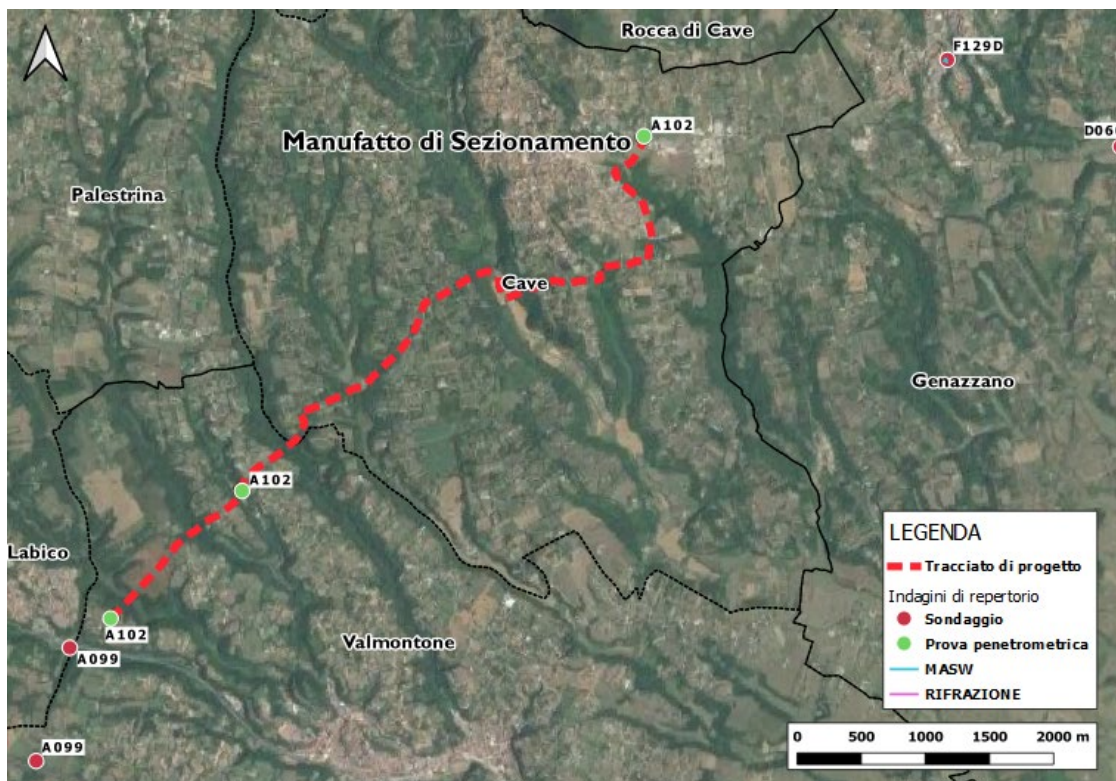


Figura 8-4 - Ubicazione delle indagini geognostiche e geofisiche di repertorio del tratto T2. Il tracciato di progetto T2 è evidenziato in rosso.

## 9 Criteri per la caratterizzazione geotecnica

### 9.1 Generalità

L'individuazione del tipo di materiale, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, è fatta principalmente sulla base della descrizione stratigrafica dei sondaggi e delle prove di laboratorio sui campioni di terreno. Sono stati, inoltre, utilizzati i risultati ottenuti dalle prove  $N_{SPT}$  e i risultati in termini di velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) da prove geofisiche MASW, Down-Hole.

Tutti i terreni sciolti, incontrati lungo il tracciato in cui è evidente la preponderanza della frazione grossa rispetto a quella fine, sono stati caratterizzati considerando correlazioni valide per terreni incoerenti in condizioni drenate.

### 9.2 Individuazione del tipo di terreno da prove CPT

Nell'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPT si farà riferimento alle seguenti grandezze:

$q_c$  = resistenza di punta;

$f_s$  = resistenza di attrito sul manicotto laterale;

Nel caso delle prove CPT, dove non viene misurata la pressione interstiziale; esistono numerosi sistemi di classificazione, per identificare i terreni attraversati, basati su parametri quali la resistenza alla punta  $q_c$  ed il rapporto delle resistenze  $F_R = f_s/q_c$  (Friction Ratio) espresso in percentuale.

Per i penetrometri a punta elettrica sono state sviluppate in passato numerose correlazioni che a partire dai valori della resistenza alla punta  $q_c$  e del rapporto delle resistenze  $F_R$  permettono di risalire al tipo di materiale attraversato (vedi ad esempio Olsen & Farr, 1986; Olsen & Mitchell, 1997; Robertson & Campanella, 1995).

Attualmente la correlazione più utilizzata è quella proposta da Robertson (1990) riportata nella Figura 9-1 e Figura 9-2 e basata sulle seguenti espressioni:

$$Q_T = \frac{q_T - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}$$

$$Fr = \frac{f_s}{q_T - \sigma_{vo}}$$

Con:

$Q_T$  = resistenza alla punta normalizzata;

$Fr$  = resistenza di attrito normalizzata:

$\sigma'_{vo}$  = pressione verticale efficace geostatica.

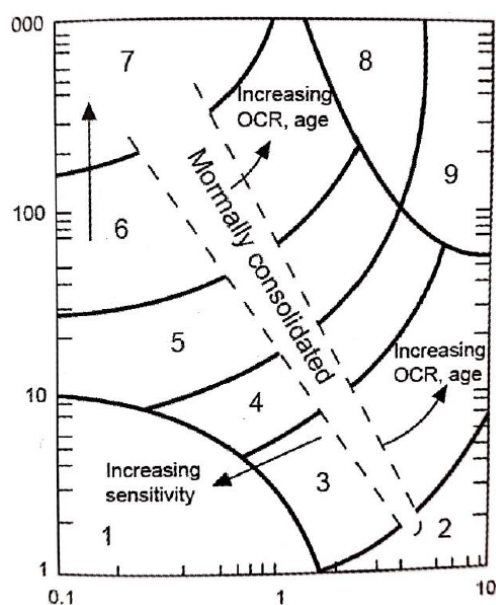


Figura 9-1 - Diagramma di Robertson (1990)

| Numero identificativo | Tipo di terreno                                   |
|-----------------------|---------------------------------------------------|
| 1                     | Sensitivi a grana fine                            |
| 2                     | Terreni organici e torbe                          |
| 3                     | Argille                                           |
| 4                     | Argille limose e limi argillosi                   |
| 5                     | Limi sabbiosi e sabbie limose                     |
| 6                     | Sabbie limose e sabbie                            |
| 7                     | Sabbie e sabbie ghiaiose                          |
| 8                     | Sabbie, sabbie argillose molto addensate          |
| 9                     | Terreno a grana fine sovraconsolidato o cementato |

Figura 9-2 - Identificazione dei vari tipi di terreno secondo il diagramma di Robertson (1990)

## 9.3 Terreni coesivi

### 9.3.1 Introduzione

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine è stata eseguita utilizzando i risultati delle prove in situ e di laboratorio, in particolare nei successivi paragrafi sono riportati i metodi e le correlazioni utilizzate per determinarne le principali caratteristiche:

- parametri fisici e classificazione del terreno;
- stato tensionale iniziale;
- parametri di resistenza;
- parametri di deformabilità;
- coefficienti di permeabilità.

### 9.3.2 Parametri fisici e Classificazione

La determinazione dei parametri fisici e classificazione dei terreni è stata effettuata facendo riferimento ai risultati alle prove di laboratorio in termini di:

- fusi granulometrici;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- indice di plasticità;
- pesi di volume naturale;
- grado di saturazione;
- contenuti d'acqua naturale;
- indice dei vuoti iniziale;
- indice di consistenza.

### 9.3.3 Stato tensionale iniziale

La valutazione dello stato tensionale iniziale è stata eseguita sulla base:

- di quanto desumibile dagli studi di carattere geologico;
- dell'interpretazione delle prove edometriche di laboratorio;

Il rapporto esistente tra la tensione orizzontale efficace e quella verticale efficace si esprime tramite il coefficiente di spinta a riposo  $k_0$ .

Per depositi di terreni coesivi normalconsolidati (NC) il coefficiente  $k_0$  può essere stimato in funzione dell'angolo di resistenza al taglio  $\phi'$  nella forma semplificata:

$$k_0 \text{ (NC)} = 1 - \sin \varphi'$$

In letteratura sono disponibili altre relazioni che legano il coefficiente  $k_0$  all'indice di plasticità  $I_P$ , come ad esempio quella proposta da Massarsch (1979):

$$k_0 = 0.44 + 0.42 \cdot (I_P/100)$$

Per depositi di terreni coesivi sovraconsolidati (OCR) il coefficiente  $k_0$  può essere calcolato secondo la seguente formula:

$$k_0 \text{ (OC)} = k_0 \text{ (NC)} \cdot \text{OCR}^\alpha$$

dove:

OCR = grado di sovraconsolidazione ( $\text{OCR} = \sigma'_{v,\max} / \sigma'_{v0}$ ), dato dal rapporto tra la pressione di preconsolidazione  $\sigma'_{v,\max}$  desumibile dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande e la pressione verticale efficace geostatica  $\sigma'_{v0}$ .

con:

$\alpha$  = coefficiente che può essere assunto con buona approssimazione pari a 0.5.

Il coefficiente  $k_0$  può essere anche stimato in maniera diretta mediante le prove dilatometriche come rapporto tra la pressione laterale iniziale  $P_{0h}$  e la pressione verticale efficace geostatica  $\sigma'_{v0}$ .

#### 9.3.4 Resistenza a taglio non drenata

La resistenza al taglio non drenata  $c_u$  dei terreni a grana fine è stata valutata facendo riferimento principalmente ai risultati delle prove di laboratorio e all'interpretazione delle prove delle prove in situ (CPT e SPT).

Inoltre, stime affidabili delle resistenze non drenate sono state ricavate dai risultati delle prove pressiometriche (MPT) e dilatometriche (DRT).

Ove appropriato, i risultati ottenuti saranno commentati anche sulla base del confronto con quelli ottenibili dagli indici di resistenza "pocket penetrometer" registrati sulle carote di sondaggio.

I valori ottenuti dalle prove in situ sono stati sempre confrontati con quelli acquisiti nelle prove di laboratorio.

Nella stima finale di  $c_u$  è stato dato un peso maggiore ai risultati ottenuti dalle prove di laboratorio rispetto a quelle ricavate dall'interpretazione delle prove in situ.

#### 9.3.4.1 Prove di laboratorio

Nella definizione della resistenza al taglio non drenata da prove di laboratorio si è fatto principalmente riferimento, a prove condotte su campioni indisturbati di buona qualità del tipo triassiali non consolidate-non drenate (TX-UU) e consolidate-non drenate (TX-CIU) eseguite con pressioni in cella maggiori di quelle verticali totali geostatiche. Si è fatto inoltre riferimento, laddove presenti, a prove di compressione uniassiale ad espansione laterale libera (ELL).

#### 9.3.4.2 Valutazioni di $C_u$ da parametri indice

Di seguito si riportano le relazioni adottate per la stima della resistenza al taglio non drenata a partire dal parametro Indice di plasticità ( $I_P$ ) e dal grado di sovraconsolidazione (OCR).

$$c_u = \sigma'_v \cdot (0.11 + 0.037 \cdot I_P) \quad (\text{Skempton, 1957});$$

$$c_u = \sigma'_v \cdot (0.00435 \cdot I_P) \quad (\text{Wroth \& Houlsby, 1985});$$

$$c_u = \sigma'_v \cdot 0.17 \cdot (\text{OCR})^{0.86} \quad (\text{Stewart, 1992}).$$

dove  $I_P$  è espresso in %.

#### 9.3.4.3 Valutazioni di $C_u$ da prove CPT

La resistenza al taglio non drenata  $C_u$  è stata stimata da prove CPT sulla base della seguente espressione (vedi ad esempio Lunne et al., 1985).

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_K}$$

Con  $N_K$  fattore di portanza che dipende dalle caratteristiche geometriche della punta e può assumere valori variabili in un range molto ampio come illustrato nella Figura 9-3.

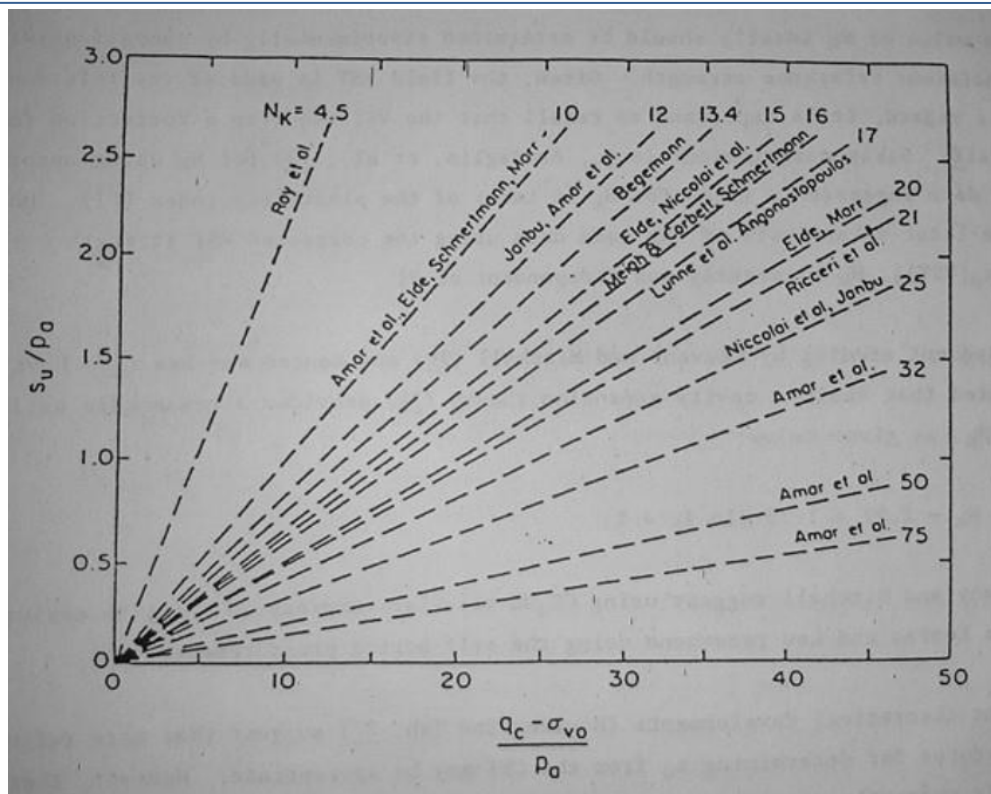


Figura 9-3 - Fattore di portanza  $N_K$  da vari autori (*Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*, 1990)

Il valore di  $N_K$  è stato determinato empiricamente calibrando le resistenze alla punta con i valori di  $C_u$  misurati nelle prove di laboratorio.

#### 9.3.4.4 Valutazioni di $C_u$ da prove SPT

La resistenza al taglio è stata stimata a partire dai risultati delle prove SPT adottando la correlazione empirica proposta da Stroud e Butler (1975) (vedi anche Clayton, 1995). In base a tale correlazione risulta quanto segue:

$$C_u = 4 \cdot N_{SPT} \div 6 \cdot N_{SPT} \quad \text{per } N_{SPT} > 5$$

$$C_u = 5 + 7.5 \cdot N_{SPT} \quad \text{per } N_{SPT} < 5$$

#### 9.3.4.5 Valutazioni di $C_u$ da prove Pocket Penetrometers

La resistenza al taglio non drenata è stata stimata dividendo per 2 la resistenza alla punta misurata in corso di perforazione. I risultati ottenuti da tale prova, qualora presenti, sono stati considerati solo dal punto di vista qualitativo.

#### 9.3.4.6 Valutazioni di $C_u$ da prove dilatometriche e pressiometriche

La resistenza al taglio non drenata di materiali coesivi è stata stimata mediante correlazioni sperimentali riportati direttamente nei certificati di prova allegati al presente progetto (Amar & Jezequel, 1972; Cassan, 1978, Johnson 1986).

#### 9.3.5 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

I parametri di resistenza di picco in termini di sforzi efficaci sono stati determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio disponibili: taglio diretto (TD) e triassiali consolidate non drenate TX-CIU.

#### 9.3.6 Caratteristiche di deformabilità

##### 9.3.6.1 Moduli elastici iniziali

I moduli iniziali di taglio ( $G_0$ ) e di Young ( $E_0$ ) sono stati ricavati, dove possibile, dalle prove di Colonna Risonante (RC) eseguite su campioni prelevati lungo i fori di sondaggio.

Dai diagrammi  $G - \log \gamma_{sa}$  e  $G/G_{max} - \log \gamma_{sa}$ , riportati nei certificati di laboratorio, sono stati distinti tre intervalli di analisi significative per le applicazioni in ingegneria. Questi intervalli sono: lineare, elastico non lineare, e non lineare come illustrato nella figura seguente.

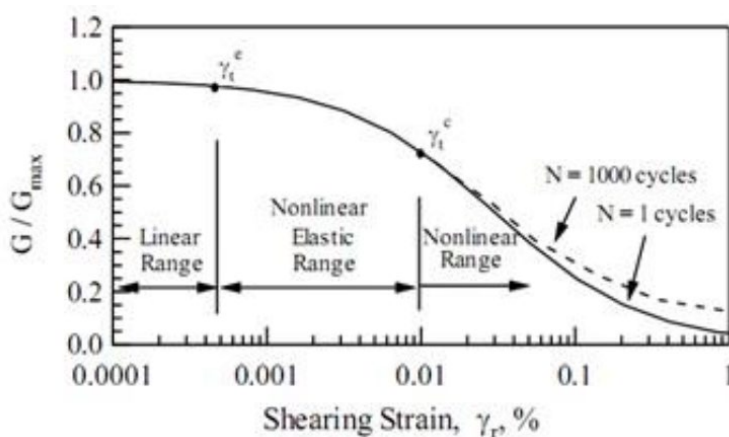


Figura 9-4 – Andamento tipico di riduzione del modulo di taglio normalizzato

Il confine tra lineare e non lineare elastico è caratterizzato dalla tensione di soglia elastica  $\gamma_{te}$  e il confine tra il non lineare elastico e il non lineare è caratterizzato dalla tensione di soglia ciclica  $\gamma_{tc}$ .

I valori di  $G_{\max}$  possono essere considerati come moduli iniziali di taglio ( $G_0$ ) da cui poi ricavare i valori dei moduli iniziali di Young ( $E_0$ ) secondo la seguente espressione:

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu)$$

Una stima dei moduli iniziali di taglio ( $G_0$ ) e di Young ( $E_0$ ) è stata anche eseguita a partire dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$ , ottenute direttamente dalle prove geofisiche (MASW, Down Hole e HVSR), utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \text{ kPa}$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu) \text{ kPa}$$

essendo:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale del terreno in  $\text{kN/m}^3$ ;

$\nu$  = rapporto di Poisson del terreno;

$V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio in  $\text{m/sec}$ .

#### 9.3.6.2 Moduli elastici non drenati $E_u$

I moduli elastici in condizioni non drenate ( $E_u$ ) sono stati stimati con la correlazione di Duncan & Buchigani (1976) riportata in Figura 9-5.

$$E_u = k \cdot c_u$$

dove  $c_u$  è la resistenza al taglio non drenata e  $k$  è un parametro adimensionale funzione del grado di sovraconsolidazione e dell'indice di plasticità.

Stime rappresentative dei moduli elastici non drenati sono stati ricavati dalle tabelle sforzi-deformazioni relativi alle prove di laboratorio di tipo triassiale non consolidate-non drenate (TX-UU) e consolidate-non drenate (TX-CIU) eseguite con pressioni in cella maggiori di quelle verticali totali geostatiche. In questo caso sono stati ricavati i moduli secanti al 25% e al 50% della pressione di rottura ( $E_{u25}$ ,  $E_{u50}$ ).

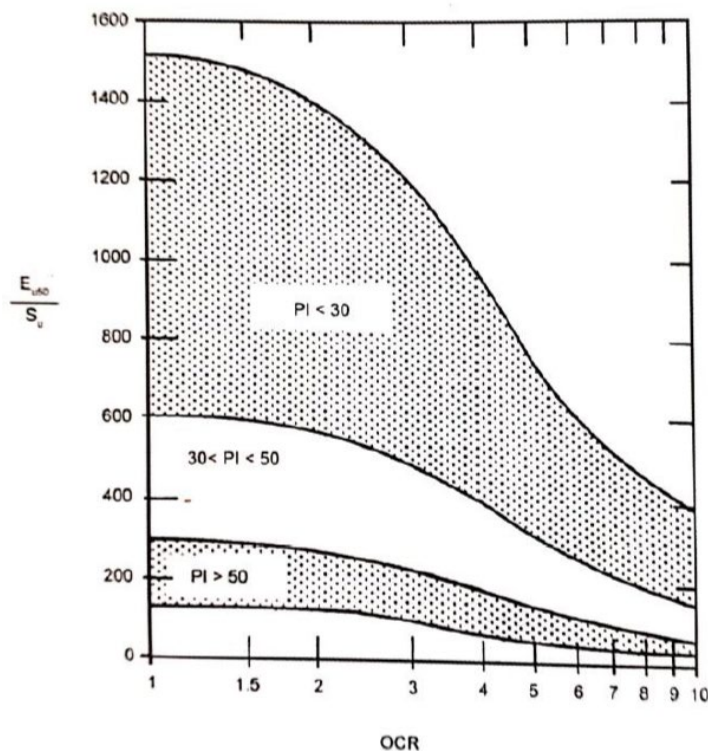


Figura 9-5 – Campi di validità  $E_u/c_u$  (Duncan & Buchigani, 1976)

#### 9.3.6.3 Moduli elastici drenati

Il comportamento dei terreni a grana fine risulta non lineare; i moduli elastici risultano infatti funzione sia della pressione efficace media corrente sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio. Per cui la scelta dei moduli di deformazione da adottare nelle analisi dipende sostanzialmente dal metodo di calcolo adottato.

In questa sede sono utilizzati principalmente metodi di calcolo elastico-lineari e di conseguenza i moduli elastici drenati "operativi"  $E_{op}$  sono stati stimati secondo quanto segue:

- $E_{op(1,2,3)}$  pari a  $1/4 \div 1/15$  di  $E_0$ , con  $E_0$  stimato a partire dalle prove geofisiche e di colonna risonante;
- a partire dai valori dei moduli edometrici  $E_d$ , secondo la seguente relazione:

$$E_{op2} = E_d \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}$$

con  $E_{op2} = E_d / 1.35$ , assumendo  $\nu = 0.3$ ;

I valori stimati non sempre sono attendibili a causa del disturbo dei provini dovuto in genere alle operazioni di campionamento e fustellamento.

- partire dai valori dei moduli non drenati  $E_u$  secondo la seguente relazione:

$$E_{op2} = \frac{2}{3} \cdot E_u \cdot (1 + \nu)$$

con  $E_{op2} = E_u / 1.15$ , assumendo  $\nu = 0.3$ .

Nel calcolo di opere di sostegno si possono utilizzare i moduli "operativi"  $E_{op1}$ . Nell'analisi di fondazioni profonde e dirette si possono utilizzare i moduli "operativi"  $E_{op2}$ , in considerazione del fatto che gli spostamenti totali e differenziali sono in genere molto contenuti e generalmente inferiori all'1% della dimensione minore dell'opera di fondazione. Nel calcolo di opere connesse al Microtunnel si utilizzano i moduli "operativi"  $E_{op3}$ .

Nel caso di opere con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell'opera si è fatto riferimento anche ai risultati delle prove edometriche ad incremento di carico in termini di indici di compressione ( $C_c$ ), di ricomprensione ( $C_r$ ) e di rigonfiamento ( $C_s$ ).

#### 9.3.6.4 Coefficienti di reazione orizzontale

Nel caso del progetto di pali di fondazione Broms (1964) ha suggerito di correlare il coefficiente di reazione orizzontale  $k_h$  al modulo secante  $E_{u50}$ , determinato in prove di compressione non drenate (TX-UU e TX-CIU), mediante la seguente espressione:

$$k_h = 1.67 \cdot \frac{E_{u50}}{d}$$

essendo:

$d$  = diametro del palo.

Altri autori suggeriscono relazioni più cautelative, in particolare Davisson (1970) propone di porre:

$$k_h = 67 \cdot \frac{c_u}{d}$$

### 9.3.7 Coefficienti di permeabilità

Nella definizione delle caratteristiche di permeabilità si farà principalmente riferimento ai risultati:

- delle prove edometriche in corrispondenza di pressioni verticali efficaci pari a quelle geostatiche, ovvero in corrispondenza di indici dei vuoti pari a quelli iniziali  $e_0$ .
- delle prove di permeabilità tipo Lefranc in foro;

valori ricavabili dalle prove edometriche si riferiscono a direzioni di flusso verticali, ovvero a coefficienti di permeabilità in direzione verticale  $k_v$ . Inoltre, essi si riferiscono a volumi estremamente ridotti e quindi non completamente rappresentativi della permeabilità dei terreni in sito;

I valori ricavabili dalle prove in foro si riferiscono a direzioni di flusso verosimilmente più prossime a quelle orizzontali, ovvero a coefficienti di permeabilità in direzione orizzontale  $k_h$ .

### 9.3.8 Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria

I coefficienti di consolidazione primaria  $c_v$  utilizzabili nell'ambito di teorie di consolidazione convenzionali e a problemi di flusso principalmente nella direzione verticale, sono stati ricavati dalle prove edometriche.

Il coefficiente di consolidazione secondaria ( $c_\alpha$ ) è stato stimato con la correlazione proposta nel manuale NAVFAC-DM 7.1. (1971), che correla il coefficiente di consolidazione secondaria al contenuto naturale di acqua ( $W_n$ ).

## 9.4 Terreni incoerenti

### 9.4.1 Introduzione

In questa sede si intendono a grana grossa quei materiali caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a circa il 50%.

In conseguenza del fatto che in tali materiali risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in sito (mediante correlazioni empiriche) e delle prove di classificazione di laboratorio effettuate su campioni rimaneggiati in accordo ai criteri descritti nei paragrafi successivi.

Si rileva che le correlazioni empiriche riportate nei paragrafi seguenti sono rigorosamente applicabili ove è ragionevole ritenere che le prove interpretate siano avvenute in condizioni drenate, ovvero nei seguenti casi:

- Terreni sopra falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori al 50%.
- Terreni sotto falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori al 35÷40%.

#### 9.4.2 *Stato tensionale iniziale del deposito*

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) ogni analisi geotecnica richiede la conoscenza dello stato iniziale del deposito in termini di:

- Tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale;
- Pressioni interstiziali;
- Macrostruttura;
- Indice dei vuoti iniziale  $e_0$  e densità relativa  $D_r$ .

Le tensioni geostatiche e la storia tensionale possono essere ricavate con una certa approssimazione dagli studi di carattere geologico.

Le pressioni interstiziali possono essere ricavate sulla base della strumentazione (piezometri) messa in opera e dagli studi di carattere idrogeologico.

La macro struttura del deposito può essere ricavata dall'analisi delle cassette catalogatrici e da osservazioni in sito su fronti di scavo, cave, etc..

L'indice dei vuoti in sito ( $e_0$ ) e la densità relativa ( $D_r$ ) possono essere ricavate con una certa approssimazione dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche e dinamiche.

#### 9.4.3 *Densità relativa*

##### 9.4.3.1 Densità relativa dalle prove penetrometriche statiche CPT

I risultati delle numerose prove eseguite in camera di calibrazione hanno dimostrato che la resistenza alla punta è fondamentalmente influenzata dalla densità relativa  $D_r$  e dalla tensione orizzontale efficace  $\sigma'_h$ , mentre il tipo di sabbia ed il grado di saturazione hanno un'influenza trascurabile. Baldi (1986) et al. (Garizio, 1997; Jamiolkowski, 1988) ricavano la seguente correlazione:

$$D_R = \frac{1}{C_2} \cdot \ln \left[ \frac{q_c}{C_0 \cdot (\sigma'_m)^{C_1}} \right]$$

$$\sigma'_m = \frac{1}{3} \cdot (\sigma'_v + 2\sigma'_h)$$

Dove i parametri in C sono coefficienti numerici del grado di sovraconsolidazione del terreno (vedi tabella seguente).

| Terreno           | C <sub>0</sub> | C <sub>1</sub> | C <sub>2</sub> |
|-------------------|----------------|----------------|----------------|
| Normalconsolidato | 157            | 0.55           | 2.41           |
| Sovraconsolidato  | 205            | 0.51           | 2.93           |

Tabella 9-1 – Valori dei coefficienti numerici C

#### 9.4.3.2 Densità relativa dalle prove penetrometriche dinamiche SPT

La densità relativa  $D_R$  di terreni incoerenti può essere valutata sulla base dei risultati forniti dalle prove SPT attraverso correlazioni empiriche diverse a seconda della tipologia di terreno. Di seguito si elencano le formulazioni utilizzate per la caratterizzazione geotecnica.

##### Terreni sabbiosi

In particolare, la densità relativa  $D_R$  di terreni costituiti principalmente da sabbia può essere valutata in base al valore ( $N_{SPT}$ ) secondo la seguente espressione (Skempton, 1986):

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{A + B \cdot \sigma'_{v0}}}$$

A, B = costanti empiriche legate alle dimensioni delle particelle ed al grado di consolidazione, come mostrato in tabella seguente;

$\sigma'_{v0}$  = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (espressa in kg/cm<sup>2</sup>).

| Terreno                               | A         | B                                                                        |
|---------------------------------------|-----------|--------------------------------------------------------------------------|
| Sabbie fini normalmente consolidate   | 27.5      | 27.5                                                                     |
| Sabbie grosse normalmente consolidate | 43.3      | 21.7                                                                     |
| Sabbie sovra consolidate              | 27,5÷43,3 | $(21.7 \div 27.5) \cdot \frac{1 + 2 \cdot k_0(OC)}{1 + 2 \cdot k_0(NC)}$ |

Tabella 9-2 – Costanti empiriche (Skempton, 1986)

$k_0(NC) = 1 - \sin \phi$  = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati;

$k_0(OC) = k_0(NC) \cdot (OCR)^{0.5}$  = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovra consolidati;

OCR = grado di sovra consolidazione.

#### Terreni costituiti principalmente da sabbie e ghiaie

Per terreni costituiti principalmente da sabbie e ghiaie, la densità relativa  $D_R$  può essere valutata sulla base delle relazioni proposte da Cubrinowski e Ishihara (1999). Gli autori partendo dall'analisi di misurazioni dirette della densità relativa su campioni indisturbati, prelevati con la tecnica del congelamento in diverse località giapponesi, hanno sviluppato la seguente correlazione tra  $N_{SPT}$  e densità relativa  $D_R$ :

$$C_D = \frac{(N_1)_{78\%}}{D_R^2}$$

Dove  $(N_1)_{78\%}$  è la resistenza alla penetrazione (numero di colpi) normalizzata per la pressione litostatica misurata in prove SPT eseguite con un rapporto di energia del 78%, tipico dei penetrometri giapponesi.

