

ITINERARIO INTERNAZIONALE E78 S.G.C. GROSSETO – FANO
Tratto Selci Lama (E45) – S. Stefano di Gaifa
Adeguamento a 2 corsie della Galleria della Guinza (lotto 2)
e del tratto Guinza – Mercatello Ovest (lotto 3)
1° stralcio

PROGETTO ESECUTIVO

COD. AN58

PROGETTAZIONE:
RAGGRUPPAMENTO
TEMPORANEO PROGETTISTI

MANDATARIA:



MANDANTI:



sinergo

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI
SPECIALISTICHE:

Ing. Riccardo Formichi – Società Pro Iter Srl
Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. 18045



IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Massimo Mezzanzanica – Società Pro Iter Srl
Albo Geol. Lombardia n. A762

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Ing. Massimo Mangini – Società Erre.Vi.A Srl
Ordine Ingegneri Provincia di Varese n. 1502

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO:

Dott. ing. Vincenzo Catone

PROTOCOLLO:

DATA:

03 - GEOLOGIA E GEOTECNICA

03.03 - GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

LO702M E 2101

NOME FILE

T00GE03GETRE01A.pdf

CODICE
ELAB.

T00GE03GETRE01

REVISIONE

A

SCALA

R

D

C

B

A

EMISSIONE

FEBBRAIO 2023

VITIELLO

MEZZANZANICA

FORMICHI

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	6
2	NORMATIVE ED ELABORATI DI RIFERIMENTO	8
2.1	Normative e raccomandazioni tecniche	8
2.2	Riferimenti bibliografici	8
2.3	Elaborati delle fasi precedenti della progettazione	8
2.4	Elaborati di progetto esecutivo	8
3	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E DESCRIZIONE DELLE OPERE	10
3.1	Lato Umbria.....	11
3.1.1	Galleria Guinza – Imbocco lato Umbria: interventi di messa in sicurezza della paratia d’imbocco e terra rinforzata.....	11
3.1.2	Muro di sostegno davanti a paratia esistente (lato Umbria).....	15
3.1.3	Muri su pali lato Umbria – Asse 3 e Asse 5	16
3.1.4	Nuovo tombino scatolare lato Umbria – Interventi di consolidamento provvisorio degli scavi e di fondazione dell’opera	20
3.1.5	Consolidamento scarpata a monte della S.P.200	21
3.2	Lato Marche.....	21
3.2.1	Galleria Guinza – imbocco lato Marche: opere di stabilizzazione dei versanti.....	21
3.2.2	Rilevati e trincee lato Marche.....	22
4	INDAGINI GEOGNOSTICHE E PROVE DI LABORATORIO	23
4.1	Campagne di indagini geognostiche pregresse per le fasi di progetto dei Lotti 2 e 3	23
4.1.1	Campagna di indagine Methodo S.r.l. (1999)	23
4.1.2	Campagna di indagine Sondedile S.r.l. (2018)	24
4.2	Campagne di indagini geognostiche pregresse per la progettazione del Lotto 4.....	25
4.2.1	Campagna di indagine Geotec S.p.A. (1998)	25
4.2.2	Campagna di indagine Geoemme Due S.a.s. e Polo Geologico S.n.c. (2001)	25
4.2.3	Campagna di indagine Perigeo Sondaggi S.n.c. (2002).....	25
4.2.4	Campagna di indagini Comune di Mercatello sul Metauro (1994-2004)	26
4.2.5	Campagna di indagine Gamma Geoservizi S.r.l. (2021-2022).....	26
4.3	Campagna di indagine geognostica integrativa Pizzi Terra S.r.l. (2022).....	27
5	QUADRO GEOLOGICO-STRATIGRAFICO DI RIFERIMENTO	28
5.1	Unità stratigrafiche di riferimento	28
5.1.1	Substrato marino neogenico.....	28
5.1.2	Terreni di copertura olocenici.....	30
6	QUADRO GEOMORFOLOGICO DI RIFERIMENTO	33
6.1	Area a rischio frana o esondazione - Piano Stralcio di Bacino per l’Assetto Idrogeologico (P.A.I.)...34	
6.1.1	Intersezione lato Marche (fine 3° Lotto).....	34

6.1.2	Lato Umbria	35
6.2	Sintesi dello studio delle deformazioni storiche con interferometri radar satellitare del tratto Guinza-Mercatello Ovest	36
7	SCHEMA IDROGEOLOGICO E PERMEABILITÀ DEI TERRENI	37
7.1	Idrogeologia dei terreni	37
7.2	Caratterizzazione idrogeologica delle unità	37
7.3	Livello piezometrico della falda e interferenza acquiferi	38
7.3.1	Lato Umbria	39
7.3.2	Lato Marche	39
8	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE	40
8.1	Sismicità storica e aspetti sismogenetici	41
8.2	Faglie capaci	44
8.3	Sismicità locale e stati limite nei confronti delle azioni sismiche	45
8.4	Periodo di riferimento per l'azione sismica e parametri sismici	46
8.5	Analisi di disaggregazione della pericolosità sismica	48
8.6	Suscettibilità alla liquefazione	51
8.7	Categoria sismica dei suoli di fondazione	53
8.7.1	Risultati delle indagini geofisiche eseguite nelle campagne di indagini	54
8.7.2	Definizione delle categorie di sottosuolo per la progettazione	58
8.8	Coefficiente di amplificazione topografica per $h > 30$ m	58
8.9	Caratterizzazione sismica dei terreni	58
8.10	Analisi pseudostatiche	59
8.10.1	Stabilità dei fronti di scavo e rilevati	60
8.10.2	Opere di sostegno	60
8.10.3	Manufatti scatolari	60
8.10.4	Paratie	60
9	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	62
9.1	Terreni prevalentemente granulari	62
9.1.1	Premessa	62
9.1.2	Normalizzazione del valore di N_{SPT}	62
9.1.3	Densità relativa	63
9.1.4	Angolo di resistenza a taglio	63
9.1.5	Parametri di deformabilità	64
9.2	Terreni prevalentemente coesivi	65
9.2.1	Premessa	65
9.2.2	Proprietà indice dei terreni coesivi	65
9.2.3	Resistenza al taglio non drenata	65

9.2.4	Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci	65
9.2.5	Caratteristiche di deformabilità	66
9.3	Classificazione geotecnica dei terreni	66
10	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DELLE OPERE ALL'APERTO	67
10.1	Interventi previsti e caratterizzazione geotecnica generale	67
10.1.1	Lato Umbria	67
10.1.2	Lato Marche	72
10.1.3	Definizione delle unità geotecniche di riferimento	74
10.2	Caratterizzazione geomeccanica delle opere in sottterraneo	75
10.2.1	GN.01 - Galleria Guinza – Nicchia impianti alla p.k. 2+777.59	75
10.2.2	GN.01 - Galleria Guinza – Sezione corrente e piazzole di sosta - Intervento di consolidamento tipo A	76
10.2.3	GN.04 - Galleria S. Antonio - By-pass pedonale alla p.k. 7+775	76
10.3	Proprietà fisiche delle unità geotecniche: risultati delle prove di identificazione	77
10.4	Proprietà meccaniche delle unità geotecniche dai risultati delle prove SPT	78
10.5	Parametri di resistenza meccanica delle unità geotecniche dalle prove di taglio diretto	78
10.6	Proprietà geotecniche dei depositi di frana quiescenti	80
10.7	Proprietà geotecniche della coltre detritica	80
10.8	Proprietà geotecniche dei depositi alluvionali	80
10.9	Proprietà geotecniche dei depositi antropici (rilevati attuali, ecc.) e dei terreni di riempimento o di rinfiacco in progetto	81
10.9.1	Proprietà geotecniche dei rilevati di nuova realizzazione	81
10.10	Caratterizzazione geotecnica della Formazione marnoso-arenacea alterata (FMA alterata)	81
10.11	Sintesi dei parametri geotecnici principali delle unità	83
11	RILEVATI E TRINCEE	85
11.1	Formazione dei rilevati	85
11.2	Preparazione del piano di posa della pavimentazione stradale in trincea	86
11.3	Determinazione degli spessori di scotico e bonifica	86
12	VERIFICHE DI STABILITÀ DELLE SEZIONI IN RILEVATO E TRINCEA	88
12.1	Premessa	88
12.2	Generalità sulle verifiche di stabilità globale	88
12.2.1	Verifiche di stabilità in condizioni statiche	89
12.2.2	Verifiche di stabilità in condizioni sismiche	90
12.2.3	Software di calcolo	90
12.3	Risultati	91
12.3.1	Sezione 1_1-14 – Rilevato alla p.k. 9+750 (h=6,0 m)	92
12.3.2	Sezione 2_2-13 – Rilevato alla p.k. 0+200 Asse 2 (h=8.5 m)	94
12.3.3	Sezione 1_2-28 – Trincea alla p.k. 0+400 Asse 1_2 (h=6 m)	96

13	VERIFICHE DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI	98
13.1	Metodologia di calcolo dei cedimenti.....	98
13.2	Cedimenti: immediati e di consolidazione.....	99
13.2.1	Terreni granulari	99
13.2.2	Terreni coesivi sovraconsolidati (OCR>1)	100
13.2.3	Terreni coesivi normalconsolidati (OCR≈1)	100
13.3	Sintesi dei risultati.....	101
14	MURI DI SOSTEGNO	103
14.1	Metodologia di calcolo	103
14.2	Verifiche agli Stati Limite Ultimi	103
14.2.1	Verifica a ribaltamento	105
14.2.2	Verifica a scivolamento.....	105
14.2.3	Verifica di capacità portante della fondazione	106
14.3	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio	106
14.3.1	Verifica di limitazione delle tensioni in esercizio	106
14.3.2	Verifiche a fessurazione	106
14.4	Azioni sismiche	107
14.5	Analisi dei carichi	108
14.6	Spinta delle terre in fase statica	109
14.6.1	Coefficienti di spinta.....	109
14.6.2	Spinta del terreno	110
14.6.3	Spinta dei sovraccarichi permanenti	111
14.6.4	Spinta dei sovraccarichi accidentali	111
14.7	Spinta delle terre in fase sismica	112
14.7.1	Coefficienti di spinta.....	112
14.7.2	Spinta del terreno	113
14.7.3	Spinta dei sovraccarichi permanenti	113
14.7.4	Spinta dei sovraccarichi accidentali	114
15	TERRE RINFORZATE	115
15.1	Metodologia di calcolo	115
16	OPERE DI SOSTEGNO FLESSIBILI	117
16.1	Metodologia di calcolo: condizioni statiche	117
16.1.1	Stato Limite Ultimo (SLU)	117
16.1.2	Stato Limite di Esercizio (SLE)	119
16.2	Metodologia di calcolo: condizioni sismiche	120
16.3	Spinta delle terre	123
16.3.1	Coefficiente di spinta a riposo.....	123

16.3.2	Coefficiente di spinta attiva in fase statica	123
16.3.3	Coefficiente di spinta attiva in fase sismica	125
16.3.4	Coefficiente di spinta passiva in fase sismica	128
17	FONDAZIONI SU PALI.....	129
17.1	Metodologia di calcolo delle azioni in testa al palo	129
17.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)	130
17.3	Resistenze di pali soggetti a carichi assiali.....	131
17.4	Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali	132
17.5	Condizioni sismiche	132
17.6	Capacità portante dei pali di fondazione	132
17.6.1	Capacità portante verticale	132
17.6.2	Verifica di capacità portante verticale dei pali di fondazione.....	135
17.6.3	Capacità portante orizzontale	136
17.6.3.1	Teoria delle curve $p-y$	136
17.6.3.2	Definizione delle curve $p-y$	139
17.6.4	Verifica di capacità portante trasversale dei pali di fondazione	146
17.7	Verifiche agli Stati Limite in Esercizio	147
18	APPENDICE 1 – CARATTERISTICHE FISICHE E MECCANICHE DETERMINATE DALLE PROVE IN SITO E DALLE PROVE DI LABORATORIO	148
18.1	Unità "b"	149
18.2	Unità "dt"	153
18.3	Unità "Al"	157
19	APPENDICE 2 – TABULATI DI CALCOLO VERIFICHE DI STABILITÀ DI RILEVATI E TRINCEE	166
19.1	Sezione 1_1-14	166
19.2	Sezione 2_2-13	185
19.3	Sezione 1_2-28	204
20	APPENDICE 3 – TABULATI DI CALCOLO CEDIMENTI DEI RILEVATI.....	224
20.1	Sezione 1_2-13	224

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la caratterizzazione geotecnica dei terreni coinvolti nella realizzazione delle opere all'aperto previste nell'ambito della realizzazione dei lavori di "Adeguamento a 2 corsie della Galleria della Guinza (Lotto 2) e del Tratto Guinza-Mercatello Ovest (Lotto 3) - 1° stralcio, sull'itinerario Internazionale E78 S.G.C. Grosseto – Fano - Tratto Selci Lama (E45) - S. Stefano di Gaifa".

L'intervento nel suo complesso è localizzato tra le Regioni Umbria e Marche, coinvolgendo i comuni di Parnacciano (PG) e Mercatello sul Metauro (PU). Più dettagliatamente, il 2° Lotto comprende la Galleria della Guinza, mentre il 3° Lotto comprende tutte le opere dall'uscita della Guinza sul lato marchigiano, fino al termine dell'intervento.

Il presente documento è in particolare finalizzato a caratterizzare ed inquadrare gli aspetti ed i problemi geotecnici relativi alle nuove opere all'aperto previste dal progetto, localizzate nelle seguenti aree:

- area in corrispondenza dell'imbocco sud (lato Umbria) della galleria Guinza, dove sorgerà la rotatoria che realizza la connessione alla viabilità esistente SP200;
- area in corrispondenza dell'imbocco nord (lato Marche) della galleria Guinza;
- area di svincolo in corrispondenza del tratto finale dell'intervento, lato Marche, dove il tracciato viene connesso con la viabilità esistente di Via Cà Lillina.

Le caratteristiche geologico-geotecniche per i terreni coinvolti nella realizzazione delle opere all'aperto in progetto sono state desunte dai rilievi geologici, dalla caratterizzazione geotecnica e dai risultati ottenuti nelle campagne di indagini geognostiche eseguite nelle precedenti fasi progettuali definitive ed esecutive, con particolare riferimento al progetto esecutivo del 2° Lotto redatto da Geodata S.p.A. nel 1996, al progetto definitivo Anas del 2018 nell'ambito del quale è stata eseguita una apposita campagna di indagini geognostiche, geotecniche e geofisiche (cfr. elaborati **T00SG10GEORE02**, **T00SG10GEORE03** e **T00SG10GEORE04**), e al progetto definitivo Anas del 2022 del 4° Lotto nell'ambito del quale è stata eseguita dapprima una campagna per la progettazione definitiva (cfr. elaborato **T00SG10GEORE05**) e poi una integrativa per il progetto esecutivo (cfr. elaborato **T00SG11GEORE02**).

Risultano disponibili anche i risultati di una campagna di indagine geognostica eseguita nel 1999 durante la fase di realizzazione del 3° Lotto (cfr. elaborato **T00SG10GEORE01**) e le risultanze dei sondaggi geognostici realizzati per il Comune di Mercatello sul Metauro nel periodo compreso tra il 1994 e il 2014, utilizzati nell'ambito della progettazione esecutiva del 4° Lotto (cfr. elaborato **T00SG10GEORE04**).

Si specifica infine che, nell'ambito dell'attuale fase di progettazione esecutiva, è stata eseguita una campagna di indagini geognostiche (2022), i cui risultati sono mostrati nell'elaborato **T00SG11GEORE01**, necessaria soprattutto nell'ottica di dettagliare la caratterizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi in progetto.

Per la redazione del presente documento sono stati considerati principalmente i contenuti della documentazione di cui sopra e, in particolare, si è fatto riferimento ai seguenti elaborati:

- "Relazione geologica" e "Carta geologica-geomorfologica e idrogeologica" (Geodata, 1996) - Progetto esecutivo dei lavori di completamento della via sinistra della Galleria della Guinza e relativi collegamenti con la viabilità esistente ed impianti tecnologici;
- "Relazione geotecnica generale" (Rabbiosi 1999) - Progetto esecutivo del 3° Lotto funzionale: dall'imbocco della Galleria della Guinza all'abitato di Mercatello sul Metauro;
- "Relazione geotecnica generale", "Relazione geotecnica sui rilevati", "Imbocco lato Umbria - Interventi di messa in sicurezza paratia d'imbocco - Relazione di calcolo", "Muro su pali – Relazione

- di calcolo muri” e “Relazione sismica” (Anas 2018) - Progetto definitivo dell’Adeguamento a 2 corsie della Galleria della Guinza (lotto 2) e del tratto Guinza-Mercatello Ovest (lotto 3) – 1° Stralcio;
- “Relazione geologica”, “Relazione geotecnica generale” e “Relazione sismica” (Anas 2022) – Progetto definitivo dell’Adeguamento a 2 corsie del tratto Mercatello sul Metauro Ovest-Mercatello sul Metauro Est (Lotto 4°)

2 NORMATIVE ED ELABORATI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative e raccomandazioni tecniche

- **D.M. 17.01.2018** “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni” (Supplemento ordinario alla “Gazzetta Ufficiale”, n.42 del 20.02.2018).
- **Circ. 21/01/2019, n.7 C.S.LL.PP.** – Istruzioni per l’applicazione dell’“Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- **EN 1997 Eurocodice 7** “Geotechnical Design: Part 1: General rule. Part 2: Ground investigation and testing”;
- **CNR UNI 10006** “Costruzione e manutenzione delle strade - Tecnica di impiego delle terre”.

2.2 Riferimenti bibliografici

- [1] H.G. Poulos, E.H. Davis. Analisi e progettazione di fondazioni su pali;
- [2] S. Rampello, L. Callisto L. Masini. Spinta delle terre sulle strutture di sostegno.

2.3 Elaborati delle fasi precedenti della progettazione

- “Relazione geologica” e “Carta geologica-geomorfologica e idrogeologica” (Geodata, 1996) - Progetto esecutivo dei lavori di completamento della via sinistra della Galleria della Guinza e relativi collegamenti con la viabilità esistente ed impianti tecnologici;
- “Relazione geotecnica generale” (Rabbiosi 1999) - Progetto esecutivo del 3° Lotto funzionale: dall’imbocco della Galleria della Guinza all’abitato di Mercatello sul Metauro;
- “Relazione geotecnica generale”, “Relazione geotecnica sui rilevati”, “Imbocco lato Umbria - Interventi di messa in sicurezza paratia d’imbocco - Relazione di calcolo”, “Muro su pali – Relazione di calcolo muri” e “Relazione sismica” (Anas 2018) - Progetto definitivo dell’Adeguamento a 2 corsie della Galleria della Guinza (lotto 2) e del tratto Guinza-Mercatello Ovest (lotto 3) – 1° Stralcio;
- “Relazione geologica”, “Relazione geotecnica generale” e “Relazione sismica” (Anas 2022) – Progetto definitivo dell’Adeguamento a 2 corsie del tratto Mercatello sul Metauro Ovest-Mercatello sul Metauro Est (Lotto 4°)

2.4 Elaborati di progetto esecutivo

Indagini geognostiche pregresse

- **T00SG10GEORE01** – “Documentazione indagini geognostiche e prove di laboratorio 1999”
- **T00SG10GEORE02** – “Documentazione indagini geognostiche 2018”
- **T00SG10GEORE03** – “Documentazione prove di laboratorio 2018”
- **T00SG10GEORE04** – “Documentazione indagini geofisiche 2018”
- **T00SG10GEORE05** – “Documentazione indagini geognostiche via Cà Lillina”

Indagini geognostiche 2022

- **T00SG11GEORE01** – “Documentazione indagini geognostiche 2022”
- **T00SG11GEORE02** – “Documentazione indagini geognostiche, geofisiche e prove di laboratorio Via Cà Lillina”

Geologia

- **T00GE01GEORE01** – “Relazione geologica”
- **T00GE01GEORE02** – “Studio delle deformazioni storiche con interferometria SAR satellitare – Relazione tecnica Nhazca”
- **T00GE01GEOPU01÷10** – “Planimetria con ubicazione delle indagini” – 10 tavv.
- **T00GE01GEOCG01÷04** – “Carta geologica generale” – 4 tavv.
- **T00GE01GEOCG05÷14** – “Carta geologica di dettaglio” – 10 tavv.
- **T00GE01GEOCG15** – “Intersezione Lato Umbria - Carta geologica di dettaglio”
- **T00GE01GEOCG16** – “Intersezione Lato Marche – Carta geologica di dettaglio”
- **T00GE01GEOCG17÷26** – “Carta geomorfologica” – 10 tavv.
- **T00GE01GEOCI01÷10** – “Carta idrogeologica” - 10 tavv.
- **T00GE01GEOFG01÷05** – “Profilo geologico asse principale” – 5 tavv.

Gestione materie

- **T00GE02GEORE01** – “Piano di utilizzo delle terre e rocce da scavo”
- **T00GE02GEOCD01** – “Corografia cave, siti di deposito definitivo delle terre e dei materiali da demolizione”
- **T00GE02GEODC01** – “Planimetria e sistemazione morfologica del sito di deposito definitivo di Molino dei Roghi”

Geotecnica

- **T00GE03GETRE02** – “Relazione geomeccanica”
- **T00GE03GETFG01** – “Intersezione lato Umbria - Profilo geotecnico Asse 3 e Asse 4”
- **T00GE03GETFG02** – “Intersezione lato Marche - Profilo geotecnico Asse 1_1 e Asse 2”
- **T00GE03GETFG03** – “Intersezione Lato Umbria - Profili geotecnici paratie (imbocco sud galleria Guinza e laterale)”
- **T00GE03GETFG04** – “Intersezione Lato Umbria – Profili geotecnici muri su pali (Asse 3 e Asse 5)”
- **T00GE03GETFG05** – “Intersezione Lato Umbria - Profilo geotecnico tombino scatolare”
- **T00GE03GETFG06** – “Profilo geotecnico Adeguamento Via Cà Lillina”
- **T00GE03GETSG01** – “Intersezione Lato Umbria – Sezioni geotecniche Muro Asse 3”
- **T00GE03GETSG02** – “Intersezione Lato Umbria - Sezioni geotecniche Muro Asse 5”
- **T00GE03GETFG07÷12** – “Profilo geomeccanico Galleria Guinza” - 6 tavv.

Sismica

- **T00GE04GETRE01** – “Relazione sismica”
- **T00GE04GETCS01÷04** – “Planimetria con classificazione sismica del territorio” – 4 tavv.

3 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E DESCRIZIONE DELLE OPERE

La Galleria Guinza si colloca nella zona di confine tra le regioni di Umbria e Marche all'interno dell'itinerario Internazionale E78 (S.G.C. E78), asse che costituisce un'infrastruttura strategica di preminente interesse nazionale, nata con l'obiettivo di costituire un importante collegamento trasversale tra il versante adriatico e quello tirrenico dell'Italia Centrale, appartenente alla rete transeuropea stradale "comprehensive pianificata" (TEN-T).

Il tracciato connette, prevalentemente con direzione da sud-ovest a nord-est, la città toscana di Grosseto alla città marchigiana di Fano, rispettivamente lungo i percorsi delle strade europee E80 (la Strada statale 1 Via Aurelia) ed E55 (l'Autostrada A14).

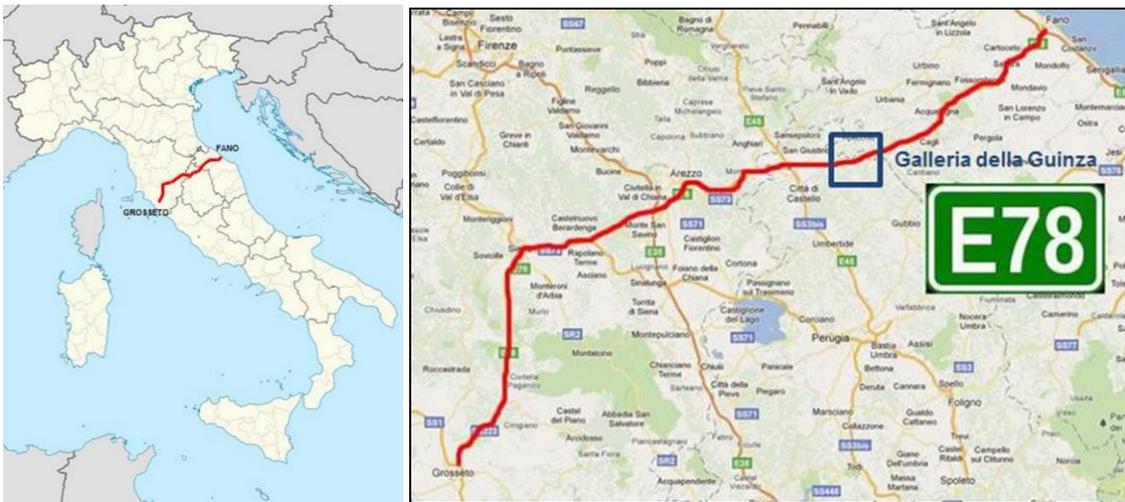


Figura 1 - Localizzazione tracciato E78 e della galleria Guinza

Allo stato attuale, in corrispondenza della galleria della Guinza, il tracciato realizzato in passato, che prevedeva uno sviluppo su doppia carreggiata, necessita di adeguamenti strutturali ed impiantistici per poter essere messo in opera, sia lungo il tratto umbro a partire dallo svincolo di Selci Lama, sia lungo il tratto marchigiano fino a Mercatello sul Metauro, con l'obiettivo finale di realizzare una sezione stradale di tipo C, con una carreggiata di larghezza complessiva almeno 9,50 m con una corsia per senso di marcia di larghezza 3,50 m.



Figura 2 - Adeguamento tracciato stradale

Da un punto di vista generale, il progetto esamina le opere necessarie al completamento del tracciato già realizzato ed il collegamento all'asse viario esistente.