Il parametro adimensionale  $C_D$  è dato dall'espressione seguente:

$$C_D = \frac{9}{(e_{max} - e_{min})^{1.7}}$$

La differenza tra l'indice dei vuoti massimo e minimo è assunta variabile con il diametro medio dei grani  $D_{50}$  secondo la seguente espressione:

$$(e_{max} - e_{min}) = 0.23 + \frac{0.06}{D_{50}}$$

Rapportando l'energia trasferita alle aste dal 78% al 60% e introducendo un fattore correttivo  $C_{sg}$  per la granulometria del materiale (Tokimatsu e Yoshimi, 1983), l'espressione per la densità relativa è espressa come segue:

$$D_R = \left[ \frac{[(N_{SPT})_{60\%} \cdot \frac{60}{78} \cdot C_{sg}] \cdot \left(0.23 + \frac{0.06}{D_{50}}\right)^{1.7}}{9} \cdot \sqrt{\left(\frac{98}{\sigma'_v}\right)} \right]^{0.5}$$

### Altre Correlazioni

Oltre alle correlazioni sopra riportate si è tenuto conto anche dei seguenti formulazioni:

#### 1) Gibbs e Holtz (1957)

$$D_r = \left\{ \left[ 1.5 \cdot \left( \frac{N}{F} \right)^{0.222} \right] - 0.6 \right\}$$

$$F = 0.0065 \cdot \sigma_{v0}^2 + 1.68 \cdot \sigma_{v0} + 14$$

$\sigma_{v0}$  = tensione verticale totale espressa in  $t/m^3$

#### 2) Meyerhof (1957)

ha elaborato una correlazione valida per tutti i tipi di suolo per cui la densità relativa è:

$$D_R = 0,21 \cdot \sqrt{\frac{N_{SPT}}{\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} + 0,7}} \quad (\text{Meyerhof, 1957})$$

$P_a$  = pressione atmosferica 100kPa

#### 3) Bazaraa (1967)

Questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo. La correlazione, a differenza delle precedenti che sono definite per mezzo di prove SPT eseguite in laboratorio su campioni ricostituiti, si basa su prove in sito SPT. La critica mossa dall'autore riportava che le prime potevano non essere rappresentative dei valori di N che a parità di densità relativa in laboratorio non tenevano conto di fattori importanti come la cementazione, l'invecchiamento (aging) e la storia

tensionale del deposito. Partendo da tali obiezioni Bazaraa è pervenuto alle seguenti correlazioni:

$$\begin{aligned} \text{per } \sigma'_{v0} \leq 0.732 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad D_r^2 &= \frac{N}{20 \cdot (1 + 4.1 \cdot \sigma'_{v0})} \\ \text{per } \sigma'_{v0} > 0.732 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad D_r^2 &= \frac{N}{20 \cdot (3.24 + 1.024 \cdot \sigma'_{v0})} \end{aligned}$$

tensione verticale efficace  $\sigma'_v$  espressa in kg/cm<sup>2</sup>

#### 4) Schultze e Mezambach (1961)

Il metodo di Schultze & Mezembach (1961) è valido per le sabbie da fini a ghiaiose, per qualunque valore di pressione efficace, in depositi normalmente consolidati. Nel caso di depositi ghiaiosi il valore di  $D_r$  (%) viene sovrastimato, nei depositi limosi viene sottostimato.

$$\ln(D_r\%) = 0,478 \ln(N_{spt}) - 0,262 \ln(\sigma) + 2,84$$

#### 5) Terzaghi e Peck (1948)

Valida per valori di  $D_r > 0.35$  in cui:

$$60 = \frac{(N_1)_{60}}{D_r^2}$$

#### 9.4.3.3 Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

Per la determinazione dell'angolo di resistenza al taglio di picco sono stati considerati due differenti approcci. In un primo approccio si utilizzano le correlazioni tra  $N_{SPT}$  e  $\varphi'_p$  proposte da Shioi e Fukuni (1982):

|                                    |                                             |
|------------------------------------|---------------------------------------------|
| <i>(Road Bridge Association)</i>   | $\varphi'_p = 15 + \sqrt{15 \cdot N_{SPT}}$ |
| <i>(Japanese National Railway)</i> | $\varphi'_p = 0.3 \cdot N_{SPT} + 27$       |

In un secondo approccio si fa riferimento a correlazioni che esprimono  $\varphi'_p$  come funzione di  $N_{SPT}$  e della tensione verticale efficace litostatica, come quella proposta da Hatanaka e Uchida (1996):

$$\varphi'_p = 20 + \sqrt{15.4 \cdot N_{1(SPT)}}$$

in cui  $N_{1(SPT)}$  è il numero di colpi  $N_{SPT}$  normalizzato rispetto alla pressione atmosferica secondo la seguente espressione:

$$N_{1(SPT)} = C_N N_{SPT}$$

dove:

- $C_N$  è il fattore di normalizzazione della profondità legato alla tensione verticale efficace e, quindi, alla profondità di esecuzione della prova per tenere conto del confinamento crescente con la profondità;
- $N_{1(SPT)}$  è il numero di colpi normalizzato e corretto.

Per la valutazione del fattore  $C_N$  si è utilizzata la formulazione di Liao and Whitman (1986):

$$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_v}}$$

dove:

- $P_a$  è la pressione atmosferica, pari a 100 kPa;
- $\sigma'_v$  è la tensione verticale efficace alla profondità considerata.

Si è assunto un limite massimo per  $C_N$  pari a 1,7.

L'ultimo approccio è quello proposto da Schmertmann (1975) in cui l'angolo d'attrito può essere determinato secondo la seguente espressione:

$$\phi = \tan^{-1} \left[ \frac{N}{\left( 12.2 + 20.3 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)} \right]^{0.34}$$

$P_a$ =pressione atmosferica 100kPa

La stima dell'angolo di resistenza a taglio a volume costante è stata stimata partendo dal seguente legame:

$$\varphi'_{cv} = \varphi'_p - \Delta \varphi'$$

Per la stima di  $\Delta\varphi'$  si è fatto riferimento alla correlazione di Fleming et al. (1992) funzione della densità relativa  $D_R$ .

$$\Delta\varphi' = \frac{D_R - 20}{8}$$

con  $D_R$  espresso in %.

#### 9.4.3.4 Angolo di resistenza al taglio in funzione della densità relativa $D_R$

L'angolo di resistenza al taglio di picco  $\varphi'_p$  verrà determinato facendo riferimento al metodo proposto da Bolton (1986) in base al quale:

$$\varphi'_p = \varphi'_{cv} + m \cdot D_R \cdot [Q - \ln(1.4 \cdot \sigma'_{ff})] - 1$$

con:

- $\sigma'_{ff}$  = tensione efficace normale alla superficie di rottura = 272 kPa (Jamiokowski et al. 1988);
- $\varphi'_p$  = angolo di resistenza al taglio di picco riferito a pressioni  $\sigma'_{ff} = 272$  kPa
- $Q$  = coefficiente che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle, pari a: 10 per sabbie quarzose; 8 per sabbie calcaree; 5 per sabbie calcarenitiche;
- $m$  = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti a rottura assunta pari a 3 (Bolton, 1986);
- $\varphi'_{cv}$  = angolo di resistenza al taglio a volume costante o di stato critico;
- $D_R$  = densità relativa.

I valori di  $D_R$  utilizzati per definire l'angolo di resistenza al taglio, sono quelli determinati dalle prove SPT.

I valori dell'angolo di resistenza al taglio  $\varphi'_{cv}$  sono ricavabili da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative o, in assenza di queste ultime, ipotizzabili in base a quanto indicato nella tabella seguente (vedi ad esempio Youd, 1972; Stroud, 1988).

|                              | <b>Sabbie ben gradate</b>  | <b>Sabbie uniformi</b>     |
|------------------------------|----------------------------|----------------------------|
| Sabbie a spigoli vivi        | $\varphi_{cv}' = 38^\circ$ | $\varphi_{cv}' = 34^\circ$ |
| Sabbie a spigoli arrotondati | $\varphi_{cv}' = 33^\circ$ | $\varphi_{cv}' = 30^\circ$ |

*Tabella 9-3 – Valori dell'angolo di resistenza al taglio  $\sigma'_{cv}$  per sabbie silicee Stroud (1988) e Youd (1972)*

Nel caso delle ghiaie a spigoli arrotondati si può assumere mediamente  $\varphi_{cv}' = 34^\circ - 36^\circ$ .

In questa sede l'interpretazione delle prove è stata effettuata in accordo al metodo di Bolton (1986), assumendo cautelativamente, in considerazione di una certa frazione di contenuto di fine (limi e argille), i seguenti valori:

- $\varphi_{cv}' = 30^\circ$  per le sabbie;
- $\varphi_{cv}' = 35^\circ$  per le ghiaie con sabbia;
- $m = 3$ .

Tali valori sono stati confrontati con i risultati delle prove di laboratorio laddove disponibili.

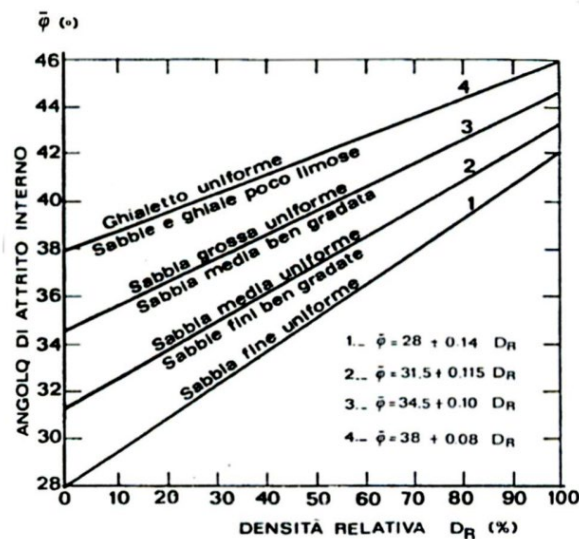
Un secondo approccio si fa riferimento alle correlazioni fornite da Schmertmann (1975) secondo 4 fusi granulometrici in cui:

$$\text{Sabbia fine uniforme} \Rightarrow \phi = 28 + 0,14D_r$$

$$\text{Sabbia media uniforme o fine ben gradata} \Rightarrow \phi = 31,5 + 0,10D_r$$

$$\text{Sabbia grossa uniforme o media ben gradata} \Rightarrow \phi = 34,5 + 0,10D_r$$

$$\text{Ghiaietto uniforme o sabbie e ghiaie poco limose} \Rightarrow \phi = 38 + 0,08D_r$$



#### 9.4.4 Caratteristiche di deformabilità

##### 9.4.4.1 Moduli elastici iniziali

I moduli iniziali di taglio ( $G_0$ ) e di Young ( $E_0$ ) possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$ , ottenute direttamente dalle prove geofisiche (MASW, Down Hole e HVSR), utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \text{ kPa}$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu) \text{ kPa}$$

essendo:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale del terreno in  $\text{kN/m}^3$ ;

$\nu$  = rapporto di Poisson del terreno;

$V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio in  $\text{m/sec}$ .

##### 9.4.4.2 Moduli elastici operativi

Il comportamento dei terreni a grana grossa risulta non lineare; i moduli di deformazione risultano infatti funzione sia delle pressioni efficaci medie correnti sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le verifiche geotecniche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.

In questa sede sono utilizzati principalmente metodi di calcolo elastico-lineari e di conseguenza i moduli elastici "operativi"  $E_{op}$  sono stati stimati secondo quanto segue:

- Nel calcolo delle opere di sostegno i moduli di Young "operativi"  $E_{op1}$  possono essere assunti pari a circa 1/4 di  $E_0$ .
- Nell'analisi di fondazioni profonde e dirette i moduli di Young "operativi"  $E_{op2}$  possono essere assunti pari a circa 1/10 di  $E_0$ .
- Nell'analisi di scavo di gallerie i moduli di Young "operativi"  $E_{op2}$  possono essere assunti pari a circa 1/15 di  $E_0$ .

I valori così ricavati sono stati comunque confrontati ed eventualmente calibrati con i risultati ottenuti dalle prove pressiometriche (MPT) e dilatometriche (DMT).

#### Moduli elastici "operativi" $E_{op2}$ da prove CPT in sabbia

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) una stima dei moduli elastici "operativi" può essere fatta, per terreni sabbiosi, utilizzando i risultati delle prove CTP mediante le seguenti espressioni:

$$E'_{25} = E_{op1} = (3 - D_R) \cdot q_c \quad \text{nel caso dei terreni normalmente consolidati}$$

$$E'_{25} = E_{op1} = (15 - 10 \cdot D_R) \cdot q_c \quad \text{nel caso dei terreni sovraconsolidati}$$

essendo:

- $E'_{25}$  = modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%;
- $D_R$  = densità relativa espressa come frazione dell'unità;
- $q_c$  = resistenza di punta del penetrometro statico.

#### Moduli elastici "operativi" $E_{op2}$ da prove SPT in sabbia

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) per la stima dei moduli elastici operativi da prove SPT valgono le seguenti espressioni:

$$(E_{25}) = E_{op1} = (10.5 - 3.5 \cdot D_R) \cdot N_{SPT} / 10 \text{ [MPa]} \quad \text{- nel caso dei terreni normalmente consolidati}$$

$$(E_{25}) = E_{op1} = (52.5 - 35 \cdot D_R) \cdot N_{SPT} / 10 \text{ [MPa]} \quad \text{- nel caso dei terreni sovraconsolidati}$$

Si rileva che nel caso di materiali ghiaioso-sabbiosi e per valori di densità relativa  $D_R$  inferiori a 50% le espressioni suddette conducono ad una sottostima dei valori di  $E'_{25}$ .

#### 9.4.4.3 Moduli di reazione orizzontale

Nel progetto delle fondazioni profonde su pali i moduli di reazione orizzontale ( $E_s$ ) necessari per definire l'andamento delle curve p-y, sono stati valutati in accordo alla seguente espressione:

$$E_s = k_h \cdot d \text{ [kPa]}$$

essendo:

$k_h$  = coefficiente di reazione orizzontale;

$d$  = diametro del palo.

Dal punto di vista applicativo per terreni incoerenti si assume  $k_h$  linearmente crescente con la profondità secondo l'espressione generalmente associata a Matlock & Reese (1956):

$$k_h = n_h \frac{z}{d}$$

$z$  = profondità dal piano campagna originario.

con  $n_h$  che assume i valori orientativi riportati nella tabella seguente.

| $D_R$ (%) / stato di addensamento | $n_h$ [kN/m <sup>3</sup> ] – sopra falda | $n_h$ [kN/m <sup>3</sup> ] – sotto falda |
|-----------------------------------|------------------------------------------|------------------------------------------|
| 35% / (sciolto)                   | 2000 ÷ 5000                              | 1000 ÷ 3000                              |
| 50% / (medio)                     | 5000 ÷ 10000                             | 3000 ÷ 6000                              |
| 70% / (denso)                     | 10000 ÷ 25000                            | 6000 ÷ 15000                             |

Figura 9-6 – Valori orientativi di  $n_h$  (Viggiani, Fondazioni, 2000)

## 10 Definizione dei parametri geotecnici di progetto

Dalle considerazioni di carattere geologico (trattate nella relazione geologica), dalla consultazione dei dati geologici, geotecnici, geofisici di repertorio, dalle informazioni di carattere geomeccanico raccolte e dai dati desunti dalla campagna geognostica effettuata, si definiscono le seguenti Unità Geotecniche.

Per il dettaglio del profilo geotecnico si rimanda agli elaborati "profili litotecnici" per le due tratte.

| SIGLA | DESCRIZIONE                                        | $\gamma_n$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $\sigma'_c$<br>(MPa) | $J_v$<br>(j/m <sup>3</sup> ) | RMR | GSI     |
|-------|----------------------------------------------------|------------------------------------|----------------------|------------------------------|-----|---------|
| A     | Formazioni carbonatiche fratturate                 | 26.0                               | 80 - 100             | 20 - 25                      | III | 50 - 55 |
| B     | Formazioni con possibile stratificazione alternata | 27.0                               | 100 - 120            | 15 - 20                      | III | 45 - 50 |
| C     | Depositi silicoclastici sin-orogenici              | 26.0                               | 20 - 50              | 10 - 15                      | III | 40 - 45 |

| SIGLA | DESCRIZIONE                                   | $\gamma_n$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $c'$<br>(KPa) | $\Phi'$<br>(°) | $E_d$<br>(MPa) | $\sigma_c$<br>(MPa) |
|-------|-----------------------------------------------|------------------------------------|---------------|----------------|----------------|---------------------|
| D     | Depositi piroclastici rimaneggiati            | 12.5 - 18.5                        | 0 - 15        | 29 - 36        | 7.5 - 13.5     | -                   |
| E     | Depositi vulcanici litoidi/pseudolitoidi      | 15.0 - 17.0                        | -             | -              | -              | 10 - 15             |
| F     | Depositi piroclastici semicoerenti            | 14.0 - 19.0                        | 0 - 40        | 25 - 36        | 5 - 15         | 0.13 - 0.19         |
| G     | Terreni delle coperture recenti e quaternarie | 16.0 - 19.0                        | 5 - 20        | 20 - 25        | 2 - 7          | -                   |

# **11 Stabilità dei versanti**

## **11.1 Premessa**

Come già descritto ai capitoli precedenti, in progetto è prevista la posa di condotte e la realizzazione di manufatti su aree che potrebbero presentare problematiche di ordine geomorfologico. In corrispondenza degli assi vallivi, in relazione al grado di competenza delle piroclastiti, sono presenti scarpate di erosione fluviale molto acclivi e vulnerabili ai fenomeni gravitativi.

Il seguente capitolo, in ottemperanza alle Norme Attuative del Piano stralcio per l'Assetto idrogeologico dell'Autorità di Bacino dei Fiumi Liri-Garigliano e Volturno, mira a fornire un predimensionamento degli interventi che dimostri la compatibilità con il contesto di inserimento e con quanto previsto dallo stesso Piano.

## **11.2 Generalità sugli interventi con tecniche di ingegneria naturalistica**

Per risolvere, almeno in parte, i problemi d'instabilità dei versanti, si può agire con tecniche puntuali di sistemazione, che utilizzano materiali biodegradabili più o meno durevoli e vegetazione e che permettano un consolidamento in profondità del terreno in frana (aumento della resistenza al taglio, riduzione dell'acqua nel terreno e delle pressioni neutre), senza deturpare l'ambiente e l'equilibrio naturale del territorio.

Gli interventi di sistemazione con tecniche di Ingegneria Naturalistica determinano un ridotto impatto sul territorio, apportandovi, spesso, un miglioramento, sia dal punto di vista estetico-paesaggistico, che faunistico.

Tecniche spesso usate in questi casi sono:

- semine e idrosemine;
- piantagioni di talee o piantine;
- viminate e fascinate vive;
- gradonata viva;
- grata viva;
- palificata viva di sostegno, semplice e a parete doppia;
- gabbionate vive;

- terre rinforzate;
- materassi rinverditi;
- rivestimenti vegetativi.

L'instabilità dei versanti non è conseguenza di un solo processo, ma è assai più complessa, e diverse sono le sistemazioni che si devono prevedere.

L'Ingegneria Naturalistica si distingue nettamente da quella tradizionale in quanto utilizza piante vive per stabilizzare le scarpate. Mentre nelle opere tradizionali la trincea o il rilevato sono consolidati mediante opere di sostegno, in quelle con l'impiego dell'Ingegneria Naturalistica, si cerca di creare un ambiente armonico, combinando materiali inerti e piante, ottenendo un manufatto permeabile e drenante.

In entrambi i casi, per dimostrare la validità della scelta fatta, occorre dimostrare la stabilità dimensionale sia interna che esterna. I manufatti tradizionali possono dimensionarsi esattamente (sia per la stabilità interna che per quella esterna) in base a prescrizioni e norme già esistenti; per il manufatto di tipo naturalistico, invece, soltanto il calcolo della stabilità dimensionale esterna è effettuato in base a determinate normative, mentre solo poche esperienze di studi precedenti vengono finora in aiuto per il calcolo della stabilità dimensionale interna (senza dimenticare che a causa dell'alto numero di variabili anche queste esperienze sono difficilmente applicabili a situazioni diverse da quella originale; cfr. Hoffmann, 1992).

Per una previsione e una verifica delle reali possibilità delle piante in questo senso, si rendono, quindi, necessarie ben più vaste conoscenze da parte degli esperti, soprattutto in relazione alle caratteristiche biotecniche delle piante impiegate.

La scelta delle piante costituisce la componente d'impiego più importante per avere la garanzia di una completa rinaturalizzazione delle stazioni, sia che si tratti di versanti in frana, di corsi d'acqua o di discariche.

La scelta delle specie deve essere, quindi, oculata e deve procedere di pari passo con la conoscenza delle caratteristiche climatiche, geologiche ed ecologiche dei siti d'intervento. In questo contesto le diverse figure professionali si attivano simultaneamente analizzando i caratteri pedologici, geomorfologici, geotecnici, ecologici e botanici delle specie forestali delle aree di interesse. Lo studio di dettaglio delle condizioni geostatiche ed idrogeologiche diviene una premessa fondamentale

per la buona riuscita degli interventi; una prima analisi è quella che viene effettuata sotto un profilo geotecnico e chimico e permette di individuare le cause dei dissesti e la natura del terreno.

Nel ripristino dei versanti in frana è necessario conoscere con precisione la profondità delle superfici di scorrimento e quindi valutare l'applicabilità degli interventi con le tecniche di Ingegneria Naturalistica.

Fondamentale diviene la realizzazione di opere di captazione e drenaggio delle acque, soprattutto per la sistemazione di numerose piccole frane in terreni argillosi ed in zone contraddistinte da depositi morenici o substrati flyschoidi.

Nelle aree collinari caratterizzate dalla presenza del flysch la maggior parte delle frane sono di tipo superficiale ed i piani di scivolamento si sviluppano al contatto tra la roccia sana ed il cappellaccio di alterazione in corrispondenza di venute d'acqua anche temporanee o per modificazione antropica del versante (De Colle, Mocchiutti, 2000).

Gli interventi di Ingegneria Naturalistica possono essere raggruppati nei seguenti insiemi:

- interventi di copertura (rivestimento): sono interventi spesso integrati da interventi stabilizzanti; consistono nella semina di specie erbacee per proteggere i versanti dall'erosione, per migliorare il bilancio termo-igrometrico al suolo e le caratteristiche fisico-chimiche del terreno; la profondità delle radici in alcune specie erbacee impiegate può superare i 2 m;
- interventi di stabilizzazione del suolo (sistemazioni stabilizzanti): sono operazioni di consolidamento tramite l'azione legante degli apparati radicali e la sottrazione dell'acqua mediante traspirazione, per una profondità massima di circa 3,5 m;
- interventi di sostegno (combinati): queste operazioni sono effettuate per dare sostegno al versante, soprattutto in corrispondenza della corona, nei tratti a forte pendenza, al piede del versante stesso; vengono impiegati materiali da costruzione vivi combinati con quelli inerti;
- interventi di completamento (complementari): sono interventi di semina e piantagione di specie legnose con lo scopo di accelerare la successione naturale

verso lo stadio seriale desiderato; possono essere immediatamente consecutivi ad altri interventi o seguirli di alcuni anni;

- opere di regimazione idraulica: con queste opere si allontanano le acque superficiali e profonde dall'area in dissesto, per evitare che le acque, fluendo, possano interferire con le operazioni di ripristino; si costruiranno quindi collettori naturali o artificiali per lo scopo.

Per capire con quali tecniche intervenire, si può impiegare l'inclinazione della scarpata come fattore maggiormente condizionante per la scelta (Palmeri, 2000):

| Inclinazione scarpata                    |                                  | Tipo di intervento                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |
|------------------------------------------|----------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| $10^{\circ} < x < 15^{\circ}$            |                                  | Non intervento                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |
| $15^{\circ} < x < 25^{\circ}/27^{\circ}$ |                                  | Semine <ul style="list-style-type: none"> <li>• manuali</li> <li>• potenziate</li> <li>• a spessore</li> </ul> Idrosemine <ul style="list-style-type: none"> <li>• potenziate</li> <li>• a spessore</li> </ul> Semine a paglia e bitume<br>(le semine possono essere di specie erbacee/arbustive/arboree o di 2 o 3 classi)           |
| $25^{\circ} < x < 35^{\circ}/37^{\circ}$ |                                  | Biostuoie (stuoie, reti, griglie)<br>Stuoie in materiale sintetico (stuoie, reti, griglie)                                                                                                                                                                                                                                            |
| $35^{\circ} < x < 45^{\circ}$            |                                  | Fascinata vive<br>Gradonata viva con talee e latifoglie radicate<br>Cordonate vive<br>Ribalta viva<br>Palificata viva di sostegno a parte semplice o doppia<br>Materasso rinverdito con piantagione di piantine radicate o talee<br>Geocelle a nido d'ape in materiale biodegradabile e sintetico                                     |
| $45^{\circ} < x < 55^{\circ}$            |                                  | Geocelle a nido d'ape in materiale biodegradabile e sintetico<br>Materasso rinverdito<br>Grata viva                                                                                                                                                                                                                                   |
| $55^{\circ} < x < 65^{\circ}$            |                                  | Gabbionata rinverdità <ul style="list-style-type: none"> <li>• Terra rinforzata</li> <li>• Balze in geotessuto</li> <li>• Terre rinforzate con paramento in geogriglia o geotessuto e rete metallica</li> <li>• Terre rinforzate con gabbioni</li> <li>• Terra armata</li> </ul> Rivestimento vegetativo (anche con talee e piantine) |
| $65^{\circ} < x < 80^{\circ}$            | Solo con impianto di irrigazione | } Rivestimento vegetativo (anche con talee e piantine)<br>Terra rinforzata (anche con talee e piantine)<br>Terra armata (anche con talee e piantine)                                                                                                                                                                                  |

Figura 11-1 Schema delle opere ordinate dipendentemente dalla pendenza rilevata

Kuonen (1983) suggerisce la tipologia di tecnica da utilizzare sulle scarpate in funzione del coefficiente di sicurezza della stessa. Nelle tabelle che seguono, invece, sono riportati i principali interventi di copertura, stabilizzazione e sostegno con evidenziate le varie specifiche tecniche (campi di applicazione, vantaggi, svantaggi e costi).

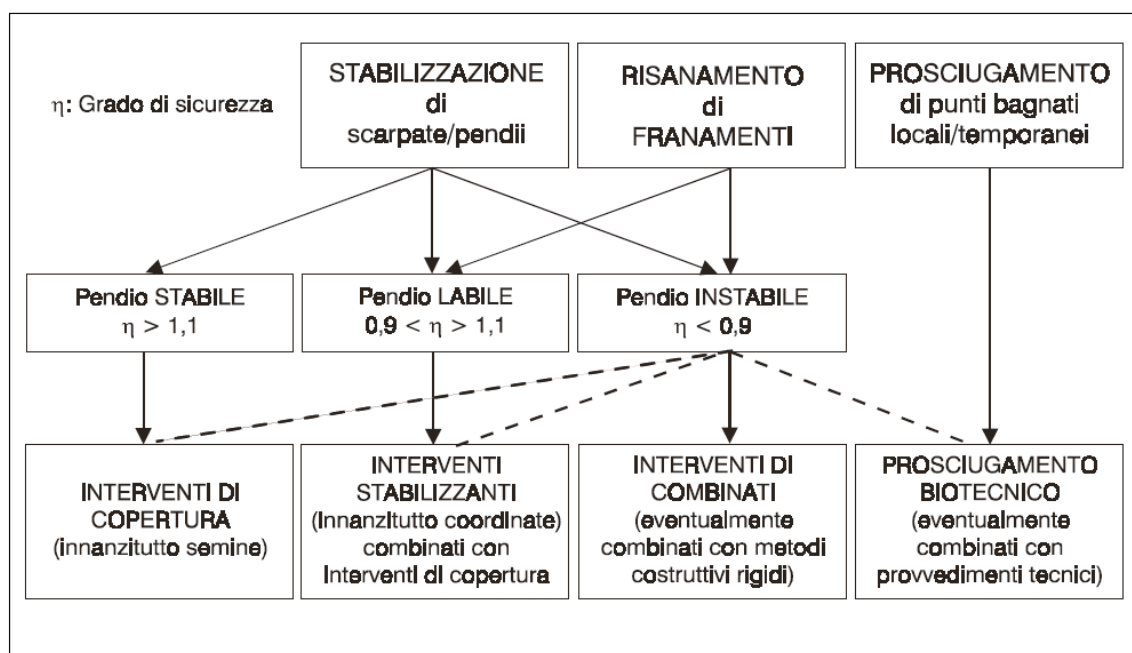


Figura 11-2 - Stabilità delle scarpate e tipi d'intervento dell'Ingegneria Naturalistica

| Tecnica                                                       | Impiego                                                                                                                                                                                                                                                         | Inclinazione<br>del versante<br>(°)  | Efficacia | Vantaggi                                                                                                                                                                       | Svantaggi                                                                                                         | Costo         |
|---------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------|-----------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|
| Semine<br>a spaglio                                           | Versanti poco inclinati, con materiale grossolano, terreni relativamente evoluti, microclima fresco, fenomeni erosivi scarsi; rinverdimenti temporanei.                                                                                                         | <20°                                 | Media     | Semplicità; assenza d'attrezzature; conveniente anche per piccole superfici.                                                                                                   | Condizioni stagionali molto favorevoli.                                                                           | Basso         |
| Idrosemine                                                    | Versanti anche acclivi in stazioni a clima mite, in particolare poco esposto al sole e con periodo arido limitato, con fenomeni erosivi non intensi; scarpate e rilevati stradali e in genere cantieri facilmente accessibili (ad eccezione uso di elicottero). | < 30° ÷ 35°                          | Media     | Procedimento rapido in cui tutte le operazioni sono concentrate in una sola fase; elevata produttività; possibilità di utilizzo di elicottero.                                 | Condizioni stagionali relative favorevoli; disponibilità di acqua in cantiere; non si adatta a piccole superfici. | Medio - basso |
| Semina<br>a spessore                                          | Adatta per quasi tutte le situazioni. Potendo variare a piacere i componenti della miscela, questa tecnica è idonea a coprire grandi e medie superfici, anche a forte pendenza, terreni grezzi e scarpate con limitata copertura sciolta.                       | Da superfici piane fino a 50° ÷ 60°  | Elevata   | Può essere applicata durante l'intero periodo vegetativo; permette di distribuire contemporaneamente sul terreno numerose sostanze essenziali per il successo dell'intervento. | -                                                                                                                 | Medio         |
| Semine su<br>reti o<br>stuoie                                 | Versanti ripidi, soggetti ad erosione idrica o eolica in condizioni non estreme, per aridità estiva ed elevate temperature al suolo; corona di frana riprofilata.                                                                                               | > 15° ÷ 20°<br>e fino a<br>35° ÷ 37° | Elevata   | Immediata protezione del suolo; miglioramento del microclima al suolo.                                                                                                         | Trasporto materiali in cantiere; posa in opera in più fasi.                                                       | Medio - alto  |
| Semine<br>con coltre<br>protettiva<br>(paglia,<br>fieno ecc.) | Versanti soggetti ad erosione idrica o eolica in condizioni difficili per quanto riguarda l'aridità, gli estremi termici il terreno; suoli argillosi variabile.                                                                                                 | Variabile                            | Elevata   | Immediata protezione del suolo; forte miglioramento delle condizioni stagionali.                                                                                               | Trasporto materiali in cantiere; posa in opera in più fasi.                                                       | Medio - alto  |