In accordo con gli obiettivi e le finalità di cui al **punto 1**, le aree che vengono caratterizzate dal punto di vista geotecnico nell'ambito della presente relazione sono quelle che ospiteranno le nuove opere all'aperto che, come anticipato, saranno localizzate specificatamente nelle seguenti macro-aree:

- area in corrispondenza dell'imbocco sud (lato Umbria) della galleria Guinza, dove sorgerà la rotatoria che realizza la connessione alla viabilità esistente SP200;
- area in corrispondenza dell'imbocco nord (lato Marche) della galleria Guinza;
- area di svincolo in corrispondenza del tratto finale dell'intervento, lato Marche, dove il tracciato viene connesso con la viabilità esistente di Via Cà Lillina.

Di seguito viene fornito un inquadramento generale delle opere ivi previste e i criteri di dimensionamento degli interventi, rimandando alle relazioni specialistiche allegate al progetto per ulteriori dettagli.

3.1 Lato Umbria

3.1.1 Galleria Guinza – Imbocco lato Umbria: interventi di messa in sicurezza della paratia d'imbocco e terra rinforzata

Per quanto riguarda l'area di imbocco lato Umbria della galleria Guinza, in località Parnacciano, è innanzitutto necessario procedere alla messa in sicurezza delle opere provvisorie esistenti e alla loro sistemazione definitiva. Sono attualmente presenti due paratie provvisorie di micropali, una in corrispondenza dell'imbocco della galleria e l'altra parallela al tracciato, a sostegno del versante a valle del quale verrà realizzata la rotatoria di collegamento alla strada S.P.200.

La **paratia all'imbocco della galleria** non mostra evidenze di sofferenza strutturale, ma poiché è in opera dai primi anni 2000 ed è necessario eseguire ulteriori lavorazioni nell'area.

In particolare, l'opera esistente si sviluppa per una lunghezza complessiva di $20\text{ m} + 52.06\text{ m} = 72.06\text{ m}$ ed è caratterizzata da un'altezza variabile con massimo di circa 13.5 m rispetto all'esistente p.c. L'opera è realizzata con micropali caratterizzati da un diametro di perforazione di 200 mm, armatura in acciaio CHS 139.7 x 8 mm e disposti ad interasse 40 cm; quali opere di contrasto dei micropali sono stati realizzati 2/3 ordini di tiranti costituiti da trefoli in numero da 4 a 6, disposti ad interasse variabile da 1.60 m a 2.40 m e collegati da travi di ripartizione in 2 x HEA220, oltre ad una trave di coronamento in c.a. a sezione rettangolare 55x50 cm.

Gli interventi di messa in sicurezza della paratia d'imbocco esistente prevedono l'inserimento di 2/3 nuovi ordini di tiranti integrativi costituiti da 4 trefoli, inclinati di 15° rispetto all'orizzontale, disposti con interasse variabile da 2.00 m a 2.40 m e collegati con travi di ripartizione in 2 x HEA180.

Di seguito si riporta la sviluppata e le sezioni rappresentative dell'intervento.

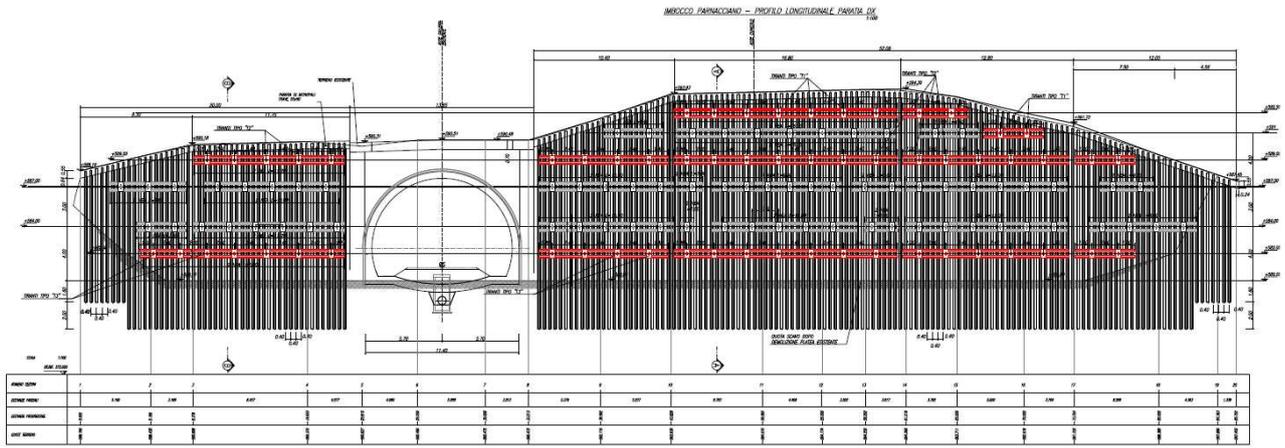


Figura 3 – Messa in sicurezza paratia imbocco lato Umbria – sviluppata

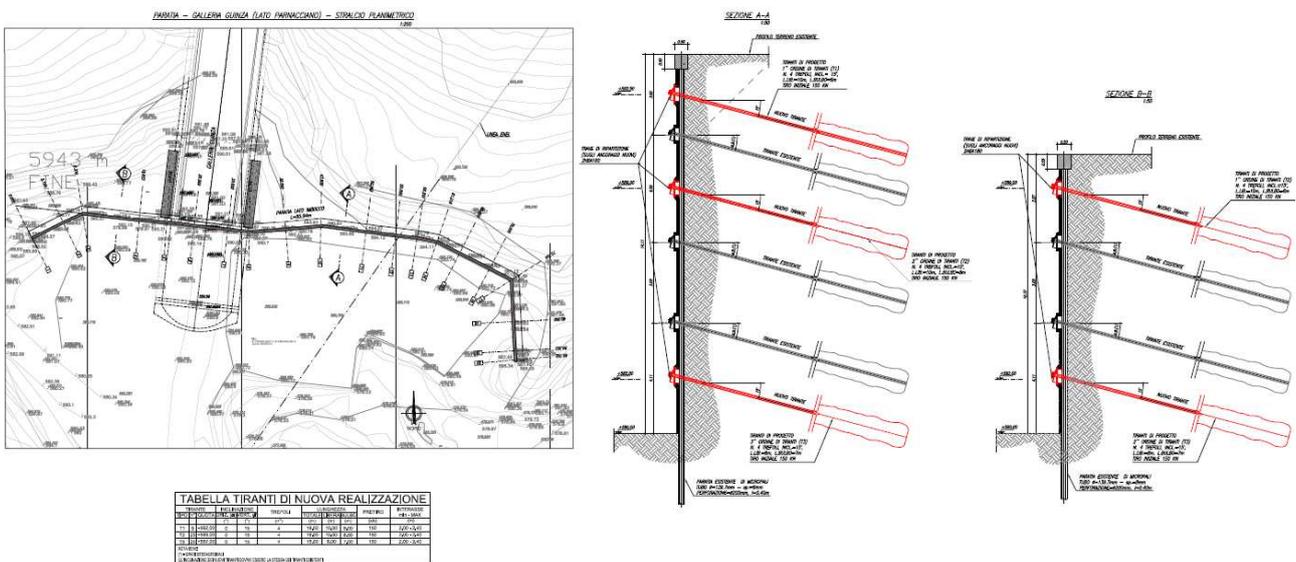


Figura 4 - Messa in sicurezza paratia imbocco lato Umbria – sezioni

La sistemazione definitiva dell'imbocco prevede la realizzazione, davanti alla paratia provvisoria, di un rilevato a due balze in **terra rinforzata** con rete metallica a doppia torsione tipo 8x10 con il paramento frontale avente inclinazione pari a 65° ed interasse verticale tra i rinforzi pari a 0.73 m. La prima balza, di altezza fissa pari a 5.84 m, si estende lungo tutto lo sviluppo della paratia e termina in sommità con una banca orizzontale di larghezza pari a 2 m. Al di sopra viene realizzato la seconda balza di rilevato, di altezza variabile tra 3.65 e 6.57 m, in funzione della quota massima della paratia provvisoria, che termina con una banca orizzontale di larghezza pari a 1.5 m (cfr. anche figure seguenti).

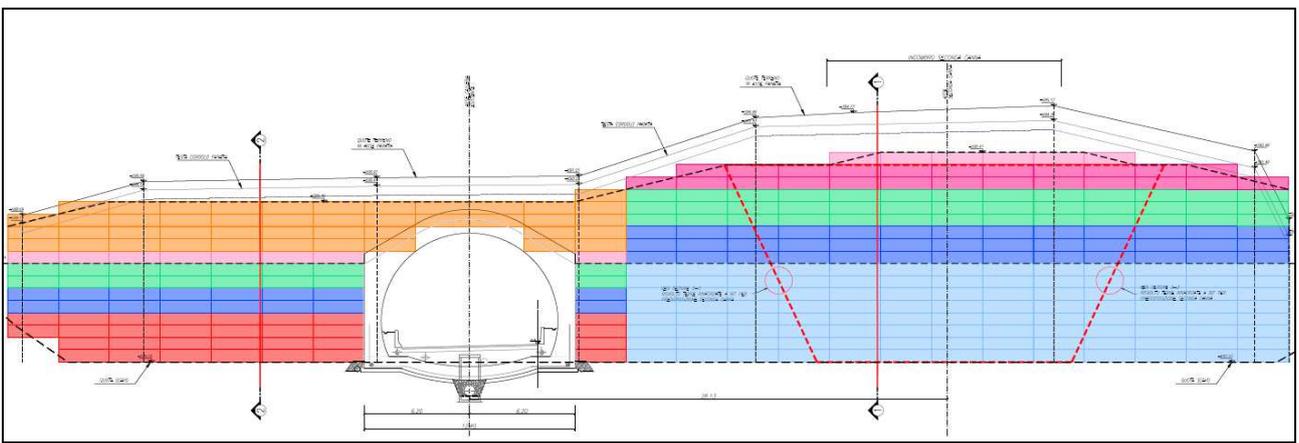


Figura 5 – Terra rinforzata davanti a paratia di imbocco lato Umbria – Prospetto frontale

Al di sopra di questa banca si sviluppa un rilevato costituito da solo terreno di riporto che sale con pendenza 2V:3H fino a sormontare di almeno 50 cm il cordolo della paratia esistente. A monte della paratia è prevista la realizzazione di una canale di raccolta delle acque con tubo di diametro esterno pari a 1 m e la rimodellazione del terreno mediante ritombamento fino al profilo del pendio naturale (cfr. **Figura 6** e **Figura 7**).

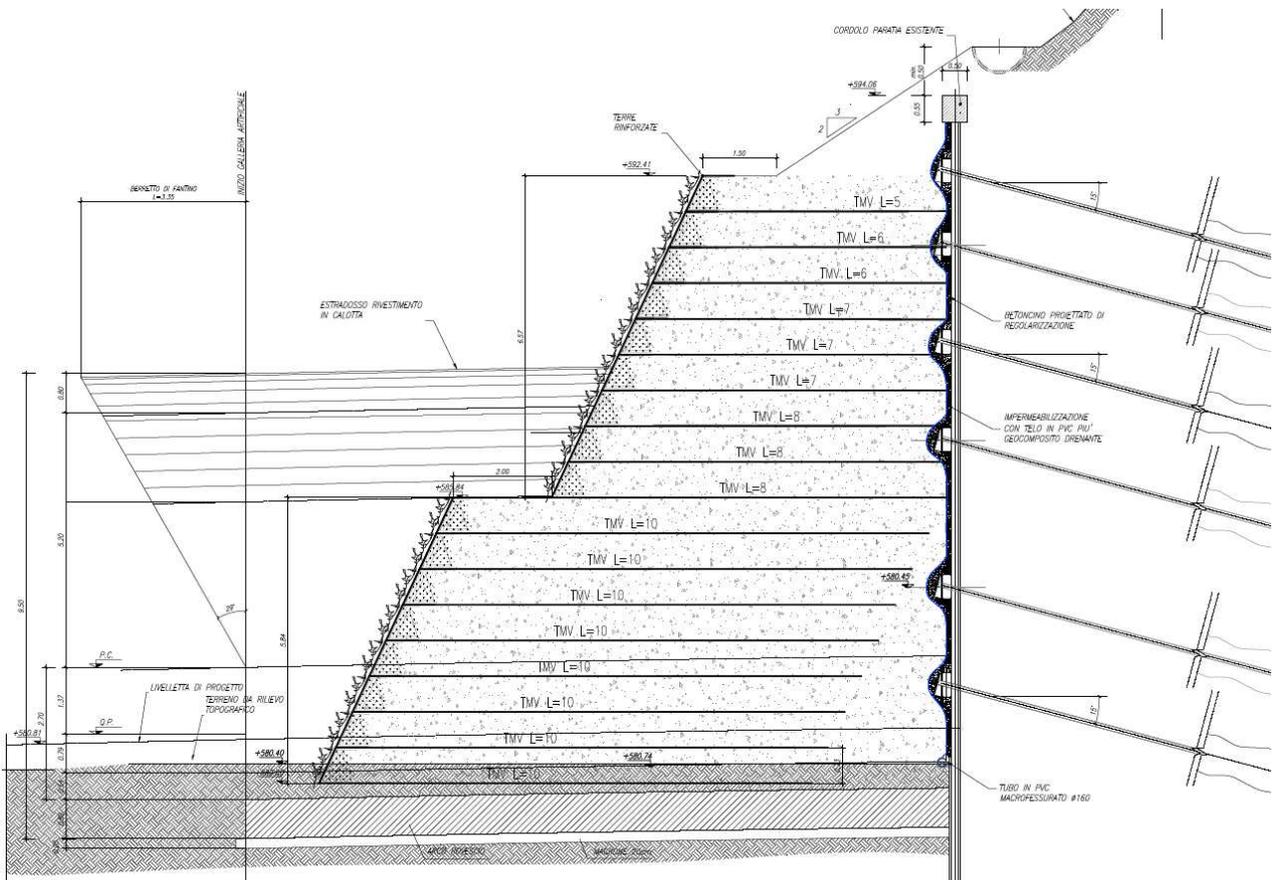


Figura 6 – Terra rinforzata davanti a paratia di imbocco lato Umbria – Sezione 1-1

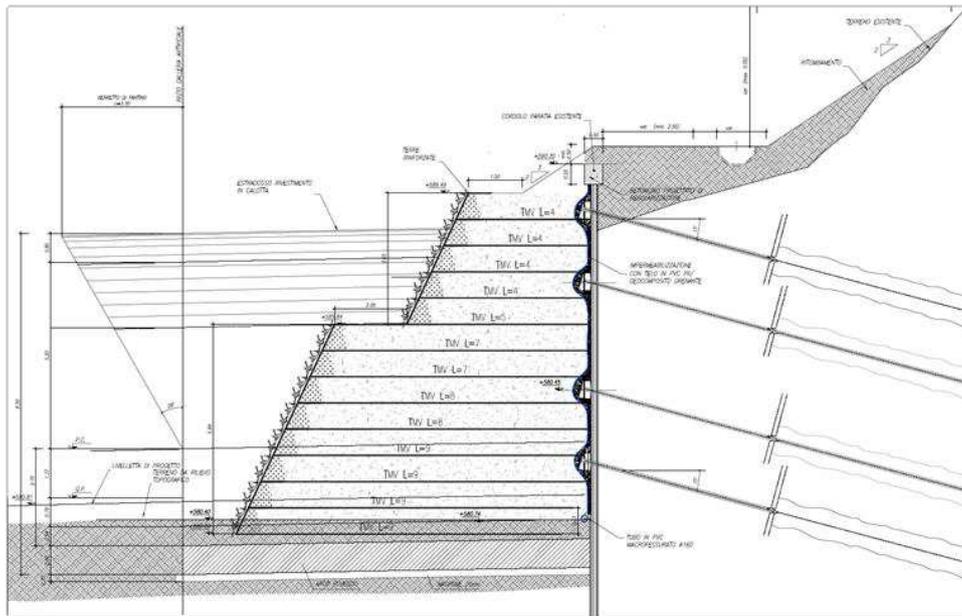


Figura 7 – Terra rinforzata davanti a paratia di imbocco lato Umbria – Sezione 2-2

Infine, in previsione dello scavo della seconda canna della galleria Guinza, in corrispondenza del nuovo imbocco, è previsto un risvolto a 90° delle terre rinforzate (cfr. **Figura 8**). La soluzione serve a garantire che, nel momento in cui venga scavato il muro frontale in terra rinforzata per la realizzazione dell’imbocco, le pareti laterali dello scavo siano già stabilizzate. In fase finale è previsto il ritombamento della galleria naturale.

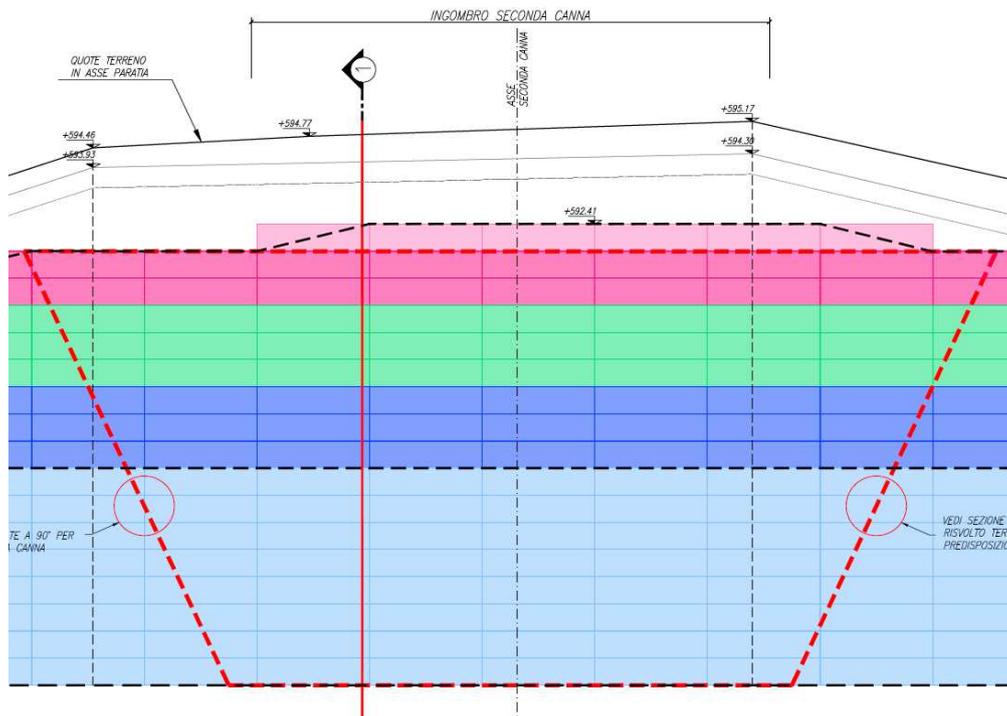


Figura 8 – Terra rinforzata davanti a paratia di imbocco lato Umbria – Risvolto a 90° dei rinforzi

I profili geotecnici relativi all’intervento sono mostrati nell’elaborato di progetto **T00GE03GETFG03** – “Intersezione lato Umbria – Profilo geotecnici paratie (imbocco sud galleria Guinza e laterale)”.

3.1.2 Muro di sostegno davanti a paratia esistente (lato Umbria)

In corrispondenza della rotatoria lato Umbria, il progetto prevede la realizzazione di muri di sostegno in c.a. gettati in opera, tra i quali figura il **muro di consolidamento della berlinese di micropali esistente** ubicata a ovest della Rotatoria 1 in progetto che realizza lato Umbria la connessione alla viabilità esistente SP200.

Il muro presenta una massima altezza fuori terra del paramento di 10.7 m ed ha fondazioni su micropali di lunghezza pari a 20 m e diam. 300 mm, armati con profili tubolari metallici in acciaio S355 J0 di diametro esterno pari a $d_e=219.1$ mm, spessore di $s=16$ mm, disposti su n.3 file su maglia a quinconce con passo $i=1.0$ m (cfr. **Figura 9**, **Figura 10** e **Figura 11**). In particolare, l'impiego dei micropali consente il facile attraversamento del substrato marnoso-arenaceo, a consistenza litoide presente al di sotto della fondazione.

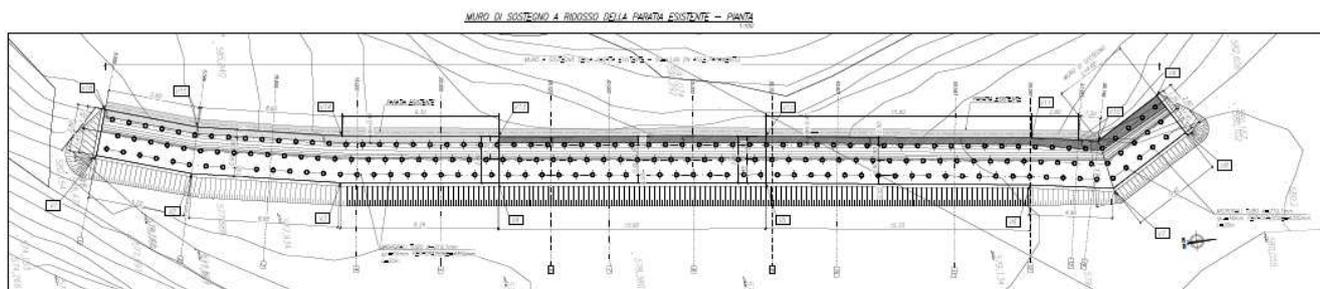


Figura 9 – Muro di sostegno davanti a paratia esistente (lato Umbria) – Planimetria

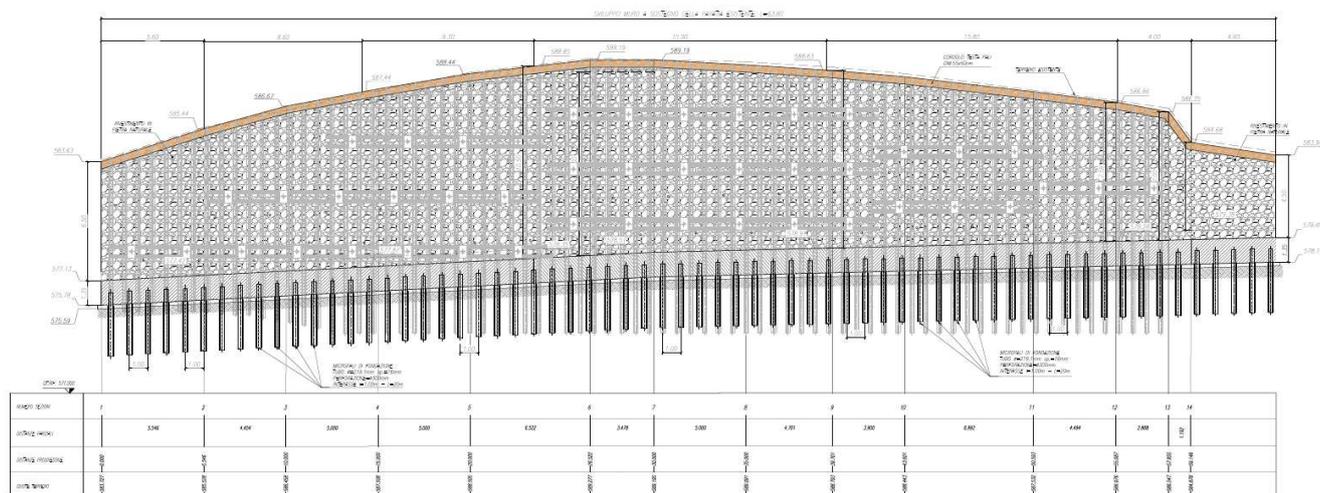


Figura 10 – Muro di sostegno davanti a paratia esistente (lato Umbria) – Prospetto

Completano l'intervento le opere di drenaggio delle acque di ruscellamento costituite da un sistema di canalette sagomate in testa all'opera e opportunamente raccordate e le opere di drenaggio di eventuali acque di infiltrazione, costituite da barbacani per il convogliamento delle acque dal vespaio oltre il fronte del muro e da dreni sub-orizzontali, atti a deprimere eventuali sovrappressioni neutre che dovessero manifestarsi dietro il muro, di lunghezza pari a 8 m (6 m di tratto finestrato captante più 2 m cieco di convogliamento oltre il fronte del muro), inclinati di 5° verso l'alto, disposti su n.2 file a quinconce con passo pari a 3.0 m.