Figura 11-3 – Principali opere di copertura

**RELAZIONE GEOTECNICA**

| Tecnica                                           | Impiego                                                                                                                                                                                                                                                                                                    | Dimensioni                                                                                              | Efficacia tecnica | Efficacia ecologica | Vantaggi                                                                                                                                                                                          | Svantaggi                                                                                                                                                                                                      | Costo         |
|---------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------|---------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|
| Gradonata con talee ed eventualmente con piantine | Consolidamento di scarpate anche molto ripide e di rilevati; la più efficace delle sistemazioni stabilizzanti; su pendii molto ripidi con elevato rischio di erosione è consigliabile adottare un'armatura in tondame, mentre in stazioni aride con terreni sciolti un rinforzo longitudinale sec. Rainer. | $B = 0,8 - 1,5$ (fino a 5m nei rilevati)<br>$l = 2 + 3 (5) \text{ m}$<br>$\beta'' = 5^\circ - 10^\circ$ | Elevata           | Elevata             | Azione in profondità; esecuzione semplice e rapida; utilizzo di materiale vivo di ogni tipo; esecuzione manuale o meccanizzata; con l'inserimento di piantine di accelerazione della successione. | Necessità di elevate quantità di materiale vivo; cattiva ritenuta del terreno; difficoltà di sviluppo su falde detritiche in stazioni aride a seconda delle specie impiegate; forte impiego di materiale vivo. | Medio - basso |
| Cordonata sec. Praxl                              | Consolidamento di pendici con ristagni idrici, di terreni argillosi, di suoli poveri in sostanza organica.                                                                                                                                                                                                 | $b > 0,6$<br>$l = 3 \text{ m}$<br>$\beta'' = 5^\circ - 10^\circ$                                        | Elevata           | Elevata             | Possibile profondità elevata di radicazione; aerazione degli apparati radicali.                                                                                                                   | Elevato fabbisogno di talee e di ramaglia di confire; scavo profondo in genere.                                                                                                                                | Medio - alto  |
| Fascinata e fascinata con piantine                | Drenaggio e consolidamento pendii umidi se disposte obliquamente; per stazione aride se disposte orizzontalmente; in ogni caso per stazioni favorevoli con inclinazione inferiori a $30^\circ \div 35^\circ$ .                                                                                             | $b = 0,4 - 0,6 \text{ m}$<br>$l = 1,5 + 3 \text{ m}$                                                    | Media             | Media               | Rapidità e semplicità di esecuzione se le fascine sono già pronte; scarsi movimenti di terra.                                                                                                     | Limitato effetto in profondità; impossibilità di usare ramaglia corta e contorta; sensibile alla caduta di sassi; forte impiego di materiale vivo.                                                             | Medio - basso |
| Palizzata con talee e/o piantine                  | Consolidamento e contenimento superficiale del terreno; riduzione della pendenza media; utili su falde detritiche e ove si debbono minimizzare gli scavi; disposte in linee continue oppure a scacchiera.                                                                                                  | $h = 0,3 - 0,5 \text{ m}$<br>$i = 2 - 4 \text{ m}$                                                      | Media             | Media               | Immediata ritenuta del terreno; stabilizzazione superficiale di falde detritiche; scavi molto ridotti.                                                                                            | Efficacia superficiale.                                                                                                                                                                                        | Medio         |

*Figura 11-4 - Principali opere di stabilizzazione (Legenda: B = distanza tra i gradoni trasversali al versante; b = profondità e larghezza dello scavo nelle fascinate; h = altezza della sporgenza nella palizzata; l = lunghezza delle fascine, o delle talee o, comunque della ramaglia; i = lunghezza tondame;  $\beta''$  = contropendenza dello scavo del gradone)*

| Tecnica                                    | Impiego                                                                                                                                                | Dimensioni                                                                                           | Efficacia tecnica   | Efficacia ecologica | Vantaggi                                                                                                                                                                | Svantaggi                                                                                                                            | Costo         |
|--------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------|---------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|
| Palificata ad una parete rinverdit         | Consolidamento movimenti poco profondi.                                                                                                                | $H < 1,5$<br>$b/H = 0,75 - 1,0$<br>$\beta = 60 - 75$<br>$\beta'' = 5 - 10$                           | Media               | Elevata             | Possibile impiego di materiali in loco; deformabilità; leggerezza; adattabilità alla morfologia; rapidità e facilità di costruzione; permeabilità.                      | Altezza limitata; durata limitata legname.                                                                                           | Medio - basso |
| Palificata a doppia parete rinverdit       | Consolidamento movimenti poco profondi o mediamente profondi se in combinazione con micropali; sottoscampa e contropia viabilità forestale o pedonale. | $H < 2,5 (3)$<br>$b/H = 0,75 - 1,0$<br>$\beta = 60 - 75$<br>$\beta'' = 5 - 10$                       | Da media ad elevata | Elevata             | Possibile impiego di materiali in loco; deformabilità; leggerezza; adattabilità alla morfologia; rapidità e facilità di costruzione; permeabilità.                      | Altezza limitata; durata limitata legname.                                                                                           | Medio - basso |
| Grata a parete semplice o doppia rinverdit | Scarpate alte e acclivi, senza possibilità di arretramento del ciglio, soggette ad erosione o movimenti gravitativi superficiali.                      | $H < 15 (20)$<br>$\beta = 40 - 55 (60)$                                                              | Media               | Elevata             | Unica opera possibile; materiali in loco; effetto immediato; adattabilità alla morfologia.                                                                              | Laboriosità dell'esecuzione; necessità di tronchi lunghi.                                                                            | Medio - alto  |
| Gabbionata rinverdit                       | Consolidamento pendii, in particolare al piede e in terreni umidi e/o argillosi; sistemazione della viabilità.                                         | Variabili<br>$\beta < 75$<br>$\beta'' = 5$                                                           | Da media ad elevata | Media               | Deformabilità; permeabilità; facile e rapidità esecutiva.                                                                                                               | Disponibilità di pietrame in loco; difficoltà di inserimento piante.                                                                 | Medio - basso |
| Terra rinforzata                           | Sostegno di pendii instabili, in particolare al piede e formazione di rilevati ripidi, in zone povere di pietrame.                                     | Variabili;<br>$\beta < 75$ , meglio se<br>$\beta = 60$                                               | Elevata             | Media               | Materiali di sito; deformabilità; facilità e rapidità esecutiva.                                                                                                        | Disponibilità di pietrame in loco; difficoltà di inserimento piante.                                                                 | Medio - alto  |
| Scogliera in massi ciclopici rinverdit     | Consolidamento al piede di versante; contropia visibilità.                                                                                             | $H < 3 (4)$<br>$\beta < 45 (55)$                                                                     | Media               | Elevata             | Deformabilità; permeabilità; semplicità esecutiva.                                                                                                                      | Disponibilità massi in loco e necessità di macchine potenti: cantieri accessibili.                                                   | Medio         |
| Muro cellulare rinverdit                   | Consolidamento versanti, in particolare al piede; sistemazione della viabilità.                                                                        | Variabili in relazione al fabbricante;<br>$h < 5 (6)$<br>$\beta < 75$                                | Elevata             | Bassa               | Rapidità e semplicità di costruzione; effetto immediato; sopporta elevate spinte con altezze anche consistenti; lunga durata; possibilità di riutilizzo degli elementi. | Elevata massa degli elementi; difficoltà di trasporto e movimentazione; teme la caduta di sassi; microclima sfavorevole alle piante. | Alto          |
| Cuneo filtrante                            | Sostegno al piede di scarpate con ristagni idrici, eventualmente in abbinamento a palificate, scogliere, ecc.                                          | Variabili con le caratteristiche geotecniche del materiale inerte e con l'inclinazione del versante. | Elevata             | Media               | Semplicità                                                                                                                                                              | Necessità di inerti in quantità e di macchine potenti: cantieri accessibili.                                                         | Medio         |

*Figura 11-5 - Principali opere di sostegno (Legenda: h = altezza (m); b = profondità (m);  $\beta'$  = inclinazione del parametro di valle (espressa in gradi);  $\beta''$  = inclinazione verso il monte del piano di fondazione (espressa in gradi). (\*) I costi sono relativi tra le opere descritte. Fonte: Regione Toscana, 2000, (modificata da Palmeri, 2002).*

### 11.3 Metodologie per l'analisi di stabilità dei pendii

L'analisi di stabilità dei pendii viene normalmente affrontata con modelli dell'equilibrio limite che studiano le condizioni di equilibrio di volumi di terreno delimitati inferiormente da superfici di scorrimento.

L'analisi è limitata a detti volumi, senza esaminare lo stato tensionale e deformativo dell'intero pendio, valutando il solo stato tensionale lungo le potenziali superfici di scorrimento che limitano inferiormente i volumi presi in esame e lungo le quali viene definito il coefficiente di sicurezza allo scorrimento.

La superficie critica è quella caratterizzata dal minimo valore del coefficiente di sicurezza che esprime le condizioni di stabilità del pendio. La ricerca sulla superficie critica viene condotta in modo diverso in funzione delle condizioni geomorfologiche, litologiche, geomeccaniche e di stabilità del sito.

Questa ricerca è rivolta alla valutazione del coefficiente di sicurezza definito tramite l'espressione:

$$F = \frac{\tau_f}{\tau_m}$$

dove:

- $\tau_f$  = resistenza al taglio media disponibile lungo la superficie di scorrimento;
- $\tau_m$  = resistenza media mobilitata, ossia lo sforzo tangenziale medio che equilibra il peso del volume di terreno e degli eventuali carichi applicati lungo la superficie di scorrimento;
- $F$  = coefficiente di sicurezza, che rappresenta il termine per il quale deve essere divisa la resistenza al taglio disponibile per determinare le condizioni di rottura lungo la superficie determinata.

Generalmente la condizione di rottura viene imposta riducendo in eguale misura le differenti componenti della resistenza al taglio di tutti i terreni incontrati dalla superficie di rottura. Nella realtà ciò non si verifica, in quanto il grado di mobilitazione della resistenza al taglio delle singole porzioni di terreno interessate dalla superficie di scorrimento, è legato al regime delle deformazioni, a loro volta differenti per i tipi di terreni.

### 11.3.1 Parametri di resistenza

In caso di pendii instabili in terreni saturi, l'analisi per il calcolo dei parametri di rottura può essere espressa sia in termini di tensioni totali, sia in termini di tensioni effettive. Al primo caso si fa ricorso in condizioni non drenate, considerando che:

$$\tau_f = C_u$$

in cui:

- $\tau_f$  = resistenza al taglio;
- $C_u$  = coesione non drenata.

Ragionando in termini di tensioni effettive, ci si basa sulla resistenza dello scheletro solido, la quale viene determinata tramite prove drenate o non drenate con misura delle pressioni neutre.

L'espressione della resistenza al taglio disponibile è quella di Mohr-Coulomb:

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

dove:

- $c'$  = coesione dello scheletro solido;
- $\varphi$  = angolo d'attrito o di resistenza al taglio dello scheletro solido;
- $\sigma'$  = tensione normale effettiva sul piano di rottura.

La tensione normale effettiva è legata a quella normale totale  $\sigma$  ed alla pressione neutra  $u$  dal criterio delle tensioni effettive di Terzaghi, espresso dalla relazione:

$$\sigma = \sigma' + u$$

Nelle condizioni drenate il regime delle pressioni neutre  $u$  sarà "in equilibrio" con le condizioni idrauliche al contorno; nelle condizioni non drenate tale condizione non si verificherà. Come è noto nei terreni a grana grossa si verifica sempre la condizione drenata (ad eccezione delle condizioni di sollecitazione sotto sisma), in quanto la permeabilità degli stessi risulta sufficientemente elevata da consentire in tempi rapidi il ristabilirsi delle condizioni di "equilibrio" delle pressioni neutre con le condizioni idrauliche al contorno. Nei terreni a grana fine, di bassa permeabilità, può verificarsi tanto la condizione drenata quanto quella non drenata.

L'analisi delle condizioni in termini di tensioni totali è apparentemente più semplice; il punto fondamentale del metodo è la valutazione attendibile della coesione non drenata  $c_u$  che condiziona in modo proporzionale il coefficiente di sicurezza.

Questo parametro è influenzato da caratteri di disomogeneità e discontinuità in genere a scala maggiore di quella del campione esaminato in laboratorio e, pertanto, la sua indeterminatezza è elevata. Più razionale appare l'approccio in termini di tensioni effettive. In questo caso è indispensabile, però, la conoscenza del regime delle pressioni neutre.

I metodi di calcolo vengono perciò presentati in termini di tensioni effettive, ipotizzando noto il regime delle pressioni neutre. Nei pendii naturali queste ultime sono legate alla struttura lito-stratigrafica ed al regime pluviometrico. Di difficile attuazione è la loro previsione teorica ed è indispensabile ricorrere alla loro misura attraverso l'installazione di un significativo numero di piezometri.

L'analisi di stabilità andrebbe eseguita in base alla condizione idraulica più gravosa prevedibile. Nella maggior parte dei tecnici, si dispone di misure eseguite in un tempo sempre limitato e pari solo ad alcuni mesi o qualche anno e tali da non rendere attendibile la suddetta previsione.

Per quanto attiene ai parametri di resistenza al taglio occorre ricordare come, di solito, le superfici critiche nei pendii naturali risultino abbastanza superficiali e tali da essere condizionati dalla coesione drenata  $c'$  che, al pari della coesione non drenata  $c_u$  risulta di difficile determinazione. Più attendibile risulta, invece, la determinazione in laboratorio dell'attrito  $\varphi$ .

### 11.3.2 *Metodi per l'analisi di stabilità di pendii naturali ed artificiali*

I principali metodi di analisi bidimensionale del problema di stabilità dei pendii si basano sulla suddivisione del masso in strisce (*metodo delle strisce*) e sull'imposizione delle equazioni di equilibrio mentre alla base dell'ammasso il terreno si trova in condizioni di rottura (*equilibrio limite*).

Come ampiamente descritto in letteratura tecnica, tale approccio risulta *indeterminato* poiché il numero delle incognite supera quello delle equazioni. Diversi autori hanno proposto approcci per superare il problema dell'indeterminatezza

statica; a tale riguardo si suddividono due gruppi di metodi: quelli "approssimati" e quelli "rigorosi".

Nei primi si ricercano equazioni supplementari in modo da pareggiare il numero delle incognite, mentre nei secondi si adottano semplificazioni che consistono nel trascurare alcune forze agenti o assegnarne direzione e punto di applicazione (le equazioni diventano addirittura sovrabbondanti e spesso si usano solo quelle necessarie).

I principali metodi impiegati nella pratica professionale sono:

- Fellenius (1936, approssimato);
- Bishop (1955, approssimato);
- Janbu semplificato (1955, approssimato);
- Morgenstern & Price (1965, rigoroso);
- Spencer (1967, rigoroso);
- Janbu (1973, rigoroso);
- Sarma (1973, rigoroso).

Nella presente relazione le verifiche di stabilità globale sono state eseguite sotto le seguenti ipotesi:

- condizioni piane,
- suddivisione del terreno in strisce ed
- impiego dei metodi dell'equilibrio limite (LEM).

In particolare, è stato impiegato il metodo di **Bishop (1955)** che prevede le seguenti ulteriori ipotesi semplificative:

- superfici di scivolamento circolari;
- forze di interstriscia orizzontali;

Sfruttando l'equilibrio a traslazione verticale del volume instabile, con riferimento alla figura sottostante, si ottiene il coefficiente di sicurezza associato alla generica superficie circolare:

$$FS = \sum [c' \cdot b_i + (W_i - U_{bi} \cdot \cos(\alpha_i)) \cdot \tan(\phi)] / (m_{\alpha i} \cdot \sum W_i \cdot \sin \alpha_i)$$

- $m_{\alpha i} = \cos(\alpha_i) + [\sin(\alpha_i) \cdot \tan(\phi)] / FS$



### 11.3.3 *Il metodo del pendio indefinito*

In letteratura (si veda ad esempio "Analisi di stabilità dei pendii – Camillo Airò Farulla") tale problema è stato ampiamente affrontato e l'analisi di stabilità si riduce, con riferimento allo schema in figura, alla seguente scrittura del coefficiente di sicurezza:

$$FS = \frac{c' + (\gamma \cdot z \cdot \cos(\beta))^2 - u}{\gamma \cdot z \cdot \sin(\beta) \cdot \cos(\beta)}$$

dove con  $u$  si intende la pressione neutra alla base della striscia di profondità  $z$ . Nel caso particolare di  $c'=0$  e  $u=0$  il coefficiente di sicurezza si riduce alla ben nota equazione:

$$FS = \frac{\tan(\varphi)}{\tan(\beta)}$$

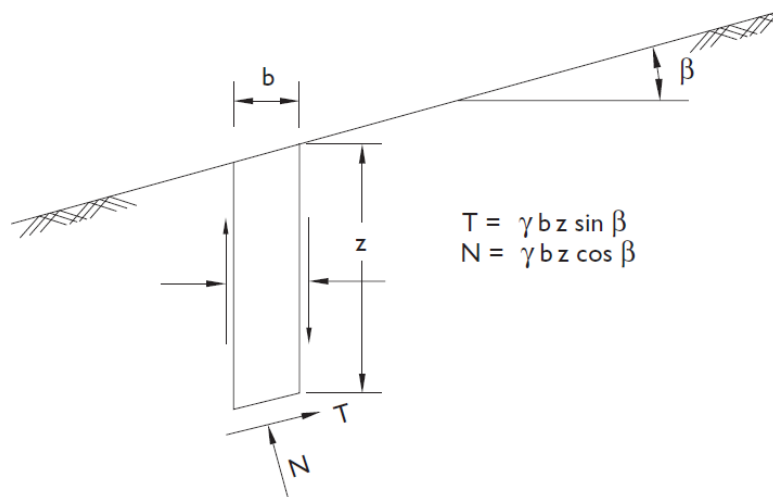


Figura 11-7 – schema del pendio infinito in condizioni statiche

Il metodo proposto può essere esteso anche al caso sismico considerando una forza laterale orizzontale di intensità  $kW$ , con  $k$  coefficiente sismico (analisi pseudo-statica).

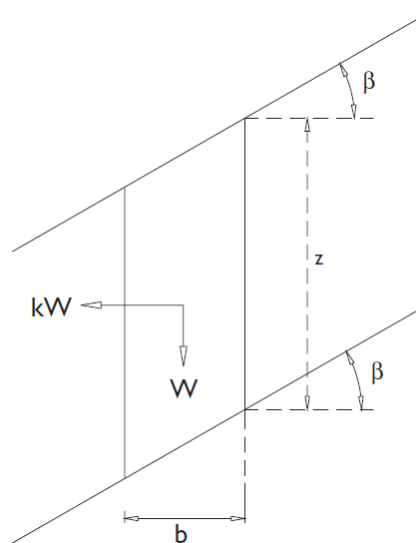


Figura 11-8 – schema del pendio infinito in condizioni sismiche

In questo caso la formulazione generale del coefficiente di sicurezza vale ("Geotechnical Slope Analysis - Robin Chowdhury"):

$$FS = \frac{c' + (\gamma \cdot z \cdot \cos(\beta))^2 - k \cdot \gamma \cdot z \cdot \sin(\beta) \cdot \cos(\beta) - u) \cdot \tan(\varphi)}{\gamma \cdot z \cdot \sin(\beta) \cdot \cos(\beta) + k \cdot \gamma \cdot z \cdot \cos(\beta)^2}$$

#### 11.3.4 *L'influenza della vegetazione sulla stabilità dei pendii*

Il terreno rinforzato dalle radici si comporta come un materiale composito nel quale fibre elastiche con valori relativamente alti di resistenza a trazione sono inglobate in una matrice di suolo con valori più bassi (Waldron, 1977) e quindi quasi plastico (Gray, Leiser, 1982).

L'azione esercitata dalle radici è duplice: da un lato vi è la resistenza a trazione loro propria, dall'altro la loro aderenza al terreno circostante, lungo la superficie di contatto, che si traduce con la prima in un incremento di resistenza al taglio del terreno così rinforzato (Puglisi, 2000).

La resistenza al taglio è un sistema di forze che si oppone allo scorrimento reciproco delle particelle di un corpo. Tale tensione è proporzionale alla forza unitaria che spinge le particelle una contro l'altra e alla resistenza d'attrito  $\tan\phi$  che si sviluppa tra i granuli essendo  $\phi$  l'angolo d'attrito interno del materiale. Se questo è coerente compare anche una resistenza unitaria aggiuntiva che si chiama coesione  $c$ , che agisce anche a pressione nulla ( $\sigma = 0$ ).

Nelle relazioni che esprimono la resistenza al taglio del terreno, Waldron (1977) ha introdotto una **pseudo-coesione  $\Delta S$**  per tenere conto del contributo di resistenza fornito dalle radici incorporate nel terreno. Partendo dall'equazione di Coulomb si avrà:

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

Nel modello ideato da Waldron (1977), al secondo membro compare il termine  $\Delta S$ , che esprime l'incremento di resistenza al taglio del terreno dovuto alle radici, con unità di misura uguali alla  $\tau$ , alla  $c$  e al  $\sigma$ .

Il modello di Waldron fu ripreso da Gray e Leiser nel 1982, per dimostrare come la deformazione della radice nella zona di taglio mobilita una resistenza a trazione nelle fibre, che si traduce in un incremento della resistenza al taglio del terreno dato da:

$$\Delta S = t_r (\cos(\theta) \tan(\theta) + \sin(\theta)) \quad (*)$$

in cui:

- $\theta$  = rappresenta l'angolo di distorsione delle radici nella zona di taglio;
- $t_r$  = indica la resistenza media a trazione delle radici per unità di area del terreno

Ovvero:

$$t_r = T_R \left( \frac{A_R}{A} \right)$$

- $T_R$  = resistenza unitaria media a trazione delle radici;
- $A_R/A$  = rapporto tra l'area della sezione trasversale delle radici e l'area della sezione di terreno interessata dalle radici.

Da osservazioni sperimentali è stato osservato che i valori nell'espressione entro parentesi della (\*) si può assumere con buona approssimazione un valore medio pari a 1,2 (Puglisi, 2000). Per valutare la pseudo-coesione da introdurre allorché si vogliono eseguire verifiche di stabilità di scarpate tenendo conto del contributo di resistenza al taglio offerto dalle radici, occorre conoscere il valore di  $T_R$  per le radici delle specie arboree o arbustive esistenti o da impiegare in un determinato sito (Puglisi, 2000). Di seguito si riportano alcune indicazioni di letteratura (Giasi, 1994).

| Specie                          | Resistenza alla trazione ( $T_R$ ) |
|---------------------------------|------------------------------------|
| Betulla                         | da 22 a 46 Mpa                     |
| Tsuga                           | da 9 a 10 Mpa                      |
| Abete di Douglas                | da 43 a 60 Mpa                     |
| Abete Douglas delle Mont. Rocc. | da 15 a 23 Mpa                     |
| Acacia                          | da 11 a 28 Mpa                     |
| Fico del Banyan                 | da 18 a 24 Mpa                     |
| Aleurite                        | da 6 a 16 Mpa                      |

Figura 11-9 – resistenze a trazione tipiche di radici fresche

| Specie                                                             | $A_R/A$         |
|--------------------------------------------------------------------|-----------------|
| Alberi (con 70-110 radici/m <sup>2</sup><br>diametro da 5 a 10 mm) | da 0,14 a 0,93% |
| Abete Douglas delle Mont. Rocc.                                    | da 0,05 a 0,17% |
| Orzo                                                               | da 0,1 a 0,8 %  |

Figura 11-10 - Valori tipici del rapporto dell'area radicale

| Ricercatore           | Situazione della vegetazione sul terreno                                                   | $S_R$ (kPa)    |
|-----------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------|----------------|
| Endo e Tsuruta (1969) | Terreni limosi coltivati sotto ontani                                                      | 2,0 - 12,0 (b) |
| Gray & Leiser (1982)  | Sabbia limosa sotto conifere in Idaho                                                      | 10,3 c         |
| Sidle et al. (1985)   | Terreni sassosi di montagna sotto conifere e boscaglia                                     | 2,2 a          |
| Waldron (1977)        | Limi argillosi in piccoli contenitori con piantine di pino                                 | 5,0 b          |
| Waldron (1977)        | Argilla limosa al di sopra di ghiaia in grandi colonne contenenti piante di pino di 5 anni | 8,9 - 10,9 b   |
|                       | Argilla limosa in grandi colonne contenenti piante di pino di 5 anni                       | 9,9 - 11,8 b   |

Note. a: basato su calcoli a posteriori  
b: basato su test di taglio diretto  
c: basato su calcoli che utilizzano la resistenza alla trazione delle radici.

Figura 11-11 – Sommario di incrementi di resistenza a taglio dovuto alle radici

### 11.3.5 Influenza dei pali verticali sulla stabilità dei pendii

Un tipico intervento di stabilizzazione dei pendii è costituito dalla realizzazione di pali verticali disposti ad interasse opportuno. Il contributo di questi elementi dipende dalla geometria, ossia dalla lunghezza del tratto ancorato al di fuori della massa instabile, nonché dalla resistenza strutturale del palo espressa in termini di capacità portante flessionale.

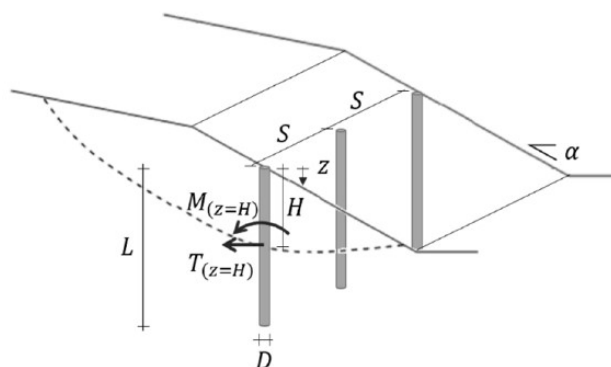


Figura 11-12 – pali per la stabilizzazione dei pendii

Tale contributo viene espresso in termini di azione orizzontale e momento alla base del concio in cui il generico palo ricade. Queste grandezze, a loro volta, sono stimate adottando i criteri generali indicati in primo luogo da Viggiani (1981) e più di recente da Di Laora et al (2017).

In breve, si ipotizza quando segue:

- l'interazione tra palo e terreno circostante è di tipo rigido plastico: si assume infatti che la reazione offerta dal terreno corrisponda alla resistenza passiva, con segno, ovvero verso, determinato dalla deformazione relativa tra palo e terreno;
- il palo è dotato di una resistenza flessionale finita  $M_y$ .

Su queste ipotesi sono analizzati sei diversi meccanismi possibili (Figura 11-13) e, tra questi, viene scelto il meccanismo cui corrisponde il minimo contributo stabilizzante. A seconda della geometria dipendente dalla superficie di scivolamento in esame, non necessariamente tutte configurazioni sono possibili.

Tale circostanza è segnalata dalla mancanza di convergenza del processo iterativo utilizzato per calcolare ognuna di esse.

I meccanismi A, B e C assumono che il palo sia infinitamente resistente. Il meccanismo A è significativo nel caso di superficie di scivolamento molto profonda e porzione di palo nel terreno instabile molto modesta. Al contrario, il meccanismo C è relativo ad una superficie di scivolamento molto corticale. Il caso B è quello intermedio tra i due casi estremi.

Quando viene messa in conto la possibile formazione di cerniere plastiche nel palo, vanno considerati i casi B1 (con formazione di una cerniera plastica nella parte interna all'ammasso instabile), il meccanismo B2 (una cerniera nella parte di terreno stabile) ed infine BY, con la formazione di due cerniere.

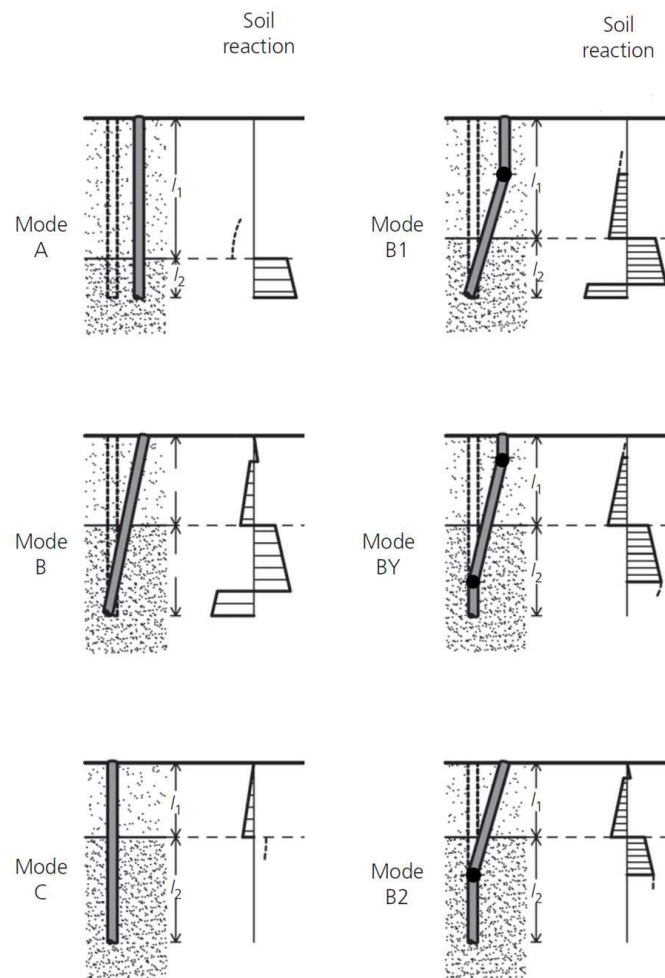


Figura 11-13 – meccanismi di collasso investigati in Paratie Plus

Nel caso di pali molto distanziati (caso a in Figura 11-14), la reazione offerta dal terreno su un palo di diametro  $D$  è data dalla seguente espressione:

$$q(z) = [\alpha_p \sigma'_v(z) + \alpha_c c] D$$

dove, nel caso di resistenza espressa in termini di parametri drenati, si assume:

$$\alpha_p = 3K_p$$

$$\alpha_c = \begin{cases} 4 & \text{per la parte di palo nel terreno instabile} \\ 9 & \text{per la quotaparte nel terreno stabile} \end{cases}$$

Nel caso di terreno in condizioni non drenate, dove la resistenza è rappresentata dalla resistenza a taglio non drenata, si pone  $\alpha_p = 0$  (per riprodurre, con sufficiente approssimazione, le ipotesi semplificative introdotte nelle formulazioni originali (Viggiani, 1981). Si noti che queste distribuzioni di resistenza hanno una strettissima

parentela con quelle indicate da Broms (1964a, 1964b) (e ripreso da vari altri autori) nella definizione del classico approccio alla base del calcolo della capacità portante di pali caricati lateralmente. La reazione messa in conto nell'equilibrio di un concio di larghezza unitaria sarà

$$q'(z) = \frac{[\alpha_p \sigma'_v(z) + \alpha_c c] D}{S}$$

dove  $S$  è la spaziatura tra due pali adiacenti (Figura 11-14). Allo stesso tempo, la resistenza plastica del palo, sempre riferita ad una larghezza unitaria, sarà:

$$m_y = \frac{M_y}{S}$$

Nel caso di pali molto ravvicinati ( $S \leq 3D$ ), si assume che la palificata abbia un comportamento assimilabile a quello di una parete continua (caso b) in Figura 11-14). In questo caso la reazione netta riferita ad una porzione di larghezza unitaria è calcolata come segue.

nel caso di terreno granulare o argilloso in condizioni drenate, Paratie Plus assume:

$$q'(z) = \sigma'_p(z) - \sigma'_a(z) = (K_p - K_a) \sigma'_v(z) + 2c(\sqrt{K_p} - \sqrt{K_a}) \cong K_p \sigma'_v(z) + 2c\sqrt{K_p}$$

dove si è trascurato il decremento associato alla spinta attiva, perché normalmente piccolo. Nel caso di terreno argilloso in condizioni non drenate:

$$q'(z) = \sigma_p(z) - \sigma_{pa}(z) = \sigma_v(z) + 2c_u - \max(0; \sigma_v(z) - 2c_u)$$

Ponendo  $\sigma_v(z) = \gamma z$ , nel caso di terreno omogeneo, ci si rende conto che a profondità da testa palo maggiori di  $2c_u/\gamma$ , la reazione netta rimane costante e pari a  $4c_u$ .