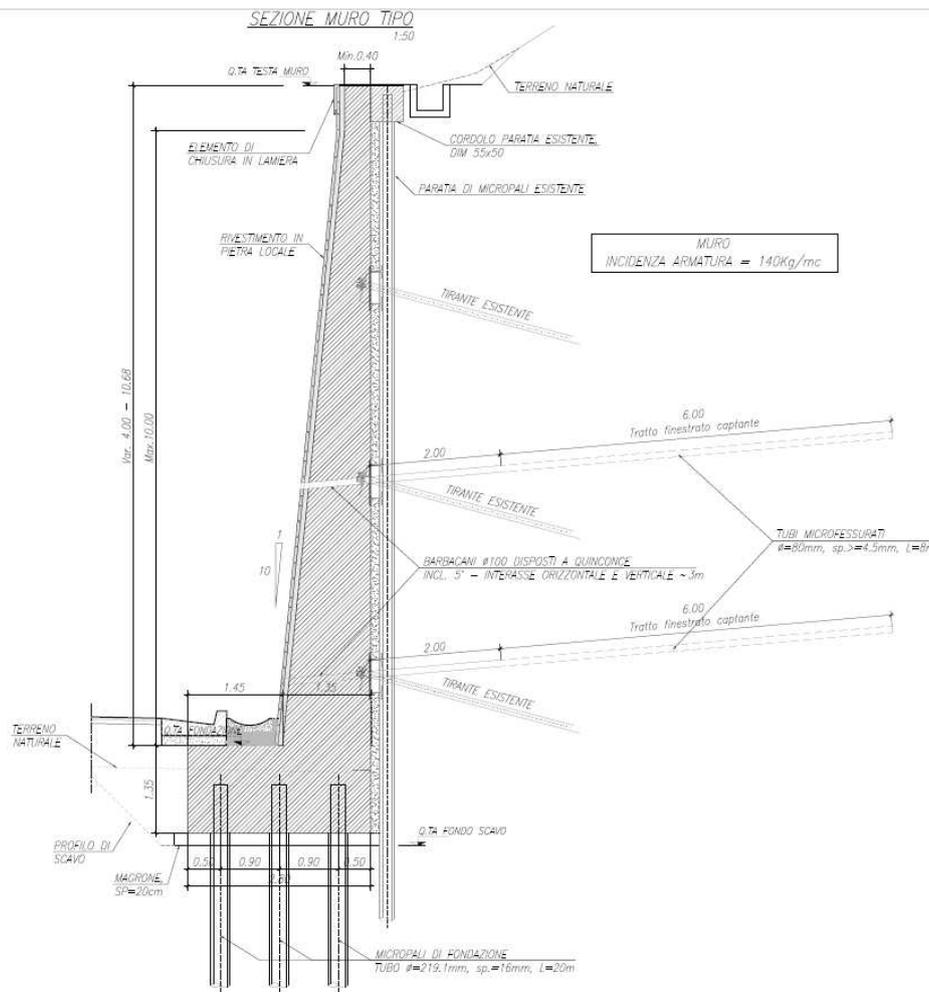


Figura 11 – Muro di sostegno davanti a paratia esistente (lato Umbria) – Sezione tipo

Il muro di sostegno davanti alla paratia esistente lato Umbria, ubicata immediatamente ad ovest della Rotatoria 1 in progetto, è mostrata nell’elaborato di progetto **T00GE03GETFG03** – “Intersezione lato Umbria - Profili geotecnici paratie (imbocco sud galleria Guinza e laterale)”.

3.1.3 Muri su pali lato Umbria – Asse 3 e Asse 5

In corrispondenza della rotatoria lato Umbria, il progetto prevede la realizzazione di muri di sostegno in c.a. gettati in opera, tra i quali figurano **muri di sottoscarpa (Asse 3 e Asse 5)** preposti a sottendere il rilevato stradale.



Figura 12 – Muri su pali lato Umbria – Asse 3 e Asse 5 – Planimetria

Sono state individuate n.5 diverse tipologie di muri (A, B, C, D ed E), in funzione delle altezze di terrapieno da sostenere. I muri presentano una massima altezza fuori terra del paramento pari a circa 8 m, raggiunta dal muro Tipo A (cfr. **Figura 13**).

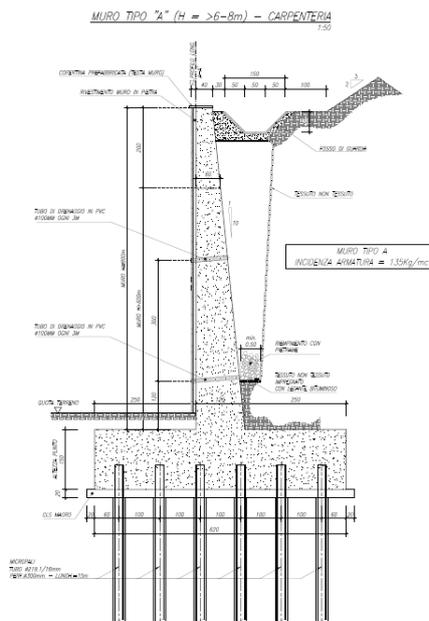


Figura 13 – Muri su pali lato Umbria – Asse 3 e Asse 5 – Sezione muro tipo A

Tutti i muri sono fondati su micropali di lunghezza L compresa fra 13 e 15 m. I micropali, colati a gravità, hanno diametro pari a 300 mm e sono armati con profili tubolari metallici in acciaio S355 J0 di diametro esterno pari a $d_e=219.1$ mm, spessore di $s=17.5$ mm per il muro Tipo A, $s=16$ mm per gli altri tipologici, e sono disposti su più file su maglia a quinconce con passo $i=1.0$ m, in funzione delle sollecitazioni confluenti sulle fondazioni. In particolare, l'impiego dei micropali consente il facile attraversamento del substrato marnoso-arenaceo, a consistenza litoide presente al di sotto della fondazione.

Per la realizzazione del muro Asse 3 è prevista la preventiva esecuzione di una berlinese provvisoria di micropali tirantati di altezza pari a 15m e massima altezza fuori terra di 8.50 m. I micropali hanno un

interasse di 0.40m e un diametro di perforazione $\Phi 240$ mm, armati con profili tubolari metallici in acciaio S355 J0 di diametro esterno pari a $d_e=168.3$ mm, spessore di $s=8$ mm.

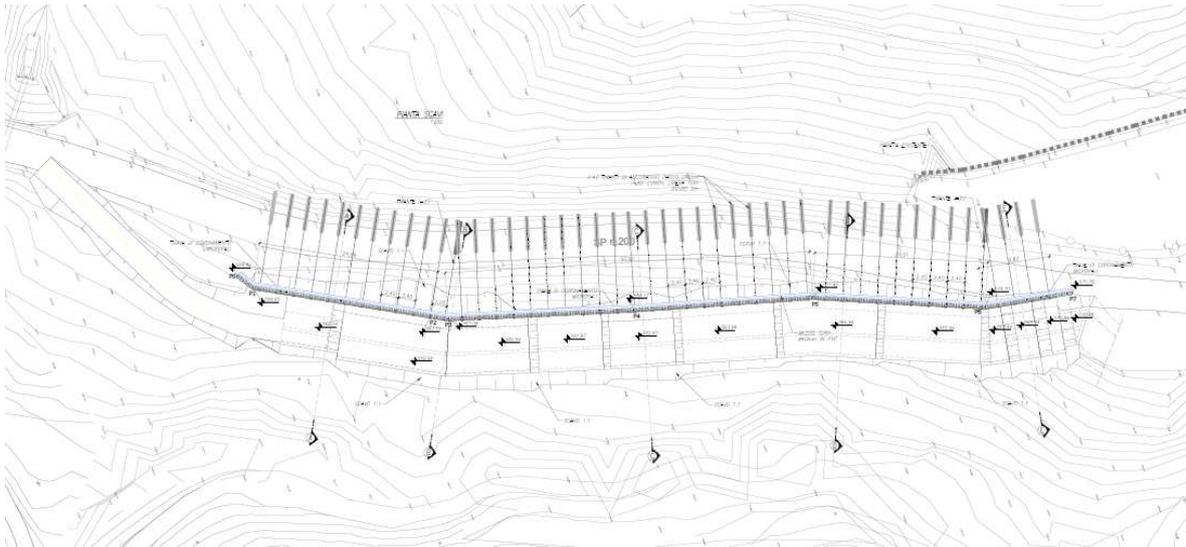


Figura 14 – Paratia berlinese a monte del muro Asse 3 – Planimetria

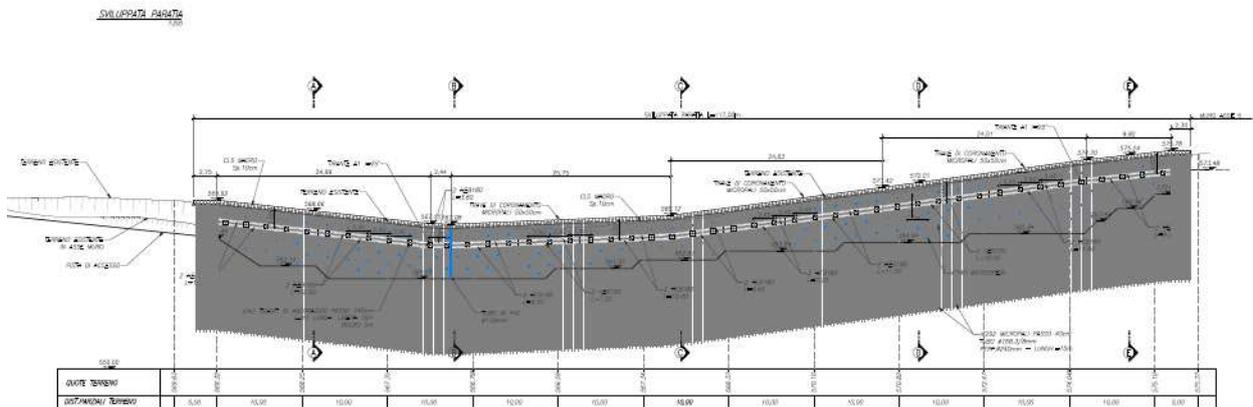


Figura 15 – Paratia berlinese a monte del muro Asse 3 – Sviluppata

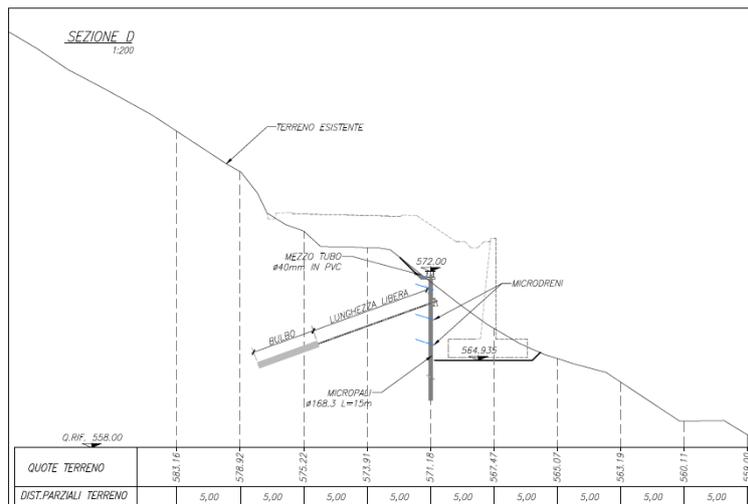


Figura 16 – Paratia berlinese a monte del muro Asse 3 – Sezione

Viceversa, per la realizzazione del muro Asse 5 è prevista la realizzazione di una scarpata di scavo provvisoria con pendenza 45°, chiodata con barre in acciaio B450C diam. 32 mm L= 6 m disposte a quinconce 1.50x2.00m, rivestita con rete elettrosaldata e betoncino proiettato sp. 15 cm e drenata con dreni sub-orizzontali (cfr. **Figura 17** e **Figura 18**).

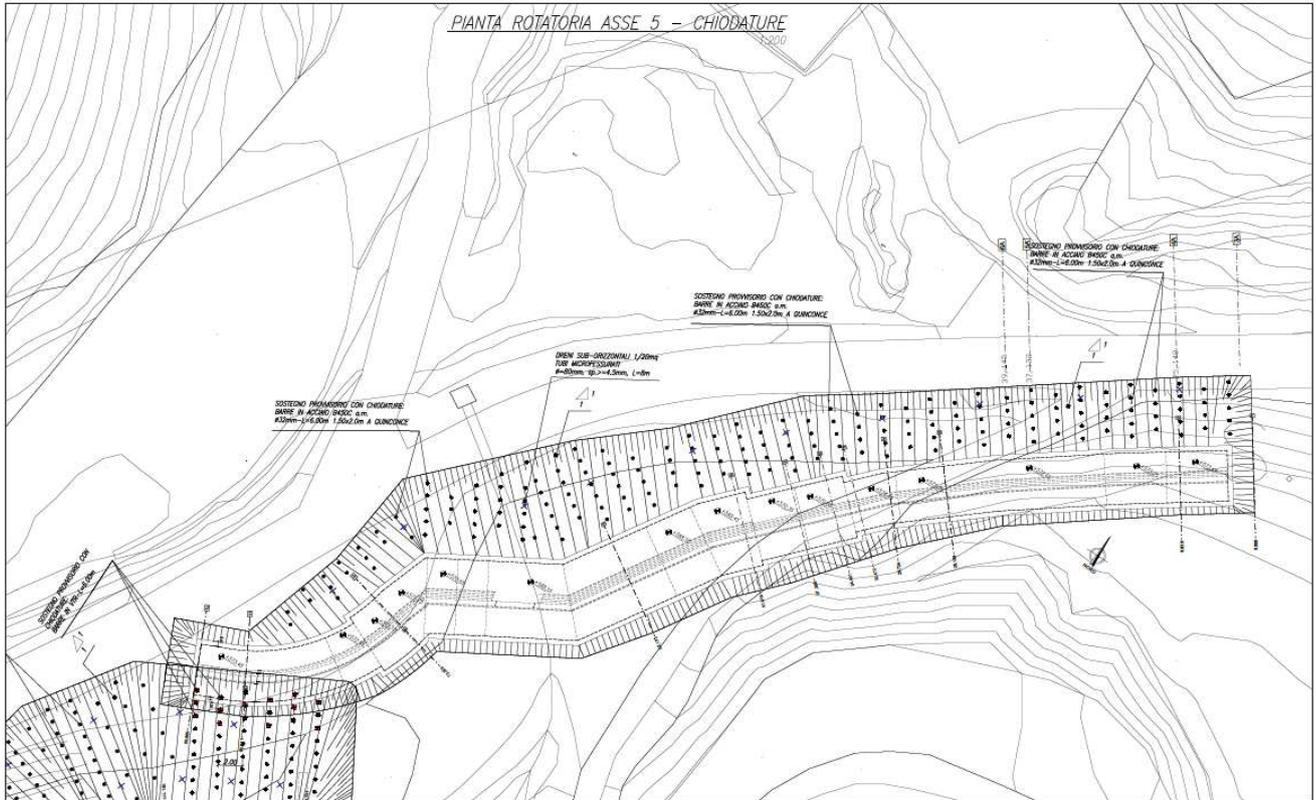


Figura 17 – Scarpata di scavo provvisoria a monte del muro Asse 5 – Planimetria

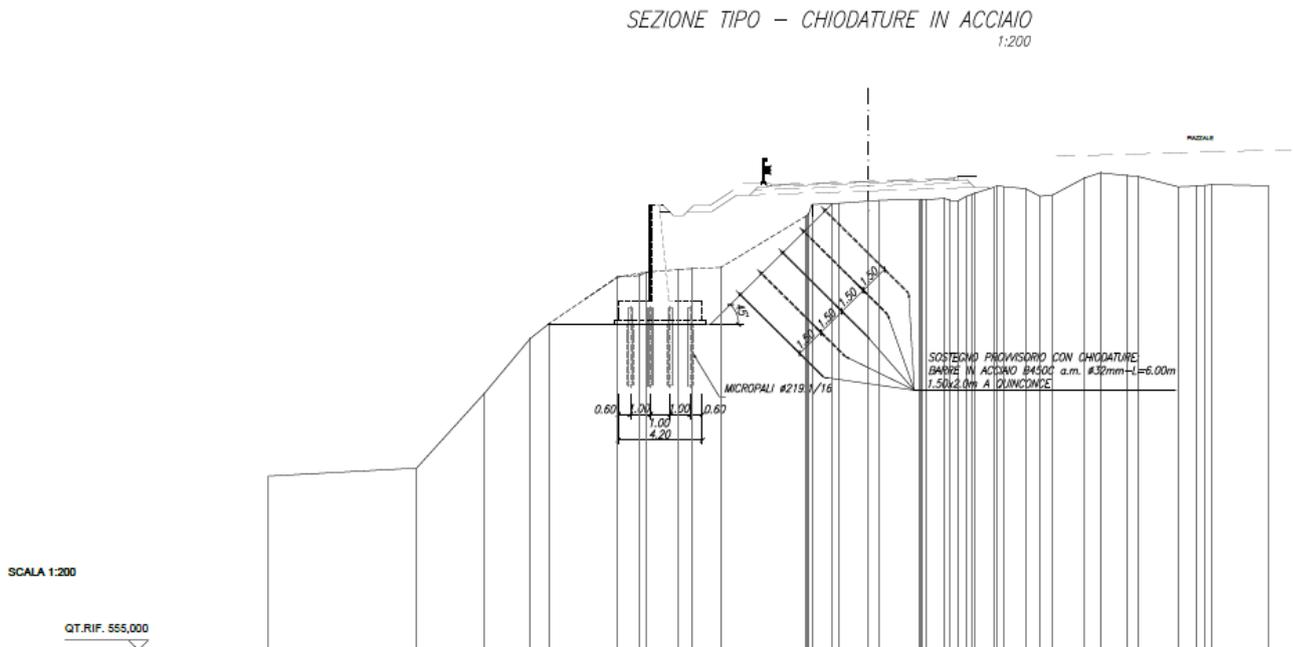


Figura 18 – Scarpata di scavo provvisoria a monte del muro Asse 5 – Sezione tipo

Le sezioni geotecniche relative all'intervento sono mostrati negli elaborati di progetto **T00GE03GETSG01** – “Intersezione lato Umbria – Sezioni geotecniche muro Asse 3” e **T00GE03GETSG02** – “Intersezione lato Umbria – Sezioni geotecniche muro Asse 5”.

3.1.4 Nuovo tombino scatolare lato Umbria – Interventi di consolidamento provvisorio degli scavi e di fondazione dell’opera

Il nuovo tombino scatolare lato Umbria, la cui ubicazione planimetrica è riportata nella **Figura 19**, ha uno sviluppo di circa 112.35 m, dei quali i primi 17.30 m a sezione trasversale a U, mentre la rimanente parte a sezione scatolare chiusa di dimensioni interne 3.00 mx2.00 m, con quattro accessi con torretta chiusa da grigliato carrabile (cfr. **Figura 20**).



Figura 19 – Nuovo tombino scatolare lato Umbria – Planimetria

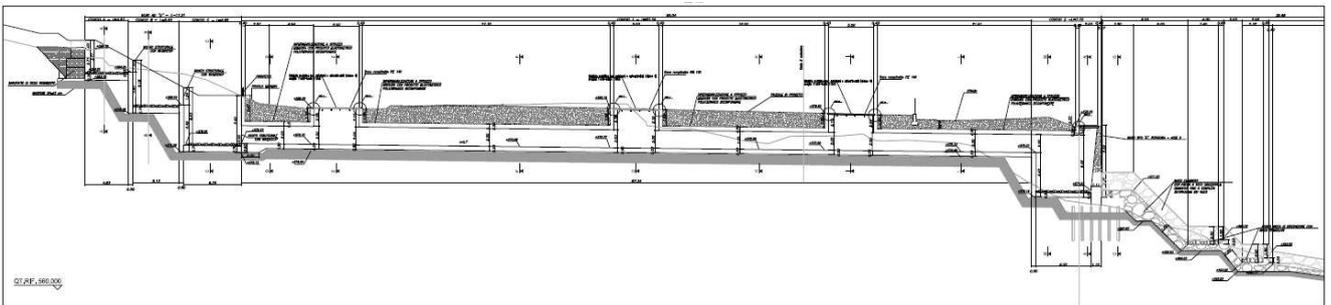


Figura 20 – Nuovo tombino scatolare lato Umbria – Profilo longitudinale

Gli scavi provvisori per la realizzazione del nuovo tombino scatolare lato Umbria sono stati previsti, a seconda delle preesistenze, secondo due diverse tipologie:

- nella porzione più monte del tombino appena a valle della briglia in progetto gli scavi saranno inclinati a 60°, con un intervento combinato di pareti chiodate con barre di ancoraggio passive e spritz-beton armato con doppio strato di rete elettrosaldata.
- nella restante porzione più a valle, gli scavi saranno inclinati a 45° e protetti con spritz-beton proiettato armato con doppio strato di rete elettrosaldata; solo nel caso di altezza di scavo superiore a 3 metri si prevede il posizionamento di chiodature provvisorie.

La scarpata chiodata è costituita da chiodi L = 6 m diam. 32 mm posti ad interasse 1.5x2 m (che diventa 1.5x1m in caso di scavi con altezza superiore a 8 m) e betoncino proiettato di spessore 15 cm e doppia rete elettrosaldata diam.12 mm 20x20 cm. L'altezza massima di scavo prevista è di circa 12 m.

Per gli scavi inclinati a 45°, per altezze di scavo superiori a 3 m, si prevede in testa un chiodo di rinforzo diam. 32 mm L = 6 m ad interasse 2 m.

Il profilo geotecnico relativo all'intervento è mostrato nell'elaborato di progetto **T00GE03GETFG05** – "Intersezione lato Umbria – Profilo geotecnico tombino scatolare".

3.1.5 Consolidamento scarpata a monte della S.P.200

Sempre in prossimità del piazzale di imbocco lato Umbria, è prevista in progetto la **chiodatura lungo la S.P. 200** degli scavi a carattere definitivo necessari per realizzare l'adeguamento della rete viaria esistente.

Per la messa in sicurezza definitiva della scarpata di scavo del muro Asse 5 in corrispondenza dell'Intersezione lato Umbria è stato previsto un intervento di protezione definitivo costituito da:

- profilatura delle scarpate di scavo con inclinazione 1/1 e berme di 2 m (e relativo fosso di guardia) ogni 5 m di altezza;
- chiodatura con barre in acciaio B450C ad aderenza migliorata diam. 32mm L=6.0m con disposizione a quinconce 1.50x2.0m;
- posa di un geocomposito tipo MACMAT HS 30, costituito da una geostuoia antierosiva polimerica accoppiata in fase di produzione con una rete metallica a doppia torsione e con delle funi in acciaio;
- realizzazione di dreni sub-orizzontali diam. 80mm L=8.0m nella misura di 1/20mq.

Ai fini del dimensionamento dell'intervento, che interesserà l'affioramento della Formazione Marnoso-Arenacea, si rimanda all'elaborato **T00GE03GETRE02** – "Relazione geomeccanica".

Le sezioni geotecniche relative all'intervento sono mostrate nell'elaborato di progetto **T00GE03GETSG02** – "Intersezione lato Umbria – Sezioni geotecniche muro Asse 5".

3.2 Lato Marche

3.2.1 Galleria Guinza – imbocco lato Marche: opere di stabilizzazione dei versanti

All'imbocco lato Marche, in direzione della località Mercatello, non sono attualmente presenti opere di sostegno poiché il versante si prestava alla realizzazione di un imbocco diretto in naturale della galleria. In questa fase si procederà perciò alla messa in sicurezza della dima di imbocco, realizzata a suo tempo, con un tratto di galleria artificiale e alla **sistemazione del versante** tramite un intervento di protezione a carattere permanente con chiodatura e rete metallica.

Per la sistemazione definitiva dei versanti in corrispondenza dell'imbocco nord (lato Marche) della Galleria Guinza è stato previsto un intervento di protezione costituito da:

- chiodatura con barre in acciaio B450C ad aderenza migliorata diam. 32mm L=9.0m con disposizione a maglia rettangolare 3.00x3.00m, alloggiata e intasata con malta cementizia C25/30 su tutta la

- lunghezza all'interno di perfori diam. 100mm; la massima altezza dell'intervento di chiodatura è di 12 m;
- posa di una rete metallica a doppia torsione zincata con maglia 8x10mm diam. 3mm, necessaria al fine di prevenire fenomeni di instabilizzazione del detrito tra 2 chiodi adiacenti;
 - posa di una rete di funi di acciaio diam. 12mm disposte longitudinalmente e diagonalmente tra le varie file di ancoraggi.

Ai fini del dimensionamento dell'intervento, che interesserà l'affioramento della Formazione Marnoso-Arenacea, si rimanda all'elaborato **T00GE03GETRE02** – “Relazione geomeccanica”.

3.2.2 Rilevati e trincee lato Marche

In corrispondenza dell'area di svincolo lato Marche, le opere geotecniche consistono nella realizzazione di un **rilevato stradale** che raccorda il tracciato con la viabilità esistente, ove i rilevati in oggetto interessano la zona di approccio alla rotatoria e l'area di svincolo in corrispondenza del tratto finale dell'intervento (svincolo lato Marche) e le zone che connettono il tracciato con la viabilità attuale di Via Cà Lillina, ove sono previsti anche brevi tratti in **trincea**.

Il profilo geotecnico relativo all'intervento di adeguamento con la viabilità di Cà Lillina, è mostrato nell'elaborato di progetto **T00GE03GETFG06** – “Profilo geotecnico Adeguamento Via Cà Lillina”.

4 INDAGINI GEOGNOSTICHE E PROVE DI LABORATORIO

Il presente capitolo si propone di fornire le caratteristiche di tutte le campagne di indagine eseguite, nelle aree interessate dalla progettazione e nelle aree limitrofe, che comprendono i dati derivanti dai sondaggi geognostici, dalle indagini effettuate in sito e dalle prove di laboratorio.

L'ubicazione delle indagini è quindi riportata negli elaborati di progetto **T00GE01GEOPU01÷10** – “Planimetria con ubicazione delle indagini” (10 tavv).

4.1 Campagne di indagini geognostiche pregresse per le fasi di progetto dei Lotti 2 e 3

Per lo studio dei terreni interessati dalle opere si è fatto riferimento, in primis, ai risultati del programma di indagini in sito ed in laboratorio pianificato nell'ambito della precedente fase di progettazione definitiva e alle precedenti campagne utilizzate come riferimento.

Il piano di indagine per la progettazione definitiva, attuato nel periodo Maggio-Agosto 2018, è stato finalizzato all'identificazione dei modelli di sottosuolo (geologico, idrogeologico, geotecnico, sismico, ecc.) e alla definizione della caratterizzazione geotecnica e geomeccanica di riferimento dei terreni connessi con le opere di progetto.

Le nuove indagini risultavano localizzate sia in corrispondenza delle aree maggiormente interessate dalle opere geotecniche esterne di nuova realizzazione (collegamento lato Umbria, collegamento lato Marche), sia lungo il fornice esistente della galleria Guinza.

4.1.1 Campagna di indagine Methodo S.r.l. (1999)

Il riferimento di base per la progettazione definitiva è stata la campagna svolta nell'estate del 1999 in occasione dell'adeguamento della progettazione esecutiva del 3° Lotto, realizzata a cura del Compartimento ANAS di Ancona e consistita nell'esecuzione delle seguenti indagini:

- n° 8 sondaggi geognostici a carotaggio continuo (**S1, S2, S3, S4, S5, S6, S7 e S9i**) di profondità variabile tra 18,00 m e 30,40 m; risultano disponibili stratigrafie e foto delle cassette catalogatrici, valori di R.Q.D., profondità di prelievo dei campioni e report delle prove di laboratorio geotecnico eseguite;
- n°1 prova penetrometrica tipo DPSH eseguita per una lunghezza complessiva di 7,50 m dal p.c. e di cui risultano disponibili i risultati in termini di resistenza.

Tali indagini erano state richiamate in fase di progettazione definitiva per completezza d'informazione, dato che esse ricadono in aree più esterne a quelle strettamente interessate dalle opere di nuova progettazione. Dette indagini, infatti, in fase di progettazione definitiva, sono state utilizzate unicamente per definire con continuità i limiti stratigrafici nei profili geologico e geotecnico.

Nella fase attuale di progettazione, in ogni caso, sono state considerate anche dette indagini. Inoltre, ANAS ha messo disposizione anche la Relazione Geotecnica Generale inerente alla progettazione esecutiva del 3° Lotto (Rabbiosi, 1999). Con tale documento, si dispone ora anche dell'esito della campagna di laboratorio sui campioni prelevati nei sondaggi di cui sopra e perciò tali risultati, seppur parzialmente completi, sono stati considerati utili alla predisposizione di una caratterizzazione geotecnica più omogenea delle opere previste nel progetto in esame.

I documenti succitati della campagna di indagine 1999 sono riportati nel seguente elaborato di progetto esecutivo:

- **T00SG10GEORE01** - “Documentazione indagini geognostiche e prove di laboratorio 1999”

4.1.2 Campagna di indagine Sondedile S.r.l. (2018)

Nel mese di Luglio 2018, è stata effettuata una specifica campagna di indagine che ha previsto l'esecuzione delle seguenti indagini:

- n° 7 sondaggi geognostici a carotaggio continuo (**S1, S2, S3, S4, S10, S12p, e S13p**) di profondità variabile tra 16,70 e 20 m, con esecuzione in foro di prove SPT, prelievo di campioni rimaneggiati, prelievo di campioni ambientali, esecuzione di prove di permeabilità Lugeon, esecuzione di prove dilatometriche e installazione di piezometri a tubo aperto; le perforazioni in oggetto sono state eseguite sia in posizione verticale che con inclinazione di 20° rispetto all'orizzontale (S1, S2, S3 e S4);
- n° 2 rilievi geo-strutturali degli affioramenti delle formazioni marnoso-arenacee (**SG1 e SG2**), localizzate nell'area del collegamento lato Umbria;
- n° 4 pozzetti esplorativi (**Pz1, Pz2, Pz3 e Pz4**), di profondità compresa tra 1.0 e 2.0 m, con prelievo di campioni ambientali;
- n° 4 prove di carico su piastra (**Cp1, Cp2, Cp3 e Cp4**).

I sondaggi **S1, S2, S3, e S4** sono stati realizzati in galleria, con direzione sub-orizzontale, mentre i sondaggi **S10, S12p, e S13p** sono stati posizionati in corrispondenza delle opere all'aperto previste all'imbocco nord della galleria lato Umbria (S10 e S12p) e alla rotatoria di fine tracciato in corrispondenza dei nuovi rilevati lato Marche (S13p).

I risultati originali di tale campagna di indagine sono riportati nel seguente elaborato di progetto esecutivo:

- **T00SG10GEORE02** - "Documentazione indagini geognostiche 2018"

Nel mese di Settembre 2018 la società Elletipi si è occupata dell'esecuzione delle prove di laboratorio sui campioni lapidei prelevati nei sondaggi eseguiti nel mese di Luglio 2018. Tali prove di laboratorio sono consistite nell'esecuzione di compressioni monoassiali, triassiali e prove di tipo Point Load. I risultati sono consultabili nell'elaborato di progetto seguente:

- **T00SG10GEORE03** - "Documentazione prove di laboratorio 2018"

e sono stati utilizzati come riferimento per la caratterizzazione geomeccanica degli ammassi, definita in dettaglio all'interno del documento **T00GE03GETRE02** - "Relazione geomeccanica".

In aggiunta, la campagna è stata integrata con l'esecuzione delle seguenti indagini geofisiche, utilizzate come ulteriore riferimento per la caratterizzazione sismica delle opere:

- n° 6 prospezioni sismiche a rifrazione della velocità delle onde di compressione (V_P) e di taglio polarizzate orizzontalmente (V_{SH}), eseguite con attrezzatura a 24 canali per distanza intergeofonica di 5 m e con lunghezza totale stendimento variabile tra 84 m e 120 m (**REF_R1_MONTE, REF_R1_VALLE, REF_R2_P, REF_R2_S, REF_R3_MONTE, REF_R3_VALLE**); di tali prospezioni risultano disponibili ubicazioni e report con i rapporti di prova;
- n°1 prospezione sismica tipo MASW (**MASW1**) nella zona di Mercatello, di lunghezza complessiva pari a 72 m, di cui risulta disponibile ubicazione e report del rapporto di prova.

I risultati originali di tale campagna di indagine sono riportati nel seguente elaborato di progetto esecutivo:

- **T00SG10GEORE04** - "Documentazione indagini geofisiche 2018"

4.2 Campagne di indagini geognostiche pregresse per la progettazione del Lotto 4

In ottica di ottenere informazioni più dettagliate circa lo studio dei terreni interessati dall'adeguamento dell'area di Cà Lillina, lato Marche, nonché in generale di affinare maggiormente la caratterizzazione geotecnica dei terreni lungo l'intero progetto, si è fatto riferimento ai risultati del programma di indagini in sito ed in laboratorio pianificato nell'ambito della progettazione definitiva dell'adeguamento a 2 corsie del tratto Mercatello sul Metauro Ovest-Mercatello sul Metauro Est, che costituiscono il Lotto n°4.

Il progetto di cui sopra ha tenuto conto di diverse campagne di indagine, attuate nel periodo 1998-2022 e per le quali si riportano di seguito i dettagli.

4.2.1 Campagna di indagine Geotec S.p.A. (1998)

Una prima campagna di indagine è stata realizzata nel periodo 1998-99 dalla società Geotec S.p.A. per conto di Anas. Tale campagna ha previsto la realizzazione di:

- n°11 sondaggi a carotaggio continuo (S1+S9, S11, S12) con profondità comprese tra 15 m e 22 m, esecuzione di prove SPT in foro e prelievo di campioni indisturbati sui quali sono state effettuate prove di laboratorio per la classificazione dei terreni e per la determinazione delle caratteristiche meccaniche;
- n°5 stendimenti sismici a rifrazione (11201+11205), di lunghezze variabili tra 110 m o 230 m.

In fase di redazione del progetto di Lotto 4, comunque, come specificato negli elaborati a disposizione, sono stati considerati i soli dati stratigrafici dei sondaggi geognostici per la ricostruzione del modello geologico e non i dati di caratterizzazione geotecnica, in quanto non disponibili.

Per la presente progettazione esecutiva della zona di adeguamento di Cà Lillina è stato considerato unicamente il sondaggio a carotaggio continuo **S1**, di profondità 20 m, in quanto unica verticale prossima all'intervento. I risultati della verticale considerata sono riportati nel seguente elaborato di progetto:

- **T00SG10GEORE05** - "Documentazione indagini Geognostiche via Cà Lillina"

4.2.2 Campagna di indagine Geoemme Due S.a.s. e Polo Geologico S.n.c. (2001)

In una successiva fase di definizione progettuale, la società Geoemme Due S.a.s ha realizzato per conto di Anas le seguenti indagini integrative:

- n°7 sondaggi a carotaggio continuo (SN1+SN7) spinti a profondità comprese tra 15 e 65 m;
- n°6 prove penetrometriche, di cui n°3 prove statiche tipo CPT (CPT1+CPT3) e n°3 prove dinamiche (SCPT1+SCPT2).

Per la presente progettazione esecutiva della zona di adeguamento di Cà Lillina sono stati considerati unicamente i sondaggi a carotaggio continuo **SN1** e **SN2**, rispettivamente di profondità 15 m e 25 m, prossimi all'intervento. I risultati originali in merito a tali verticali sono riportati nel seguente elaborato di progetto:

- **T00SG10GEORE05** - "Documentazione indagini Geognostiche via Cà Lillina"

Per completezza di informazione si specifica che, in questa fase, è stata realizzata per Anas anche una campagna di indagine geofisica, eseguita dalla società Polo Geologico S.n.c. e consistita nella realizzazione di n°11 prospezioni sismiche a rifrazione (B1+B11), di lunghezza 110 m ciascuno: tale campagna, però, non è stata considerata in quanto non prossima alla zona di intervento di Cà Lillina.

4.2.3 Campagna di indagine Perigeo Sondaggi S.n.c. (2002)

A completamento delle indagini geognostiche della campagna 2001 e su incarico di Anas, la società Perigeo Sondaggi S.n.c. ha realizzato nell'anno 2002 le seguenti ulteriori indagini:

- n°4 sondaggi a carotaggio continuo (SN8÷SN11) spinti a profondità comprese tra 4 e 17 m, con prelievo di campioni indisturbati;
- n°6 prove penetrometriche dinamiche pesanti (DP1÷DP6), spinte fino a profondità di 10 m.

Per la progettazione degli interventi di adeguamento di Cà Lillina sono stati considerati unicamente i sondaggi a carotaggio continuo **SN10** e **SN11**, rispettivamente di profondità 3.7 m e 10 m, prossimi all'intervento. Inoltre, sono state considerate tutte le n°6 prove penetrometriche dinamiche pesanti (**DP1÷DP6**), spinte a profondità variabili tra 2.7 m e 10 m di profondità. I risultati originali della campagna considerata sono riportati nel seguente elaborato di progetto:

- **T00SG10GEORE05** - "Documentazione indagini Geognostiche via Cà Lillina"

4.2.4 Campagna di indagini Comune di Mercatello sul Metauro (1994-2004)

Un ulteriore e utile elemento per la caratterizzazione geologica dei terreni in progetto nel Lotto 4 è stato fornito dalla raccolta delle indagini eseguite dal Comune di Mercatello sul Metauro. Tali indagini, distribuite in un periodo temporale piuttosto ampio (1994-2004), sono consistite essenzialmente nella realizzazione di sondaggi geotecnici eseguiti a piccole profondità, indagini sismiche passive mediante tromografo digitale e prospezioni tipo MASW. Questi dati, per il progetto definitivo del Lotto 4, sono stati considerati esclusivamente per la ricostruzione del modello geologico e non per la caratterizzazione geotecnica.

Per il presente progetto esecutivo di adeguamento di Cà Lillina, in particolare, sono state considerate esclusivamente le seguenti verticali prossime all'area di intervento:

- n°7 sondaggi a carotaggio continuo (**P27, P28, P29, P30, P107 e P108**), spinti fino a profondità comprese tra 3 m e 6 m e di cui sono disponibili i report stratigrafici.

Le stratigrafie originali dei sondaggi considerati sono riportati nel seguente elaborato di progetto:

- **T00SG10GEORE05** - "Documentazione indagini Geognostiche via Cà Lillina"

4.2.5 Campagna di indagine Gamma Geoservizi S.r.l. (2021-2022)

Per la redazione del progetto definitivo per il Lotto 4, è stata eseguita una campagna di indagine integrativa con lo scopo di definire nel dettaglio il modello geologico di riferimento e le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni e delle rocce individuate lungo il tracciato. In particolare, sono state eseguite le seguenti lavorazioni:

- n°12 sondaggi a carotaggio continuo (S1÷S3 e S5÷S12), attrezzati con piezometri o down-hole;
- n°55 pozzetti geotecnici e ambientali e prove di carico su piastra;
- n°9 prospezioni sismiche a rifrazione e n°3 stendimenti tipo MASW;
- prove geotecniche di laboratorio dei campioni prelevati nei sondaggi.

In particolare, per il presente progetto di adeguamento di Cà Lillina, sono state considerate le seguenti risultanze:

- n°2 sondaggi a carotaggio continuo (**S1pz e S2**), spinti rispettivamente a profondità di 25 m e 20 m e prossimi all'area di intervento, di cui il sondaggio S1pz attrezzato con piezometro ed esecuzione di prove penetrometriche tipo SPT in foro;
- n°13 pozzetti (**PZ1, PZ2, PZ3, PZ4, PZ5, PZ6, PZ7, PZ8, PZ9, PZ10, PZ11, PZ12 e PZ13**) e n°2 prove di carico su piastra (PZ1 e PZ2);
- relative **prove di laboratorio dei campioni prelevati** nelle verticali e pozzetti (n°2 indisturbati e n°10 rimaneggiati, globalmente)
- n°2 prospezioni sismiche tipo MASW (**MASW1, MASW2**).

I risultati originali della campagna di tali indagini e prove di laboratorio sono riportati nel seguente elaborato di progetto:

- **T00SG11GEORE02** - “Documentazione indagini Geognostiche, Geofisiche e Prove di Laboratorio via Cà Lillina”

4.3 Campagna di indagine geognostica integrativa Pizzi Terra S.r.l. (2022)

Nell’ottica di affinare la caratterizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi e in particolare della zona del bypass pedonale della Galleria S. Antonio è stata prevista una campagna geognostica integrativa, eseguita dalla ditta Pizzi Terra Geosolutions S.r.l. nel periodo Giugno-Luglio 2022.

In particolare, tale campagna ha previsto l’esecuzione delle indagini e rilievi in sito di seguito descritte:

- n° 1 sondaggio geognostico orizzontale a carotaggio continuo, in corrispondenza del bypass della Galleria della Guinza con profondità 14.5 m e per il quale è stata prevista l’esecuzione di n°1 prova dilatometrica in foro, per la determinazione dei parametri di resistenza, e il prelievo di n°2 campioni lapidei da sottoporre a prove di laboratorio;
- n° 1 rilievo geomeccanico di parete rocciosa
- n°3 prelievi di campioni d’acqua sotterranea in Galleria Guinza per la verifica alle conformità delle CSC come da normativa di riferimento (D.Lgs. 152/06).

I risultati originali di questa campagna di indagine sono riportati nel seguente elaborato di progetto esecutivo:

- **T00SG11GEORE01** - “Documentazione indagini geognostiche 2022”

e sono stati utilizzati come riferimento per la caratterizzazione geomeccanica delle rocce coinvolte dalle opere, definita in dettaglio all’interno del documento **T00GE03GETRE02** - “Relazione geomeccanica”.

5 QUADRO GEOLOGICO-STRATIGRAFICO DI RIFERIMENTO

L'inquadramento geologico-stratigrafico generale del sito è mostrato nella documentazione geologica di progetto esecutivo e in particolare da:

- **T00GE01GEORE01** - "Relazione geologica";
- **T00GE01GEOCG01÷04** - "Carta geologica generale" – 4 tavv.;
- **T00GE01GEOCG05÷14** - "Carta geologica di dettaglio" – 10 tavv.;
- **T00GE01GEOCG15** - "Intersezione lato Umbria - Carta geologica di dettaglio";
- **T00GE01GEOCG16** - "Intersezione lato Marche - Carta geologica di dettaglio";

Le condizioni stratigrafiche di riferimento per il sottosuolo in esame, nonché i profili di dettaglio con la ricostruzione stratigrafica delle differenti unità geologico-tecniche sono state rappresentate nei seguenti elaborati di progetto:

- **T00GE01GEOFG01÷05** - "Profilo geologico asse principale" – 5 tavv.

Di seguito si riportano le caratteristiche stratigrafiche delle unità interessate dal progetto in esame, rimandando all'elaborato **T00GE01GEORE01** – "Relazione geologica" per ulteriori dettagli e al **punto 9.3** per l'analisi delle proprietà geotecniche dei terreni.

5.1 Unità stratigrafiche di riferimento

Le indagini delle campagne geognostiche pregresse, unitamente a quelle integrative e all'attività di rilevamento geologico-tecnico di dettaglio effettuato nell'area nell'ambito di Progetto Definitivo, hanno consentito di verificare la presenza di una determinata unità geologica di origine marina e di età neogenica. Tale unità è stata riconosciuta con una certa continuità lungo tutto lo sviluppo del progetto, talvolta al di sotto di lembi di coperture alluvionali e detriti di versante e di frana, di età attuale.

I terreni che caratterizzano il sottosuolo sono stati suddivisi nelle unità geologiche descritte di seguito.

5.1.1 Substrato marino neogenico

5.1.1.1 **Formazione marnoso-arenacea [Langhiano – Tortoniano]**

In tutta l'area rilevata affiora diffusamente la Formazione Marnoso-Arenacea: si tratta di una successione torbiditica data dall'alternanza di arenarie più o meno cementate e marne, solo raramente passanti ad argille, di età miocenica (dal Langhiano al Tortoniano).

Gli strati pelitici sono costituiti essenzialmente da marne, marne calcaree, marne argillose e marne siltose.

In affioramento la formazione assume un colore giallo ocra per ossidazione, favorita dalla degradazione fisica della roccia spinta sino ad alcuni metri di profondità. Spesso, sugli affioramenti, si osserva una caratteristica differenziazione cromatica tra gli strati arenacei e quelli marnosi, i primi giallastri per ossidazione, ed i secondi che mantengono il colore grigio in quanto la degradazione spinta ne causa la trasformazione in un insieme scaglie di detrito minuto continuamente rinnovantesi.

Il passaggio tra gli strati pelitici e quelli arenacei è sempre ben visibile poiché questi ultimi, specie sui versanti più acclivi e con giacitura a reggipoggio, sono in aggetto per una maggiore resistenza all'erosione. Gli strati pelitici sono interessati da una fitta rete di micro-fessure da ritiro che suddivide la roccia in frammenti prismatici o a scaglie nei litotipi a maggiore contenuto in argilla, o in frammenti con superfici concave e convesse nei termini marnoso-calcarei.

Nei sondaggi la formazione presenta un colore grigio con tonalità che va dalla chiara, negli strati francamente arenacei e in quelli più marnoso - calcarei, a grigio scuro negli strati più argillosi. Il passaggio

tra peliti e areniti è spesso meno netto rispetto a quanto si osserva negli affioramenti, ma più graduale ad eccezione dei casi in cui le arenarie sono ben cementate e prive, o quasi, di matrice limo - argillosa.

Intercalati negli strati pelitici si sono ritrovate saltuariamente sottili lenti di lignite. In letteratura sono stati già segnalati, anche in affioramento, ligniti nell'ambito della Formazione Marnoso Arenacea e, specificatamente nel territorio di Mercatello sul Metauro, in località La Noce presso Montedale nella valle del S. Antonio.

Nelle verticali di indagine, spesso, le porzioni superficiali dell'unità marnoso-arenacea sono state rinvenute come alternanze di arenarie e marne fortemente fratturate e alterate, con spessori variabili mediamente da 2 a 4 m circa.

In ogni caso, in generale la Formazione ha un notevole spessore e presenta una certa uniformità di caratteristiche litologiche e stratigrafiche; tuttavia, all'interno della successione sono distinguibili:

- un membro inferiore, che coincide con la parte inferiore ("pre-Contessa" o "litofacies di Montelabreve") del "Membro di Galeata" (cfr. Note illustrative dei Fogli 278 "Pieve S. Stefano" e 289 "Città di Castello"), con predominanza di torbiditi silico-clastiche con paleo-correnti verso Sud Est. Gli strati arenitici hanno spessore variabile tra 20 e 200 cm, ed il rapporto Arenaria/Pelite (A/P) è a favore della parte pelitica, con rapporti da 1/2 a 1/6. Questo membro affiora diffusamente a cavallo del confine Marche-Umbria, a partire dal contatto tettonico (sovrascorrimento) nei pressi del Monte La Casina, ed interessando in profondità gran parte del tratto umbro della galleria della Guinza. Lo spessore affiorante è di circa 400 m, ma quello ricostruito a partire dalle correlazioni geologico-stratigrafiche è decisamente superiore, fino a circa 1000 m.
- un membro intermedio, costituito da torbiditi arenaceo-pelitici con rapporto A/P da 1/1 a 1/4, con notevole abbondanza di strati calcarenitici, spessi fino a 3 m, con clasti calcarei organogeni e silicatici, che si alternano ad areniti sottilmente stratificate. Verso la porzione sommitale, si osserva una generale diminuzione della componente arenitica, a vantaggio di quella pelitica, con rapporti A/P oscillanti tra 1/6 e 1/10; questa variazione di facies è marcata da uno strato guida calcarenitico di circa 2,5 m di spessore, in letteratura noto come "strato Val di Pierle", che è a sua volta associato ad un bancone di arenaria di circa 4 m, posto una ventina di metri più in basso. Lo spessore è di circa 500 m. Affiora in due fasce ai lati della zona occupata dal membro inferiore, più stretta quella dal lato marchigiano e molto più estesa quella sul lato umbro: questa differenza è indotta da motivi strutturali, in quanto sul lato umbro la stratificazione è piuttosto "tranquilla", uniformemente immergente verso Sud Ovest con bassa inclinazione (10°-20°), mentre sul lato marchigiano è coinvolta nei motivi tettonici a pieghe e sovrascorrimenti, con giacitura verticale o anche rovesciata ma comunque ad alto angolo.

Questi due membri sono separati da un livello-guida ("strato Contessa"), bancone arenaceo plurimetrico (6-7 m di spessore) accoppiato ad un orizzonte marnoso massivo di analogo spessore; questo strato si segue con continuità per centinaia di chilometri sia sul lato umbro che in quello marchigiano.

- un membro superiore, noto come "Membro di Collina", con torbiditi pelitico-arenacee con rapporto A/P tra 1/4 e 1/6. Gli strati arenacei hanno colorazione beige-marroncina, mentre le peliti sono costituite da marne/siltiti grigie finemente stratificate. Il massimo spessore affiorante è di circa 300 m. Esso occupa in affioramento la parte finale (lato-Marche) del tracciato della galleria Guinza, a partire dai rilievi a sud di Pian Marzolino, nonché larga parte del 3° Lotto.



Figura 21 – Fotografia di un affioramento della Formazione Marnoso-Arenacea (membro inferiore) lungo la SP 200, nei pressi di Parnacciano. Prevalenza di strati pelitici (rapporto A/P circa 1:2 nella parte alta, e 1/6 nella parte bassa).

5.1.2 Terreni di copertura olocenici

Con la dizione “terreni di copertura”, si intendono quei termini litologici sedimentari depositi in ambiente sub-aereo (continentale), e che, di conseguenza, non sono correlati stratigraficamente alla Formazione Marnoso-Arenacea, bensì sono ad essa sovrapposti con contatti eteropici. In realtà, in zona queste coperture sono molto discontinue e non presentano spessori considerevoli, tranne in pochi casi; ciò fa sì che la loro importanza progettuale sia limitata alle opere all’aperto, mentre è pressoché inesistente nel caso delle opere in sotterraneo.

I depositi di copertura sono stati distinti come di seguito.

5.1.2.1 Depositi alluvionali recenti ed attuali

Sono terreni che occupano il fondovalle, prodotto del trasporto da parte delle acque superficiali di materiale prevalentemente a natura sabbiosa e ghiaiosa con intercalate lenti limoso-argillose.

Sono presenti solo nella parte bassa delle valli principali. Presentano spessori non rilevanti, da qualche metro fino ad un massimo di circa 8-10 m alla confluenza tra il S. Antonio ed il Metauro, nei pressi di Mercatello.



Figura 22 – Depositi alluvionali in corrispondenza della scarpata torrentizia lungo il S. Antonio, nei pressi del termine del 3° Lotto.

5.1.2.2 Depositi di versante e di conoide torrentizia

I depositi di versante orlano il piede dei versanti vallivi dei due corsi d'acqua principali (Fosso della Guinza – Torrente S. Antonio e Fosso di Parnacciano) e nelle piccole valli tributarie. La natura è prevalentemente sabbioso-limosa, talora più francamente argillosa, con frammenti lapidei arenacei. Gli spessori, alcuni direttamente accertati con i sondaggi geognostici, sono modesti e dell'ordine di alcuni metri.

I depositi di conoide torrentizia sono frequenti allo sbocco delle valli laterali più ampie, in sinistra del Torrente S. Antonio. Sono generalmente formati da detriti eterogenei con granulometria variabile da ghiaiosa a sabbioso ghiaiosa. Ghiaie e ciottoli presenti nel sedimento sono caratterizzati da morfologia tabulare, a spigoli poco arrotondati. Essi formano corpi geologici tipicamente a "ventaglio", il cui apice è ubicato allo sbocco dei torrenti che confluiscono nella valle principale, mentre il limite esterno generalmente non è ben distinto dai sedimenti detritici ed alluvionali, con i quali sono a contatto in eteropia laterale di facies.

5.1.2.3 Depositi di frana

Si tratta di terreni che rappresentano il prodotto di alterazione e di trasporto al piede del versante dei piccoli bacini tributari di materiali appartenenti alle diverse unità affioranti in corrispondenza di tutti i rilievi collinari presenti nell'area.

Sono costituiti da materiale prevalentemente argilloso limoso-sabbioso, che ingloba frammenti lapidei di varie dimensioni, di natura quasi sempre arenacea. I maggiori accumuli si osservano lungo il versante in dx idrografica del Fosso Guinza - S. Antonio, all'inizio del 3° Lotto.

In generale, tali corpi di frana non interferiscono con le opere di nuova realizzazione, interagendo esclusivamente con porzioni di tracciato già realizzate nel corso dei precedenti appalti.

Inoltre, come documentato nell'elaborato **T00GE01GEOCG17+26** – “Carta Geomorfologica” (10 tavv.), i dissesti interferenti sono da ritenersi di tipo quiescente, senza alcuna evidenza di attività gravitativa attuale. Tali considerazioni hanno reso presso tali aree non necessaria l'applicazione di interventi di consolidamento del pendio.