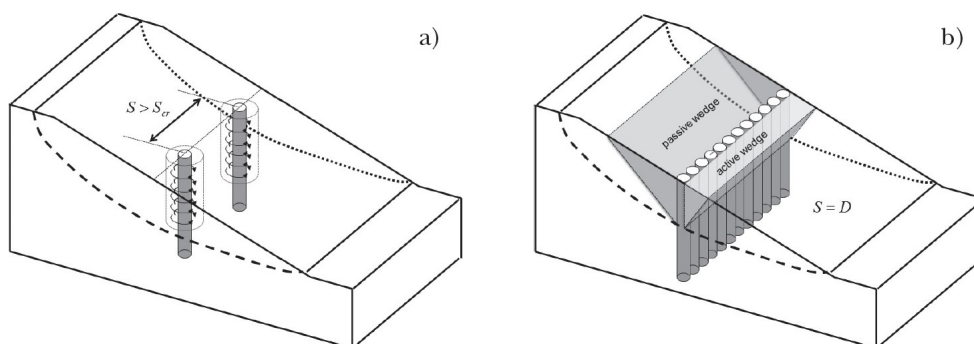


Figura 11-14 - Influenza della spaziatura sui meccanismi di rottura nel terreno: a) pali isolati e b) setto continuo

Per ogni superficie di scivolamento, il software adottato (Paratie Plus) determina il contributo del palo, che viene definito come il minimo fra i valori dell'azione tagliante in corrispondenza della superficie di scivolamento, per i diversi meccanismi rappresentati in Figura 11-13. Per ogni meccanismo, i parametri che consentono di definire univocamente la resistenza (posizione delle cerniere plastiche e/o punti di inversione delle reazioni) vengono calcolati tramite una procedura iterativa, descritta in Galli & Becci (2021). Ciò consente di generalizzare il calcolo alle molteplici situazioni che possono verificarsi nella pratica, potendo tenere conto soprattutto di condizioni stratigrafiche disomogenee.

## 11.4 Sezioni di analisi

Sulla base di elementi quali l'intensità, la probabilità di accadimento dell'evento, il danno e la vulnerabilità, il Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico – Rischio di Frana (PSAI-Rf) per il bacino dei fiumi Liri-Garigliano e Volturno individua e suddivide le seguenti aree:

- Aree a rischio idrogeologico molto elevato (R4) nelle quali per il livello di rischio presente, sono possibili la perdita di vite umane, e lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici, alle infrastrutture ed al patrimonio ambientale, la distruzione di attività socio economiche;
- Aree di alta attenzione (A4) potenzialmente interessate da fenomeni di innesco, transito ed invasione di frana a massima intensità attesa alta ma non urbanizzate;
- Aree a rischio idrogeologico potenzialmente alto (Rpa) nelle quali il livello di rischio, potenzialmente alto, può essere definito solo a seguito di indagini e studi a scala di maggior dettaglio;
- Aree di attenzione potenzialmente alta (Apa) non urbanizzate e nelle quali il livello di attenzione, potenzialmente alto, può essere definito solo a seguito di indagini e studi a scala di maggior dettaglio;
- Aree a rischio idrogeologico elevato (R3) nelle quali per il livello di rischio presente, sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici e alle infrastrutture con conseguente inagibilità degli

stessi, la interruzione di funzionalità delle attività socio-economiche e danni rilevanti al patrimonio ambientale;

- Aree di medio - alta attenzione (A3) non urbanizzate che ricadano in una frana attiva a massima intensità attesa media o di una frana quiescente della medesima intensità in un'area classificata ad alto grado di sismicità;
- Aree a rischio idrogeologico medio (R2) nelle quali per il livello di rischio presente sono possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture ed al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità delle persone, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche;
- Aree di media attenzione (A2) che non sono urbanizzate e che ricadono all'interno di una frana quiescente a massima intensità attesa media;
- Aree a rischio idrogeologico moderato (R1) nelle quali per il livello di rischio presente i danni sociali, economici ed al patrimonio ambientale sono marginali;
- Aree di moderata attenzione (A1) che non sono urbanizzate e che ricadono all'interno di una frana a massima intensità attesa bassa;
- Aree a rischio idrogeologico potenzialmente basso (Rpb) nelle quali l'esclusione di un qualsiasi livello di rischio, potenzialmente basso, è subordinata allo svolgimento di indagini e studi a scala di maggior dettaglio;
- Aree di attenzione potenzialmente bassa (Apb) non urbanizzate e nelle quali l'esclusione di un qualsiasi livello di attenzione, potenzialmente basso, è subordinata allo svolgimento di indagini e studi a scala di maggior dettaglio;
- Aree di possibile ampliamento dei fenomeni franosi cartografati all'interno, ovvero di fenomeni di primo distacco (C1);
- Aree di versante nelle quali non è stato riconosciuto un livello di rischio o di attenzione significativo (C2);
- Aree inondabili da fenomeni di sovralluvionamento individuati sulla base di modelli idraulici semplificati o di studi preliminari, il cui livello di rischio o di attenzione deve essere definito a seguito di indagini e studi a scala di maggior dettaglio (al).

Dalla sovrapposizione del tracciato di progetto con il PSAI-Rf è stato possibile individuare 46 sezioni di potenziale rischio. Come evidente dalla tabella seguente, le maggiori criticità sono state riscontrate sul tratto di valle dove, sulla base di elementi quali l'intensità, la probabilità di accadimento dell'evento, il danno e la vulnerabilità,

le aree sono spesso a rischio molto elevato (R4) ovvero di alta attenzione (A4). Inoltre, il tratto di valle, presenta:

- scarpate di altezza e pendenza media maggiori rispetto al tratto di monte
- passaggi in contesti maggiormente urbanizzati.

L'approccio di analisi è stato articolato attraverso i seguenti step:

- Sono state eseguite **analisi preliminari con il metodo del pendio indefinito** variando parametricamente il valore della pendenza media della scarpata. Tali analisi, condotte secondo NTC18, sono state eseguite negli scenari ante e post operam. Nel post operam, in particolare, si è tenuto conto dell'effetto benefico degli interventi di ingegneria naturalistica assegnando un incremento di coesione (5 kPa, come illustrato ai paragrafi seguenti) ai primi 1.50 m di spessore.
- Dal riesame critico dei risultati ottenuti con il metodo del pendio indefinito è stato possibile individuare un **valore critico della pendenza media** delle scarpate oltre cui gli interventi di ingegneria naturalistica non garantiscono adeguati margini di sicurezza.
- Per tali sezioni sono state condotte **specifiche analisi con il metodo delle strisce**, considerando gli scenari ante e post operam. Nel post operam, ove necessario, sono state introdotte delle paratie di micropali (1 o 2, in funzione della pendenza media) realizzate con micropali  $\varnothing 300$ .

**RELAZIONE GEOTECNICA**

| tratto | dal<br>picchetto | al<br>picchetto | dal km | al km | lunghezza<br>[m] | DN TUBO | interferenza              | pendenza<br>media [°] | codice<br>PAI |
|--------|------------------|-----------------|--------|-------|------------------|---------|---------------------------|-----------------------|---------------|
| valle  | 1                | 9               | 0      | 0.15  | 150              | 600     | campagna                  | 10                    | C1            |
| valle  | 9                | 17              | 0.15   | 0.27  | 120              | 600     | campagna                  | 8                     | A4            |
| valle  | 17               | 27              | 0.27   | 0.37  | 100              | 600     | campagna                  | 23                    | R4            |
| valle  | 47               | 49              | 0.79   | 0.85  | 60               | 600     | asfaltata                 | 2.5                   | R4            |
| valle  | 72               | 81              | 1.38   | 1.58  | 200              | 600     | campagna/strada asfaltata | 13                    | Apa           |
| valle  | 88               | 90              | 1.71   | 1.76  | 50               | 600     | campagna                  | 18                    | A4            |
| valle  | 114              | 115             | 2.21   | 2.22  | 10               | 600     | campagna                  | 30                    | R4            |
| valle  | 115              | 129             | 2.22   | 2.42  | 200              | 600     | campagna                  | 30                    | A4            |
| valle  | 133              | 137             | 2.48   | 2.67  | 190              | 600     | campagna/strada sterrata  | 1                     | Apa           |
| valle  | 137              | 145             | 2.67   | 2.79  | 120              | 600     | campagna/strada sterrata  | 45                    | A4            |
| valle  | 212              | 213             | 4.05   | 4.08  | 30               | 600     | campagna                  | 3.5                   | C1            |
| valle  | 225              | 229             | 4.24   | 4.31  | 70               | 600     | strada asfaltata          | 15                    | A4            |
| valle  | 260              | 265             | 4.66   | 4.72  | 60               | 600     | strada sterrata           | 4.5                   | A4            |
| valle  | 265              | 277             | 4.72   | 4.9   | 180              | 600     | campagna/strada sterrata  | 21.5                  | A1            |
| valle  | 277              | 285             | 4.9    | 5.04  | 140              | 600     | campagna                  | 37                    | A4            |
| valle  | 291              | 298             | 5.36   | 5.47  | 110              | 600     | campagna/strada asfaltata | 15.5                  | A4            |
| valle  | 306              | 311             | 5.55   | 5.58  | 30               | 600     | campagna                  | 17                    | A4            |
| valle  | 329              | 335             | 5.86   | 5.92  | 60               | 600     | campagna                  | 24                    | A4            |
| valle  | 339              | 360             | 5.96   | 6.2   | 240              | 600     | campagna                  | 14                    | Apa           |
| valle  | 360              | 362             | 6.2    | 6.23  | 30               | 600     | campagna                  | 1                     | Rpa           |
| valle  | 362              | 366             | 6.23   | 6.34  | 110              | 600     | campagna                  | 3                     | Apa           |
| valle  | 380              | 390             | 6.58   | 6.7   | 120              | 600     | campagna                  | 26                    | A4            |
| valle  | 392              | 401             | 6.73   | 6.81  | 80               | 600     | campagna                  | 25                    | A4            |
| monte  | 69               | 72              | 1.3    | 1.34  | 40               | 1000    | campagna                  | 11                    | Apa           |
| monte  | 77               | 82              | 1.46   | 1.66  | 200              | 1000    | campagna                  | 13                    | Apa           |
| monte  | 88               | 103             | 2.5    | 2.94  | 440              | 1000    | campagna                  | 3                     | Apa           |
| monte  | 166              | 227             | 4.08   | 5.24  | 1160             | 1000    | campagna/strada asfaltata | 41                    | C1            |
| monte  | 243              | 258             | 5.5    | 5.6   | 100              | 600     | campagna                  | 11                    | C1            |
| monte  | 272              | 280             | 5.75   | 5.84  | 90               | 600     | campagna                  | 16                    | C1            |
| monte  | 280              | 286             | 5.83   | 5.9   | 70               | 600     | campagna                  | 4                     | R4            |
| monte  | 286              | 301             | 5.9    | 6.05  | 150              | 600     | campagna                  | 7.5                   | A4            |
| monte  | 301              | 367             | 6.05   | 6.79  | 740              | 600     | campagna/strada sterrata  | 13                    | C1            |
| monte  | 367              | 379             | 6.79   | 6.9   | 110              | 600     | campagna                  | 13                    | A4            |
| monte  | 379              | 385             | 6.9    | 6.97  | 70               | 600     | campagna                  | 19                    | C1            |
| monte  | 395              | 436             | 7.13   | 7.93  | 800              | 600     | campagna                  | 21                    | C1            |
| monte  | 436              | 439             | 7.93   | 8.04  | 110              | 600     | campagna                  | 2                     | A4            |
| monte  | 456              | 457             | 8.88   | 8.96  | 80               | 600     | campagna                  | 6                     | C1            |
| monte  | 462              | 463             | 9.19   | 9.23  | 40               | 600     | campagna                  | 2                     | A2            |
| monte  | 463              | 465             | 9.23   | 9.34  | 110              | 600     | campagna                  | 16.5                  | Apa           |
| monte  | 465              | 469             | 9.34   | 9.49  | 150              | 600     | campagna                  | 3.5                   | C1            |
| monte  | 469              | 472             | 9.49   | 9.6   | 110              | 600     | campagna                  | 10                    | Apa           |
| monte  | 472              | 474             | 9.6    | 9.69  | 90               | 600     | campagna                  | 5.5                   | A4            |
| monte  | 474              | 481             | 9.69   | 9.89  | 200              | 600     | campagna                  | 2                     | Apa           |
| monte  | 481              | 483             | 9.89   | 9.98  | 90               | 600     | campagna                  | 3                     | C1            |
| monte  | 483              | 491             | 9.98   | 10.4  | 420              | 600     | strada sterrata           | 1.5                   | Apa           |
| monte  | 502              | 521             | 10.87  | 11.1  | 230              | 600     | strada sterrata           | 1                     | Apa           |

Figura 11-15 – progressive del tracciato interferenti con il PSAI-Rf per il bacino dei fiumi Liri-Garigliano e Volturno

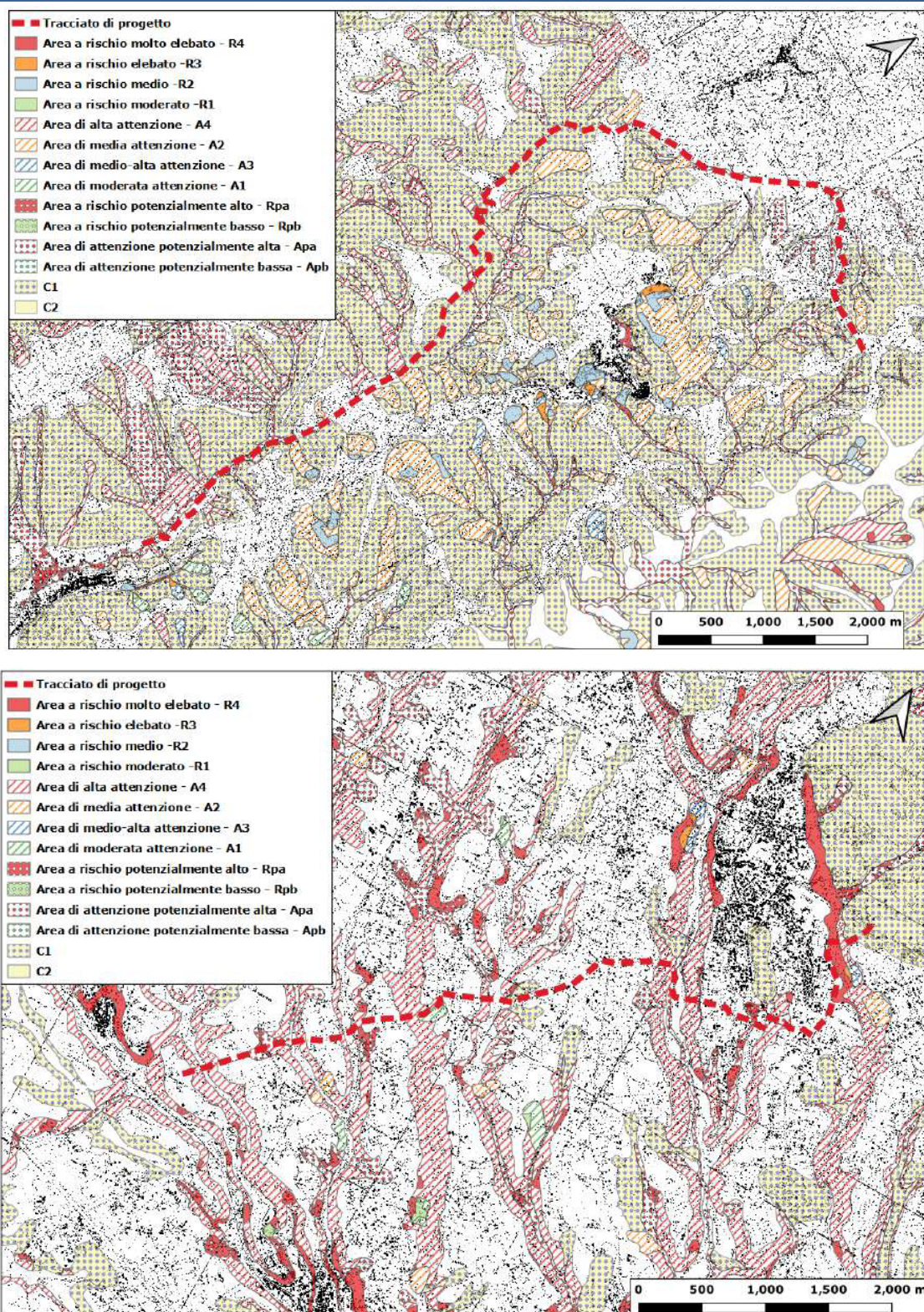
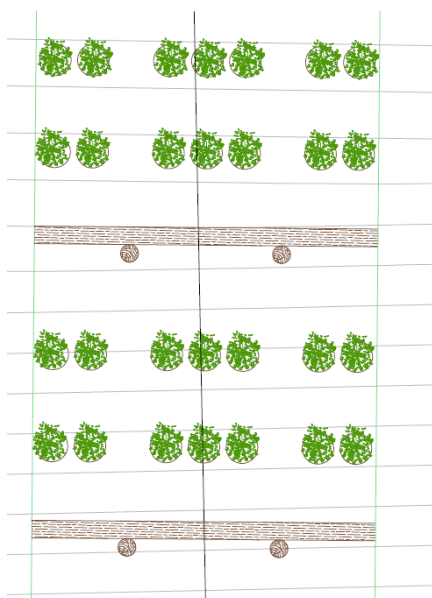


Figura 11-16 - PSIA-Rf per il bacino dei fiumi Liri- Garigliano e Volturno e tracciato di progetto (in alto il tratto T1, in basso il tratto T2)

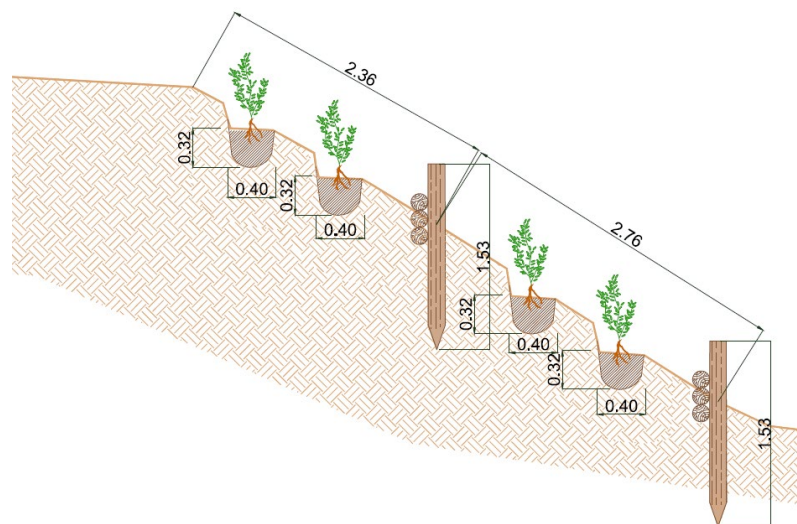
## 11.5 Descrizione delle analisi

### 11.5.1 Interventi di stabilizzazione di tipo naturalistico

Sono previsti interventi di stabilizzazione mediante opere su versante realizzate con costruzioni lineari che seguono l'andamento delle isoipse e che si ripetono secondo un determinato interasse. È necessario tenere in considerazione l'efficacia degli interventi in funzione della profondità di radicazione delle piante e dell'interasse tra le stesse. Di seguito si riportano alcuni tipologici degli interventi previsti: per il dettaglio si rimanda agli specifici elaborati di progetti.

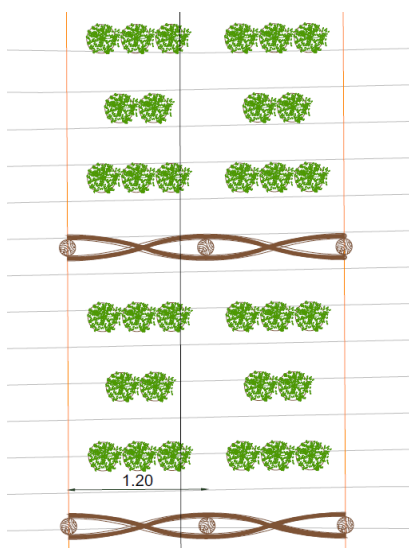


pianta

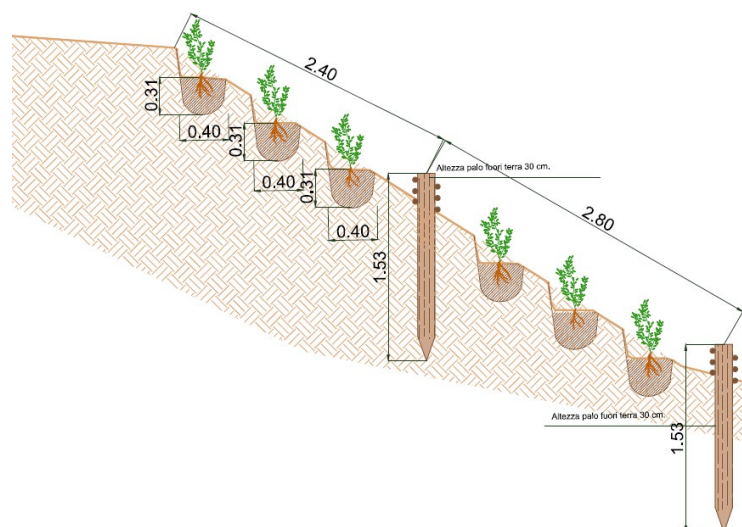


sezione

Figura 11-17 – palizzata



pianta



sezione

Figura 11-18 – viminata

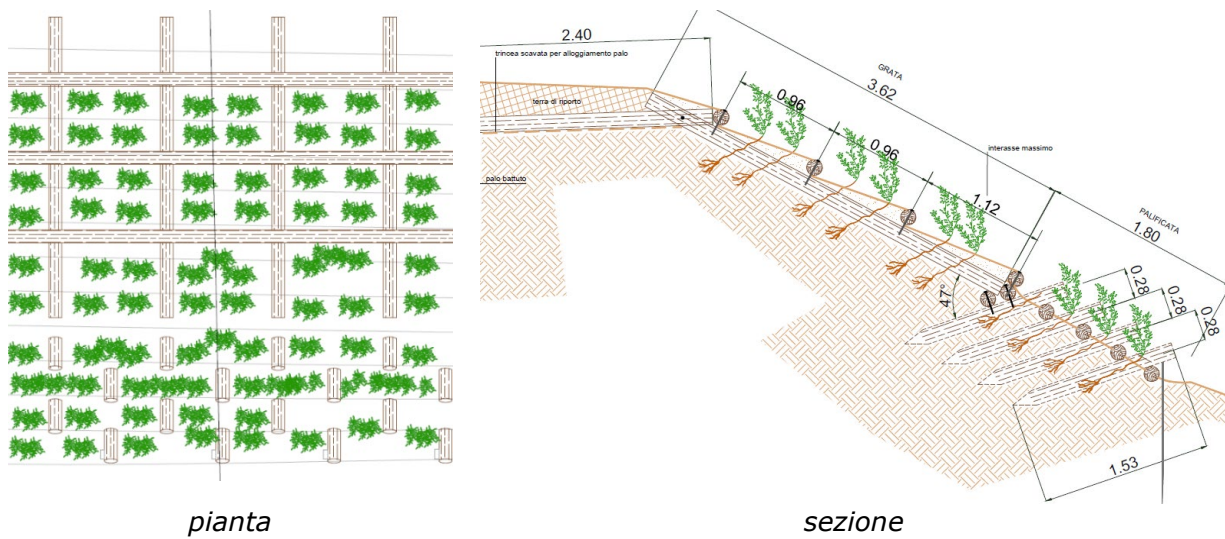
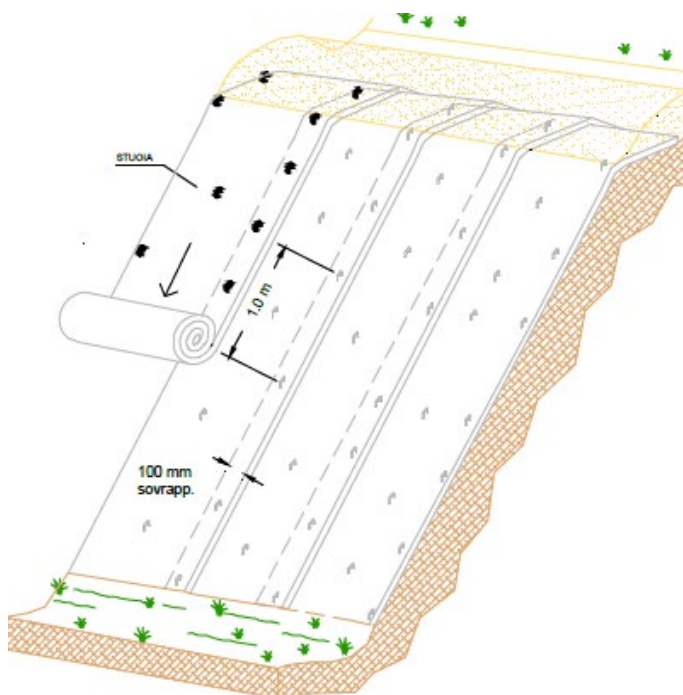


Figura 11-19 – grata/palificata



dettaglio di installazione

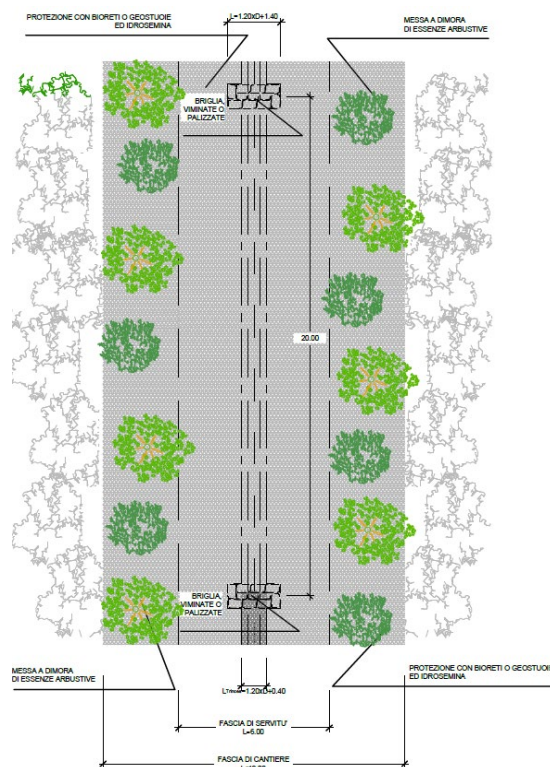


Figura 11-20 – protezione con bioreti o geostuoie ed idrosemina

Gli interventi, nelle analisi Post Operam, sono stati modellati introducendo uno strato di terreno (spessore 1.00÷2.00 m) caratterizzato da un incremento di coesione. Quest'ultima è stata valutata in accordo ai modelli proposti al §11.3.3:

$$t_r = T_R \left( \frac{A_R}{A} \right) = 10 \text{ MPa} \cdot 0.1\%$$

$$\Delta S = t_r (\cos(\theta) \tan(\theta) + \sin(\theta)) = 10 \text{ MPa} \cdot 0.1\% \cdot 1.2 = 12 \text{ kPa}$$

Cautelativamente nei calcoli è stato impiegato un valore caratteristico di coesione pari a 5kPa.

### 11.5.2 Intervento di stabilizzazione con micropali

Nei pendii più acclivi sono previste paratie (1 o 2, in funzione della pendenza media) realizzate con micropali Ø300 disposti ad interasse 0.40 m, profondi 25m. Le paratie hanno uno sviluppo lineare di 6 m a ridosso della condotta. I micropali sono armati con tubolari 219.1mm × 8 mm, tali da garantire un **momento di plasticizzazione minimo dell'elemento di circa 120 kNm**.

In testa ai micropali è previsto un cordolo di collegamento in c.a. 60cm × 60cm al di sopra del quale è appoggiata la condotta.

#### Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 219.1 (mm)

Spessore = 8.0 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)

#### Caratteristiche dei Materiali

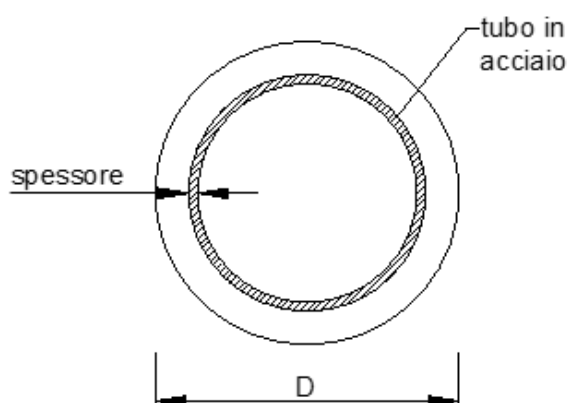
malta C20/25

Rck = 25 (Mpa)

fck = 20 (Mpa)

γC = 1.5

αcc = 0.85



$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 11.33 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

**Acciaio**

tipo di acciaio

$$f_{yk} = 355 \text{ (Mpa)}$$

$$\gamma_m = 1.15$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7 \text{ (Mpa)}$$

$$E_s = 210000 \text{ (Mpa)}$$

$$\varepsilon_{ys} = 0.147\%$$

$$\varepsilon_{uk} = 1.000\%$$

Calcolo

**Momento di Plasticizzazione**

$$M_y = 123.1 \text{ (kN m)}$$

Inserisci

Figura 11-21 – Momento di plasticizzazione del micropalo

### 11.5.3 Analisi dei carichi

Il peso proprio del volume di terra potenzialmente instabile è calcolato in automatico dal software di calcolo una volta definite la geometria del pendio ed il peso specifico delle unità geotecniche.

A monte della scarpata, in condizioni statiche, si introduce un carico accidentale (carico stradale a piano campagna) pari a:

$$q = 20 \text{ kPa}$$

Così come previsto al §7.11.3.5, l'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudo-statici, in cui l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile.

Le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come:

$$F_h = k_h W$$

$$F_v = k_v W$$

con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

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

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

- $\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, riportata alla Tab.7.11.1 delle NTC2018. Cautelativamente è stato assunto  $\beta_s = 0.38$  come previsto per fronti di scavo e rilevati allo SLV (7.11.4 delle NTC18);
- $a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- $g$  = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S a_g = (S_s S_T) a_g$$

dove:

- $S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_s$ ), di cui al § 3.2.3.2;
- $a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

|                                                                                     |                  |    | SLO                             | SLD  | SLV  | SLC  |      |
|-------------------------------------------------------------------------------------|------------------|----|---------------------------------|------|------|------|------|
|  | Cat. Sottosuolo  | C  | SS Amplificazione stratigrafica | 1,50 | 1,50 | 1,46 | 1,40 |
|  | Cat. Topografica | T2 | CC Coeff. funz categoria        | 1,64 | 1,61 | 1,56 | 1,55 |
|                                                                                     |                  |    | ST Amplificazione topografica   | 1,20 | 1,20 | 1,20 | 1,20 |

Figura 11-22 - coefficienti sismici secondo NTC18

| Coefficienti | SLO   | SLD   | SLV   | SLC   |
|--------------|-------|-------|-------|-------|
| kh           | 0.000 | 0.060 | 0.108 | 0.000 |
| kv           | --    | 0.030 | 0.054 | --    |
| Amax [m/s²]  | 0.981 | 1.250 | 2.794 | 3.347 |
| Beta         | --    | 0.470 | 0.380 | --    |

Figura 11-23 - coefficienti sismici secondo NTC18 (tratto T2)

| Coefficienti | SLO   | SLD   | SLV   | SLC   |
|--------------|-------|-------|-------|-------|
| kh           | 0.000 | 0.058 | 0.103 | 0.000 |
| kv           | --    | 0.029 | 0.052 | --    |
| Amax [m/s²]  | 0.985 | 1.220 | 2.669 | 3.182 |
| Beta         | --    | 0.470 | 0.380 | --    |

Figura 11-24- coefficienti sismici secondo NTC18 (tratto T1)

#### 11.5.4 Combinazione delle azioni e approcci di calcolo

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono, in accordo con le NTC18, le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):  

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:  

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:  

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

con:

- G1, peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G2, peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P, pretensione e precompressione (assente in questo progetto);
- Q, azioni variabili sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo (di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura; di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura).
- E, azioni sismiche derivanti dai terremoti.

- A, azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura (incendi, esplosioni, urti ed impatti).