5.1.2.4 Depositi antropici

Sono perlopiù costituiti dai materiali di riporto antropico (discariche, terrazzamenti, rilevati stradali esistenti) che sono riscontrabili senza soluzione di continuità a partire dall'imbocco lato Marche della Galleria artificiale S. Antonio fino al termine dell'intervento.

I riporti sono risultati abbastanza costanti lungo le indagini che li hanno interessati (perforazioni/pozzetti), con abbondante scheletro in ciottoli a composizione prevalentemente marnoso-arenacea in matrice limo-sabbiosa molto addensata.

6 QUADRO GEOMORFOLOGICO DI RIFERIMENTO

L'intero Appennino Umbro-Marchigiano è interessato tutt'ora da un deciso sollevamento: situazione evidente anche nell'area studiata, come dimostrato dalle profonde incisioni che tutti i corsi d'acqua modellano sul territorio; ad esempio, in corrispondenza del termine del 3° Lotto il torrente S. Antonio ha inciso tutto lo spessore (peraltro non grande) delle proprie alluvioni terrazzate, ed attualmente scorre sulla sottostante Formazione Marnoso-Arenacea. Tuttavia, mentre l'evoluzione dei corsi d'acqua adriatici è stata piuttosto continua nel tempo, mantenendo una direzione "sovrimposta" e trasversale agli assi appenninici, il deflusso tirrenico è stato profondamente condizionato dalla presenza di depressioni tettoniche e dai processi di colmamento delle stesse.

L'area in esame si trova a cavallo dello spartiacque Tirreno-Adriatico, di modo che è possibile osservare entrambe le situazioni. Infatti, nella parte marchigiana, i rilievi vengono intagliati da tutti i corsi d'acqua con profonde valli a "V" sovrimposte. In corrispondenza dello spartiacque e ad Ovest di esso, la morfologia appare condizionata dall'assetto tettonico della zona, come nel caso dello sdoppiamento di cresta in corrispondenza del sovrascorrimento dell'elemento di Pietralunga su quello di Borgo Pace, e dell'impostarsi di vari elementi morfologici (una valle, una fascia collinare) parallelamente all'asse appenninico e strutturale.

Nel settore marchigiano, si notano forme strutturali dovute alla persistente giacitura degli strati formazionali, rielaborate da processi esogeni che le hanno trasformate, in tutto o in parte, in glacis (paleo-superfici) di sedimentazione.

L'inquadramento geomorfologico del sito è mostrato nella seguente documentazione di progetto esecutivo:

- **T00GE01GEOCG17÷26** – "Carta Geomorfologica" (10 tavv.)

La morfologia dell'area presenta settori con rilievi dalla notevole acclività e valli strette, alternati ad altri in cui la morfologia si addolcisce, in dipendenza dell'affiorare di litologie a maggiore erodibilità.

Sono degni di nota alcuni settori semi-pianeggianti o blandamente ondulati, attribuibili a lembi relitti di antiche superfici d'erosione/deposizione. Successivamente, la "paleo-superficie" sarebbe stata smembrata da una intensa tettonica distensiva quaternaria che la avrebbe dislocata in senso verticale e laterale. L'esempio più spettacolare si ha a cavallo tra il II ed il III Lotto: il torrente Guinza -S. Antonio separa due settori blandamente ondulati (l'area tra Guinza-Valpiana-Cà Guiducci ad Est, in destra idrografica, e il Pian Marzolino ad Ovest) che sembrano raccordarsi altimetricamente in modo da costituire un'unica paleo-superficie successivamente disarticolata e ricoperta da depositi di versante e probabilmente di frana; sul lato Est questa morfologia sfuma verso monte in una spettacolare superficie strutturale che praticamente coincide con una o poco più superfici di strato della Marnoso-Arenacea, messe a nudo da fenomeni erosivi e probabilmente di frana (infatti la parte media e bassa del versante presentano spessori di detrito caotico via via maggiori verso la base, mentre salendo lungo il versante tendono a ridursi e a scomparire lasciando il posto alle superfici di strato denudate, con poche "isole" di detrito superstiti); questa superficie strutturale sembra poi ripetersi in sinistra idrografica dando luogo al pianoro inclinato di Pian Marzolino (sopra il tratto terminale della galleria Guinza), in cui però la forte copertura detritica è ancora presente

I versanti, o porzioni di essi, con influenza strutturale, in cui la superficie topografica ha la stessa giacitura degli strati della Formazione Marnoso-Arenacea, sono altresì presenti, a settori limitati, in altre zone dell'area studiata.

Alcune aree a morfologia addolcita si sono impostate su movimenti franosi oppure in corrispondenza dell'affioramento di orizzonti stratigrafici più argilloso-marnosi.

Fenomeni gravitativi minori sono pur presenti, e tipicamente sono condizionati dall'alternanza di livelli arenacei e marnosi; essi si sviluppano lungo le superfici di strato, risultando peraltro di tipo superficiale (pochi metri di spessore); il livello marnoso, più facilmente disgregabile, risulta in affioramento completamente disfatto e funge da superficie di scivolamento, in ciò agevolato dalla lubrificazione indotta

dalla locale presenza di acqua. Sono altresì presenti settori in fase di erosione concentrata e diffusa. Quest'ultima si sviluppa, essenzialmente, in corrispondenza di estese fasce cataclastiche o quando la topografia si imposta parallelamente agli strati formazionali. In quest'ultimo caso, piuttosto frequente, si osserva il tipico fenomeno di erosione diffusa su vaste aree quando affiora un livello pelitico, concentrata quando le acque iniziano ad erodere un livello pluri-decimetrico arenaceo.

In corrispondenza del settore finale del 3° Lotto, uno degli elementi geomorfologici più evidenti del territorio esaminato è la presenza di terrazzi fluviali antichi e recenti lungo il Torrente S. Antonio. Il corso d'acqua è in un'accentuata fase erosiva, l'alveo ha infatti eroso le alluvioni di fondovalle ed ora incide il substrato marnoso arenaceo. Il fondovalle è pianeggiante e corrisponde alla superficie superiore del terrazzo più recente. Lembi di alluvioni terrazzate si riscontrano anche nelle vallecicole laterali in destra Metauro, solcate da torrenti, pensili una ventina di metri sopra l'alveo principale, e profondamente incisi nei sedimenti delle coperture detritiche e nel substrato. Le alluvioni si fondono con le fasce detritiche che ammantano il piede delle pendici dei rilievi che, con la loro elevata pendenza, contrastano e caratterizzano il paesaggio.

6.1 Area a rischio frana o esondazione - Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.)

La potenziale interferenza delle opere di progetto con aree caratterizzate da dissesto per frana o per esondazione, riguardano esclusivamente i due collegamenti alla viabilità esistente, in quanto le opere in sotterraneo (cunicolo) sono situate a profondità non interessate dai suddetti fenomeni.

6.1.1 Intersezione lato Marche (fine 3° Lotto)

Il contesto geomorfologico è di tipo pedecollinare, al confine tra la fascia occupata da depositi di versante e quella di pertinenza fluvio-torrentizia.

È un settore caratterizzato dalla coalescenza di diverse falde-conoidi alimentate dagli apporti provenienti da due impluvi lungo il versante nord-ovest.

In realtà, nessuno dei due processi geomorfologici appare attualmente interessare il sito di progetto, ma piuttosto settori ad una certa distanza.

Considerata la modesta dimensione dei rilevati e degli sbancamenti previsti, nonché la morfologia regolare in dolce pendenza del terreno, non si ravvisano particolari problemi di carattere geologico.

Anche le pendici del versante sovrastante il tracciato, e ad esso parallelo, non presentano segni di dissesto né sono da prevederne nel futuro poiché il piede del rilievo non sarà interessato dall'opera.

Comunque, sarà bene assicurare un efficace smaltimento delle acque di ruscellamento provenienti dai versanti a Nord-Ovest.

Il vicino torrente è attualmente in un'accentuata fase erosiva. L'alveo ha eroso le alluvioni di fondovalle ed ora incide il substrato marnoso arenaceo. Il fondovalle è pianeggiante e corrisponde alla superficie superiore del terrazzo più recente.

Per completezza di trattazione, si è preso in considerazione il Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.), a cura dell'ex-Autorità di Bacino della Regione Marche. Il P.A.I. disciplina, in generale, l'uso del territorio, nell'ambito delle "aree sottoposte a tutela per pericolo idrogeologico", indicando le varie situazioni di rischio, per frana o per esondazione. Nell'ambito del P.A.I., il settore in studio appartiene al bacino del Metauro. La Figura seguente riprende uno stralcio della Cartografia PAI, in cui è riportata l'ubicazione dell'area di progetto.

Come si vede nella **Figura 23** seguente, questa non interferisce con alcuna delle aree classificate dal P.A.I. a rischio frana o esondazione.

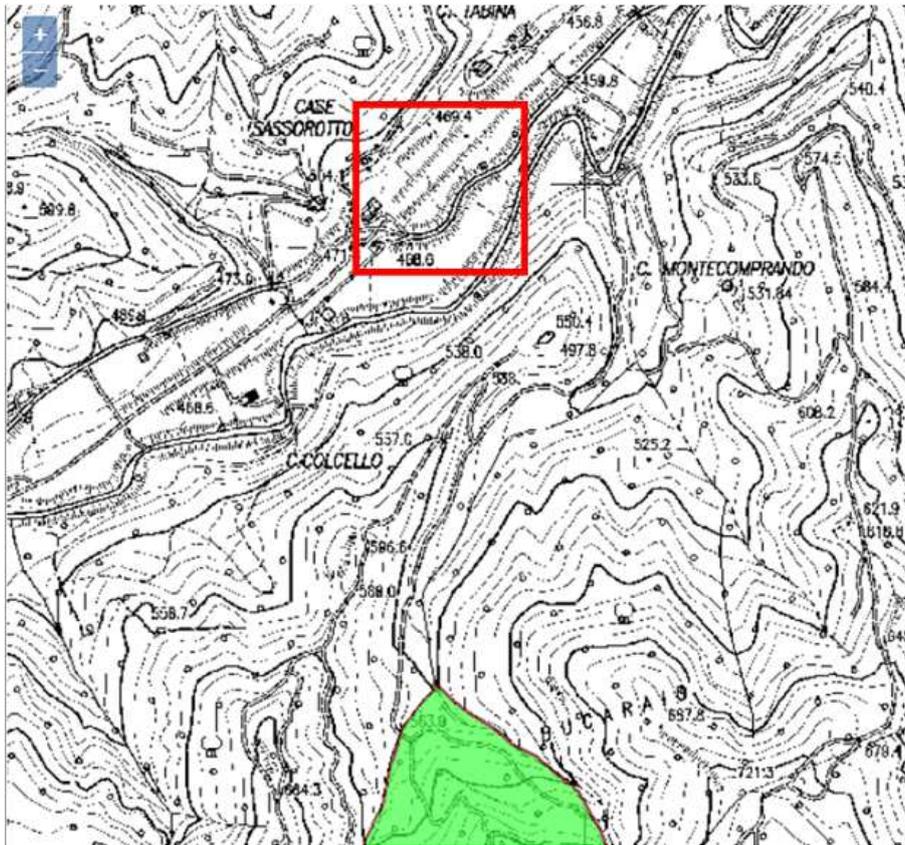


Figura 23 - Stralcio dalla carta delle aree a rischio frana o esondazione del P.A.I. dell'ex-Autorità di Bacino delle Marche. Il rettangolo rosso circonda l'area interessata dal progetto

6.1.2 Lato Umbria

Il contesto geomorfologico è di media montagna, caratterizzato da un versante a media acclività, che tende ad aumentare verso la base (a valle della SP 200).

Il versante appare globalmente stabile, ma i tagli stradali ed in genere gli sbancamenti non protetti, sono soggetti a lento deterioramento a causa della matrice marnosa della maggior parte della formazione affiorante, nonché a distacchi di elementi litoidi.

Oltre ai suddetti fenomeni, appaiono attivi processi di dilavamento e trasporto che interessano l'impluvio del Fosso del Casale, a monte dell'area di progetto; in particolare, sul versante sinistro dell'impluvio è presente un accumulo detritico, che lambisce l'imbocco della galleria, forse generato anche da uno o più movimenti franosi.

Comunque, sarà bene assicurare un efficace smaltimento delle acque di ruscellamento provenienti dai versanti ad Ovest. Occorre poi valutare la possibile erosione al piede, ad opera del Fosso di Parnacciano.

Per completezza di trattazione, si è preso in considerazione il Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.), a cura dell'Autorità di Bacino del Fiume Tevere. Il P.A.I. disciplina, in generale, l'uso del territorio, nell'ambito delle "aree sottoposte a tutela per pericolo idrogeologico", indicando le varie situazioni di rischio, per frana o per esondazione.

La **Figura 24** seguente riprende uno stralcio delle Tavole di dettaglio dell'Inventario dei fenomeni franosi a Cartografia PAI, in cui è riportata l'ubicazione dell'area di progetto.

Come si vede, questa non interferisce direttamente con fenomeni franosi censiti, ma è limitrofa ad un fenomeno franoso presunto, di tipo scivolamento, che occupa il versante sinistro del Fosso del Casale, a monte dell'area in esame.

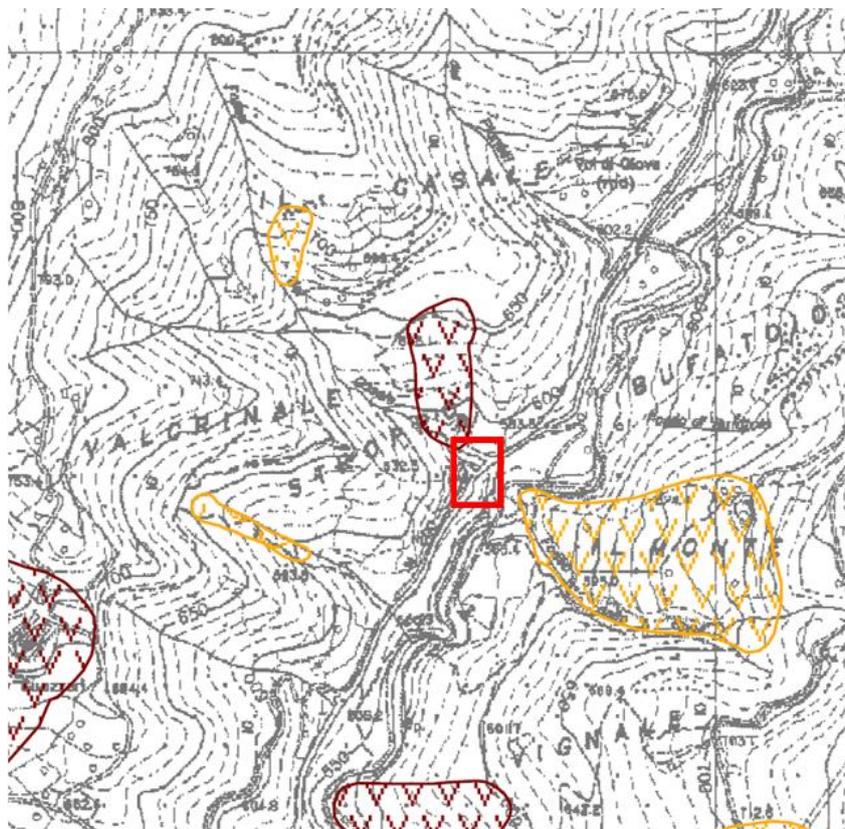


Figura 24 - Stralcio dalla carta Tavole di dettaglio dell'Inventario dei fenomeni franosi del P.A.I. dell'Autorità di Bacino del Fiume Tevere. Il rettangolo rosso circonda l'area interessata dal progetto

6.2 Sintesi dello studio delle deformazioni storiche con interferometri radar satellitare del tratto Guinza-Mercatello Ovest

Nell'anno 2020 è stato eseguito uno studio da NHAZCA S.r.l. nel quale è stata eseguita un'analisi storica con tecniche A-DInSAR e DInSAR su dati COSMO-SkyMed d'archivio per la stima di eventuali spostamenti subiti dal terreno e dalle strutture ricadenti all'interno dell'area (10 km²), compresa tra l'imbocco nord della Galleria Guinza e l'Intersezione lato Marche presso Mercatello del Metauro (PU).

Le analisi sono state condotte su un dataset in doppia geometria orbitale (ascendente e discendente) acquisiti dalla costellazione COSMO-SkyMed nel periodo compreso tra Maggio 2011 e Ottobre 2020, con l'obiettivo di fornire informazioni sul comportamento deformativo storico per la caratterizzazione qualitativa e quantitativa di eventuali processi deformativi e di instabilità preesistenti in considerazione il contesto geologico e geomorfologico dell'area.

Per l'interpretazione di tale analisi si rimanda al documento **T00GE01GEORE01** – “Relazione Geologica” e agli elaborati cartografici **T00GE01GEOCG17+26** – “Carta geomorfologica” (10 tavv), mentre per i dettaglio dello studio si rimanda all' elaborato di progetto **T00GE01GEORE02** – “Studio delle deformazioni storiche con interferometria SAR satellitare – Relazione tecnica NHAZCA”.

In sintesi, i suddetti processi geomorfologici non sembrano attualmente interessare porzioni significative di progetto, ma piuttosto settori ad una certa distanza.

7 SCHEMA IDROGEOLOGICO E PERMEABILITÀ DEI TERRENI

7.1 Idrogeologia dei terreni

La geologia di quest'area, con la costante e pervasiva presenza di litotipi appartenenti alla Formazione Marnoso-Arenacea, fa sì che non esistano estesi sistemi acquiferi.

L'intera zona, infatti, è costituita da rocce a bassa permeabilità d'insieme, ma con discreta capacità d'immagazzinamento: i livelli marnosi rappresentano degli orizzonti a bassissima permeabilità così che, anche se nei livelli arenacei vi è la presenza di acqua, essa riesce a permeare l'ammasso roccioso solo molto lentamente. Pertanto, la circolazione sotterranea è diffusa, di tipo "compartimentato", ma quantitativamente limitata. Dove le arenarie sono più fratturate e dove si è più sviluppata la coltre di alterazione superficiale, si trovano acquiferi epidermici discontinui, i quali alimentano piccole sorgenti e sostengono il deflusso di base dei corsi d'acqua a regime prevalentemente stagionale. Altra situazione favorevole all'immagazzinamento è quella in cui estese fasce cataclastiche interessano l'ammasso roccioso: in questi casi il flusso idrico può aumentare notevolmente, come conseguenza dell'aumento della permeabilità secondaria, in virtù della fratturazione spinta e pervasiva. Alcune di queste fasce sono state intercettate dal cunicolo pilota e dal successivo allargò della esistente galleria.

In effetti, avendo la galleria un tracciato che si sviluppa interamente all'interno della Marnoso-Arenacea, formazione per lo più a bassa permeabilità e priva di sistemi acquiferi estesi, le interferenze con eventuali falde acquifere sono ridotte. Fanno eccezione, così come segnalato nel corso dei lavori, alcuni tratti in cui si sono osservate venute d'acqua sia dalla calotta che dai piedritti, rispettivamente nei tratti fra le progressive: 1750-1850, 1950-1990, 2900-3030 (riferite all'imbocco lato Marche). Si tratta di apporti che si concentrano ai bordi della zona di sovrascorrimento, sia sul lato umbro (in corrispondenza alla località Campolungo) che su quello marchigiano (La Pianaccia – Monte La Casina). Data la lunghezza della galleria, che attraversa lo spartiacque Tirreno-Adriatico con andamento rettilineo e pressoché unica pendenza, i vari afflussi intercettati, per quanto limitati, si sommano e determinano, all'imbocco marchigiano della galleria, un efflusso variabile da 5 a 20 litri/sec.

Per ulteriori dettagli si rimanda all'elaborato **T00GE01GEORE01** – "Relazione geologica".

7.2 Caratterizzazione idrogeologica delle unità

Dal punto di vista idrogeologico, possono identificarsi complessi essenzialmente di quattro tipi.

- **Complesso dei depositi alluvionali attuali e recenti di fondovalle (UI1)**: il complesso comprende le formazioni geologiche dei depositi alluvionali attuali e recenti di fondovalle ed è costituito da un'alternanza di ciottoli, ghiaie, sabbie, limi ed argille, in proporzioni variabili, organizzata in depositi a geometria lenticolare, con frequenti eteropie laterali e verticali di facies: la base dell'acquifero, ovvero il substrato meno permeabile, è rappresentato quasi sempre dalle marne ed arenarie della formazione marnoso-arenacea romagnola. Quest'ultimo, data la permeabilità talvolta significativa, consente localmente uno scambio idrico ed una mescolanza dei sistemi acquiferi. La trasmissività è mediamente compresa tra 100 e 1000 cm²/s e porosità efficace media del 10%; solo localmente, dove sono presenti con ingenti spessori e con continuità laterale, le coperture argillose permettono la formazione di falde in pressione.
- **Complesso dei depositi eluvio-colluviali ed antropici, dei detriti di falda e di frana (UI2)**: il complesso è rappresentato da terreni prevalentemente sciolti costituiti da uno scheletro di clasti di dimensioni molto variabili, da ciottoli millimetrici a blocchi e da una matrice quasi ovunque prevalentemente di natura limoso-sabbiosa e argillosa. Questi depositi sono localizzabili lungo il bordo delle dorsali e nelle zone di raccordo con i fondovalle. Nonostante il complesso abbia una permeabilità media, talora alta, per porosità correlata alle caratteristiche granulometriche locali, non dà luogo a corpi idrogeologici di rilevante interesse in funzione dei ridotti spessori che lo contraddistinguono.

- **Complesso dei flysch delle successioni umbra e romagnola (U13):** il complesso comprende i depositi ascrivibili alla formazione marnoso-arenacea romagnola (membro di galeata). La presenza in queste successioni di consistenti sequenze torbiditiche, costituite da marne ed argilliti prevalenti, ma con regolari e spesso potenti intercalazioni di arenarie e di calcareniti, permette l'instaurarsi di una circolazione idrica sotterranea in un sistema acquifero di tipo compartimentato, sia per la presenza delle intercalazioni marnoso-argillose, sia per il ruolo svolto dai contatti tettonici, che interrompono la continuità laterale dei livelli acquiferi. Quando lo sviluppo areale delle sequenze permeabili è rilevante può risultare significativa in queste successioni l'aliquota di infiltrazioni efficace, che sostiene il flusso di base dei corsi d'acqua drenanti tali strutture, e permette l'instaurarsi di una circolazione idrica sotterranea che può risultare importante per l'approvvigionamento idrico di tipo locale. Nelle aree di affioramento di queste successioni sono presenti poche sorgenti e con portata inferiore a 1 l/s, talora si rinvengono emergenze sulfuree collegabili per lo più a fasi gassose provenienti probabilmente da sacche metanifere presenti all'interno delle sequenze torbiditiche e veicolate lungo le faglie più profonde.

Nell'elaborato **T00GE01GEOCI01+10** – “Carta idrogeologica” (10 tavv.), allegati al progetto, sono stati rappresentati i range di permeabilità delle unità litostratigrafiche riconosciute, riportati anche nella seguente **Figura 25**.

CLASSI DI PERMEABILITA' - AFTES				COMPLESSI IDROGEOLOGICI
MOLTO ALTA – ALTA ($K > 10^{-4} \text{ m/s}$)	ALTA – MEDIA ($10^{-4} \text{ m/s} > K > 10^{-6} \text{ m/s}$)	MEDIA – BASSA ($10^{-6} \text{ m/s} > K > 10^{-8} \text{ m/s}$)	BASSA – MOLTO BASSA ($K < 10^{-8} \text{ m/s}$)	
	U1			COMPLESSO DEI DEPOSITI ALLUVIONALI ATTUALI E RECENTI DI FONDOVALLE
		U2		COMPLESSO DEI DEPOSITI ELUVIO-COLLUVIALI ED ANTROPICI E DETRITI DI FALDA E DI FRANA
			U3	COMPLESSO DELLA SUCCESSIONE MARNOSO-ARENACEA ROMAGNOLA

Figura 25 - Range di permeabilità delle unità litostratigrafiche

In generale, il sottosuolo del tracciato in esame è caratterizzato nel complesso da terreni a permeabilità **media**, primaria (per porosità), con valori che variano mediamente tra 10^{-4} m/s e 10^{-8} m/s.

7.3 Livello piezometrico della falda e interferenza acquiferi

Per lo studio locale della falda si è fatto riferimento alle letture e alle informazioni piezometriche disponibili dalla campagna di indagine svolta nel 2018.

Le osservazioni eseguite a supporto della fase progettuale definitiva, al fine di verificare la presenza di falde acquifere, comprendono esclusivamente le letture rilevate nel corso delle operazioni di sondaggio. Non si dispone, dunque, di misure effettuate a seguito della stabilizzazione del livello piezometrico, utili a controllare nel tempo le eventuali escursioni piezometriche.

Si è comunque proceduto, in fase di progetto definitivo, con l'installazione di n.2 piezometri a tubo aperto.

La verticale di sondaggio S12p, realizzata immediatamente a monte della paratia di imbocco esistente sull'imbocco lato Umbria della galleria Guinza, è stata attrezzata con un piezometro finestrato tra -6.0 e -

16.7m dal piano campagna, ed isolato completamente dal terreno sovrastante mediante impermeabilizzazione dell'intercapedine anulare. La misura eseguita immediatamente dopo l'ultimazione del sondaggio ha rilevato una soggiacenza di -14.3m, più in profondità rispetto all'intradosso dell'arco rovescio della galleria.

Come già analizzato, considerando la lettura in rapporto alla litostratigrafia marnoso-arenacea a prevalente componente pelitica (Membro di Galeata sup. FMA4b), si esclude che le opere in progetto possano intercettare orizzonti idrici significativamente in rete. Tale considerazione può essere estesa anche alle opere previste in progetto sull'imbocco lato Marche, in presenza di un modello geotecnico del sottosuolo integralmente costituito dal flysch marnoso-arenaceo "Membro di Collina" FMA5, ancor più acquitardo.

Pertanto, in corrispondenza del collegamento lato Umbria e dell'imbocco lato Marche della galleria Guinza, non è presente una falda lateralmente continua e, dunque, nelle verifiche non viene modellata una superficie piezometrica.