I valori dei coefficienti parziali introdotti sono riportati nelle tabelle 11-1 e 11-2.

|                                | Effetto     | Coefficiente Parziale<br>$\gamma_F$ (o $\gamma_E$ ) | EQU | (A1) | (A2) |
|--------------------------------|-------------|-----------------------------------------------------|-----|------|------|
| Carichi permanenti $G_1$       | Favorevole  | $\gamma_{G1}$                                       | 0,9 | 1,0  | 1,0  |
|                                | Sfavorevole |                                                     | 1,1 | 1,3  | 1,0  |
| Carichi permanenti $G_2^{(1)}$ | Favorevole  | $\gamma_{G2}$                                       | 0,8 | 0,8  | 0,8  |
|                                | Sfavorevole |                                                     | 1,5 | 1,5  | 1,3  |
| Azioni variabili Q             | Favorevole  | $\gamma_{Qi}$                                       | 0,0 | 0,0  | 0,0  |
|                                | Sfavorevole |                                                     | 1,5 | 1,5  | 1,3  |

Tabella 11-1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni. (1) Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I delle NTC18. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

| Parametro                                    | Grandezza alla quale<br>applicare il coefficiente parziale | Coefficiente<br>parziale $\gamma_M$ | (M1) | (M2) |
|----------------------------------------------|------------------------------------------------------------|-------------------------------------|------|------|
| Tangente dell'angolo di resistenza al taglio | $\tan \varphi'_k$                                          | $\gamma_{\varphi'}$                 | 1,0  | 1,25 |
| Coesione efficace                            | $c'_k$                                                     | $\gamma_{c'}$                       | 1,0  | 1,25 |
| Resistenza non drenata                       | $c_{uk}$                                                   | $\gamma_{cu}$                       | 1,0  | 1,4  |
| Peso dell'unità di volume                    | $\gamma_\gamma$                                            | $\gamma_\gamma$                     | 1,0  | 1,0  |

Tabella 11-2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

L'analisi di stabilità globale è stata effettuata secondo quanto previsto per pendii naturali (NTC18 §6.3): la verifica di sicurezza è eseguita lungo superfici di scorrimento cinematicamente possibili, in numero sufficiente per ricercare la superficie critica alla quale corrisponde il grado di sicurezza più basso. Per la valutazione del coefficiente di sicurezza si impiegano sia i parametri geotecnici sia le azioni con il loro *valore caratteristico*.

In condizioni sismiche è stato verificato che la resistenza del sistema è maggiore delle azioni impiegando lo stesso approccio del caso statico, cioè ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici.

L'adeguatezza del margine di sicurezza ritenuto accettabile (NTC18 §6.3.4) deriva essenzialmente dall'esperienza disponibile sul comportamento di pendii di

caratteristiche simili, sul grado di affidabilità delle informazioni raccolte e sulla valutazione delle possibili conseguenze, in termini di danni, di un eventuale fenomeno di collasso.

Da un'ampia rassegna delle indicazioni riportate in letteratura per pendii naturali, scavi e rilevati, si osservano valori consigliati del coefficiente di sicurezza pari a  $1.20 \div 1.50$ . In particolare:

- Il precedente D.M. LL. PP. 11 marzo 1988 solo nel caso dei fronti di scavo fornisce un valore minimo del coefficiente di sicurezza ( $FS_{min} > 1.30$ ) mentre per pendii naturali l'assunzione su  $FS_{min}$  è compito del progettista in funzione delle incertezze che caratterizzano i parametri di stabilità e delle eventuali conseguenze in caso di rottura.
- Il più recente D.M. 17 gennaio 2018 riprende la medesima filosofia relativamente ai pendii naturali mentre per opere in materiali sciolti e fronti di scavo (NTC18 §6.8.2) impone di effettuare le verifiche con l'approccio 1 combinazione 2 ( $A2+M2+R2$ ) amplificando cioè le azioni, decurtando i parametri meccanici dei terreni ed adottando un coefficiente globale pari a 1.10. In campo sismico (NTC18 §7.11.4), invece, si pongono pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici ma si adotta un coefficiente globale pari a 1.20.
- Duncan (1996) sottolinea che quando sia le incertezze che i danni temuti sono piccoli è possibile adottare valori di FS dell'ordine di 1.30 o minori; all'aumentare delle incertezze e/o dei pericoli è necessario ricorrere a margini di sicurezza maggiori.
- In alcune situazioni, come ad esempio nei grandi cinematismi, Bromhead (1986) evidenzia che ciò che ragionevolmente può conseguirsi con gli interventi di stabilizzazione è di portare il coefficiente di sicurezza oltre la soglia dell'unità ( $\approx 1.05$ ): tali valori spesso risultano sufficienti a rallentare o arrestare eventuali spostamenti.
- Alcune interessanti raccomandazioni, inoltre, sono state messe a punto dal Geotechnical Control Office di Hong Kong: tali indicazioni fissano il coefficiente di sicurezza incrociando il fattore di rischio per le cose con il fattore di rischio per le *persone* (trascurabile, basso, alto). Risultano valori di  $1.20 \leq FS_{min} \leq$

1.40; quando il rischio è trascurabile per cose e persone  $FS > 1.0$  mentre quando il rischio è basso per cose e persone  $FS_{min} = 1.2$ .

Nel caso specifico oggetto della presente relazione, tenuto conto che:

- l'invasività dell'intervento in progetto è relativamente modesta poiché la posa della condotta interessa essenzialmente la parte più "corticale" delle scarpate;
- la maggior parte delle scarpate ricadono in zone boschive a bassa urbanizzazione, al limite assente (rischio basso o trascurabile per le persone);

si è ritenuto adeguata l'adozione del coefficiente di sicurezza minimo pari a **1.20 in campo statico**, mentre in **campo sismico** si è verificato che  **$FS_{min} > 1.10$** .

Operativamente il calcolo è stato eseguito con l'ausilio del modulo **VSP** del software **Paratie Plus v 21.0.1**, secondo la procedura già illustrata ai paragrafi 11.3.2 e 11.3.5.

Il programma è usato con regolari licenze d'uso e testato periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie.

La verifica è condotta in condizioni statiche e sismiche, ante e post operam.

## 11.6 Risultati delle analisi

Le analisi di stabilità sono state preliminarmente condotte con il metodo del "pendio indefinito" variando parametricamente la pendenza media della scarpata e assumendo i seguenti parametri fisico-meccanici:

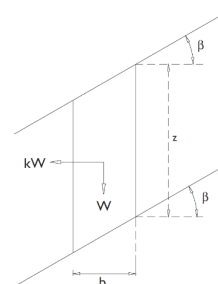
- $\phi = 25^\circ$
- $c' = 0 \text{ kPa}$
- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

Tali parametri risultano cautelativi e rappresentativi delle peggiori unità litotecniche riscontrate nel tracciato di progetto, unità F/G dei depositi piroclastici e dei terreni di copertura, come illustrato in relazione geologica e nei profili litotecnici.

Si riportano in tabella e nel grafico seguenti i risultati dell'analisi: fino a valori della pendenza media delle scarpate pari a  $25^{\circ}\div 26^{\circ}$  gli interventi di ingegneria naturalistica garantiscono adeguati margini di sicurezza, sia in condizioni statiche che sismiche. Inoltre, come evidente dal confronto ante/post operam, tali interventi producono un miglioramento delle condizioni di stabilità globale delle scarpate con pendenze comprese tra i  $18^{\circ}\div 26^{\circ}$ .

**RELAZIONE GEOTECNICA**

|                |       |                      |                                                       |
|----------------|-------|----------------------|-------------------------------------------------------|
| M1 =           | 1.00  | [-]                  | coefficienti unitari (caratteristici)                 |
| $\phi_k =$     | 25    | [°]                  | angolo di resistenza a taglio caratteristico          |
|                | 0.44  | [rad]                |                                                       |
| $\phi_d =$     | 25.00 | [°]                  | angolo di resistenza a taglio di design               |
|                | 0.44  | [rad]                |                                                       |
| $\Delta C_k =$ | 5.00  | [kPa]                | pseudo coesione caratteristica                        |
| $\Delta C_d =$ | 5.00  | [kPa]                | pseudo coesione design                                |
| $K_h =$        | 0.10  | [g]                  | coeff. sismico orizzontale e verticale (NTC18 7.11.4) |
| Z =            | 1.50  | [m]                  | profondità di influenza degli int. ingegneria nat.    |
| $\gamma =$     | 20.00 | [kN/m <sup>3</sup> ] | peso specifico del terreno                            |



| $\beta_{pendio}$ |       | ANTE OPERAM       |                  |            |                 |                  |            | POST OPERAM       |                  |            |                 |                  |            |
|------------------|-------|-------------------|------------------|------------|-----------------|------------------|------------|-------------------|------------------|------------|-----------------|------------------|------------|
|                  |       | statico           |                  |            | sismico         |                  |            | statico           |                  |            | sismico         |                  |            |
|                  |       | $F_{S_{statico}}$ | $F_{S_{limite}}$ | verifica   | $F_{S_{sisma}}$ | $F_{S_{limite}}$ | verifica   | $F_{S_{statico}}$ | $F_{S_{limite}}$ | verifica   | $F_{S_{sisma}}$ | $F_{S_{limite}}$ | verifica   |
| [°]              | [rad] | [-]               | [-]              |            | [-]             | [-]              |            | [-]               | [-]              |            | [-]             | [-]              |            |
| 5.00             | 0.09  | 5.33              | 1.20             | verificato | 2.47            | 1.10             | verificato | 7.25              | 1.20             | verificato | 3.36            | 1.10             | verificato |
| 6.00             | 0.10  | 4.44              | 1.20             | verificato | 2.25            | 1.10             | verificato | 6.04              | 1.20             | verificato | 3.07            | 1.10             | verificato |
| 7.00             | 0.12  | 3.80              | 1.20             | verificato | 2.07            | 1.10             | verificato | 5.18              | 1.20             | verificato | 2.83            | 1.10             | verificato |
| 8.00             | 0.14  | 3.32              | 1.20             | verificato | 1.91            | 1.10             | verificato | 4.53              | 1.20             | verificato | 2.62            | 1.10             | verificato |
| 9.00             | 0.16  | 2.94              | 1.20             | verificato | 1.78            | 1.10             | verificato | 4.02              | 1.20             | verificato | 2.44            | 1.10             | verificato |
| 10.00            | 0.17  | 2.64              | 1.20             | verificato | 1.66            | 1.10             | verificato | 3.62              | 1.20             | verificato | 2.28            | 1.10             | verificato |
| 11.00            | 0.19  | 2.40              | 1.20             | verificato | 1.55            | 1.10             | verificato | 3.29              | 1.20             | verificato | 2.14            | 1.10             | verificato |
| 12.00            | 0.21  | 2.19              | 1.20             | verificato | 1.46            | 1.10             | verificato | 3.01              | 1.20             | verificato | 2.02            | 1.10             | verificato |
| 13.00            | 0.23  | 2.02              | 1.20             | verificato | 1.38            | 1.10             | verificato | 2.78              | 1.20             | verificato | 1.91            | 1.10             | verificato |
| 14.00            | 0.24  | 1.87              | 1.20             | verificato | 1.30            | 1.10             | verificato | 2.58              | 1.20             | verificato | 1.81            | 1.10             | verificato |
| 15.00            | 0.26  | 1.74              | 1.20             | verificato | 1.23            | 1.10             | verificato | 2.41              | 1.20             | verificato | 1.72            | 1.10             | verificato |
| 16.00            | 0.28  | 1.63              | 1.20             | verificato | 1.17            | 1.10             | verificato | 2.26              | 1.20             | verificato | 1.64            | 1.10             | verificato |
| 17.00            | 0.30  | 1.53              | 1.20             | verificato | 1.11            | 1.10             | verificato | 2.12              | 1.20             | verificato | 1.56            | 1.10             | verificato |
| 18.00            | 0.31  | 1.44              | 1.20             | verificato | 1.06            | 1.10             | non ver.   | 2.00              | 1.20             | verificato | 1.50            | 1.10             | verificato |
| 19.00            | 0.33  | 1.35              | 1.20             | verificato | 1.01            | 1.10             | non ver.   | 1.90              | 1.20             | verificato | 1.43            | 1.10             | verificato |
| 20.00            | 0.35  | 1.28              | 1.20             | verificato | 0.97            | 1.10             | non ver.   | 1.80              | 1.20             | verificato | 1.38            | 1.10             | verificato |
| 21.00            | 0.37  | 1.21              | 1.20             | verificato | 0.93            | 1.10             | non ver.   | 1.71              | 1.20             | verificato | 1.32            | 1.10             | verificato |
| 22.00            | 0.38  | 1.15              | 1.20             | non ver.   | 0.89            | 1.10             | non ver.   | 1.63              | 1.20             | verificato | 1.27            | 1.10             | verificato |
| 23.00            | 0.40  | 1.10              | 1.20             | non ver.   | 0.85            | 1.10             | non ver.   | 1.56              | 1.20             | verificato | 1.23            | 1.10             | verificato |
| 24.00            | 0.42  | 1.05              | 1.20             | non ver.   | 0.82            | 1.10             | non ver.   | 1.50              | 1.20             | verificato | 1.18            | 1.10             | verificato |
| 25.00            | 0.44  | 1.00              | 1.20             | non ver.   | 0.79            | 1.10             | non ver.   | 1.44              | 1.20             | verificato | 1.14            | 1.10             | verificato |
| 26.00            | 0.45  | 0.96              | 1.20             | non ver.   | 0.75            | 1.10             | non ver.   | 1.38              | 1.20             | verificato | 1.11            | 1.10             | verificato |
| 27.00            | 0.47  | 0.92              | 1.20             | non ver.   | 0.73            | 1.10             | non ver.   | 1.33              | 1.20             | verificato | 1.07            | 1.10             | non ver.   |
| 28.00            | 0.49  | 0.88              | 1.20             | non ver.   | 0.70            | 1.10             | non ver.   | 1.28              | 1.20             | verificato | 1.04            | 1.10             | non ver.   |
| 29.00            | 0.51  | 0.84              | 1.20             | non ver.   | 0.67            | 1.10             | non ver.   | 1.23              | 1.20             | verificato | 1.01            | 1.10             | non ver.   |
| 30.00            | 0.52  | 0.81              | 1.20             | non ver.   | 0.65            | 1.10             | non ver.   | 1.19              | 1.20             | non ver.   | 0.98            | 1.10             | non ver.   |
| 31.00            | 0.54  | 0.78              | 1.20             | non ver.   | 0.63            | 1.10             | non ver.   | 1.15              | 1.20             | non ver.   | 0.95            | 1.10             | non ver.   |
| 32.00            | 0.56  | 0.75              | 1.20             | non ver.   | 0.60            | 1.10             | non ver.   | 1.12              | 1.20             | non ver.   | 0.92            | 1.10             | non ver.   |
| 33.00            | 0.58  | 0.72              | 1.20             | non ver.   | 0.58            | 1.10             | non ver.   | 1.08              | 1.20             | non ver.   | 0.90            | 1.10             | non ver.   |
| 34.00            | 0.59  | 0.69              | 1.20             | non ver.   | 0.56            | 1.10             | non ver.   | 1.05              | 1.20             | non ver.   | 0.87            | 1.10             | non ver.   |
| 35.00            | 0.61  | 0.67              | 1.20             | non ver.   | 0.54            | 1.10             | non ver.   | 1.02              | 1.20             | non ver.   | 0.85            | 1.10             | non ver.   |
| 36.00            | 0.63  | 0.64              | 1.20             | non ver.   | 0.52            | 1.10             | non ver.   | 0.99              | 1.20             | non ver.   | 0.83            | 1.10             | non ver.   |
| 37.00            | 0.65  | 0.62              | 1.20             | non ver.   | 0.51            | 1.10             | non ver.   | 0.97              | 1.20             | non ver.   | 0.81            | 1.10             | non ver.   |
| 38.00            | 0.66  | 0.60              | 1.20             | non ver.   | 0.49            | 1.10             | non ver.   | 0.94              | 1.20             | non ver.   | 0.79            | 1.10             | non ver.   |
| 39.00            | 0.68  | 0.58              | 1.20             | non ver.   | 0.47            | 1.10             | non ver.   | 0.92              | 1.20             | non ver.   | 0.77            | 1.10             | non ver.   |
| 40.00            | 0.70  | 0.56              | 1.20             | non ver.   | 0.45            | 1.10             | non ver.   | 0.89              | 1.20             | non ver.   | 0.76            | 1.10             | non ver.   |
| 41.00            | 0.72  | 0.54              | 1.20             | non ver.   | 0.44            | 1.10             | non ver.   | 0.87              | 1.20             | non ver.   | 0.74            | 1.10             | non ver.   |
| 42.00            | 0.73  | 0.52              | 1.20             | non ver.   | 0.42            | 1.10             | non ver.   | 0.85              | 1.20             | non ver.   | 0.73            | 1.10             | non ver.   |
| 43.00            | 0.75  | 0.50              | 1.20             | non ver.   | 0.41            | 1.10             | non ver.   | 0.83              | 1.20             | non ver.   | 0.71            | 1.10             | non ver.   |
| 44.00            | 0.77  | 0.48              | 1.20             | non ver.   | 0.40            | 1.10             | non ver.   | 0.82              | 1.20             | non ver.   | 0.70            | 1.10             | non ver.   |
| 45.00            | 0.79  | 0.47              | 1.20             | non ver.   | 0.38            | 1.10             | non ver.   | 0.80              | 1.20             | non ver.   | 0.68            | 1.10             | non ver.   |

Figura 11-25 – analisi parametrica al variare della pendenza della scarpata. Ipotesi di pendio indefinito

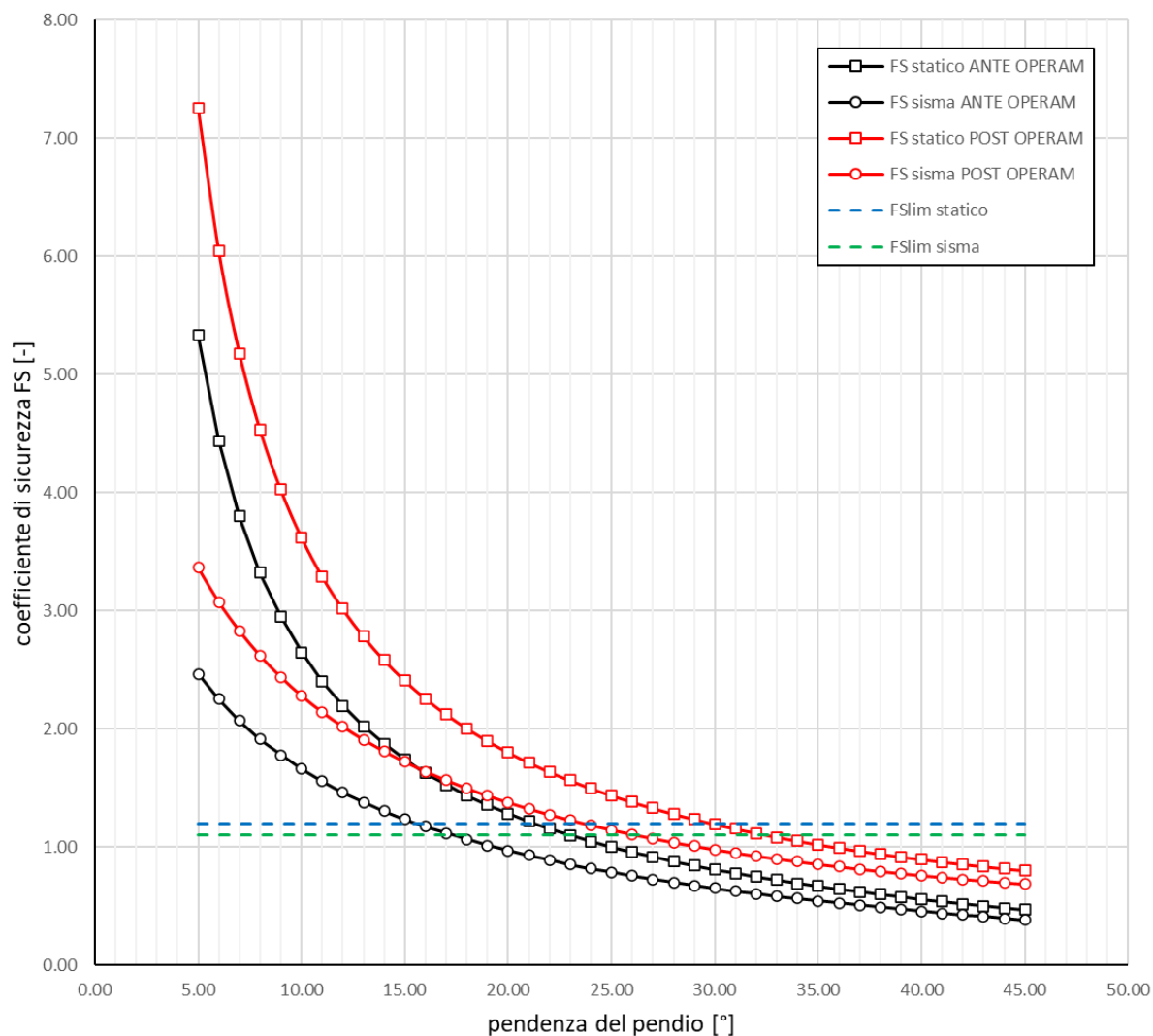


Figura 11-26 – analisi parametrica al variare della pendenza della scarpata. Ipotesi di pendio indefinito

Per i pendii con pendenze medie superiori (cautelativamente) a 24° e comunque in tutti i casi particolarmente attenzionati dal PAI o dove le altezze delle scarpate sono significative, sono state svolte analisi specifiche con il metodo di Bishop al fine di valutare eventuali opere di stabilizzazione più tradizionali. Tali analisi sono riportate nei paragrafi seguenti.

### 11.6.1 *Tratto T2*

Nel tratto T2 le analisi sono state condotte con riferimento alla pk 137-145, particolarmente sensibile a causa della forte acclività (45° di pendenza media e altezza massima di circa 80m) e della classe di appartenenza del PAI (A4, potenzialmente interessate da fenomeni di innesco, transito ed invasione di frana a massima intensità attesa alta ma non urbanizzate).



*Figura 11-27 – scarpate alle pk137-145*

Per tutte le scarpate del tratto T2 si osserva una prevalenza di depositi piroclastici (unità F) per il quale, come illustrato in relazione geologica, sono stati impiegati i seguenti parametri fisico-meccanici:

- $\phi = 33^\circ$
- $c' = 35 \text{ kPa}$
- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

Inoltre:

- la coltre di alterazione, di spessore medio 1m, è risultata irrilevante rispetto ai volumi coinvolti dalle superfici critiche ed è stata perciò trascurata nelle analisi;
- per evitare di considerare superfici critiche che interessano i depositi vulcanici litoidi, poco rappresentative di eventuali cinematismi di collasso, tali unità sono state caratterizzate calibrando adeguatamente i valori dei parametri meccanici, più elevati rispetto a quelli della sottostante unità F.

Per le analisi si assumono due scenari che prevedono:

- Pendio in condizioni naturali con presenza di traffico stradale (20kPa) a monte;
- Azione sismica.

Le analisi sulle condizioni di stabilità attuali (*ante operam*) mostrano che le verifiche non risultano sempre soddisfatte (margine di sicurezza non adeguato). Gli interventi, invece, consentono di aumentare il grado di sicurezza adeguandolo a valori soddisfacenti.

Alla luce di tali risultati risulta rilevante l'effetto stabilizzante di opere di sostegno più tradizionali che sono da prevedere, in aggiunta agli interventi di ingegneria naturalistica, sulle scarpate del tratto T2 che prevedono pendenze medie maggiori di 24° e una classe di appartenenza del PAI rilevante.

| ANTE<br>OPERAM | SCENARIO        | COEFFICIENTE DI SICUREZZA<br>(FS <sub>min</sub> ) |              | CHECK          |
|----------------|-----------------|---------------------------------------------------|--------------|----------------|
|                |                 | calcolo                                           | FS richiesto |                |
|                | Pendio naturale | 1.21                                              | ≥ 1.20       | Verificato     |
|                | Sisma           | 1.01                                              | > 1.10       | Non Verificato |

Tabella 11-3 - Tratto T2, scarpata pk 137-145: coefficienti di sicurezza Ante Operam

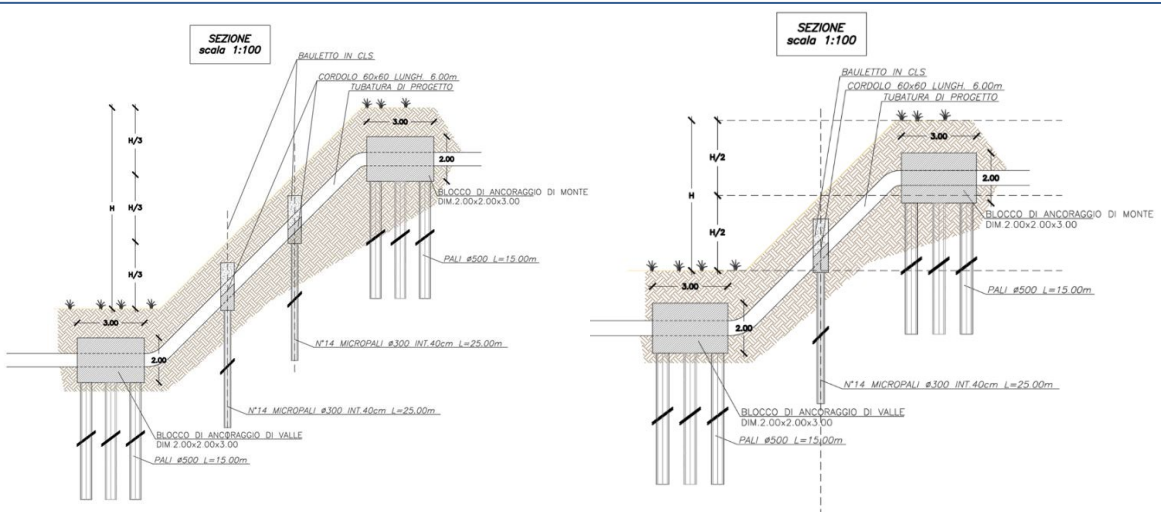
| POST<br>OPERAM | SCENARIO        | COEFFICIENTE DI SICUREZZA<br>(FS <sub>min</sub> ) |              | CHECK      |
|----------------|-----------------|---------------------------------------------------|--------------|------------|
|                |                 | calcolo                                           | FS richiesto |            |
|                | Pendio naturale | 1.41                                              | ≥ 1.20       | Verificato |
|                | Sisma           | 1.17                                              | > 1.10       | Verificato |

Tabella 11-4 - Tratto T2, scarpata pk 137-145: coefficienti di sicurezza Post Operam

Nello schema seguente sono sintetizzate le sezioni oggetto dell'intervento ed i principali dati delle paratie. Si riportano, infine, le superfici critiche più significative.

| SCARPATE CON INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE |                  |                 |     |                 |                       |               |                           |                           |                            |            |                   |
|--------------------------------------------|------------------|-----------------|-----|-----------------|-----------------------|---------------|---------------------------|---------------------------|----------------------------|------------|-------------------|
| tratto                                     | dal<br>picchetto | al<br>picchetto | DN  | strada/campagna | pendenza<br>media [°] | codice<br>PAI | profondità di<br>posa max | profondità di<br>posa min | H <sub>pendio</sub><br>[m] | INTERVENTO | numero<br>paratie |
| valle                                      | 17               | 27              | 600 | campagna        | 23                    | R4            | 3.36                      | 1.91                      | 33                         | MICROPALI  | 1                 |
| valle                                      | 114              | 115             | 600 | campagna        | 30                    | R4            | 2.17                      | 2.15                      | 79                         | MICROPALI  | 2                 |
| valle                                      | 115              | 129             | 600 | campagna        | 30                    | A4            | 3.91                      | 2.06                      |                            |            |                   |
| valle                                      | 133              | 137             | 600 | campagna/       | 1                     | Apa           | 2.53                      | 1.65                      | 82                         | MICROPALI  | 2                 |
| valle                                      | 137              | 145             | 600 | strada sterrata | 45                    | A4            | 2.62                      | 2.15                      |                            |            |                   |
| valle                                      | 277              | 285             | 600 | campagna        | 37                    | A4            | 2.15                      | 2.15                      | 53                         | MICROPALI  | 1                 |
| valle                                      | 380              | 390             | 600 | campagna        | 26                    | A4            | 2.22                      | 1.63                      | 24                         | MICROPALI  | 1                 |
| valle                                      | 392              | 401             | 600 | campagna        | 25                    | A4            | 2.2                       | 1.73                      | 44                         | MICROPALI  | 1                 |

Figura 11-28 - scarpate oggetto dell'intervento con micropali



(a)

| numero paratie | interasse MP [m] | lunghezza pianta [m] | # totale MP | profondità MP [m] | lunghezza tot MP [m] | ØMP [mm] | Ø tubolare [mm] | sp tubolare [mm] | B cordolo [m] | H cordolo [m] |
|----------------|------------------|----------------------|-------------|-------------------|----------------------|----------|-----------------|------------------|---------------|---------------|
| 8              | 0.4              | 6                    | 120         | 25                | 3000                 | 300      | 219.1           | 8                | 0.6           | 0.6           |

(b)

Figura 11-29 – schemi qualitativi dell'intervento a 1 o 2 paratie (a), dettagli geometrici della paratia (b)

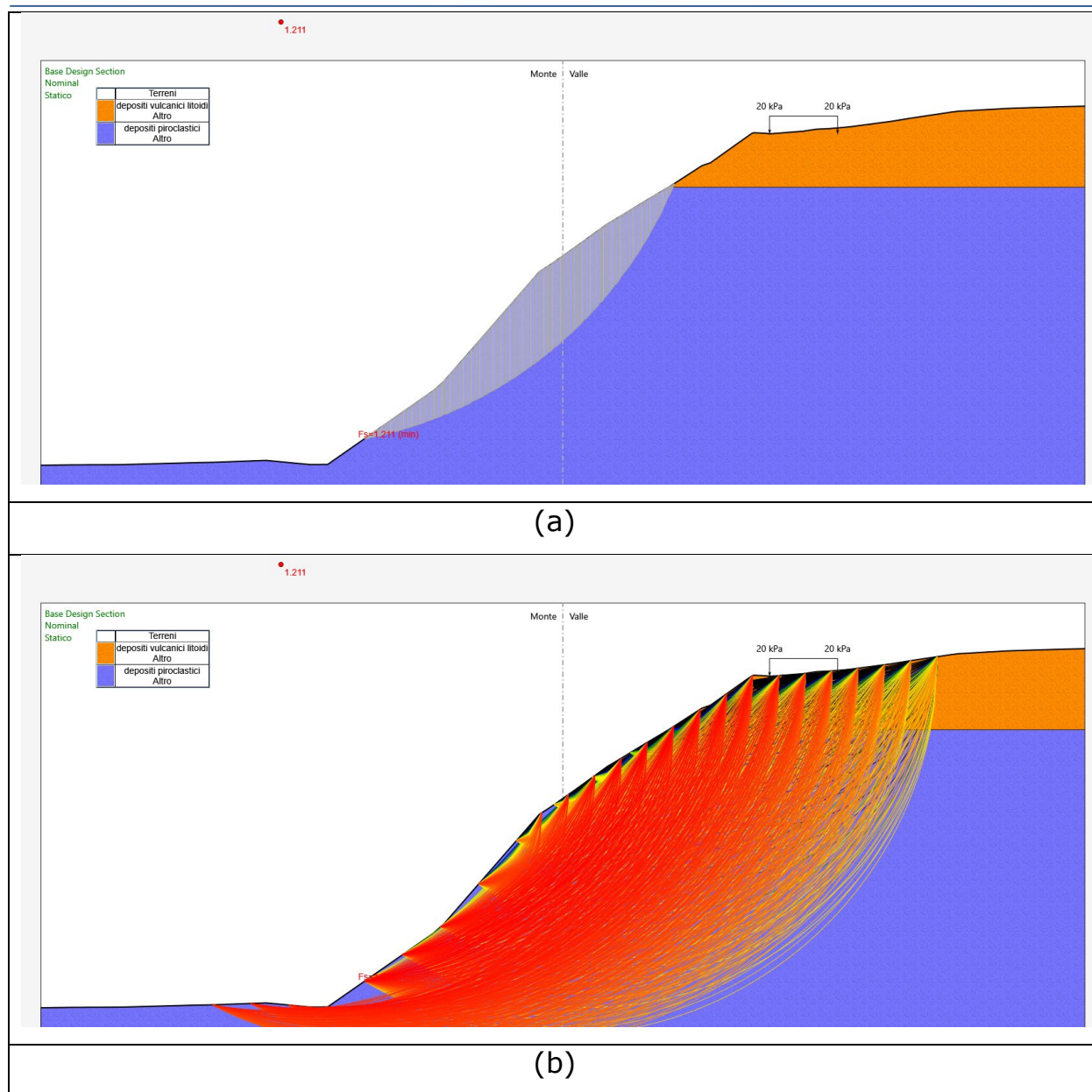


Figura 11-30 – ante operam – pendio naturale. (a) superficie critica (b) Superfici indagate

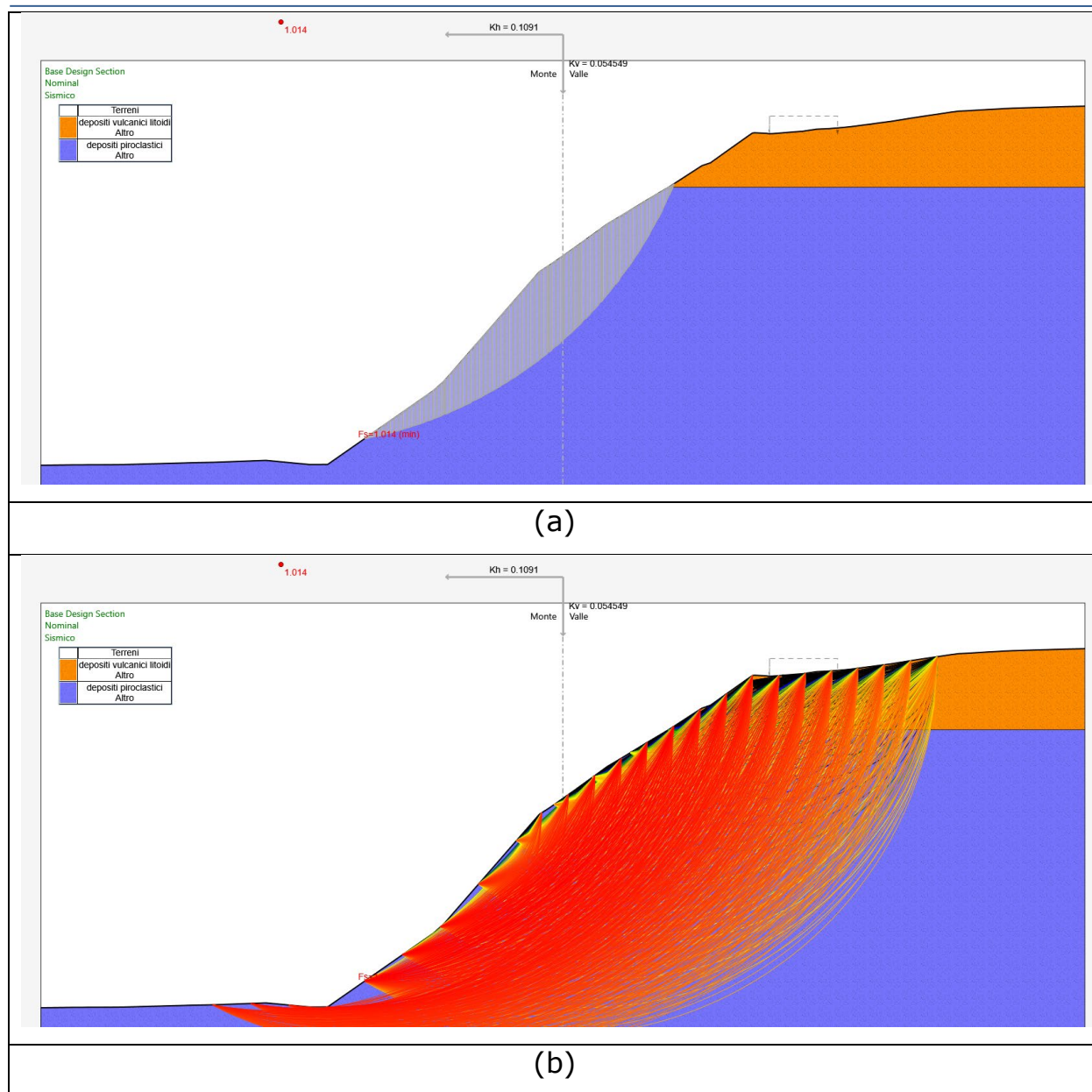


Figura 11-31 – ante operam – sisma. (a) superficie critica (b) Superfici indagate

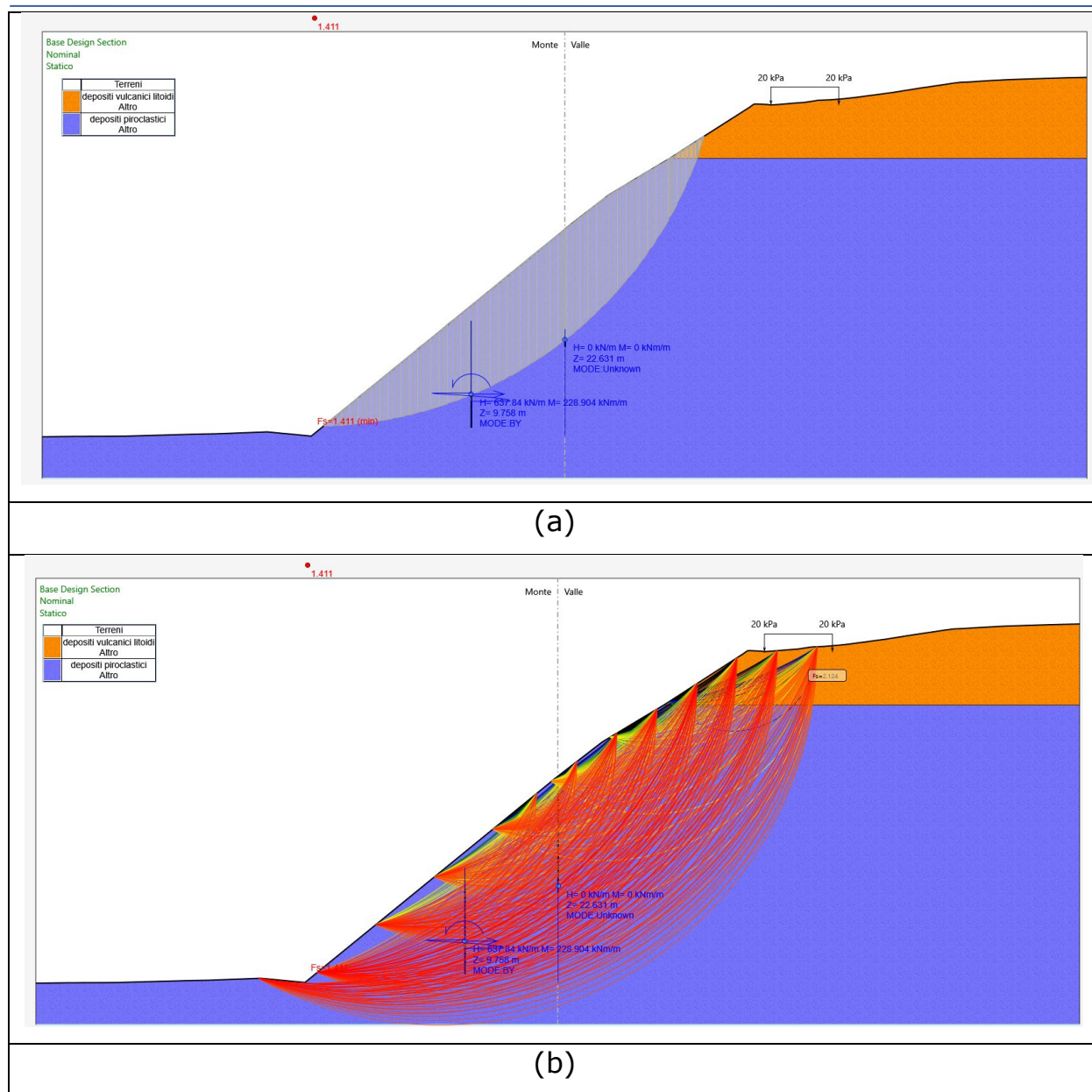


Figura 11-32 – post operam – pendio naturale. (a) superficie critica (b) Superfici indagate

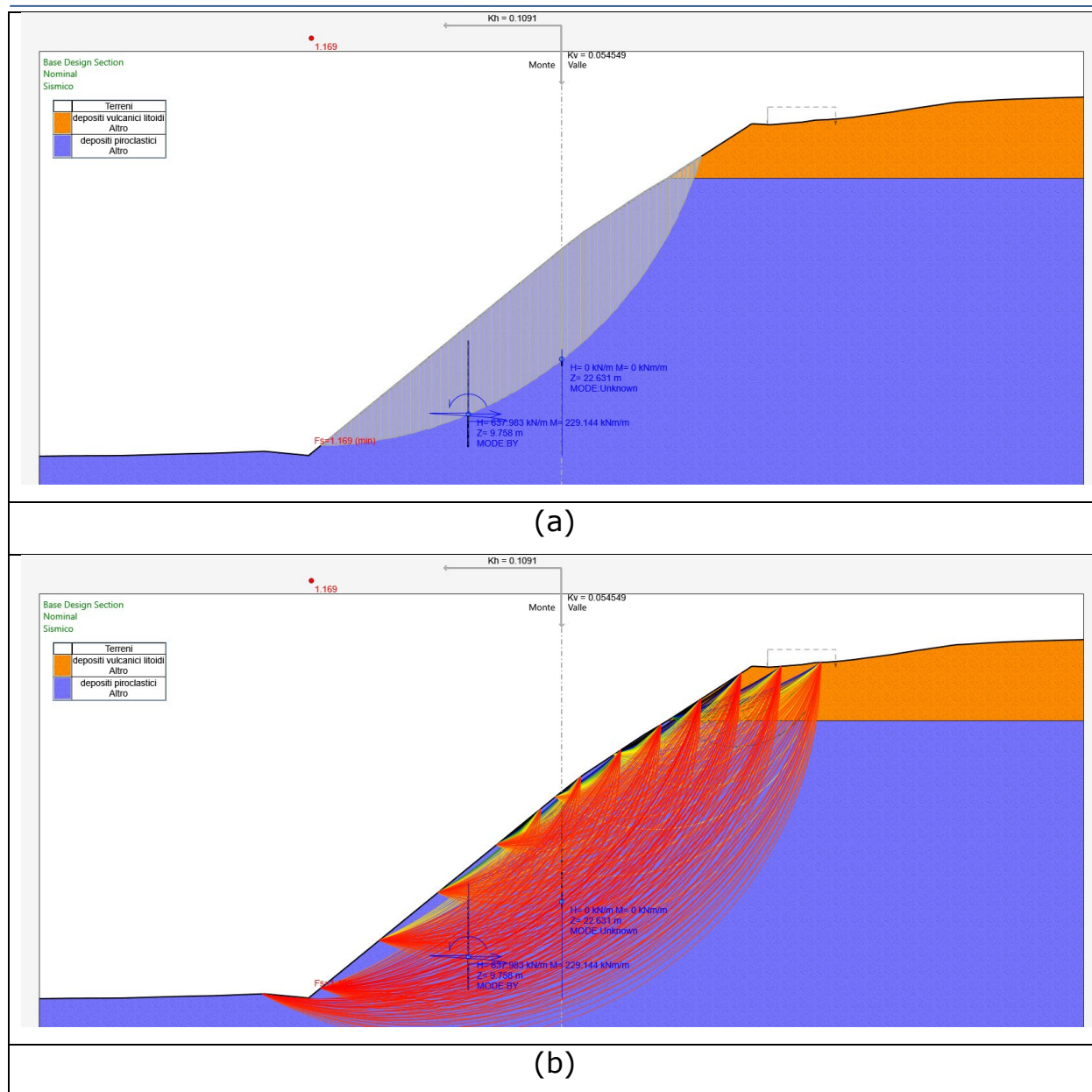


Figura 11-33 – post operam – sisma. (a) superficie critica (b) Superfici indagate

## 11.7 Considerazioni di sintesi

Il riesame critico dei risultati delle analisi effettuate ha consentito di individuare gli interventi previsti per stabilizzare le scarpate attraversate dal tracciato di progetto. Tali interventi sono sintetizzati in tabella 11-7.

Con riferimento allo schema di figura 11-2, per pendenze inferiori a  $16^\circ$  sono state riscontrate condizioni generali *stabili* ( $FS > FS_{lim}$ ) sia in condizioni statiche che sismiche, perciò gli interventi di ingegneria naturalistica previsti sono prevalentemente superficiali e volti a migliorare localmente le caratteristiche fisico-chimiche del terreno e proteggere i versanti dall'erosione; per pendenze comprese tra i  $16^\circ$  e i  $24^\circ$  sono state riscontrate condizioni generali *stabili* in condizioni statiche e sismiche ma con margini di sicurezza non adeguati: gli interventi previsti sono perciò più profondi e combinano l'azione legante degli apparati radicali con l'impiego di materiali da costruzione vivi.

Per pendenze superiori a  $24^\circ$  sono state eseguite specifiche analisi con il metodo delle strisce sulle scarpate più rappresentative dei tratti T1 e T2. In tutti i casi si prevede un intervento di protezione dall'erosione con geostuoie/bioreti, idrosemina e messa a dimora di essenze arbustive. In aggiunta, le scarpate del tratto T2, particolarmente attenzionate dal PAI, presentano forte acclività e condizioni geotecniche sfavorevoli che hanno reso necessario l'introduzione di sistemi di stabilizzazione più tradizionali. Su tali scarpate si prevedono 1 o 2 file di paratie di micropali (in funzione della pendenza media) provviste di cordolo sommitale sul quale è disposta la condotta.

Per tutti i dettagli grafici si rimanda agli elaborati di progetto.

| Pendenza media delle scarpate | Intervento di Ingegneria Naturalistica           | Interventi Tradizionali                                         |
|-------------------------------|--------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|
| $\leq 16^\circ$               | Palizzate / Vimate                               | -                                                               |
| $>16^\circ$ e $\leq 24^\circ$ | Grate / Palificate                               | -                                                               |
| $> 24^\circ$                  | Protezione con geostuoie / bioreti ed idrosemina | 1 o 2 file di paratie di micropali sulle scarpate del tratto T2 |

Tabella 11-5 – Sintesi degli interventi di stabilizzazione previsti

## 12 Manufatti di linea

### 12.1 Verifica delle opere provvisionali

Gli scavi necessari alla realizzazione dei manufatti di progetto prevedono un **blindaggio "a cassa chiusa"**. L'unica eccezione è rappresentata dal partitore iniziale di Monte Castellone per il quale è previsto uno sbancamento tradizionale.

Questo sistema consente di contenere le dimensioni dello scavo, di poco superiori a quelle del manufatto da realizzare, garantendo il sostegno delle pareti e la sicurezza durante le fasi esecutive. È composto essenzialmente da pannelli d'acciaio autoaffondanti che scorrono dentro rotaie di guida verticali sia ad angolo, che in linea. Utilizzando coppie di pannelli di diversa lunghezza, è possibile realizzare pozzi rettangolari di dimensioni variabili.

I principali campi di applicazione consistono nella messa in sicurezza di scavi quali ad esempio:

- camere di spinta e/o di arrivo per perforazioni in microtunnelling o spingitubo
- posa di manufatti prefabbricati;
- realizzazione di manufatti gettati in opera;
- bonifica dei terreni inquinati.

Per agevolare le operazioni di casseratura e le fasi lavorative, per ogni manufatto, le dimensioni dello scavo blindato sono state maggiorate di 1.5m per lato, come sintetizzato nella tabella seguente.

| manufatto                        | l<br>[m] | b<br>[m] | h<br>[m] | profondità piano<br>di posa [m] | Δ blindaggio<br>[m]    | l blindaggio<br>[m] | b blindaggio<br>[m] | area blindoscavo<br>[mq] | volume scavo<br>[mc] |
|----------------------------------|----------|----------|----------|---------------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|--------------------------|----------------------|
| part. M.te Castellone            | 5.2      | 7.4      | 5.87     | 3.25                            | SCAVO SENZA BLINDAGGIO |                     |                     |                          |                      |
| misuratore portata               | 2.4      | 2.6      | 4.8      | 2.5                             | 1.5                    | 5.4                 | 5.6                 | 30.24                    | 75.60                |
| manufatto Pisoniano              | 5.8      | 5.8      | 3.65     | 3.25                            | 1.5                    | 8.8                 | 8.8                 | 77.44                    | 251.68               |
| partitore Vadarna                | 5.8      | 6.8      | 4.5      | 4.5                             | 1.5                    | 8.8                 | 9.8                 | 86.24                    | 388.08               |
| finale coll. Genazzano-Cave      | 5.1      | 9.3      | 4.6      | 4.6                             | 1.5                    | 8.1                 | 12.3                | 99.63                    | 458.30               |
| partenza da Cave                 | 3.5      | 4.9      | 4.6      | 4.3                             | 1.5                    | 6.5                 | 7.9                 | 51.35                    | 220.81               |
| collegamento I Colli 1           | 5.1      | 9.3      | 4.5      | 4.2                             | 1.5                    | 8.1                 | 12.3                | 99.63                    | 418.45               |
| collegamento I Colli 2           | 2.1      | 2.5      | 3.7      | 3.4                             | 1.5                    | 5.1                 | 5.5                 | 28.05                    | 95.37                |
| collegamento I Colli 3           | 2.2      | 2.8      | 4.1      | 3.8                             | 1.5                    | 5.2                 | 5.8                 | 30.16                    | 114.61               |
| manufatto Colle Ventrano 1       | 3.8      | 3.8      | 3.44     | 3.14                            | 1.5                    | 6.8                 | 6.8                 | 46.24                    | 145.19               |
| manufatto Colle Ventrano 2       | 3.8      | 3.8      | 3.44     | 3.54                            | 1.5                    | 6.8                 | 6.8                 | 46.24                    | 163.69               |
| finale coll. Colle Sant'Angelo 1 | 4.3      | 5.8      | 4.9      | 4.6                             | 1.5                    | 7.3                 | 8.8                 | 64.24                    | 295.50               |
| finale coll. Colle Sant'Angelo 2 | 2.3      | 3.9      | 4.4      | 4.1                             | 1.5                    | 5.3                 | 6.9                 | 36.57                    | 149.94               |
| scarico DN1000                   | 3        | 5.1      | 3        | 2.7                             | 1.5                    | 6                   | 8.1                 | 48.6                     | 131.22               |
| sfiato DN1000                    | 2        | 3        | 3.3      | 3.3                             | 1.5                    | 5                   | 6                   | 30                       | 99.00                |
| scarico DN600                    | 3        | 4.7      | 3        | 2.7                             | 1.5                    | 6                   | 7.7                 | 46.2                     | 124.74               |
| sfiato DN600                     | 2        | 2.7      | 2.9      | 2.9                             | 1.5                    | 5                   | 5.7                 | 28.5                     | 82.65                |

Figura 12-1 – Dimensioni dei blindaggi per i manufatti di progetto



Figura 12-2 – blindaggi a cassa chiusa per la realizzazione di manufatti gettati in opera

### 12.1.1 Dimensionamento statico

Lo schema di calcolo prevede che tutte le forze esercitate dalle pareti dello scavo siano bilanciate dai pannelli del blindaggio, evitando così sistemi di rinforzo dello scavo più invasivi. Di seguito si riporta il dimensionamento dello scavo più profondo previsto in progetto, pari a circa 5m. Il calcolo è stato condotto con la teoria di Coulomb in presenza di sovraccarico accidentale e nell'ipotesi di assenza di falda (o abbassata tramite sistema "well-point", se eventualmente presente):

$$S = \left[ \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \cdot \left( 1 + \frac{2 \cdot h_1}{h} \right)$$

con  $h_1 = q/\gamma$  maggiore altezza del terrapieno corrispondente al sovraccarico.

La spinta è applicata alla distanza dalla base del terrapieno:

$$d = \frac{H}{3} \cdot \frac{H + 3 \cdot h_1}{H + 2 \cdot h_1}$$

E passa per il baricentro del diagramma delle pressioni i cui valori di minimo e massimo valgono:

$$S_{min} = \frac{2S_1}{h_1}$$

$$S_{max} = \frac{2S}{h} - S_{min}$$

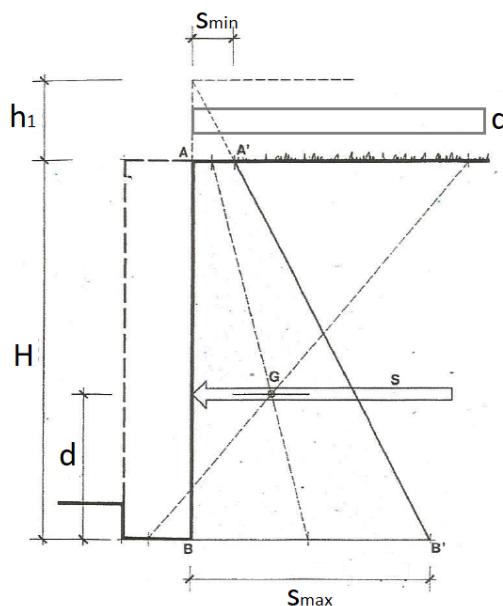
$$S_1 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h_1^2 \cdot \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

**DATI**

|            |       |                      |
|------------|-------|----------------------|
| H =        | 5.00  | [m]                  |
| $\gamma$ = | 20.00 | [kN/m <sup>3</sup> ] |
| $\phi$ =   | 26.00 | [°]                  |
|            | 0.454 | [rad]                |
| q =        | 10.00 | [kPa]                |
| $h_1$ =    | 0.50  | [m]                  |

**CALCOLO DELLA SPINTA**

|                               |              |              |
|-------------------------------|--------------|--------------|
| S =                           | 117.14       | [kN/m]       |
| d =                           | 1.81         | [m]          |
| $S_1$ =                       | 0.98         | [kN/m]       |
| $s_{min}$ =                   | 3.90         | [kPa]        |
| <b><math>s_{max}</math> =</b> | <b>42.95</b> | <b>[kPa]</b> |



I valori di resistenza dei componenti del blindaggio dello scavo sono stati ricavati dai cataloghi di produttori specializzati: impiegando pannelli di spessore 130mm, lunghi 5.0 m/cd (ovvero 4.0 m/cd) e rotaie alte 4.5 m/cd la spinta massima ottenuta risulta inferiore a quella riportata (rispettivamente pari a 82.1 kPa, 52.6 kPa e 61.2 kPa).

**Pannelli per guide**

| Lungh. pannelli<br>$L$<br>[m] | Altezza pannelli<br>$H$<br>[m] | Spessore pannelli<br>$t_p$<br>[mm] | Luce libera per posa tubi<br>$L_c$<br>[m] | Interasse moduli<br>$L_s$<br>[m] | Pressione amm.<br>[kN/m <sup>2</sup> ] | Peso<br>[kg/cd] |
|-------------------------------|--------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------------|----------------------------------|----------------------------------------|-----------------|
| 2,00                          | 2,40<br>1,40                   | 107                                | 1,80                                      | 2,27                             | 158,2                                  | 550<br>355      |
| 2,50                          | 2,40<br>1,40                   |                                    | 2,30                                      | 2,77                             | 101,2                                  | 650<br>420      |
| 3,00                          | 2,40<br>1,40                   |                                    | 2,80                                      | 3,27                             | 70,3                                   | 770<br>495      |
| 3,50                          | 2,40<br>1,40                   |                                    | 3,30                                      | 3,77                             | 51,6                                   | 900<br>580      |
| 4,00                          | 2,40<br>1,40                   |                                    | 3,80                                      | 4,27                             | 39,5                                   | 1010<br>650     |
| 4,00                          | 2,40<br>1,40                   | 130                                | 3,80                                      | 4,27                             | 82,1                                   | 1370<br>880     |
| 4,50                          | 2,40<br>1,40                   |                                    | 4,30                                      | 4,77                             | 64,9                                   | 1530<br>980     |
| 5,00                          | 2,40<br>1,40                   |                                    | 4,80                                      | 5,27                             | 52,6                                   | 1690<br>1070    |
| 5,50                          | 2,40<br>1,40                   |                                    | 5,30                                      | 5,77                             | 43,4                                   | 1850<br>1170    |
| 6,00                          | 2,40<br>1,40                   |                                    | 5,80                                      | 6,27                             | 36,5                                   | 2210<br>1370    |

Figura 12-3- pannello per guide, indicazioni di catalogo

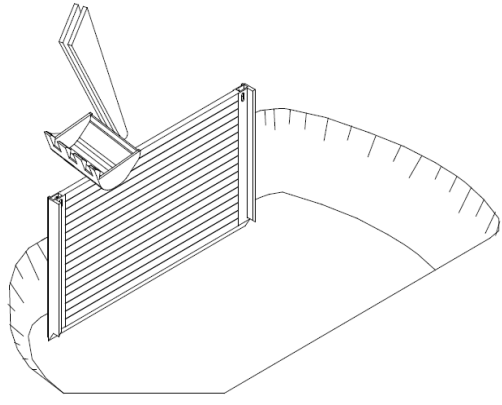
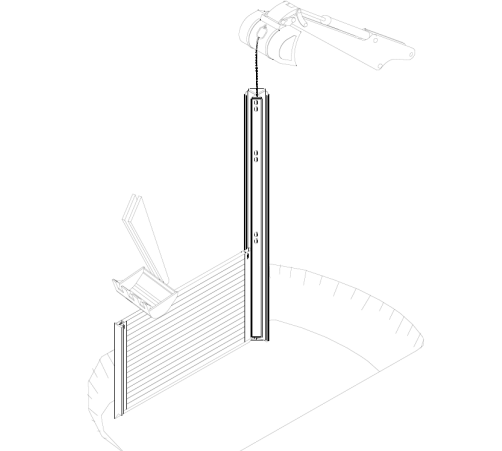
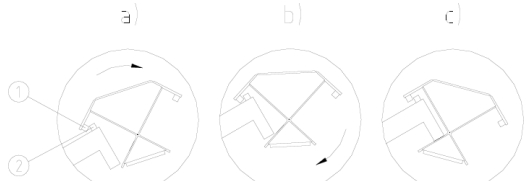
## Pannelli portapalancole $h = 1,00m$

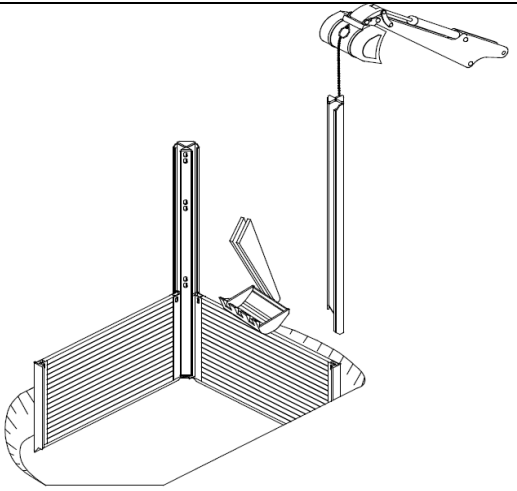
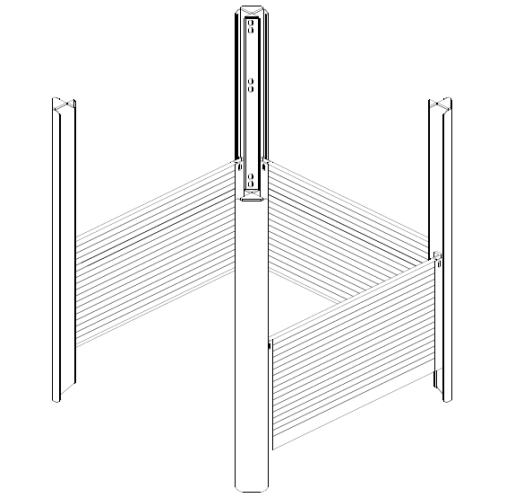
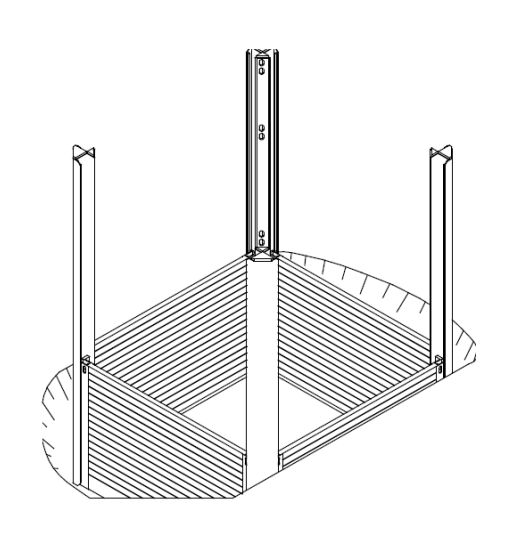
| Lungh. pannelli<br>$L_{DKE}$<br>[m] | L per guide<br>[m] | Luce libera<br>per posa tubi<br>$L_c$ per DKE<br>[m] | N°<br>palancole<br>KD 6/8 | Spessore<br>pannelli<br>$t_{PI}$<br>[mm] | Carico<br>amm.<br>$q$<br>[kN/m] | Peso pannelli<br>con/senza guide<br>[kg] |
|-------------------------------------|--------------------|------------------------------------------------------|---------------------------|------------------------------------------|---------------------------------|------------------------------------------|
| 1,90                                | 2,00               | 1,62                                                 | 3                         | 120                                      | 261,2                           | 470 / 505                                |
| 2,34                                | 2,44               | 2,06                                                 | 4                         |                                          | 171,6                           | 560 / 595                                |
| 2,84                                | 2,94               | 2,56                                                 | 5                         |                                          | 116,6                           | 660 / 695                                |
| 3,42                                | 3,52               | 3,14                                                 | 6                         |                                          | 80,4                            | 775 / 810                                |
| 3,92                                | 4,02               | 3,64                                                 | 7                         |                                          | 61,2                            | 875 / 910                                |
| 4,42                                | 4,52               | 4,14                                                 | 7                         | 170                                      | 116,8                           | 1325 / 1360                              |
| 4,92                                | 5,02               | 4,64                                                 | 8                         |                                          | 94,3                            | 1470 / 1505                              |
| 5,42                                | 5,52               | 5,14                                                 | 9                         |                                          | 77,7                            | 1605 / 1640                              |
| 5,92                                | 6,02               | 5,64                                                 | 10                        |                                          | 65,2                            | 1750 / 1785                              |

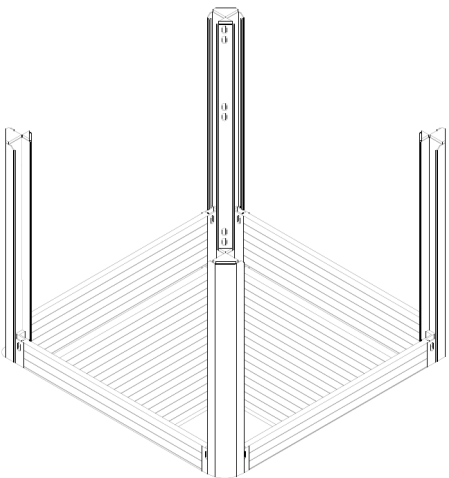
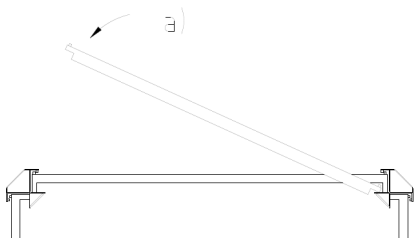
Figura 12-4 – pannello portapalancole, indicazioni di catalogo

### 12.1.2 Fasi realizzative

Si riassumono di seguito, *qualitativamente*, le principali fasi realizzative dello scavo che potranno differire lievemente in funzione delle diverse soluzioni tecniche presenti in commercio.

|   |                                                                                     |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            |
|---|-------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1 |  | <p>Dopo la misurazione della fossa, viene scavato lo strato iniziale di terreno per il pozzo in modo da poter abbinare le lunghezze dei pannelli da utilizzare.</p> <p>Il primo pannello (pannello esterno di base) viene sollevato nella fossa tramite un macchinario, con adatte imbragature, e quindi fissato.</p>                                                                                                      |
| 2 |  | <p>Utilizzando un secondo sollevatore, la rotaia ad angolo può essere ruotata (vedere figure a, b e c) o infilata dall'alto. È necessario assicurarsi che il profilo rettangolare (1) sul retro dei pannelli si incastri dietro il profilo rettangolare (2) del pannello del blindaggio.</p> <div style="text-align: center;">  </div> |

|   |                                                                                     |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 |
|---|-------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 3 |    | <p>Tutti gli altri elementi devono essere installati nella maniera già descritta.</p>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           |
| 4 |   | <p>Il blindaggio deve essere allineato correttamente in modo che anche l'ultimo muro possa essere installato senza difficoltà.</p> <p>A tal fine è importante che la distanza orizzontale tra i pannelli sia la stessa ad entrambe le estremità del pannello; e che i due assi diagonali nel vano del blindaggio siano della stessa lunghezza.</p>                                                                                                                                                                              |
| 5 |  | <p>Quando è stato installato il quarto pannello di base, la perpendicolarità del blindaggio deve essere nuovamente verificata. In seguito, la cavità tra il suolo ed i pannelli esterni deve essere riempita e ricompattata.</p> <p>Prima del processo di abbassamento vero e proprio, il terreno al di sotto dei pannelli e delle rotaie viene scavato. Le rotaie ed i pannelli vengono premuti in basso alternativamente.</p> <p>I componenti del blindaggio devono essere premuti e in nessun caso colpiti o martellati.</p> |

|   |                                                                                   |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            |
|---|-----------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 6 |  | <p>Il pannello interno di base viene ruotato all'interno delle guide, posizionato nelle rotaie a forma di U dei pannelli esterni e abbassato sul fondo della trincea. Lo scavo della fossa continua con l'abbassamento dei pannelli di base interni e delle rotaie.</p>  |
|---|-----------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|

## 12.2 Verifiche Geotecniche

La valutazione del cedimento è eseguita suddividendo il terreno di fondazione in strati elementari e calcolando per ognuno di essi l'incremento di tensione. Tali incrementi sono da calcolare per carico netto, sottraendo cioè allo scarico in fondazione, il valore  $\gamma D$  della tensione litostatica agente sul piano di posa della platea prima della realizzazione del manufatto.