L'annullamento di potenziali spinte idrostatiche a tergo delle opere, destinate da venute d'acqua localizzate e linee di drenaggio preferenziali, è in ogni caso garantita dai dispositivi drenanti predisposti per la dissipazione delle pressioni neutre, quali dreni sub-orizzontali, canalette di guardia, vespai drenanti predisposti a tergo dell'opera, ecc.

Anche nel foro S13p, eseguito in corrispondenza della rotatoria lato Marche a fine tracciato, è stato installato un piezometro a tubo aperto, finestrato a partire da -5.0m da quota boccaforo fino a fondo foro (-18m). Si dispone di una misura eseguita durante l'avanzamento del sondaggio (perforazione a -13.8m), che ha restituito una soggiacenza di circa -2.8 m dal piano campagna, legata ad una circolazione idrica sub-superficiale che coinvolge i depositi alluvionali e gli orizzonti più fratturati del substrato marnoso-arenaceo.

7.3.1 Lato Umbria

A seguito di sopralluoghi effettuati nell'ambito dell'attività di rilevamento geologico, in corrispondenza dell'imbocco lato Umbria, è stata notata una debole venuta d'acqua con carattere di stillicidio, semi-permanente, attraverso la esistente paratia di imbocco. Si tratta di un esempio di locale falda confinata all'interno della Formazione Marnoso-Arenacea, con un andamento del flusso che sembra condizionato dalla giacitura della formazione, che in questo settore immerge a O-SO. Il flusso poi alimenta il Fosso del Casale, e riemerge a valle della strada provinciale, tramite un tombinamento.

7.3.2 Lato Marche

Le opere per la realizzazione del collegamento con la viabilità esistente lato Marche sono di limitato impatto dal punto di vista geologico, geotecnico, e anche idrogeologico, in quanto comportano limitati movimenti terra, prevalentemente in rilevato e solo per brevi tratti in trincea.

La falda di base è drenata dal Torrente S. Antonio, ed è contenuta nei depositi alluvionali e negli orizzonti molto fratturati della Formazione Marnoso-Arenacea.

8 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

All'interno delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 17/01/2018), elaborate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, si prevede che l'azione sismica di riferimento per la progettazione (paragrafo 3.2.3) venga definita sulla base dei valori di pericolosità sismica proposti nel sito dell'INGV. Queste stime di pericolosità sismica sono state successivamente elaborate dal Consiglio Superiore per ottenere i parametri che determinano la forma dello spettro di risposta elastica.

Come noto, l'Ordinanza 3274 della presidenza del Consiglio dei Ministri del 20/03/2003 ha esplicitamente previsto la definizione di una mappa aggiornata di pericolosità sismica del territorio italiano. La redazione di tale mappa è stata affidata all'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV); il modello sismo-tettonico di riferimento per la penisola italiana (cfr. Meletti et al., 2000) ha dato origine alla zonazione sismogenetica ZS9 (Gruppo di Lavoro 2004 – Meletti et al., <http://zonesismiche.mi.ingv.it/documenti/App2.pdf>), è basata sulla precedente ZS4 (Scandone e Stucchi, 1999, http://emidius.mi.ingv.it/GNDT/ZONE/zone_sismo.html) con modifiche, accorpamenti ed elisioni delle numerose zone di ZS4 e introduzione di nuove zone, con l'obiettivo di realizzare un modello più coerente con i nuovi dati e con il quadro sismo-tettonico oggi disponibile. Le diverse zone sono individuate da un numero; le zone indicate con una lettera non sono state utilizzate per la valutazione della pericolosità sismica.

Gruppo di Lavoro per la redazione della mappa di pericolosità sismica (Ordinanza PCM 20.03.03 n. 3274)
Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia

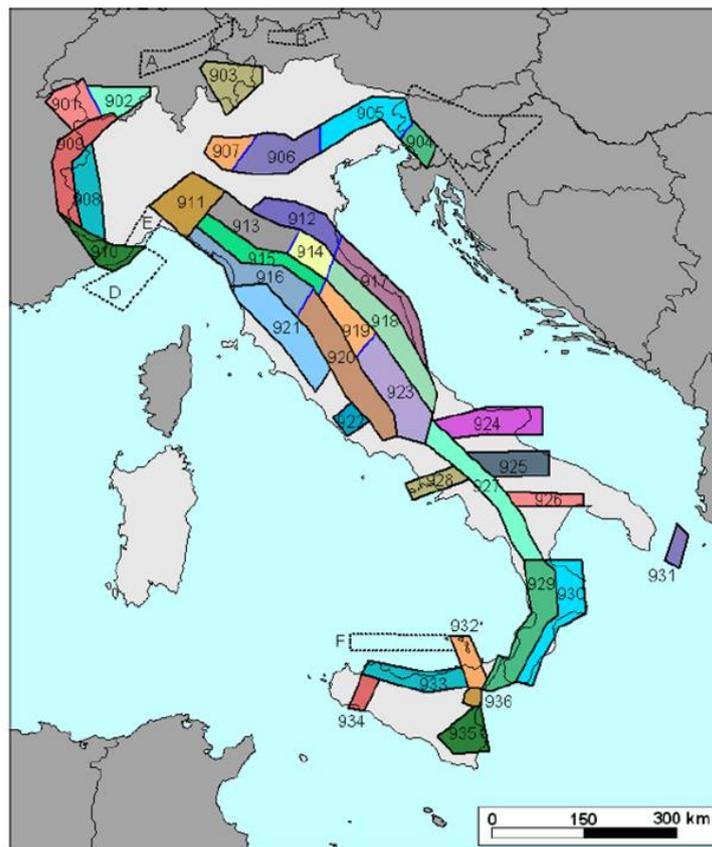


Figura 26 – Zonazione sismogenetica ZS9, dal sito zonesismiche.mi.ingv.it (Gruppo di Lavoro, 2004)

Come è possibile verificare dalla figura soprastante, la zona in esame ricade in un'area a cavallo tra diverse zone sismiche, tra cui la 920, 919, 918, 916 e 915. In linea generale, tali zone, identificano la sismicità appartenente alla fascia appenninica e pede-appenninica adriatica. Tale sismicità, del centro Italia, è collegata a meccanismi distensivi della catena interna e trascorrenti della fascia pede-appenninica adriatica.

8.1 Sismicità storica e aspetti sismogenetici

Il territorio in esame si colloca tra la fascia appenninica ad alta sismicità e la fascia pede-appenninica adriatica a bassa o bassissima sismicità. La sismicità del centro Italia è collegata a meccanismi distensivi della catena interna e trascorrenti della fascia pede-appenninica adriatica.

In particolare, sono state individuate diverse sorgenti sismogenetiche disposte lungo il margine estensionale occidentale dell'Appennino settentrionale. Gli studi di Neotettonica indicano per l'area di studio un sollevamento pressoché continuo nel Pliocene e nel Quaternario e un sollevamento tardivo, a partire dal Pliocene superiore. Tale differenziazione potrebbe aver provocato tensioni tettoniche nella zona di passaggio. Il campo macrosismico delineato dalle isoiste generalmente presenta andamento "appenninico".

Tra le strutture sismogenetiche più importanti, il "Sistema dell'Etruria" (noto in letteratura anche come "Faglia Altotiberina") è una faglia normale di estensione regionale, riconosciuta tramite evidenze di campo (Boncio et al., 1998) e dati di sottosuolo (Anelli et al., 1994; Barchi et al., 1998). Questo sistema raggiunge profondità di 12-14 km sotto la fascia a pieghe/sovrascorrimenti tra Umbria e Marche (Boncio et al., 1998 and 2000). I numerosi studi geologici e sismologici indicano l'attività della zona estensionale, suggerendone un ruolo nello scollamento basale delle faglie normali sismogenetiche immergenti ad Ovest.

Entrando più nel dettaglio, per quanto riguarda le faglie attive in generale, cioè quelle strutture che possono generare eventi sismici di significativa entità, il riferimento ufficiale è il *DISS 3.3.0 (Database of Individual Seismogenic Sources)*, una banca dati continuamente aggiornata a cura dell'INGV (Istituto Nazionale Geofisica e Vulcanologia). Il DISS, consultabile online, fornisce una rappresentazione cartografica della presenza di faglie considerate attive allo stato attuale nell'area di interesse; inoltre può essere interrogato per dare informazioni sulle varie sorgenti sismogenetiche. Nella rappresentazione cartografica, le strutture sismogenetiche sono delle campiture associate a dei rettangoli; si tratta, grosso modo, della rappresentazione planimetrica di piani di faglia, o gruppi di piani, la cui orientazione ed immersione sono simboleggiate dai rettangoli gialli.

La figura seguente e la successiva tabella, tratte dal DISS, rappresentano le strutture sismogenetiche interferenti con il progetto.

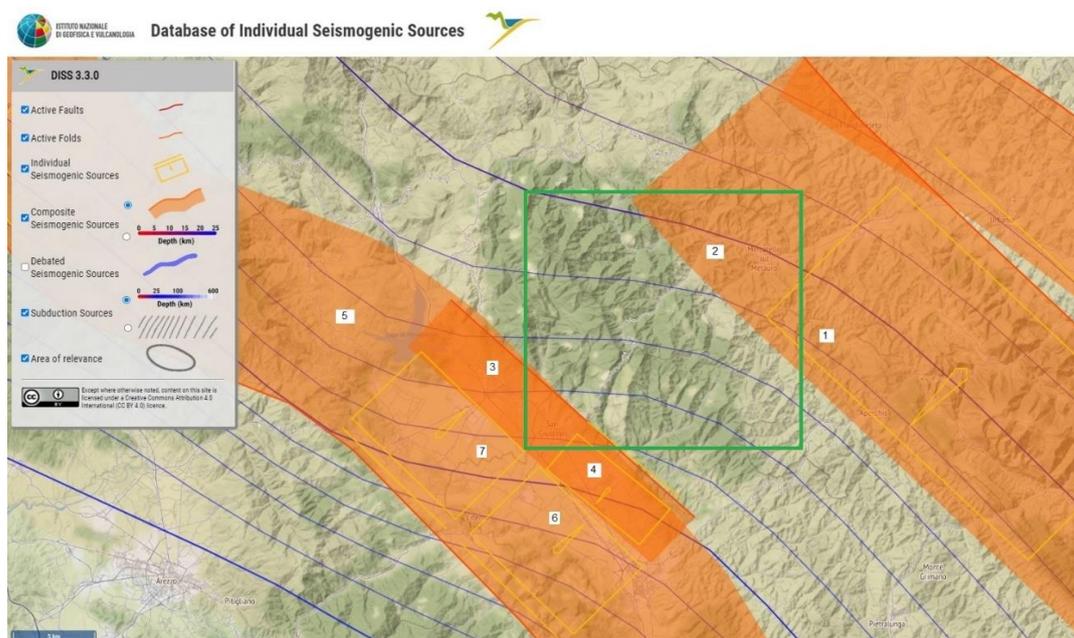


Figura 27 - Strutture sismogenetiche presenti nell'area di interesse (da DISS v. 3.0, al sito <http://diss.rm.ingv.it/diss>), identificata dal riquadro verde; ogni struttura è associata a un numero riportato nella tabella successiva

1
ITIS047: Cagli (SS individuale)
Profondità: 2 – 8.7 km Magnitudo max associata: 6.5
2
ITCS129: Painsimeleto-Bavareto (SS composita)
Profondità: 1 – 10 km Magnitudo max associata: 7.1
3
ITCS041: Sansepolcro (SS composita)
Profondità: 1 – 5 km Magnitudo max associata: 5.8
4
ITIS065: Selci Lama (SS individuale)
Profondità: 1 – 4 km Magnitudo max associata: 5.5
5
ITCS037 Mugello-Citta' di Castello-Leonessa (SS composita)
Profondità: 0.5 – 8 km Magnitudo max associata: 6.9
6
ITIS063 – Monterchi (SS individuale)
Profondità: 0.5 – 4 km Magnitudo max associata: 5.8
7
ITIS064 – Anghiari (SS individuale)
Profondità: 0.5 – 4 km Magnitudo max associata: 5.8

Tabella 1 - Strutture sismogenetiche presenti nell'area di interesse (da DISS v 3.0, al sito <http://diss.rm.ingv.it/diss>)

Si nota che l'area in esame è, in parte, direttamente interferente con sorgenti sismogenetiche (es. "2" - ITCS129 Painsimeleto-Bavareto) ed inoltre sotto il tiro incrociato di possibili sollecitazioni sismiche provenienti da diverse sorgenti poste nelle vicinanze, con magnitudo all'origine comprese tra 5.5 e 6.5.

Nel sito dell'INGV è possibile consultare anche il *DBMI15 Database Macrosismico Italiano 2015* (v.3.0), il quale fornisce un set omogeneo di intensità macrosismiche provenienti da diverse fonti, relativo ai terremoti con intensità massima ≥ 5 e d'interesse per l'Italia nella finestra temporale 1000-2014.

Di seguito è riportata la tabella di sintesi rappresentante l'elenco dei terremoti ricercato per la località San Giustino, in ordine decrescente di intensità macrosismica risentita nel sito di riferimento, preceduta dalla tabella di inquadramento; a partire dall'anno 1000 d.C., risulta un numero totale di eventi pari a 31.

Effetti	In occasione del terremoto del									
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
9	1789	09	30	10			Alta Valtiberina	73	9	5.89
8	1832	01	13	13			Valle Umbra	101	10	6.43
7	1917	04	26	09	35	5	Alta Valtiberina	134	9-10	5.99
7	1948	06	13	06	33	3	Alta Valtiberina	142	7	5.04
6	1919	10	25	13	51		Alta Valtiberina	30	6	5.03
6	1997	09	26	09	40	2	Appennino umbro-marchigiano	869	8-9	5.97
5	1987	07	03	10	21	5	Costa Marchigiana	359	7	5.06
5	1997	10	02	19	38	0	Alta Valtiberina	55		4.42
5	2001	11	26	00	56	5	Casentino	211	5-6	4.63
4-5	1990	05	08	22	33	1	Alta Valtiberina	64	5	3.77
4-5	1997	09	26	00	33	1	Appennino umbro-marchigiano	760	7-8	5.66
4-5	1998	04	03	07	26	3	Appennino umbro-marchigiano	14		5.10
4	1892	11	21				Alta Valtiberina	22	5-6	4.25
4	1897	12	18	07	24	2	Alta Valtiberina	132	7	5.09
4	1989	07	09	03	54	3	Montefeltro	48	5	4.09
4	1997	10	03	08	55	2	Appennino umbro-marchigiano	490		5.22
4	1997	10	06	23	24	5	Appennino umbro-marchigiano	437		5.47
4	1997	10	14	15	23	1	Valnerina	786		5.62
4	2000	06	22	12	16	3	Bacino di Gubbio	107	5	4.47
F	1731	03	29				Alta Valtiberina	9	6	4.76
F	1973	04	19	17	41	3	Pietralunga	22	7	4.61
3-4	1991	01	14	07	38	3	Casentino	62	5	4.26
3-4	1993	01	17	10	51	2	Alta Valtiberina	76	5	4.26
3-4	1993	06	05	19	16	1	Valle del Topino	326	6	4.72
3-4	1998	04	05	15	52	2	Appennino umbro-marchigiano	395		4.78
3-4	2002	02	21	14	36		Casentino	43	5	4.09
2-3	2000	08	01	02	34	3	Montefeltro	84	5-6	4.27
2	1971	02	11	18	49	2	Valle del Chiascio	71	6	4.61
NF	1980	11	23	18	34	5	Irpinia-Basilicata	1394	10	6.81
NF	1986	10	13	05	10	0	Monti Sibillini	322	5-6	4.46
NF	2005	07	15	15	17	1	Forlivese	173	4-5	4.29

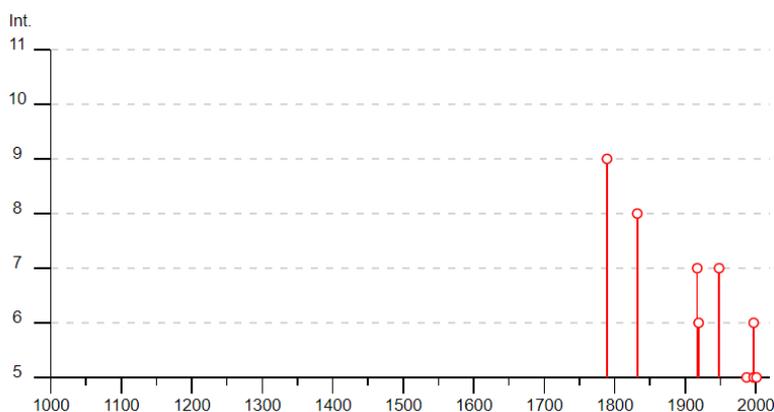


Figura 28 - DBMI15, Database Macrosismico Italiano 2015, per la località San Giustino: catalogo di sito e distribuzione temporale eventi con IS≥5

Come risulta dalla precedente tabella il territorio di San Giustino è stato interessato direttamente nel periodo storico da n.9 terremoti di intensità di sito $IS \geq 5$.

8.2 Faglie capaci

Il database denominato "ITHACA" (ITaly HAZard from CAPable faults), a cura dell'ISPRA, fornisce lo stato delle conoscenze sulla distribuzione nel territorio nazionale della fagliazione attiva superficiale: giacitura, geometria, cinematica, terremoti associati, tasso di deformazione medio e cartografia di dettaglio.

La consultazione del database "ITHACA – Catalogo delle faglie capaci", possibile al link di collegamento <http://sgi2.isprambiente.it/ithacaweb/viewer/index.html> ha consentito di verificare che il progetto non interferisce con alcuna delle faglie attive capaci ad oggi individuate, essendo la più vicina situata ad almeno 6 km più a sud-ovest e corrispondente alla faglia normale *San Giustino – Badiali*.



Figura 29 - Stralcio cartografico Progetto ITHACA con indicazione delle faglie capaci (fonte ISPRA-SGI)

8.3 Sismicità locale e stati limite nei confronti delle azioni sismiche

Per quanto concerne la classificazione sismica del territorio, facendo riferimento all'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003, n. 3274, e degli atti di recepimento delle Regioni, il Comune di San Giustino è classificato in Zona Sismica 2.

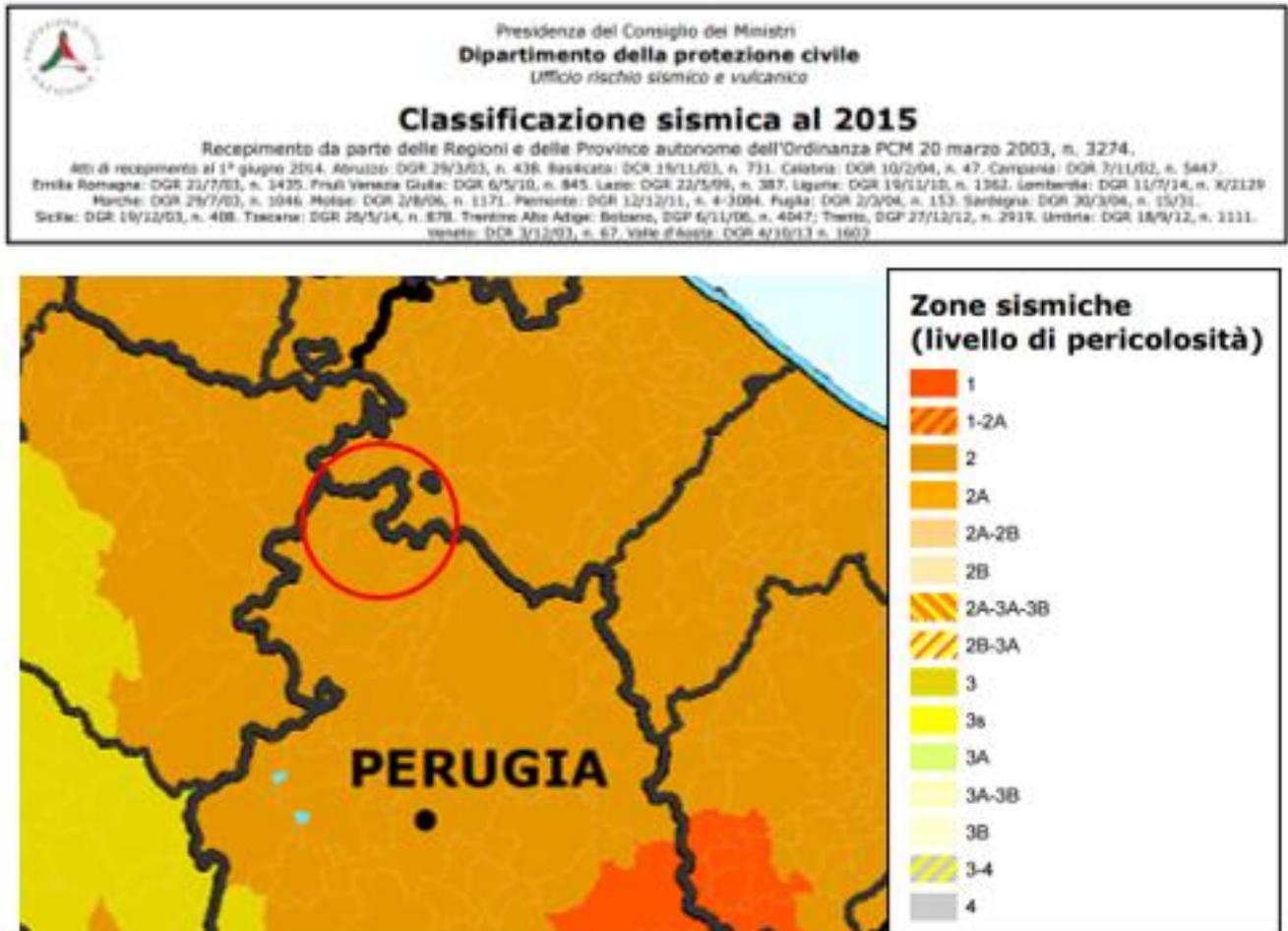


Figura 30 - Classificazione sismica al 2015 del Comune di San Giustino (PG), Dipartimento della Protezione Civile – il cerchio rosso identifica l'area in esame

Al paragrafo 3.2.1 del D.M. 17/01/2018 vengono definiti gli stati limite nei confronti delle azioni sismiche, sia di esercizio che ultimi, riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio (SLE) sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi (SLU) sono:

Relazione geotecnica generale

45

RTP di progettazione:

Mandataria:

Mandanti:



- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento **PVR**, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono (Tab. 3.2.I D.M. 17/01/2018):

Stati Limite		PVR0: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati Limite di Esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati Limite Ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

8.4 Periodo di riferimento per l'azione sismica e parametri sismici

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito dipende dal periodo di riferimento considerato per la definizione dell'azione sismica. Si ritiene di attribuire alla infrastruttura in progetto, ai sensi della tabella 2.4.I del D.M. 17.01.2018, una vita nominale $V_N \geq 50$ anni nonché una classe d'uso IV. In base alla tabella 2.4.II il coefficiente d'uso vale $C_u = 2$.

Pertanto, il periodo di riferimento per l'azione sismica vale:

$$V_R = V_N C_U = 50 \times 2.0 = 100 \text{ anni}$$

In base a quanto descritto nel D.M. 17/01/2018 la pericolosità sismica in un generico sito deve essere descritta:

- in termini di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo, denominato reticolo di riferimento, i cui nodi non distano più di 10 km.

Le forme spettrali previste dal D.M. 17/01/2018 sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F^0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nelle norme tecniche NTC 2018 sono forniti, secondo un reticolo di riferimento e per differenti intervalli di riferimento, i parametri sismici a_g , F^0 e T_c^* per un sito rigido orizzontale (come definiti al paragrafo 3.2) necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Qualora l'area in esame non ricada in corrispondenza dei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri di interesse possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento, mediante la seguente espressione:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

in cui:

p è il valore del parametro di interesse nel punto in esame;

p_i è il valore del parametro di interesse nell' i -esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;

d_i è la distanza del punto in esame dall' i -esimo punto della maglia suddetta.

Di seguito si riportano i valori dei parametri sismici a_g , F_0 , T^*_c ricavati mediante il programma "Spettri NTC ver.1.0.3.xls", disponibile sul sito <http://www.cslp.it/cslp>, inserendo le coordinate geografiche di inizio tracciato, fine tracciato e delle opere infrastrutturali di maggiore rilevanza.

I valori riportati sono stati ottenuti in funzione del periodo di ritorno T_R e di una vita di riferimento $V_R=100$ anni.

San Giustino, PG (12.1745-43.5504)

	T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T^*_c (s)
SLO	60	0,098	2,342	0,271
SLD	101	0,124	2,338	0,277
SLV	949	0,286	2,402	0,310
SLC	1950	0,360	2,404	0,324

inizio tracciato (12.28391-43.55772)

	T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T^*_c (s)
SLO	60	0,098	2,347	0,274
SLD	101	0,124	2,333	0,281
SLV	949	0,288	2,398	0,314
SLC	1950	0,360	2,408	0,327

imbocco sud galleria Guinza - lato Umbria (12.28471-43.55962)

	T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T^*_c (s)
SLO	60	0,098	2,347	0,274
SLD	101	0,124	2,334	0,281
SLV	949	0,288	2,398	0,314
SLC	1950	0,360	2,409	0,327

imbocco nord galleria Guinza – lato Marche (12.29330-43.612806)

	T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T^*_c (s)

SLO	60	0,094	2,376	0,277
SLD	101	0,120	2,351	0,284
SLV	949	0,279	2,410	0,316
SLC	1950	0,348	2,427	0,328

fine tracciato (12.32238-43.63828)

	T _R (anni)	a _g (g)	F ₀	T* _c (s)
SLO	60	0,089	2,413	0,282
SLD	101	0,112	2,384	0,289
SLV	949	0,257	2,485	0,319
SLC	1950	0,320	2,516	0,332

Mercatello sul Metauro, PU (12.3376-43.6483)

	T _R (anni)	a _g (g)	F ₀	T* _c (s)
SLO	60	0,088	2,418	0,282
SLD	101	0,110	2,395	0,291
SLV	949	0,250	2,514	0,320
SLC	1950	0,311	2,554	0,333

Nell'ottica di una caratterizzazione sismica adeguata, sulla base della tipologia di rilievo e delle opere attraversate dal tracciato, si è scelto di utilizzare i dati dei parametri sismici relativi all'imbocco sud della galleria (lato Umbria), che forniscono, per l'area in esame, i valori di a_g più elevati:

imbocco sud galleria Guinza - lato Umbria (12.28471-43.55962)

	T _R (anni)	a _g (g)	F ₀	T* _c (s)
SLO	60	0,098	2,347	0,274
SLD	101	0,124	2,334	0,281
SLV	949	0,288	2,398	0,314
SLC	1950	0,360	2,409	0,327

8.5 Analisi di disaggregazione della pericolosità sismica

La disaggregazione della pericolosità sismica (McGuire, 1995; Bazzurro & Cornell, 1999) è un'operazione che consente di valutare i contributi di diversi sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito. La forma più comune di disaggregazione è quella bidimensionale in *magnitudo e distanza (M-R)*, che permette di definire il contributo di sorgenti sismogenetiche a distanza R capaci di generare terremoti di magnitudo M.

Il processo di disaggregazione in *M-R* fornisce il terremoto che domina lo scenario di pericolosità (terremoto di scenario) inteso come l'evento di magnitudo M a distanza R dal sito oggetto di studio che contribuisce maggiormente alla pericolosità sismica del sito stesso.

In particolare, per effettuare tale analisi viene messo a disposizione il sito "<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>", dell'INGV, dove è possibile eseguire l'analisi di disaggregazione.

In particolare, all'interno del sito, è possibile compilare il "modello di pericolosità sismica MPS04-S1", dove dovranno essere riportati il comune oggetto d'indagine o le coordinate, la probabilità di accadimento di un sisma in 50 anni (indicando il valore più vicino al tempo di ritorno prossimo a quello di progetto) e il percentile, che corrisponde a "50" ai sensi delle NTC 2018. In questo modo è possibile avviare il software e ottenere i valori di magnitudo-distanza $M-R$ con relativa probabilità di accadimento.

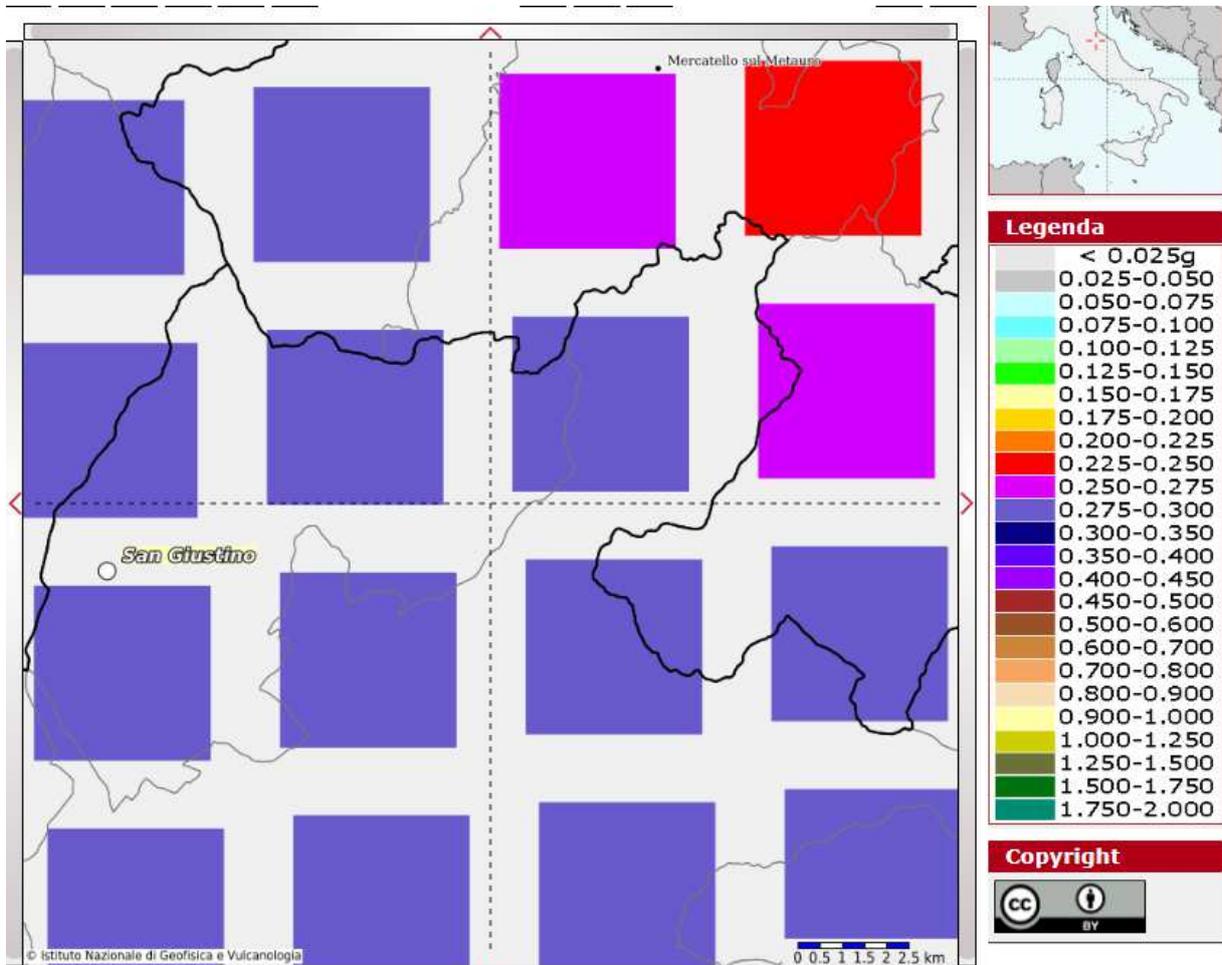
Nel caso dell'infrastruttura in oggetto, sono stati inputati i seguenti dati:

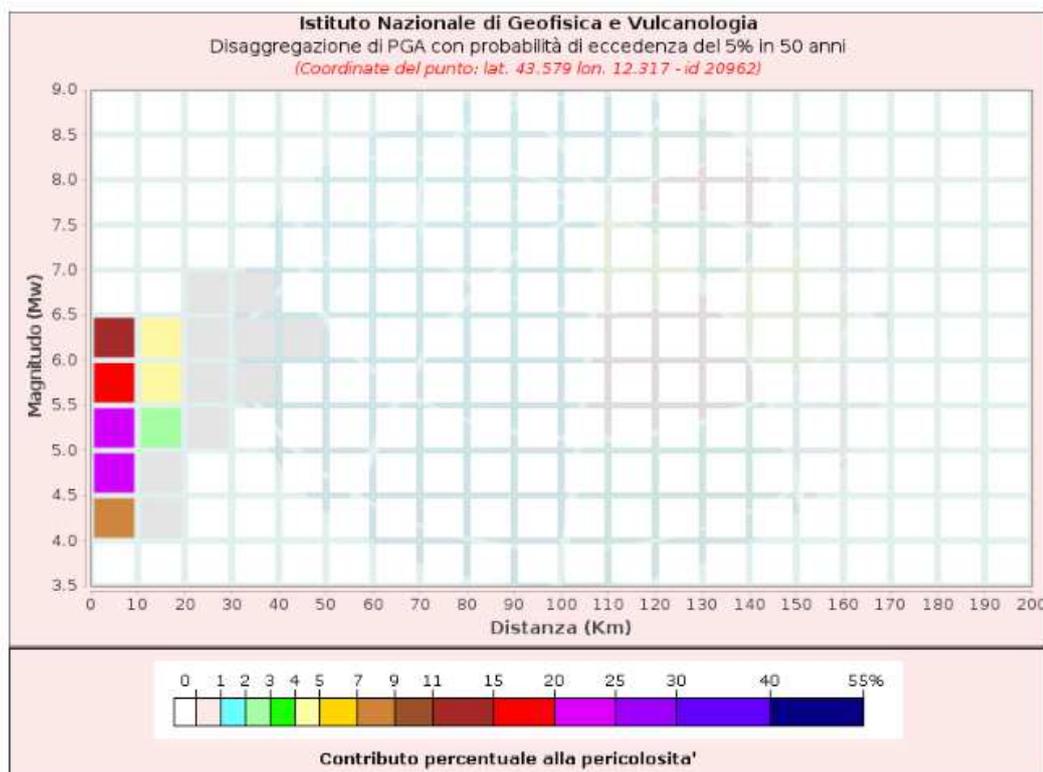
- Coordinate imbocco Umbria: Lon. 12.28471; Lat. 43.55962;
- Valore vita di riferimento $V_R = V_N C_U = 50 \times 2.0 = 100$ anni
- Valore tempo di ritorno prossimo a quello di progetto (ovvero $T_r = 949$): $T_r = 975$, corrispondente alla probabilità di accadimento del 5% in 50 anni

I dati di disaggregazione sismica risultanti, nel caso in oggetto, sono i seguenti (cfr. anche figura sottostante):

- Magnitudo (M) compresa tra 4.0 e 6.5 Mw
- Distanza (R) compresa tra 0 e 20 km

da cui è stata ricavata la coppia magnitudo-distanza ($M-R$) con maggior probabilità di accadimento, corrispondente ai valori medi di magnitudo 5.33 Mw e distanza 5.66 km.





Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 5% in 50 anni
 (Coordinate del punto: lat. 43.579 lon. 12.317 - id 20962)

Distanza (Km)	Magnitudo (Mw)										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.0000	8.4000	24.1000	24.0000	19.4000	11.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	0.0082	0.5520	2.4000	4.4600	4.3600	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	0.0000	0.0000	0.0081	0.3170	0.7800	0.0089	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0015	0.0648	0.0035	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0006	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Valori Medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5,33	5,66	1,22

Figura 31 – Risultati dell'analisi di disaggregazione sismica

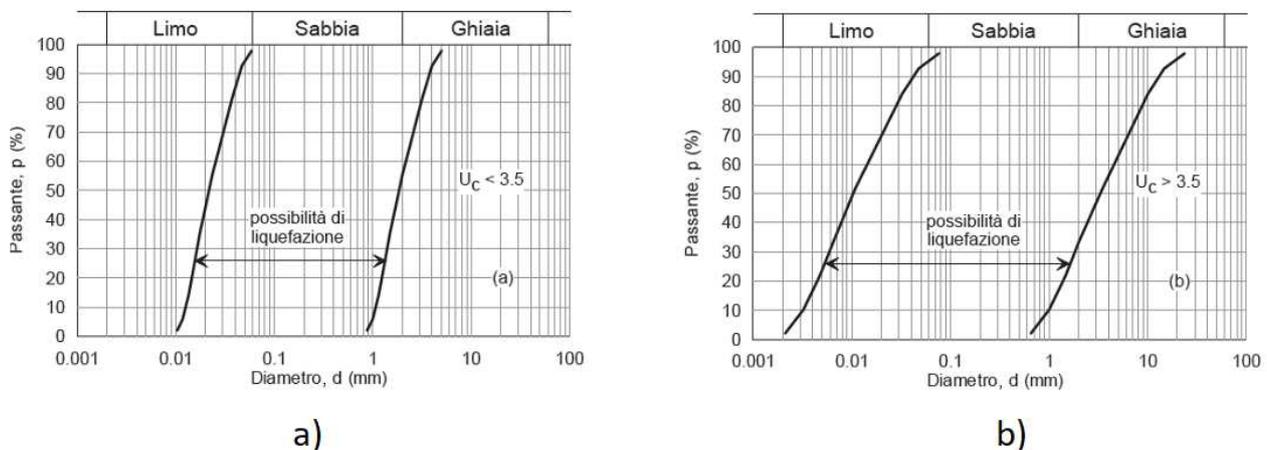
8.6 Suscettibilità alla liquefazione

Con il termine liquefazione si intende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche, in terreni saturi sabbiosi sollecitati in condizioni non drenate da azioni sismiche. L'avvenuta liquefazione si manifesta, in presenza di manufatti, attraverso la perdita di capacità portante e/o lo sviluppo di elevati cedimenti e rotazioni.

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere dunque stabile nei confronti della liquefazione. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione. In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

In base al paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC2018 la verifica di liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- accelerazione massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (CPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nel grafico a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$, e nel grafico b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.



Come già analizzato negli elaborati geotecnici di progetto definitivo, in corrispondenza del collegamento lato Umbria e dell'imbocco lato Marche della galleria Guinza, la litostratigrafia marnoso-arenacea a prevalente componente pelitica impedisce la formazione di orizzonti idrici significativamente in rete: non essendo presente una falda lateralmente continua, si esclude che le opere in progetto possano essere interessate da fenomeni di liquefazione.

In corrispondenza del collegamento lato Marche e fino a fine tracciato, le indagini hanno intercettato una falda sospesa, circolante nei depositi di versante e alluvionali, sostenuta dal substrato marnoso-arenaceo "virtualmente" impermeabile.

Nel dettaglio, analizzando i risultati delle prove eseguite per il sondaggio S13 (2018, Lotto 3), già nel progetto definitivo, e per il sondaggio S1PZ (2022, Lotto 4) e i pozzetti ambientali Pz1, Pz2, Pz3 e Pz7 (2022, Lotto 4) in ottica di caratterizzare la zona di adeguamento di Cà Lillina, è possibile definire quanto segue.

Il report stratigrafico del sondaggio S13p mostra fino a 9.0 m la presenza di alluvioni recenti, localmente costituiti da argille limose e limi argillosi debolmente sabbiosi poco consistenti. In successione, è stata rilevata la presenza delle alluvioni terrazzate, formate da clasti e ciottoli marnoso-arenacei in matrice limo-argillosa. A 12.0 m da testa sondaggio segue fino alle massime profondità investigate (18.0 m) il substrato flyschoidale, costituito da alternanze decimetriche di marne e arenarie poco alterate e fratturate. Infine, le misure di livello piezometrico disponibili dal sondaggio S13 indicano una soggiacenza di -2.8 m da p.c. da quota bocca-foro. Di seguito viene riportato il grafico dal Progetto Definitivo contenente le curve granulometriche derivanti dalle analisi di laboratorio dei campioni CR1 e CR2 del sondaggio S13p di cui sopra, in relazione ai fusi granulometrici di normativa. Dall'esame del caso, si può dichiarare omessa la verifica dei terreni nei confronti della liquefazione, in quanto per il sito di progetto risulta verificata la quarta condizione del § 7.11.3.4.2, per la quale la distribuzione granulometrica è esterna alle zone indicate nel grafico a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ e nel grafico b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

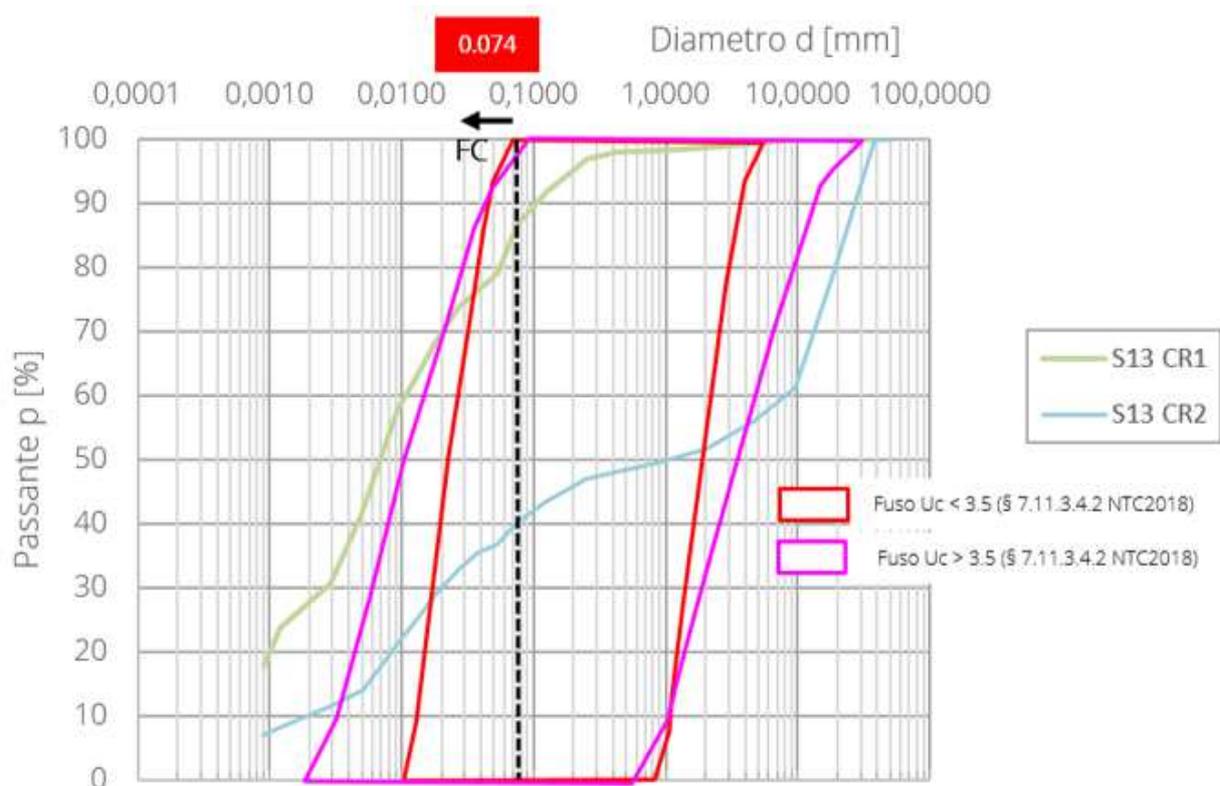


Figura 32 – Sovrapposizione curve granulometriche campioni e fusi limite NTC2018 (par.7.11.3.4.2) per i campioni CR1 e CR2 del sondaggio S13p del Progetto Definitivo

Considerando le analisi granulometriche (setacciatura e sedimentazione) effettuate per i campioni di verticali e pozzetti nell'ambito del progetto esecutivo delle opere del Lotto 4, di riferimento soprattutto per l'attuale progettazione dell'adeguamento dell'area di Cà Lillina, è stato redatto il grafico contenente le curve granulometriche dei terreni messe a confronto con i limiti di figura b) di cui sopra, validi per terreni con coefficiente di uniformità > 3.5 , com'è nel caso in esame (cfr. **Figura 33**).

Verifica della suscettibilità a liquefazione: distribuzione granulometrica

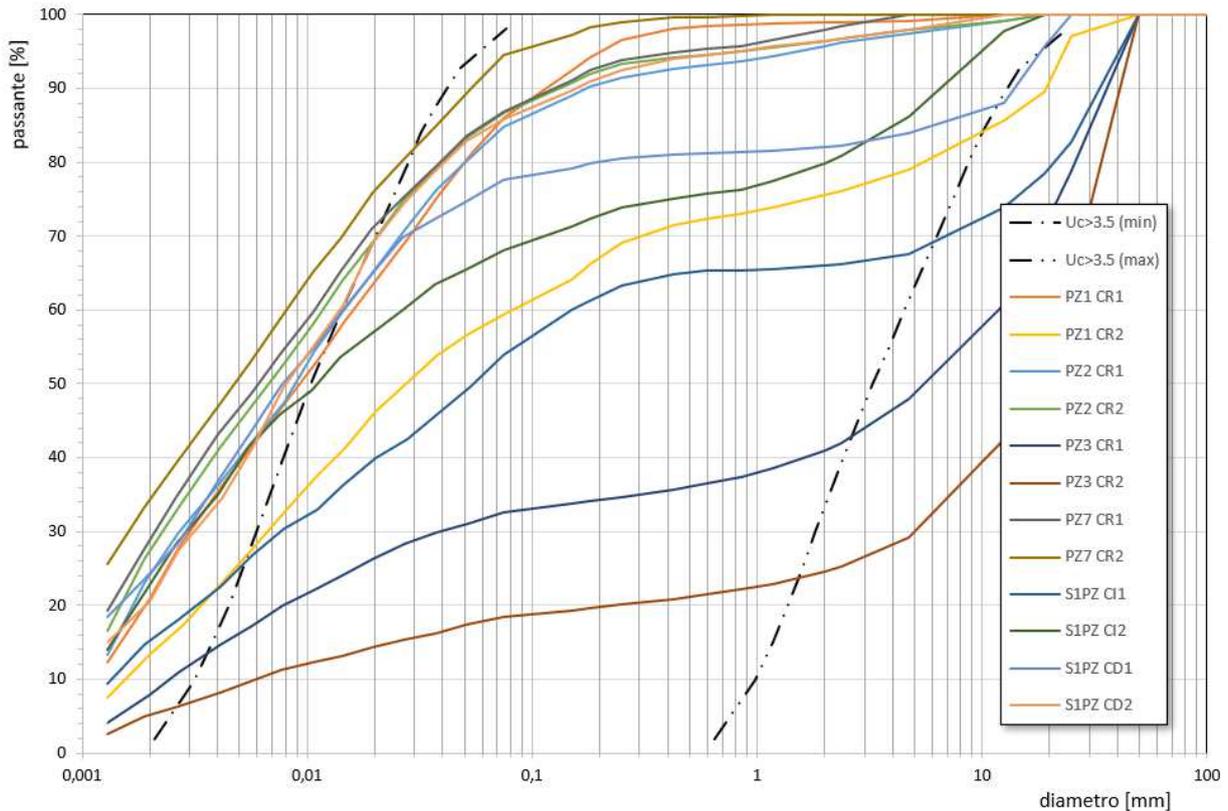


Figura 33 – Fusi granulometrici per la stima della suscettibilità alla liquefazione dei campioni prelevati nell'ambito della campagna di indagine 2022 per il Progetto Esecutivo del Lotto 4

In particolare, è possibile verificare che la totalità dei campioni risulta avere una percentuale di materiale fine esterna al limite sinistro del fuso di riferimento. Anche la percentuale di materiale grossolano, per la quasi totalità dei campioni, risulta sempre esterna al limite destro del fuso.

In base a tali valutazioni, la probabilità di occorrenza del fenomeno di liquefazione è trascurabile e l'ambiente fisico entro cui ricadono le opere in progetto non risulta vulnerabile alla liquefazione.

8.7 Categoria sismica dei suoli di fondazione

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel paragrafo 7.11.3 del D.M. del 17/01/2018.

In assenza di tali analisi o per una prima stima, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento, identificate in funzione dei valori della velocità di propagazione V_s (velocità sismiche delle onde di taglio).

Con riferimento alla vigente normativa "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" (D.M. 17/01/2018) la classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche e ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

con:

- h_i spessore dell'i-esimo strato;
- $V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
- N numero di strati;
- H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio V_{Seq} è definita dal parametro V_{S30} , ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite nella Tab.3.2.II del NTC 2018, riportata di seguito.

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

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

8.7.1 Risultati delle indagini geofisiche eseguite nelle campagne di indagini

Dall'analisi dei dati a disposizione dal progetto definitivo, si dispone delle seguenti indagini geofisiche:

- n.1 prospezione sismica in foro tipo down-hole (**S21DH**);
- n.6 prospezioni sismiche a rifrazione (**REF1_R1_MONTE, REF_R1_VALLE, REF_R2_P, REF_R2_S, REF_R3_MONTE, REF_R3_VALLE**);
- n.1 prospezione sismica tipo MASW (**M1**).

mentre dall'analisi dei dati a disposizione dal progetto definitivo del Lotto 4 si dispone delle seguenti indagini geofisiche:

- n.2 prospezioni sismiche tipo MASW (**MASW1, MASW2**).

Progetto Definitivo (Lotti 2 e 3)

L'indagine down-hole, denominata "S21_DH" ed eseguita nel Marzo 2011, è stata realizzata nel foro di sondaggio S21 che risulta ubicato in prossimità del piazzale antistante l'imbocco lato Umbria della galleria Guinza. Purtroppo, non si dispone del report ufficiale di tale prospezione, ma soltanto l'ubicazione e i risultati della stessa all'interno della Relazione Sismica di Progetto Definitivo nella **Figura 34** si riporta la georeferenziazione della prova e l'ubicazione planimetrica e fotografica disponibile.