Ammettendo per il terreno un comportamento rigido-perfettamente plastico si può assumere che, a seguito dello scarico tensionale dovuto alle operazioni di scavo non si verifichino rigonfiamenti e, successivamente, all'atto dell'applicazione del carico (cioè della realizzazione dei manufatti) il terreno di fondazione non manifesta cedimenti finché l'incremento di carico non supera il valore  $\gamma D$  (*fondazione compensata*).

I manufatti di linea previsti nel progetto sono elementi scatolari in c.a. gettati in opera, parzialmente o totalmente interrati (profondità massima del piano di posa 4.8m da p.c.). Il rapporto R tra il peso del volume equivalente di terreno occupato ed il peso totale del manufatto risulta maggiore o circa uguale all'unità (parzialmente o totalmente compensati): l'entità dei cedimenti è trascurabile.

In tali condizioni, inoltre, i meccanismi di collasso SLU di tipo geotecnico, in particolare scorrimento, carico limite e ribaltamento, appaiono fisicamente poco realistici per via del vincolo cinematico offerta dall'incasso del manufatto nel terreno,

cautelativamente trascurato nel modello di calcolo strutturale (non sono considerati gli effetti benefici delle molle orizzontali sulle pareti verticali). Tutte le verifiche geotecniche SLU ed SLE, quindi, possono ritenersi soddisfatte.

### 12.2.1 Verifiche geotecniche del partitore Monte Castellone

Nel caso specifico del partitore Monte Castellone si rimanda al capitolo 10 della relazione sui "Calcoli preliminari delle strutture" per la definizione delle azioni e per i dettagli relativi al modello di calcolo agli elementi finiti utilizzato per le analisi. Si riportano di seguito le reazioni alla base ottenute da tale modello per i diversi casi di carico.

| SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT |             |             |             |  |  |
|---------------------------------------|-------------|-------------|-------------|--|--|
| Load                                  | FX<br>(kN)  | FY<br>(kN)  | FZ<br>(kN)  |  |  |
| Peso Proprio                          | 0.000000    | 0.000000    | 1881.045570 |  |  |
| Spinta_Terreno_Statica_k0             | 10.027935   | -0.000001   | 0.000000    |  |  |
| Q Cat. H (man)                        | 0.000000    | 0.000000    | 33.628513   |  |  |
| Q Cat. E1 (Mezzi)                     | 2.688000    | 0.000000    | 81.600000   |  |  |
| Spinta_Terreno_Sismica_X              | -357.138277 | 0.000000    | 0.000000    |  |  |
| Spinta_Terreno_Sismica_Y              | 0.000000    | -257.184000 | 0.000000    |  |  |
| Spinta_Terreno_Sismica_-X             | 366.258277  | -0.000000   | 0.000000    |  |  |
| Spinta_Terreno_Sismica_-Y             | 0.000000    | 257.184000  | -0.000000   |  |  |
| Forze_Massa_X                         | -545.503215 | 0.000000    | 0.000000    |  |  |
| Forze_Massa_Y                         | 0.000000    | -545.503215 | 0.000000    |  |  |
| Neve                                  | 0.000000    | 0.000000    | 51.787910   |  |  |

Si può facilmente confrontare il peso proprio del manufatto, pari a circa 1880 kN, con il peso del volume di terreno da rimuovere per la realizzazione del partitore stesso. Nello specifico, poiché il piano di posa del manufatto si trova a 3,3 m di profondità dal p.c. e l'impronta in pianta è pari a circa 38 m<sup>2</sup>, si ha un volume di circa 125,4 m<sup>3</sup>. Poiché il sito è caratterizzato dalla presenza di depositi silicoclastici sin-orogenici per i quali si può considerare  $\gamma_n = 26 \text{ kN/m}^3$ , il volume di terreno considerato ha un peso pari a circa 3260 kN, notevolmente superiore al peso del manufatto stesso. La fondazione è quindi di tipo compensato e la verifica agli SLE relativa ai cedimenti può intendersi implicitamente soddisfatta.

Per quanto concerne invece le verifiche SLU relative al carico limite ed allo scorrimento, si sottolinea che il terreno di fondazione è un materiale roccioso dalle elevate caratteristiche meccaniche e che il piano di posa della fondazione è sufficientemente profondo (3,3 m). Dunque, la verifica a carico limite risulta

implicitamente soddisfatta ed analogamente lo scorrimento è un meccanismo di collasso che appare fisicamente poco realistico per via del vincolo cinematico offerto dall'incasso del manufatto nel terreno.

## 13 Blocchi di ancoraggio

Nel tracciato della rete idrica di progetto sono presenti deviazioni altimetriche e planimetriche che si configurano come punti singolari della condotta in pressione. In tali punti è opportuno predisporre dei blocchi di ancoraggio in c.a. che hanno la funzione di assorbire le azioni che il fluido trasmette alla condotta stessa e distribuirle opportunamente sul terreno circostante.

Per le tubazioni posate in trincea di scavo le sollecitazioni che sorgono in corrispondenza di punti singolari del tracciato possono essere trasmesse dai blocchi di ancoraggio o solo al fondo dello scavo, oppure sia al fondo che a una delle pareti dello scavo stesso. È possibile realizzare la seconda soluzione, che funziona con blocchi di dimensioni inferiori ed è quindi più sostenibile, solo quando la sollecitazione da assorbire ha una modesta inclinazione rispetto alla normale alle pareti dello scavo e può dunque essere contrastata dalla spinta passiva delle pareti stesse. Altrimenti, il movimento della tubazione deve essere contrastato dal peso del blocco di ancoraggio, che riporta le forze risultanti sul fondo dello scavo.

Nelle tubazioni saldate, quali quelle oggetto del presente progetto, i blocchi di ancoraggio sono posti generalmente in corrispondenza delle curve e, se è necessario ridurre le sollecitazioni nella sezione del tubo, anche nei tratti rettilinei.

### 13.1 Determinazione della spinta idraulica

Le sollecitazioni che nascono in corrispondenza di punti singolari della tubazione possono essere determinate mediante l'equazione di equilibrio totale, applicata a un volume liquido racchiuso all'interno della superficie chiusa costituita in parte dalla superficie solida della condotta e in parte da superfici liquide.

Nello specifico, per tubazioni di acquedotto, il problema della determinazione della spinta  $S$  si semplifica in quanto, dati i valori limitati della velocità, le quantità di moto risultano generalmente del tutto trascurabili rispetto alle spinte idrostatiche nelle sezioni estreme; la situazione più critica si verifica quando l'acqua non è in movimento e tali spinte risultano massime, con le quantità di moto nulle. In tali condizioni, le spinte sulle sezioni trasversali estreme del volume liquido considerato sono quelle idrostatiche dovute al massimo carico statico aumentato della sovrappressione di colpo d'ariete o al carico previsto nelle prove di collaudo. Si

procederà dunque ad utilizzare in questo dimensionamento proprio il valore del carico statico, opportunamente incrementato del 50% per tenere conto del carico di collaudo.

### 13.1.1 Deviazioni planimetriche

Se si considera una deviazione solo planimetrica e si prende in esame il tronco fluido delimitato dalle sezioni 1 e 2 subito a monte e a valle della curva, considerando a parte il peso del volume liquido, detto  $\alpha$  l'angolo di deviazione planimetrica e  $h$  il carico da considerare, la spinta  $S$  è diretta radialmente verso l'esterno, secondo la bisettrice dell'angolo  $\alpha$  formato dalle tracce delle sezioni estreme nel piano orizzontale mediano (figura 13-1). Il suo modulo, avendo presente che  $P_1 = P_2 = \gamma h \pi D^2 / 4$ , con  $D$  che indica il diametro della condotta, è dato dalla formula:

$$S = \gamma h \cdot \frac{\pi D^2}{4} \cdot 2 \sin \frac{\alpha}{2}$$

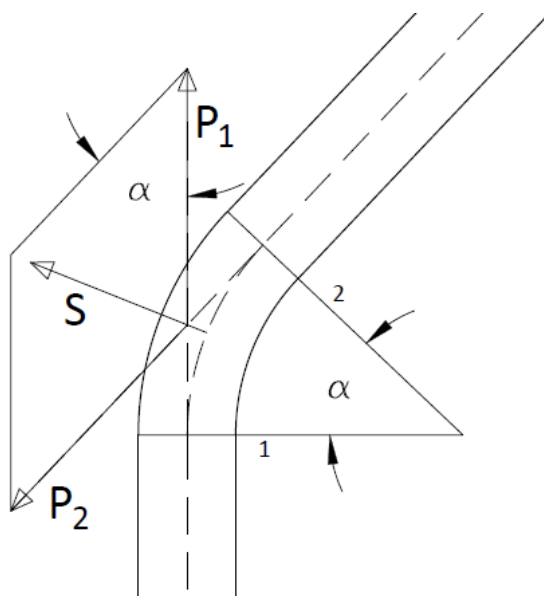


Figura 13-1 – Spinta agente su una curva con deviazione solo planimetrica

### 13.1.2 Deviazioni altimetriche

In questo caso la spinta  $S$  giace in un piano verticale parallelo alle pareti dello scavo, per cui non può essere assorbita nemmeno parzialmente dalla spinta passiva di una di tali pareti e deve essere interamente trasmessa alla base del blocco di ancoraggio.

A seconda che la deviazione altimetrica sia tale da dar luogo a una diminuzione (figura 13-2) o aumento della pendenza (figura 13-3), la spinta  $S$  presenta una componente diretta verso il basso o verso l'alto.

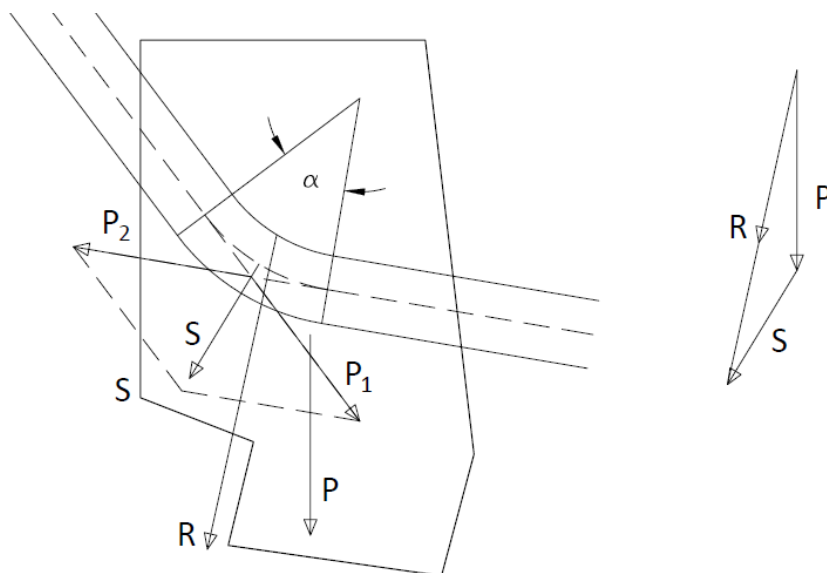


Figura 13-2 – Curva con deviazione altimetrica, diminuzione di pendenza della condotta

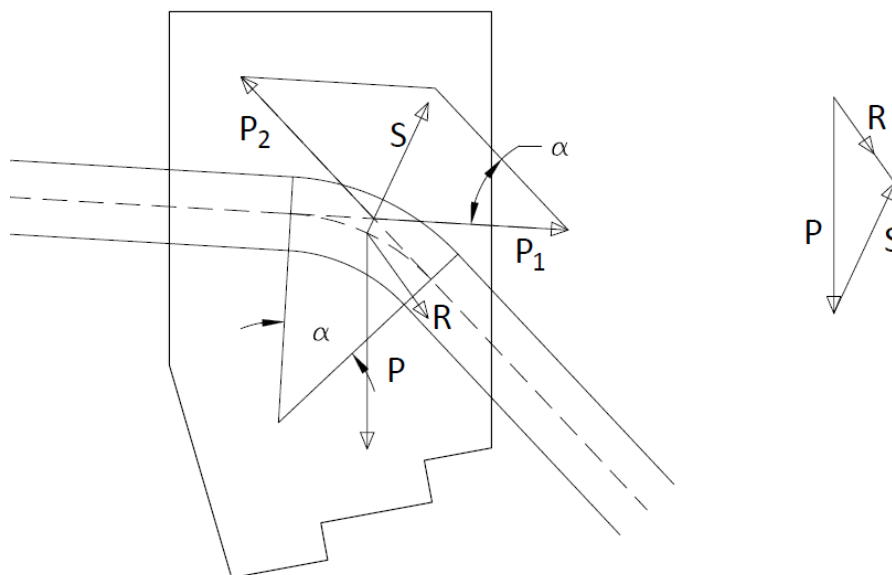


Figura 13-3 – Curva con deviazione altimetrica, aumento di pendenza della condotta

Considerando a parte il peso del tronco liquido compreso tra le sezioni estreme della curva, la spinta  $S$  che nasce può essere facilmente ricavata come  $P_1 + P_2 - S = 0$ , dove  $P_1 = \frac{\pi D^2}{4} \cdot \gamma h_1$  e  $P_2 = \frac{\pi D^2}{4} \cdot \gamma h_2$ . Poiché la variazione di carico tra le due sezioni è sempre

del tutto trascurabile rispetto al carico di collaudo, si può ancora ritenere che  $S$  sia diretta verso l'esterno della curva secondo la bisettrice dell'angolo  $\alpha$  formato dalle tracce delle sezioni estreme nel piano mediano verticale e che il suo modulo sia dato da  $S = \gamma h \cdot \frac{\pi D^2}{4} \cdot 2 \sin \frac{\alpha}{2}$ , con  $h$  carico nel vertice della curva.

Assegnate delle dimensioni di tentativo al blocco di ancoraggio, che avrà come piano di simmetria verticale quello che contiene l'asse della tubazione, risultano noti il peso  $G_B$  del blocco,  $G_T$  della tubazione e  $G_A$  del tronco liquido compresi tra le sezioni estreme del blocco e le posizioni dei rispettivi baricentri. È quindi possibile determinare la retta d'azione del peso  $P = G_B + G_T + G_A$  e comporre  $P$  con  $S$ , determinando così la risultante  $R$  di tutte le forze in gioco (figure 13-2 e 13-3).

## 13.2 Dimensionamento dei blocchi di ancoraggio

Come rimarcato al paragrafo precedente, lungo il tracciato della rete idrica di progetto sono presenti deviazioni altimetriche e planimetriche che si configurano come punti singolari della condotta in pressione e, nel caso di tubazioni saldate, è opportuno prevedere blocchi di ancoraggio in corrispondenza delle curve ma anche nei tratti rettilinei, ove necessario per ridurre le sollecitazioni nella sezione del tubo. Si rimanda ad una successiva fase progettuale il dettagliato dimensionamento degli stessi.

Nel complesso si prevede l'adozione di due gruppi di blocchi di ancoraggio omogenei per tipo di struttura, funzione espletate e comportamento statico:

- blocco di ancoraggio a gravità con fondazione superficiale;
- blocco di ancoraggio su pali.

La scelta del secondo tipo, blocco di ancoraggio su pali, viene effettuata in particolare sulla base delle elevate forze in gioco mobilitate e tenendo conto delle condizioni geotecniche e orografiche dei siti in esame.

Nello specifico, in questa fase progettuale si ritiene opportuno riservare maggiore attenzione al dimensionamento dei blocchi di ancoraggio da porre in corrispondenza dei cambi di pendenza delle condotte a monte e a valle dei 6 pendii già individuati come maggiormente significativi e interessati anche da interventi di stabilizzazione del versante (come illustrato al paragrafo 11.5 della presente relazione). Per tali

situazioni si prevede l'utilizzo di blocchi fondati su pali. Si procederà quindi nei paragrafi seguenti, fissata la dimensione dei blocchi, al dimensionamento dei pali di fondazione, con particolare riferimento alla situazione individuata come più gravosa, cioè quella del blocco posto a monte del pendio.

### 13.2.1 *Calcolo della spinta idraulica*

Si riporta di seguito, per ciascuno dei 6 pendii precedentemente individuati, il calcolo della spinta idraulica, effettuato considerando una pressione di collaudo pari a 1,5 volte la pressione idrostatica. Tale valore è assunto cautelativamente in quanto in grado di garantire sicurezza nei confronti sia delle condizioni di collaudo che degli effetti di colpo d'ariete.

Facendo riferimento ai blocchi posti a monte dei pendii, si considera, nello schema di calcolo, una deviazione altimetrica che origina un aumento della pendenza della condotta.

I valori della componente verticale  $S_z$  della spinta idraulica risultano, per le modalità di calcolo, positivi quando tale componente è diretta verso l'alto.

| <b>Blocco picchetto 34</b>              |   |         |     |
|-----------------------------------------|---|---------|-----|
| <b>CARATTERISTICHE DELLA TUBAZIONE</b>  |   |         |     |
| DN                                      | = | 0.6     | m   |
| P <sub>esercizio</sub>                  | = | 3737.50 | kPa |
| P <sub>collaudo</sub>                   | = | 5606.3  | kPa |
| angolo del pendio $\alpha$              | = | 23      | °   |
| <b>CALCOLO DELLA SPINTA</b>             |   |         |     |
| S (Spinta idraulica)                    | = | 631.4   | kN  |
| S <sub>x</sub> (componente orizzontale) | = | 125.9   | kN  |
| S <sub>z</sub> (componente verticale)   | = | 618.7   | kN  |

| <b>Blocco picchetto 119</b>             |   |         |     |
|-----------------------------------------|---|---------|-----|
| <b>CARATTERISTICHE DELLA TUBAZIONE</b>  |   |         |     |
| DN                                      | = | 0.6     | m   |
| P <sub>esercizio</sub>                  | = | 5081.40 | kPa |
| P <sub>collaudo</sub>                   | = | 7622.1  | kPa |
| angolo del pendio $\alpha$              | = | 30      | °   |
| <b>CALCOLO DELLA SPINTA</b>             |   |         |     |
| S (Spinta idraulica)                    | = | 1114.4  | kN  |
| S <sub>x</sub> (componente orizzontale) | = | 288.4   | kN  |
| S <sub>z</sub> (componente verticale)   | = | 1076.5  | kN  |

| <b>Blocco picchetto 156</b>             |   |         |     |
|-----------------------------------------|---|---------|-----|
| <b>CARATTERISTICHE DELLA TUBAZIONE</b>  |   |         |     |
| DN                                      | = | 0.6     | m   |
| P <sub>esercizio</sub>                  | = | 5056.60 | kPa |
| P <sub>collaudo</sub>                   | = | 7584.9  | kPa |
| angolo del pendio $\alpha$              | = | 45      | °   |
| <b>CALCOLO DELLA SPINTA</b>             |   |         |     |
| S (Spinta idraulica)                    | = | 1639.8  | kN  |
| S <sub>x</sub> (componente orizzontale) | = | 627.5   | kN  |
| S <sub>z</sub> (componente verticale)   | = | 1514.9  | kN  |

| <b>Blocco picchetto 293</b>             |   |         |     |
|-----------------------------------------|---|---------|-----|
| <b>CARATTERISTICHE DELLA TUBAZIONE</b>  |   |         |     |
| DN                                      | = | 0.6     | m   |
| P <sub>esercizio</sub>                  | = | 5203.10 | kPa |
| P <sub>collaudo</sub>                   | = | 7804.7  | kPa |
| angolo del pendio $\alpha$              | = | 37      | °   |
| <b>CALCOLO DELLA SPINTA</b>             |   |         |     |
| S (Spinta idraulica)                    | = | 1399.0  | kN  |
| S <sub>x</sub> (componente orizzontale) | = | 443.9   | kN  |
| S <sub>z</sub> (componente verticale)   | = | 1326.7  | kN  |

| <b>Blocco picchetto 389</b>             |   |         |     | <b>Blocco picchetto 408</b>             |   |         |     |
|-----------------------------------------|---|---------|-----|-----------------------------------------|---|---------|-----|
| <b>CARATTERISTICHE DELLA TUBAZIONE</b>  |   |         |     | <b>CARATTERISTICHE DELLA TUBAZIONE</b>  |   |         |     |
| DN                                      | = | 0.6     | m   | DN                                      | = | 0.6     | m   |
| P <sub>esercizio</sub>                  | = | 5677.70 | kPa | P <sub>esercizio</sub>                  | = | 5457.00 | kPa |
| P <sub>collaudo</sub>                   | = | 8516.6  | kPa | P <sub>collaudo</sub>                   | = | 8185.5  | kPa |
| angolo del pendio $\alpha$              | = | 26      | °   | angolo del pendio $\alpha$              | = | 25      | °   |
| <b>CALCOLO DELLA SPINTA</b>             |   |         |     | <b>CALCOLO DELLA SPINTA</b>             |   |         |     |
| S (Spinta idraulica)                    | = | 1082.3  | kN  | S (Spinta idraulica)                    | = | 1000.8  | kN  |
| S <sub>x</sub> (componente orizzontale) | = | 243.5   | kN  | S <sub>x</sub> (componente orizzontale) | = | 216.6   | kN  |
| S <sub>z</sub> (componente verticale)   | = | 1054.5  | kN  | S <sub>z</sub> (componente verticale)   | = | 977.1   | kN  |

Tabella 13.1 – Calcolo della spinta idraulica in corrispondenza delle deviazioni altimetriche considerate

### 13.2.2 Dimensioni e peso dei blocchi

Tutti i blocchi di ancoraggio fondati su pali avranno le stesse dimensioni, fissate come di seguito riportato:

| <b>DIMENSIONI E PESO DEL BLOCCO</b> |   |        |       |
|-------------------------------------|---|--------|-------|
| L                                   | = | 2.00   | m     |
| B                                   | = | 3.00   | m     |
| H                                   | = | 2.00   | m     |
| $\gamma$                            | = | 25.00  | kN/mc |
| P                                   | = | 300.00 | kN    |

Tabella 13-1 – Caratteristiche dei blocchi di ancoraggio scelti

### 13.2.3 Approccio per il dimensionamento dei pali di fondazione

Le verifiche dei pali vengono condotte secondo l'**Approccio 2**, con la combinazione (**A1+M1+R3**), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 13-2, 13-3, 13-4.

| Resistenza               | Simbolo       | Pali infissi | Pali trivellati | Pali ad elica continua |
|--------------------------|---------------|--------------|-----------------|------------------------|
|                          | $\gamma_R$    | (R3)         | (R3)            | (R3)                   |
| Base                     | $\gamma_b$    | 1,15         | 1,35            | 1,3                    |
| Laterale in compressione | $\gamma_s$    | 1,15         | 1,15            | 1,15                   |
| Totale (*)               | $\gamma$      | 1,15         | 1,30            | 1,25                   |
| Laterale in trazione     | $\gamma_{st}$ | 1,25         | 1,25            | 1,25                   |

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 13-2 – Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

| Numero di verticali indagate | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    | 7    | ≥ 10 |
|------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| $\xi_3$                      | 1,70 | 1,65 | 1,60 | 1,55 | 1,50 | 1,45 | 1,40 |
| $\xi_4$                      | 1,70 | 1,55 | 1,48 | 1,42 | 1,34 | 1,28 | 1,21 |

Tabella 13-3 – Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (cautelativamente si assume una sola verticale indagata)

| Coefficiente parziale (R3) |
|----------------------------|
| $\gamma_T = 1,3$           |

Tabella 13-4 – Coefficiente parziale per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

#### 13.2.4 Dimensionamento dei pali di fondazione a carico limite verticale

La resistenza a **carico limite verticale** del singolo palo può essere espressa come:

$$R_n = S + B - W$$

Dove:

- $S$  = resistenza laterale;
- $B$  = resistenza alla base (nulla se il palo è in trazione);
- $W$  = peso proprio del palo (trascurabile per il modesto diametro dei pali).

La resistenza laterale viene stata calcolata tenendo conto della stratigrafia, delle condizioni idrauliche, della tecnologia esecutiva del palo. La resistenza laterale può essere espressa come:

$$S = \pi d \int_{z1}^{z2} \sigma'_h(z) \cdot \mu \, dz$$

Dove:

- $\sigma'_h(z) = k \cdot \sigma'_v(z)$

- $k$  coefficiente empirico che dipende dalla tecnologia esecutiva del palo e dalle caratteristiche del terreno; per pali trivellati la letteratura suggerisce  $k = 1 - \sin(\phi)$ .
- $\mu$  coefficiente d'attrito. Per pali trivellati la letteratura suggerisce  $\mu = \tan(\phi)$ .
- $(z_2 - z_1) = L_s$  lunghezza collaborante del palo.

Per quanto riguarda il contributo alla punta vale:

$$B = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot N_q \cdot \sigma'_v(L_p)$$

Dove:

- $N_q$  coefficiente di Berezantsev (1961).
- $\sigma'_v(L_p)$  tensione verticale efficace litostatica alla testa del palo.

La resistenza alla base si considera solo in compressione. Il coefficiente  $N_q$  è funzione  $f(\phi, L/d)$ , introdotto da Berezantsev, consente di tenere conto del comportamento dei pali trivellati di medio diametro. Si riporta in figura l'andamento di  $N_q$ :

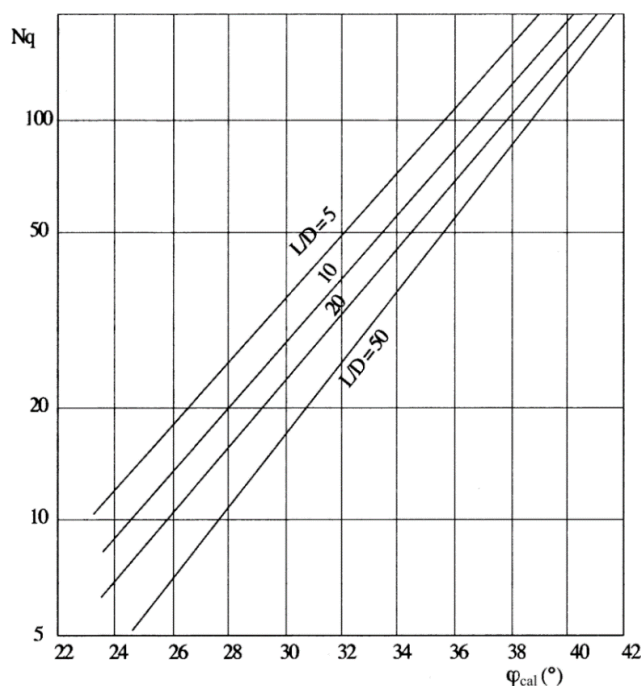


Figura 13-4 – Abaco di Berezantsev (1961) per pali di medio diametro

**RELAZIONE GEOTECNICA**

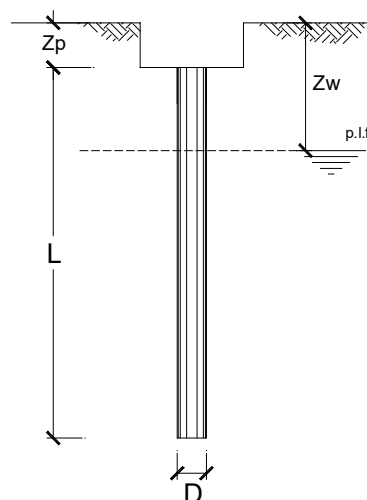
Si procede quindi al calcolo della capacità portante di un singolo palo per il presente progetto, ipotizzando pali di diametro  $\phi = 500 \text{ mm}$ , lunghi 15 m. Poiché la componente verticale  $S_z$  della spinta idraulica è diretta verso l'alto ed è in tutti e 6 i casi analizzati superiore in modulo al peso del blocco di ancoraggio, i pali saranno sottoposti a trazione.

**CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO**
**CANTIERE:**
**OPERA:**
**DATI DI INPUT:**

|                                      |      |      |                                 |        |                  |
|--------------------------------------|------|------|---------------------------------|--------|------------------|
| Diametro del Palo (D):               | 0.50 | (m)  | Area del Palo ( $A_p$ ):        | 0.196  | ( $\text{m}^2$ ) |
| Quota testa Palo dal p.c. ( $z_p$ ): | 0.00 | (m)  | Quota falda dal p.c. ( $z_w$ ): | 100.00 | (m)              |
| Carico Assiale Permanente (G):       | -1   | (kN) | Carico Assiale variabile (Q):   | 0      | (kN)             |
| Numero di strati                     | 1    |      | Lpalo =                         | 15.00  | (m)              |

| coefficienti parziali    |          |                                                                                     | azioni                   |                         | resistenza laterale e di base |            |                           |
|--------------------------|----------|-------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------|-------------------------|-------------------------------|------------|---------------------------|
| Metodo di calcolo        |          |                                                                                     | permanenti<br>$\gamma_G$ | variabili<br>$\gamma_Q$ | $\gamma_b$                    | $\gamma_s$ | $\gamma_{s \text{ traz}}$ |
| SLU                      | A1+M1+R1 |    | 1.30                     | 1.50                    | 1.00                          | 1.00       | 1.00                      |
|                          | A2+M1+R2 |   | 1.00                     | 1.30                    | 1.70                          | 1.45       | 1.60                      |
|                          | A1+M1+R3 |  | 1.30                     | 1.50                    | 1.35                          | 1.15       | 1.25                      |
|                          | SISMA    |  | 1.00                     | 1.00                    | 1.35                          | 1.15       | 1.25                      |
| DM88                     |          |                                                                                     | 1.00                     | 1.00                    | 1.00                          | 1.00       | 1.00                      |
| definiti dal progettista |          |                                                                                     | 1.10                     | 1.20                    | 1.50                          | 1.30       | 1.30                      |

| n       | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    | 7    | $\geq 10$ | T.A. | prog. |
|---------|------|------|------|------|------|------|-----------|------|-------|
| $\xi_3$ | 1.70 | 1.65 | 1.60 | 1.55 | 1.50 | 1.45 | 1.40      | 1.00 | 1.00  |
| $\xi_4$ | 1.70 | 1.55 | 1.48 | 1.42 | 1.34 | 1.28 | 1.21      | 1.00 | 1.00  |


**PARAMETRI MEDI**

| Strato | Spess | Tipo di terreno | Parametri del terreno           |                            |                                      |                              |
|--------|-------|-----------------|---------------------------------|----------------------------|--------------------------------------|------------------------------|
|        |       |                 | $\gamma$<br>( $\text{kN/m}^3$ ) | $c'_{\text{med}}$<br>(kPa) | $\phi'_{\text{med}}$<br>( $^\circ$ ) | $c_{u \text{ med}}$<br>(kPa) |
| (-)    | (m)   |                 |                                 |                            |                                      |                              |
| 1      | 15.00 | unità 1         | 20.00                           |                            | 26.0                                 | 0.0                          |
|        |       |                 |                                 |                            |                                      |                              |
|        |       |                 |                                 |                            |                                      |                              |
|        |       |                 |                                 |                            |                                      |                              |
|        |       |                 |                                 |                            |                                      |                              |
|        |       |                 |                                 |                            |                                      |                              |
|        |       |                 |                                 |                            |                                      |                              |
|        |       |                 |                                 |                            |                                      |                              |
|        |       |                 |                                 |                            |                                      |                              |

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

| Coefficienti di Calcolo |       |     |          |
|-------------------------|-------|-----|----------|
| k                       | $\mu$ | a   | $\alpha$ |
| (-)                     | (-)   | (-) | (-)      |
| 0.56                    | 0.49  |     |          |
|                         |       |     |          |
|                         |       |     |          |
|                         |       |     |          |
|                         |       |     |          |
|                         |       |     |          |
|                         |       |     |          |
|                         |       |     |          |
|                         |       |     |          |

**PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)**[illegible][illegible]

$$N_d = -1.3 \text{ (kN)}$$

**laterale  $R_{s:cal\ med} = 968.1$  (kN)**

|        |                    |            |
|--------|--------------------|------------|
| totale | $R_{c;cal\ med} =$ | 968.1 (kN) |
|--------|--------------------|------------|

**laterale  $R_{s:cal\ min} = 968.1$  (kN)**

|               |                                      |                   |
|---------------|--------------------------------------|-------------------|
| <b>totale</b> | <b><math>R_{c;cal\ min} =</math></b> | <b>968.1 (kN)</b> |
|---------------|--------------------------------------|-------------------|

$$R_{C,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 569.5 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,d} = 455.6 \text{ (kN)}$$

| <b>Blocco picchetto 34</b>            |   |        |    |
|---------------------------------------|---|--------|----|
| <b>VERIFICA PALI - CARICO ASSIALE</b> |   |        |    |
| $S_z$ (comp. verticale pressione)     | = | 618.74 | kN |
| P (peso del blocco)                   | = | 300    | kN |
| $R_{c,d}$ singolo palo                | = | 455.60 | kN |
| Numero pali                           | = | 2.00   | -  |
| $R_{c,d,p}$ totale pali               | = | 911.2  | kN |
| $S_{c,d}$ totale                      | = | 628.1  | kN |
| $F_s$                                 | = | 1.45   | -  |
| verifica ( $F_s \geq 1$ )             |   | OK     |    |

| <b>Blocco picchetto 119</b>           |   |         |    |
|---------------------------------------|---|---------|----|
| <b>VERIFICA PALI - CARICO ASSIALE</b> |   |         |    |
| $S_z$ (comp. verticale pressione)     | = | 1076.47 | kN |
| P (peso del blocco)                   | = | 300     | kN |
| $R_{c,d}$ singolo palo                | = | 455.60  | kN |
| Numero pali                           | = | 3.00    | -  |
| $R_{c,d,p}$ totale pali               | = | 1366.8  | kN |
| $S_{c,d}$ totale                      | = | 1314.7  | kN |
| $F_s$                                 | = | 1.04    | -  |
| verifica ( $F_s \geq 1$ )             |   | OK      |    |

| <b>Blocco picchetto 156</b>           |   |         |    |
|---------------------------------------|---|---------|----|
| <b>VERIFICA PALI - CARICO ASSIALE</b> |   |         |    |
| $S_z$ (comp. verticale pressione)     | = | 1514.95 | kN |
| P (peso del blocco)                   | = | 300     | kN |
| $R_{c,d}$ singolo palo                | = | 455.60  | kN |
| Numero pali                           | = | 5.00    | -  |
| $R_{c,d,p}$ totale pali               | = | 2278    | kN |
| $S_{c,d}$ totale                      | = | 1972.4  | kN |
| $F_s$                                 | = | 1.15    | -  |
| verifica ( $F_s \geq 1$ )             |   | OK      |    |

| <b>Blocco picchetto 293</b>           |   |         |    |
|---------------------------------------|---|---------|----|
| <b>VERIFICA PALI - CARICO ASSIALE</b> |   |         |    |
| $S_z$ (comp. verticale pressione)     | = | 1326.71 | kN |
| P (peso del blocco)                   | = | 300     | kN |
| $R_{c,d}$ singolo palo                | = | 455.60  | kN |
| Numero pali                           | = | 4.00    | -  |
| $R_{c,d,p}$ totale pali               | = | 1822.4  | kN |
| $S_{c,d}$ totale                      | = | 1690.1  | kN |
| $F_s$                                 | = | 1.08    | -  |
| verifica ( $F_s \geq 1$ )             |   | OK      |    |

| <b>Blocco picchetto 389</b>           |   |         |    |
|---------------------------------------|---|---------|----|
| <b>VERIFICA PALI - CARICO ASSIALE</b> |   |         |    |
| $S_z$ (comp. verticale pressione)     | = | 1054.54 | kN |
| P (peso del blocco)                   | = | 300     | kN |
| $R_{c,d}$ singolo palo                | = | 455.60  | kN |
| Numero pali                           | = | 3.00    | -  |
| $R_{c,d,p}$ totale pali               | = | 1366.8  | kN |
| $S_{c,d}$ totale                      | = | 1281.8  | kN |
| $F_s$                                 | = | 1.07    | -  |
| verifica ( $F_s \geq 1$ )             |   | OK      |    |

| <b>Blocco picchetto 408</b>           |   |        |    |
|---------------------------------------|---|--------|----|
| <b>VERIFICA PALI - CARICO ASSIALE</b> |   |        |    |
| $S_z$ (comp. verticale pressione)     | = | 977.12 | kN |
| P (peso del blocco)                   | = | 300    | kN |
| $R_{c,d}$ singolo palo                | = | 455.60 | kN |
| Numero pali                           | = | 3.00   | -  |
| $R_{c,d,p}$ totale pali               | = | 1366.8 | kN |
| $S_{c,d}$ totale                      | = | 1165.7 | kN |
| $F_s$                                 | = | 1.17   | -  |
| verifica ( $F_s \geq 1$ )             |   | OK     |    |

Tabella 13-5 – Risultati delle verifiche dei pali per carico limite verticale

### 13.2.5 Dimensionamento dei pali di fondazione a carico limite orizzontale

Il **carico limite orizzontale** del singolo palo si calcola impiegando la teoria di Broms (1964), basata sulle seguenti ipotesi:

- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico, ossia la resistenza del terreno è mobilitata interamente e costantemente per qualsiasi spostamento diverso da zero;

- la forma della sezione trasversale è influente ai fini del calcolo; il valore del carico limite è determinato in funzione della dimensione caratteristica "d" del palo;
- comportamento flessionale del palo di tipo rigido-perfettamente plastico, ossia le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento non raggiunge il valore di plasticizzazione.

Nel caso in cui il palo, immerso in terreni coesivi, sia vincolato alla sua estremità superiore da una struttura che ne impedisca totalmente la rotazione, l'autore individua 3 possibili meccanismi di rottura (figura 13-5):

- palo corto, caratterizzato da una traslazione rigida dell'elemento;
- palo intermedio, in cui si ha la formazione di una sola cerniera plastica nella sezione di collegamento con la struttura di fondazione;
- palo lungo, in cui si ha la formazione di 2 cerniere plastiche.

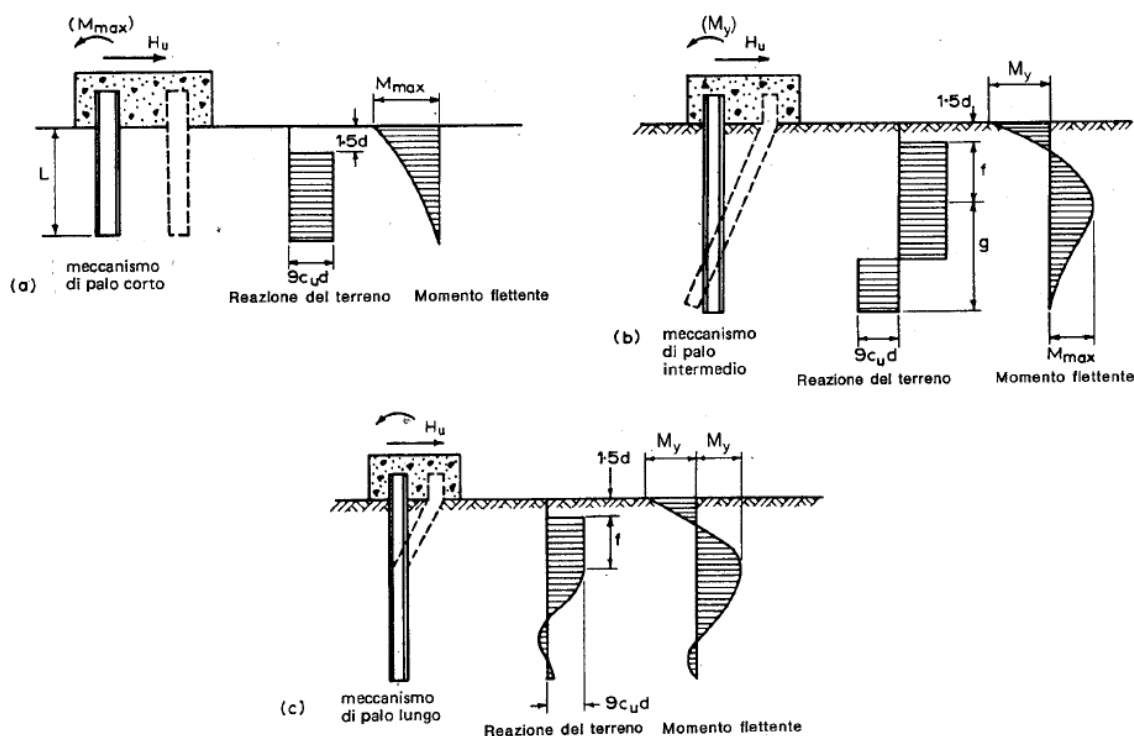


Figura 13-5 – Meccanismi di rottura per pali impediti di ruotare in testa in terreni coesivi secondo Broms (1964)

Impiegando le equazioni di equilibrio alla rotazione e/o traslazione del palo, sotto le ipotesi semplificative precedentemente introdotte, è possibile valutare il tipo di comportamento del palo ed il relativo carico limite. Il momento di plasticizzazione  $M_y$

del palo, adottato nel calcolo, è relativo alla condizione di sforzo normale nullo: tale assunzione, per una sezione in c.a., risulta a vantaggio di sicurezza in quanto minimizza  $M_y$  e, di conseguenza, il taglio massimo resistente.

Si procede quindi al calcolo della capacità portante, a carico limite orizzontale, di un singolo palo per il presente progetto. In accordo con quanto ipotizzato nel paragrafo precedente, i pali hanno diametro  $\phi = 500 \text{ mm}$  e lunghezza pari a 15 m. Si ipotizzano due tipologie di palo che differiscono unicamente nella quantità di armatura:

- palo di tipo A: 12  $\phi 24$
- palo di tipo B: 14  $\phi 28$

Per il **palo di tipo A** si ha un momento di plasticizzazione calcolato come di seguito:

**Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare**

Diametro = 500 (mm)  
Raggio = 250 (mm)  
Sforzo Normale = 0 (kN)

**Caratteristiche dei Materiali**

calcestruzzo

$R_{ck}$  = 30 (Mpa)

$f_{ck}$  = 25 (Mpa)

$\gamma_c$  = 1.5

$\alpha_{cc}$  = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17 \text{ (Mpa)}$

**Acciaio**

tipo di acciaio

$f_{yk}$  = 450 (Mpa)

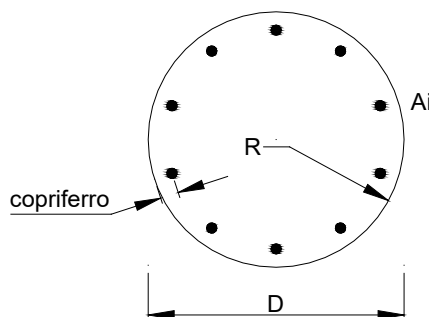
$\gamma_s$  = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3 \text{ (Mpa)}$

$E_s$  = 206000 (Mpa)

$\varepsilon_{ys}$  = 0.190%

$\varepsilon_{uk}$  = 10.000%



**Armature**

| numero | diametro (mm) | area (mm <sup>2</sup> ) | copriferro (mm) |
|--------|---------------|-------------------------|-----------------|
| 12     | φ 24          | 5428.67                 | 50              |

**Momento di Plasticizzazione**

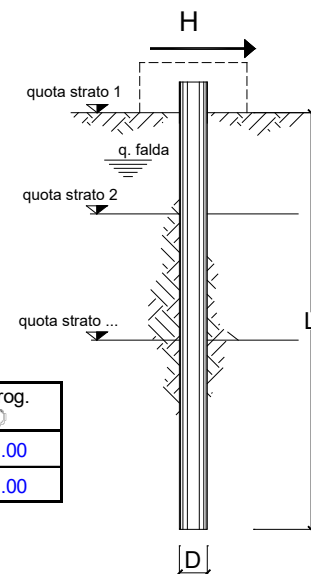
**M<sub>y</sub> = 334.0 (kN m)**

E di conseguenza, considerando il modello di palo impedito di ruotare, si calcola il carico limite orizzontale del singolo palo:

**opera**

| coefficienti parziali    |          |   | A                            |                             | M               |                            | R              |
|--------------------------|----------|---|------------------------------|-----------------------------|-----------------|----------------------------|----------------|
| Metodo di calcolo        |          |   | permanenti<br>γ <sub>G</sub> | variabili<br>γ <sub>Q</sub> | γ <sub>φ'</sub> | γ <sub>c<sub>u</sub></sub> | γ <sub>T</sub> |
| SLU                      | A1+M1+R1 | ○ | 1.30                         | 1.50                        | 1.00            | 1.00                       | 1.00           |
|                          | A2+M1+R2 | ○ | 1.00                         | 1.30                        | 1.00            | 1.00                       | 1.60           |
|                          | A1+M1+R3 | ● | 1.30                         | 1.50                        | 1.00            | 1.00                       | 1.30           |
|                          | SISMA    | ○ | 1.00                         | 1.00                        | 1.00            | 1.00                       | 1.30           |
| DM88                     |          |   | 1.00                         | 1.00                        | 1.00            | 1.00                       | 1.00           |
| definiti dal progettista |          |   | 1.30                         | 1.50                        | 1.25            | 1.40                       | 1.00           |

| n              | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    | 7    | ≥10  | T.A. | prog. |
|----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
| ξ <sub>3</sub> | 1.70 | 1.65 | 1.60 | 1.55 | 1.50 | 1.45 | 1.40 | 1.00 | 1.00  |
| ξ <sub>4</sub> | 1.70 | 1.55 | 1.48 | 1.42 | 1.34 | 1.28 | 1.21 | 1.00 | 1.00  |



| strati terreno                    | descrizione | quote (m) | γ (kN/m <sup>3</sup> ) | γ' (kN/m <sup>3</sup> ) | φ (°) | Parametri medi |                      | Parametri minimi |                |                      |
|-----------------------------------|-------------|-----------|------------------------|-------------------------|-------|----------------|----------------------|------------------|----------------|----------------------|
|                                   |             |           |                        |                         |       | k <sub>p</sub> | c <sub>u</sub> (kPa) | φ (°)            | k <sub>p</sub> | c <sub>u</sub> (kPa) |
| p.c.=strato 1                     |             | 100.00    | 20                     | 20                      | 26    | 2.56           |                      | 26               | 2.56           |                      |
| <input type="checkbox"/> strato 2 |             |           |                        |                         |       | 1.00           |                      |                  | 1.00           |                      |
| <input type="checkbox"/> strato 3 |             |           |                        |                         |       | 1.00           |                      |                  | 1.00           |                      |
| <input type="checkbox"/> strato 4 |             |           |                        |                         |       | 1.00           |                      |                  | 1.00           |                      |
| <input type="checkbox"/> strato 5 |             |           |                        |                         |       | 1.00           |                      |                  | 1.00           |                      |
| <input type="checkbox"/> strato 6 |             |           |                        |                         |       | 1.00           |                      |                  | 1.00           |                      |

Quota falda 0 (m)

Diametro del palo D 0.50 (m)

Lunghezza del palo L 15.00 (m)

Momento di plasticizzazione palo M<sub>y</sub> 334.03 (kNm)

Step di calcolo 0.01 (m)

|                 | <u>H medio</u>                                    |                   |                   | <u>H minimo</u>        |                   |                   |
|-----------------|---------------------------------------------------|-------------------|-------------------|------------------------|-------------------|-------------------|
| Palo lungo      | 337.7                                             | (kN)              |                   | 337.7                  | (kN)              |                   |
| Palo intermedio | 2282.3                                            | (kN)              |                   | 2282.3                 | (kN)              |                   |
| Palo corto      | 8643.6                                            | (kN)              |                   | 8643.6                 | (kN)              |                   |
|                 | <b>H<sub>med</sub></b>                            | <b>337.7 (kN)</b> | <b>Palo lungo</b> | <b>H<sub>min</sub></b> | <b>337.7 (kN)</b> | <b>Palo lungo</b> |
|                 | $H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ |                   |                   | 198.66                 | (kN)              |                   |
|                 | $H_d = H_k/\gamma_T$                              |                   |                   | <b>152.82</b>          | <b>(kN)</b>       |                   |

Analogamente, per il **palo di tipo B** si ha un momento di plasticizzazione calcolato come di seguito:

**Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare**

Diametro = 500 (mm)  
Raggio = 250 (mm)  
Sforzo Normale = 0 (kN)

**Caratteristiche dei Materiali**

calcestruzzo

R<sub>ck</sub> = 30 (Mpa)  
f<sub>ck</sub> = 25 (Mpa)

$\gamma_c$  = 1.5  
 $\alpha_{cc}$  = 0.85

f<sub>cd</sub> =  $\alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$  = 14.17 (Mpa)

**Acciaio**

tipo di acciaio

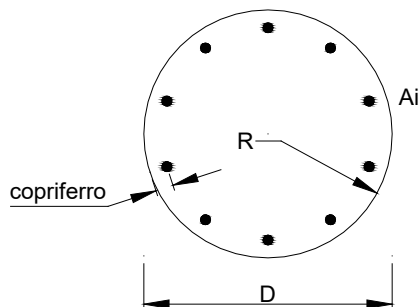
f<sub>yk</sub> = 450 (Mpa)

$\gamma_s$  = 1.15

f<sub>yd</sub> =  $f_{yk} / \gamma_s$  = 391.3 (Mpa)

E<sub>s</sub> = 206000 (Mpa)

$\epsilon_{ys}$  = 0.190%  
 $\epsilon_{uk}$  = 10.000%



**Armature**

| numero |   | diametro (mm) |   | area (mm <sup>2</sup> ) | copriferro (mm) |
|--------|---|---------------|---|-------------------------|-----------------|
| 14     | ▲ | φ 28          | ▼ | 8620.53                 | 50              |
| 0      | ▲ | φ 18          | ▼ | 0.00                    | 70              |
| 0      | ▲ | φ 8           | ▼ | 0.00                    | 30              |

**Momento di Plasticizzazione**

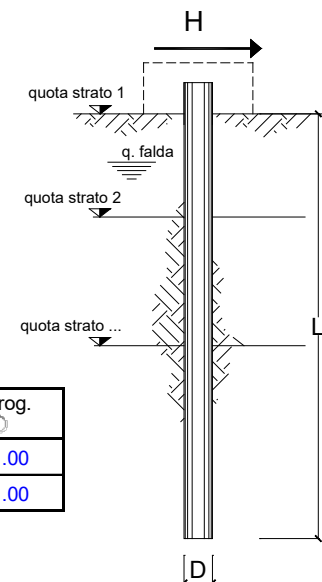
$$M_y = 497.0 \quad (\text{kN m})$$

E di conseguenza, considerando il modello di palo impedito di ruotare, si calcola il carico limite orizzontale del singolo palo:

**opera**

| coefficienti parziali    |          |   | A          |           | M               |                            | R              |
|--------------------------|----------|---|------------|-----------|-----------------|----------------------------|----------------|
| Metodo di calcolo        |          |   | permanenti | variabili | γ <sub>φ'</sub> | γ <sub>c<sub>u</sub></sub> | γ <sub>T</sub> |
| SLU                      | A1+M1+R1 | ○ | 1.30       | 1.50      | 1.00            | 1.00                       | 1.00           |
|                          | A2+M1+R2 | ○ | 1.00       | 1.30      | 1.00            | 1.00                       | 1.60           |
|                          | A1+M1+R3 | ● | 1.30       | 1.50      | 1.00            | 1.00                       | 1.30           |
|                          | SISMA    | ○ | 1.00       | 1.00      | 1.00            | 1.00                       | 1.30           |
| DM88                     |          |   | 1.00       | 1.00      | 1.00            | 1.00                       | 1.00           |
| definiti dal progettista |          |   | 1.30       | 1.50      | 1.25            | 1.40                       | 1.00           |

| n              | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    | 7    | ≥10  | T.A. | prog. |
|----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
| ξ <sub>3</sub> | 1.70 | 1.65 | 1.60 | 1.55 | 1.50 | 1.45 | 1.40 | 1.00 | 1.00  |
| ξ <sub>4</sub> | 1.70 | 1.55 | 1.48 | 1.42 | 1.34 | 1.28 | 1.21 | 1.00 | 1.00  |



| strati terreno                    | descrizione | quote (m) | γ (kN/m <sup>3</sup> ) | γ' (kN/m <sup>3</sup> ) | φ (°) | Parametri medi |                      | Parametri minimi |                |                      |
|-----------------------------------|-------------|-----------|------------------------|-------------------------|-------|----------------|----------------------|------------------|----------------|----------------------|
|                                   |             |           |                        |                         |       | k <sub>p</sub> | c <sub>u</sub> (kPa) | φ (°)            | k <sub>p</sub> | c <sub>u</sub> (kPa) |
| p.c.=strato 1                     |             | 100.00    | 20                     | 20                      | 26    | 2.56           |                      | 26               | 2.56           |                      |
| <input type="checkbox"/> strato 2 |             |           |                        |                         |       | 1.00           |                      |                  | 1.00           |                      |
| <input type="checkbox"/> strato 3 |             |           |                        |                         |       | 1.00           |                      |                  | 1.00           |                      |
| <input type="checkbox"/> strato 4 |             |           |                        |                         |       | 1.00           |                      |                  | 1.00           |                      |
| <input type="checkbox"/> strato 5 |             |           |                        |                         |       | 1.00           |                      |                  | 1.00           |                      |
| <input type="checkbox"/> strato 6 |             |           |                        |                         |       | 1.00           |                      |                  | 1.00           |                      |

**RELAZIONE GEOTECNICA**

|                                        |        |       |
|----------------------------------------|--------|-------|
| Quota falda                            | 0      | (m)   |
| Diametro del palo D                    | 0.50   | (m)   |
| Lunghezza del palo L                   | 15.00  | (m)   |
| Momento di plasticizzazione palo $M_y$ | 496.98 | (kNm) |
| Step di calcolo                        | 0.01   | (m)   |

|                 | <u>H medio</u>                                    |             |                   | <u>H minimo</u>              |             |                   |
|-----------------|---------------------------------------------------|-------------|-------------------|------------------------------|-------------|-------------------|
| Palo lungo      | 440.2                                             | (kN)        |                   | 440.2                        | (kN)        |                   |
| Palo intermedio | 2282.3                                            | (kN)        |                   | 2282.3                       | (kN)        |                   |
| Palo corto      | 8643.6                                            | (kN)        |                   | 8643.6                       | (kN)        |                   |
|                 | <b>H<sub>med</sub> 440.2</b>                      | <b>(kN)</b> | <b>Palo lungo</b> | <b>H<sub>min</sub> 440.2</b> | <b>(kN)</b> | <b>Palo lungo</b> |
|                 | $H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ |             |                   | 258.93                       | (kN)        |                   |
|                 | $H_d = H_k/\gamma_T$                              |             |                   | <b>199.18</b>                | <b>(kN)</b> |                   |

Per ciascun blocco si procede quindi alla verifica dei pali a carico limite orizzontale, di cui si riportano di seguito i risultati in forma tabellare.

| <b>Blocco picchetto 34 - palo tipo A</b>       |   |        |    |
|------------------------------------------------|---|--------|----|
| <b>VERIFICA PALI - CARICO LIM. ORIZZONTALE</b> |   |        |    |
| $S_x$ (comp. orizzontale pressione)            | = | 125.88 | kN |
| $S_{x,d}$                                      | = | 188.82 | kN |
| $H_d$ singolo palo                             | = | 152.82 | kN |
| Numero pali                                    | = | 2.00   | -  |
| $H_d$ totale                                   | = | 305.64 | kN |
| $F_s$                                          | = | 1.62   | -  |
| verifica ( $F_s \geq 1$ )                      |   | OK     |    |

| <b>Blocco picchetto 119 - palo tipo A</b>      |   |        |    |
|------------------------------------------------|---|--------|----|
| <b>VERIFICA PALI - CARICO LIM. ORIZZONTALE</b> |   |        |    |
| $S_x$ (comp. orizzontale pressione)            | = | 288.44 | kN |
| $S_{x,d}$                                      | = | 432.66 | kN |
| $H_d$ singolo palo                             | = | 152.82 | kN |
| Numero pali                                    | = | 3.00   | -  |
| $H_d$ totale                                   | = | 458.46 | kN |
| $F_s$                                          | = | 1.06   | -  |
| verifica ( $F_s \geq 1$ )                      |   | OK     |    |

| <b>Blocco picchetto 156 - palo tipo B</b>      |   |        |    |
|------------------------------------------------|---|--------|----|
| <b>VERIFICA PALI - CARICO LIM. ORIZZONTALE</b> |   |        |    |
| $S_x$ (comp. orizzontale pressione)            | = | 627.51 | kN |
| $S_{x,d}$                                      | = | 941.27 | kN |
| $H_d$ singolo palo                             | = | 199.18 | kN |
| Numero pali                                    | = | 5.00   | -  |
| $H_d$ totale                                   | = | 995.9  | kN |
| $F_s$                                          | = | 1.06   | -  |
| verifica ( $F_s \geq 1$ )                      |   | OK     |    |

| <b>Blocco picchetto 293 - palo tipo B</b>      |   |        |    |
|------------------------------------------------|---|--------|----|
| <b>VERIFICA PALI - CARICO LIM. ORIZZONTALE</b> |   |        |    |
| $S_x$ (comp. orizzontale pressione)            | = | 443.91 | kN |
| $S_{x,d}$                                      | = | 665.87 | kN |
| $H_d$ singolo palo                             | = | 199.18 | kN |
| Numero pali                                    | = | 4.00   | -  |
| $H_d$ totale                                   | = | 796.72 | kN |
| $F_s$                                          | = | 1.20   | -  |
| verifica ( $F_s \geq 1$ )                      |   | OK     |    |

| <b>Blocco picchetto 389 - palo tipo A</b>      |   |        |    | <b>Blocco picchetto 408 - palo tipo A</b>      |   |        |    |
|------------------------------------------------|---|--------|----|------------------------------------------------|---|--------|----|
| <b>VERIFICA PALI - CARICO LIM. ORIZZONTALE</b> |   |        |    | <b>VERIFICA PALI - CARICO LIM. ORIZZONTALE</b> |   |        |    |
| $S_x$ (comp. orizzontale pressione)            | = | 243.46 | kN | $S_x$ (comp. orizzontale pressione)            | = | 216.62 | kN |
| $S_{x,d}$                                      | = | 365.19 | kN | $S_{x,d}$                                      | = | 324.93 | kN |
| $H_d$ singolo palo                             | = | 152.82 | kN | $H_d$ singolo palo                             | = | 152.82 | kN |
| Numero pali                                    | = | 3.00   | -  | Numero pali                                    | = | 3.00   | -  |
| $H_d$ totale                                   | = | 458.46 | kN | $H_d$ totale                                   | = | 458.46 | kN |
| $F_s$                                          | = | 1.26   | -  | $F_s$                                          | = | 1.41   | -  |
| verifica ( $F_s \geq 1$ )                      |   | OK     |    | verifica ( $F_s \geq 1$ )                      |   | OK     |    |

Tabella 13-6 – Risultati delle verifiche dei pali per carico limite orizzontale

### 13.3 Risultati del dimensionamento

Si riepilogano in forma tabellare i risultati ottenuti con il dimensionamento dei blocchi di ancoraggio fondati su pali, che verranno realizzati a monte e a valle di ciascuno dei 6 pendii individuati al paragrafo 11.5 della presente relazione.

| picchetti<br>del blocco | pendenza<br>[°] | pressione<br>[m] | dimensioni blocco |       |       | volume<br>[mc] | numero<br>pali | $\phi$ pali<br>[m] | L pali<br>[m] | tipo<br>palo | Fs           |                  |
|-------------------------|-----------------|------------------|-------------------|-------|-------|----------------|----------------|--------------------|---------------|--------------|--------------|------------------|
|                         |                 |                  | L [m]             | B [m] | H [m] |                |                |                    |               |              | car. assiale | car. lim. orizz. |
| 29 e 34                 | 23              | 494.25           | 2                 | 3     | 2     | 12             | 2              | 0.5                | 15            | A            | 1.45         | 1.62             |
| 119 e 129               | 30              | 508.14           | 2                 | 3     | 2     | 12             | 3              | 0.5                | 15            | A            | 1.04         | 1.06             |
| 148 e 156               | 45              | 505.66           | 2                 | 3     | 2     | 12             | 5              | 0.5                | 15            | B            | 1.15         | 1.06             |
| 287 e 293               | 37              | 520.31           | 2                 | 3     | 2     | 12             | 4              | 0.5                | 15            | B            | 1.08         | 1.20             |
| 389 e 393               | 26              | 567.77           | 2                 | 3     | 2     | 12             | 3              | 0.5                | 15            | A            | 1.07         | 1.26             |
| 397 e 408               | 25              | 545.7            | 2                 | 3     | 2     | 12             | 3              | 0.5                | 15            | A            | 1.17         | 1.41             |

Tabella 13-7 – Risultati del dimensionamento dei blocchi di ancoraggio fondati su pali

Le due tipologie di pali proposte differiscono unicamente nella quantità di armatura:

- palo di tipo A: 12  $\phi$ 24
- palo di tipo B: 14  $\phi$ 28