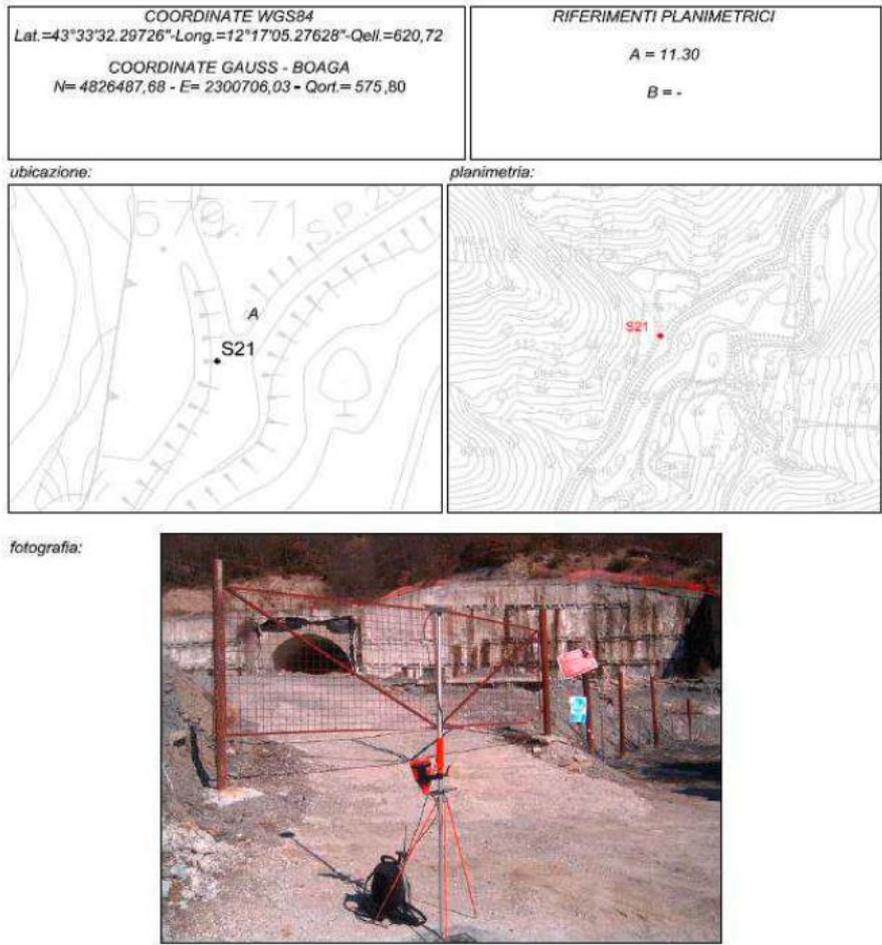


Figura 34 - Ubicazione indagine sismica S21DH eseguita nel Maggio 2011

La prospezione MASW del progetto definitivo del Lotto 3, denominata "M1", è stata eseguita nelle zone prospicienti lo svincolo finale del progetto, in prossimità del centro abitato di Mercatello sul Metauro, realizzata nel Maggio 2018 mediante stendimento di n.24 geofoni a interasse 3 m per una lunghezza globale di circa 69 m. Nella **Figura 35** vengono graficati i profili di velocità in onde S restituiti dalla prova tipo down-hole e dalla prospezione sismica tipo MASW "M1".

L'analisi del profilo DH, in accordo con la colonna stratigrafica del sondaggio S21, mostra un unico sismostrato correlabile con la formazione marnoso-arenacea, caratterizzato da velocità gradualmente crescenti con la profondità. Il bedrock sismico, inteso come strato caratterizzato da velocità $V_s \geq 800$ m/s, è collocabile ad una profondità di circa 20.0 m.

Riguardo la prova MASW, sono stati riconosciuti n.3 orizzonti significativi con differenti caratteristiche elasto-meccaniche. La prova evidenzia una copertura "lenta" ($V_s = 247$ m/s, spessore 8.5 m circa), attribuibile ai detriti di versante; in successione verticale, fino a 32.0 m circa di profondità, è identificabile un orizzonte sismico caratterizzato da velocità $V_s = 500-600$ m/s, correlabile alla formazione marnoso-arenacea. A profondità superiori, si nota un cambiamento di velocità delle onde di taglio ($V_s = 780$ m/s), indice della presenza di un ammasso debolmente fessurato o caratterizzato dalla prevalenza della facies arenacea. Tale velocità viene pressoché mantenuta sino alle massime profondità indagate (35 m da p.c.).

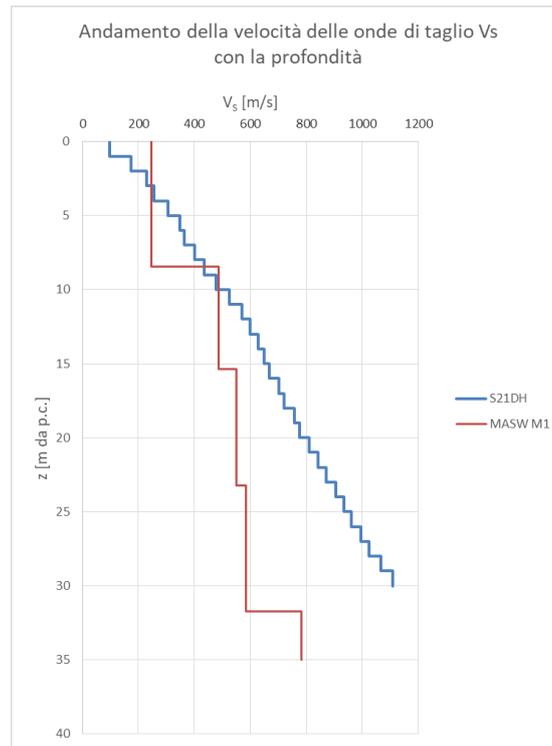


Figura 35 – Grafico di andamento delle velocità delle onde longitudinali V_p e onde di taglio V_s con la profondità per le prospezioni geofisiche delle indagini S1DH e M1 inerenti alla campagna di indagine 2018

Poiché la profondità del bedrock “H” risulta superiore a 30 m, come indicato al §3.2.2 delle NTC2018, la velocità equivalente delle onde di taglio V_s è definita dal parametro V_{Seq} , ottenuto ponendo $H=30$ m nell’espressione riportata al § 4.2 e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Sulla scorta dei valori di velocità equivalente delle indagini di cui sopra, risultati compresi tra 360 m/s e 800 m/s, essendo anche in presenza di “rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità”, risulta possibile definire in questo caso una categoria di sottosuolo tipo B.

Per quanto riguarda i n.6 stendimenti a rifrazione, eseguiti nella campagna di indagine del Maggio 2018, i risultati sono mostrati nell’elaborato **T00SG10GEORE04** – Documentazione indagini geofisiche 2018”. Nella **Tabella 2** di seguito se ne riporta la sintesi.

ID	DESCRIZIONE	LUNGHEZZA TOT. STENDIMENTO
REF_R1_MONTE	Prospezione sismica a rifrazione in onde P per distanza intergeofonica di 5 m	120 m
REF_R1_VALLE	Prospezione sismica a rifrazione in onde P per distanza intergeofonica di 5 m	120 m
REF_R2_P	Prospezione sismica a rifrazione in onde P per distanza intergeofonica di 3,50 m	84 m
REF_R2_S	Prospezione sismica a rifrazione in onde S per distanza intergeofonica di 3,50 m	84 m
REF_R3_MONTE	Prospezione sismica a rifrazione in onde P per distanza intergeofonica di 5 m	120 m
REF_R3_VALLE	Prospezione sismica a rifrazione in onde P per distanza intergeofonica di 5 m	120 m

Tabella 2 – Stendimenti a rifrazione eseguiti nell’ambito della campagna di indagine 2018 per il PE

Di seguito, si riporta unicamente lo stendimento a rifrazione denominato “REF R2_S” poiché, rispetto a tutte le basi a rifrazione eseguite, è l’unica per cui è avvenuta l’acquisizione in onde S (e non delle sole onde P). Tale stendimento è anch’esso ubicato sul piazzale prospiciente l’imbocco lato Parnacciano della galleria Guinza in zona prossima a S21DH.

La tomografia in onde S associata alla base sismica a rifrazione “REF_R2_S” evidenzia un andamento abbastanza regolare dei sismostrati (cfr. figura sottostante), mostrando in media valori di V_s ovunque superiori rispetto a quelli delineati dalle indagini sismiche discusse in precedenza (oltre 1000 m/s), indicando un sottosuolo riconducibile ad una categoria A.

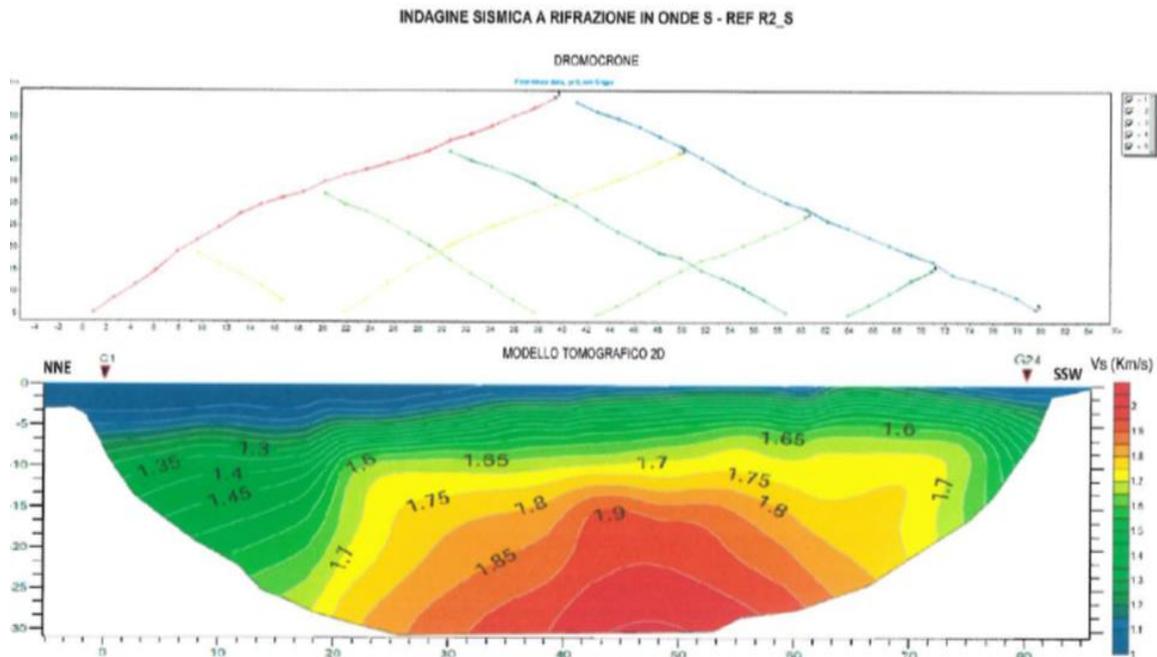


Figura 36 – Sezione sismica derivante dalla tomografia ad onde S dello stendimento a rifrazione inerente alla campagna di indagine 2018

Tuttavia, come categoria di riferimento per le valutazioni strutturali e geotecniche è da impiegarsi una **categoria di sottosuolo di tipo B**, visto in particolare che l’adozione della categoria A non costituirebbe un’assunzione progettuale nel senso della sicurezza.

Lotto 4

Dall’analisi dei dati sismici inerenti al progetto definitivo dei Lotti 2 e 3, analizzando i risultati delle due prospezioni MASW eseguite (“MASW1” e “MASW2”) realizzate per il Lotto 4 e utilizzate come riferimento per la progettazione esecutiva delle opere dell’area di Cà Lillina, risulta quanto sintetizzato nella tabella seguente.

Indagine sismica	Profondità del tratto indagato [m]	$V_{s,eq}$ NTC2018 [m/s]	Profondità del substrato [m]	Categoria di sottosuolo
MASW1	30	454	<30	B
MASW2	30	462	<30	B

Tabella 3 – Stima della $V_{s,eq}$ e categoria di sottosuolo della campagna di indagine 2022 di progetto definitivo del Lotto 4, prossima alla zona di Cà Lillina

Sulla scorta delle risultanze delle prove geofisiche per la campagna definitiva del Lotto 4, anche per la zona di Cà Lillina, come per il restante sviluppo progettuale, si conferma che per le valutazioni geotecniche delle opere in progetto è da impiegarsi in definitiva una **categoria di sottosuolo tipo B**.

8.7.2 Definizione delle categorie di sottosuolo per la progettazione

Dai risultati delle prove eseguite, anche in considerazione della distribuzione delle formazioni geologiche lungo il tracciato e, soprattutto, delle opere da realizzare, è possibile definire, in modo cautelativo, una **categoria di sottosuolo di tipo B**, corrispondente a *rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{Seq} compresi tra 360 m/s e 800 m/s* (cfr. anche l'elaborato di progetto **T00GE00GETCS01÷04** - "Planimetria con classificazione simica del territorio").

Tale categoria è identificata nei seguenti tratti di tracciato:

- da inizio tracciato all'imbocco sud galleria Guinza (lato Umbria);
- dall'imbocco nord galleria Guinza (lato Marche) all'imbocco sud galleria Valpiana;
- dall'imbocco nord galleria Valpiana all'imbocco sud galleria S. Antonio;
- dall'imbocco nord galleria S'Antonio a fine tracciato (zona di Cà Lillina).

8.8 Coefficiente di amplificazione topografica per $h > 30$ m

In base alle condizioni topografiche presenti in sito (T1 = superficie pianeggiante, T2 = in corrispondenza della sommità di un pendio, T3 = in corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°, T4 = in corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°), si possono adottare i seguenti valori del coefficiente di amplificazione topografica S_T (cfr. Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/18):

Categoria topografica	S_T
T1	1.0
T2	1.2
T3	1.2
T4	1.4

8.9 Caratterizzazione sismica dei terreni

I terreni appartenenti ai tratti di tracciato definiti al **punto 8.7.2** sono caratterizzati dalla **categoria di sottosuolo B**.

In caso di categoria topografica T1 ($S_T=1$), il valore di a_{max} risulta il seguente:

Stato Limite	T_R [anni]	a_{max} [g]
SLO	60	0.118
SLD	101	0.149
SLV	949	0.324
SLC	1950	0.379

in caso di categoria topografica T2 ($S_T=1.2$), il valore di a_{max} risulta il seguente:

Stato Limite	T _R [anni]	a _{max} [g]
SLO	60	0.142
SLD	101	0.179
SLV	949	0.388
SLC	1950	0.455

in caso di categoria topografica T3 (S_T=1.2), il valore di a_{max} risulta il seguente:

Stato Limite	T _R [anni]	a _{max} [g]
SLO	60	0.142
SLD	101	0.179
SLV	949	0.388
SLC	1950	0.455

in caso di categoria topografica T4 (S_T=1.4), il valore di a_{max} risulta il seguente:

Stato Limite	T _R [anni]	a _{max} [g]
SLO	60	0.165
SLD	101	0.209
SLV	949	0.453
SLC	1950	0.531

8.10 Analisi pseudostatiche

Nei metodi pseudo-statici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso del volume di terreno *W* considerato. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi mediante dei coefficienti di proporzionalità diretta denominati coefficienti sismici orizzontale e verticale e indicati con *k_h* e *k_v* rispettivamente. I valori dei coefficienti sismici orizzontale *k_h* e verticale *k_v* possono essere valutati mediante le espressioni (§ 7.11.6.2.1 del D.M. 17.01.2018):

$$\begin{aligned} F_h &= k_h \cdot W \\ F_v &= k_v \cdot W \end{aligned} \quad \text{con} \quad \begin{aligned} k_h &= \beta \cdot a_{\max} / g \\ k_v &= \pm 0.5 \cdot k_h \end{aligned}$$

dove:

- a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g = accelerazione di gravità;
- β = coefficiente di riduzione di a_{max}.

In assenza di analisi specifiche di risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata mediante la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab. 3.2.IV);
 S_T = coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 3.2.V);
 a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

8.10.1 Stabilità dei fronti di scavo e rilevati

Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali. Nei metodi pseudostatici i valori dei coefficienti sismici k_h e k_v da utilizzare nelle verifiche geotecniche, in mancanza di studi specifici, sono stati ottenuti a partire da una accelerazione orizzontale massima su suolo rigido calcolata in funzione di uno stato limite tipo **SLV – Stato Limite di salvaguardia della Vita** e il valore del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_s da utilizzare risulta (cfr. § 7.11.4.):

$$\beta_s = 0.38 \text{ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)}$$

8.10.2 Opere di sostegno

La sicurezza delle opere di sostegno deve essere garantita prima, durante e dopo il terremoto. È ammesso l'uso di metodi pseudo-statici come specificato nel § 7.11.6.2.1.

I valori dei coefficienti sismici k_h e k_v da utilizzare nelle verifiche strutturali e geotecniche si ottengono a partire da una accelerazione orizzontale massima su suolo rigido calcolata in funzione di uno stato limite tipo **SLV – Stato Limite di salvaguardia della Vita** come visto nei precedenti paragrafi della relazione e il valore del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m da utilizzare risulta:

$$\beta_m = 0.38 \text{ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)}$$

Per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

8.10.3 Manufatti scatolari

Il calcolo delle spinte delle terre sui ritti dei manufatti scatolari è stato eseguito assimilando tali opere ad opere di sostegno rigide, che non sono in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il valore del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m può essere considerato pari a 1.

8.10.4 Paratie

Nel caso delle paratie l'azione sismica, nelle analisi pseudo-statiche, è definita mediante un'accelerazione orizzontale equivalente a_h pari a:

$$a_h = k_h g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

dove:

- g = accelerazione di gravità
 k_h = coefficiente sismico in direzione orizzontale
 α = coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera
 β = coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza

mentre la componente verticale a_v dell'accelerazione equivalente può essere posta uguale a 0.

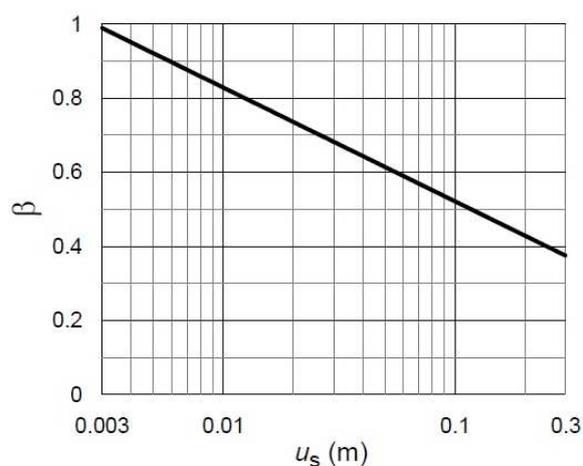
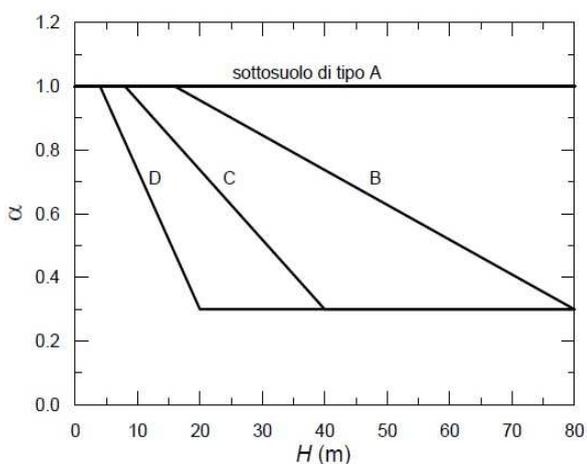
Anche in questo caso l'accelerazione massima può essere valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale oppure mediante la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab. 3.2.IV);
- S_T = coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 3.2.V);
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori dei coefficienti α e β possono essere ricavati dai grafici sottostanti (cfr. *Figura 7.11.2I* e *Figura 7.11.3* delle NTC 2018):



9 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

I criteri adottati per l'interpretazione dei dati ottenuti dalle indagini in sito e dalle indagini di laboratorio di tutte le campagne citate al **punto 4** sono illustrati nei paragrafi seguenti, in particolare:

- nel paragrafo **9.1** sono riportati i criteri adottati per l'interpretazione dei dati relativamente ai materiali a comportamento prevalentemente granulare;
- nel paragrafo **9.2** sono indicati i criteri utilizzati per l'interpretazione dei dati relativamente ai materiali con comportamento prevalentemente coesivo.

9.1 Terreni prevalentemente granulari

9.1.1 Premessa

Come noto prelevare campioni indisturbati in terreni prevalentemente granulari, risulta molto difficile ed in particolare la caratterizzazione geotecnica di tali terreni è affidata principalmente all'interpretazione dei dati ottenuti dalle prove in sito e dai risultati delle prove di laboratorio effettuate su campioni rimaneggiati (granulometrie, pesi specifici, etc.). L'interpretazione dei dati delle prove in situ in correlazione con le prove di laboratorio è finalizzata a determinare principalmente le seguenti caratteristiche:

- grado di addensamento;
- parametri di resistenza al taglio;
- parametri di deformabilità.

9.1.2 Normalizzazione del valore di N_{SPT}

L'interpretazione delle prove SPT è stata eseguita adottando una metodologia che si basa sulla definizione del valore del numero di colpi normalizzato $(N_1)_{60}$.

Le prove SPT a fondo foro consistono nel misurare il numero di colpi richiesto per provocare l'avanzamento per battitura di un campionatore standard per tre tratti consecutivi di 15 cm ciascuno. La resistenza dinamica puntuale, N_{SPT} , si ottiene sommando il numero di colpi necessario per l'avanzamento degli ultimi 30 cm.

Per tenere conto dei fattori di variabilità connessi ai diversi dispositivi di infissione presenti sul mercato e della pressione efficace del terreno alla profondità di esecuzione della prova, viene valutato in funzione della profondità il valore normalizzato di N_{SPT} , cioè $(N_1)_{60}$, ricavato dalla seguente espressione:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \times \frac{ER}{60} \times C_N$$

in cui:

- $C_N = (98.1/\sigma'_{v0})^{0.5}$ = coefficiente di correzione dipendente dal valore di σ'_{v0} ;
- σ'_{v0} = pressione verticale efficace alla profondità di prova;
- ER = rendimento medio del dispositivo di infissione effettivamente impiegato espresso in percentuale (per il presente caso assunto pari al 65%).

Sulla base della definizione del parametro $(N_1)_{60}$ sono state applicate delle correlazioni di letteratura per interpretare i dati in termini di parametri di resistenza al taglio e deformabilità.

Di seguito si forniscono le correlazioni adottate per le stime della densità relativa D_R , dell'angolo di resistenza al taglio ϕ' e dei moduli di elasticità.

9.1.3 Densità relativa

I valori di densità relativa sono stati stimati utilizzando i valori del numero di colpi N_{SPT} normalizzati mediante il valore $(N_1)_{60}$.

La stima dei valori di densità relativa è necessaria per la successiva determinazione dei valori degli angoli di resistenza al taglio (cfr. **9.1.4**) e dei moduli di deformabilità per i terreni granulari (cfr. **9.1.5**).

In particolare, per la stima del valore di densità relativa è stata adotta la relazione di Skempton:

$$D_R = \left[\frac{(N_1)_{60}}{60} \right]^{0.5}$$

Nella valutazione dei risultati, è stato tenuto conto dell'effetto della granulometria come segue:

- nelle sabbie, la D_R è il valore medio “prudenziale” (valore caratteristico);
- nelle ghiaie, di ogni tipo, la D_R e/o i parametri da essa derivati saranno stabiliti in modo tale da essere prudentemente inferiori al valore minimo assoluto; ciò in ragione del fatto che le prove SPT forniscono valori in proporzione maggiori delle sabbie in ragione della differente granulometria.

9.1.4 Angolo di resistenza a taglio

I valori dell'angolo di resistenza al taglio sono calcolati dall'interpretazione di numero di colpi SPT, attraverso la determinazione della densità relativa, mediante la relazione di Schmertmann (cfr. **Figura 37**):

$$\phi'_p = 28 + 0.14 \cdot D_R$$

per sabbie fini uniformi,

$$\phi'_p = 31.5 + 0.115 \cdot D_R$$

per sabbie medie uniformi e sabbie fini ben gradate,

$$\phi'_p = 34.5 + 0.10 \cdot D_R$$

per sabbie grosse uniformi e sabbie medie ben gradate,

$$\phi'_p = 38.0 + 0.08 \cdot D_R$$

per ghiaietti uniformi e sabbie e ghiaie poco limose,

dove D_R è il corrispondente valore della densità relativa. Si noti come nella relazione sopra riportata, il valore dell'angolo di resistenza al taglio sia quello “di picco”.

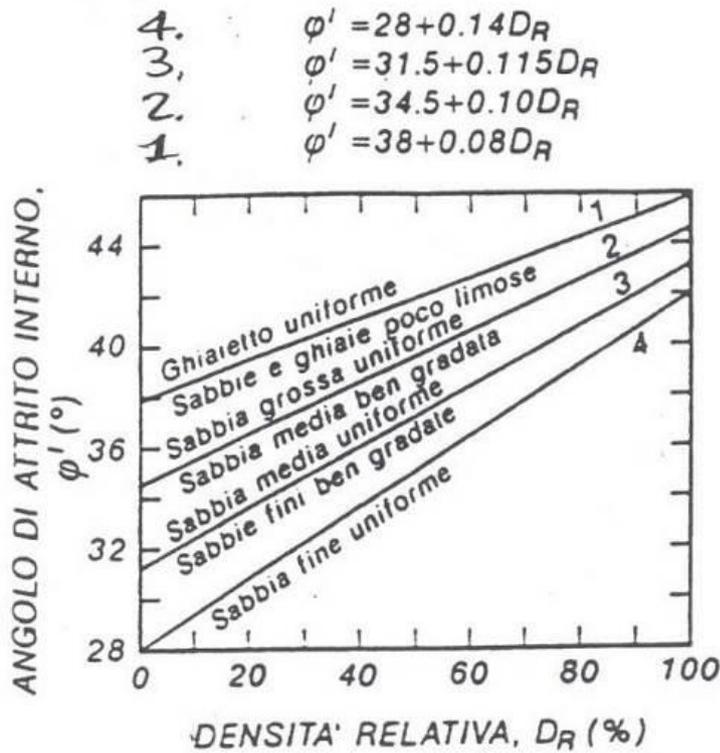


Figura 37 - Relazione tra angolo di attrito efficace (φ') e densità relativa (D_r) per diverse granulometrie (Schmertmann, 1975)

9.1.5 Parametri di deformabilità

Per una valutazione generale della rigidità dei materiali (paratie, opere di sostegno, etc.), il modulo elastico operativo E'_{25} (corrispondente ad un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%) è valutato mediante la correlazione proposta da Jamiolkowski, 1988:

- per terreni normalconsolidati:

$$E'_{25} = 0.0981 \times (10.5 - 3.5 D_R) \times N_{SPT} \quad (\text{MPa})$$

- per terreni sovraconsolidati:

$$E'_{25} = 0.0981 \times (52.5 - 35 D_R) \times N_{SPT} \quad (\text{MPa})$$

in cui:

- 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;
- N_{SPT} : numero di colpi da prova SPT.

9.2 Terreni prevalentemente coesivi

9.2.1 Premessa

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine ci si è affidati sia all'interpretazione delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove in sito. Scopo delle indagini è quello di definire in particolare modo le seguenti proprietà:

- OCR – grado di consolidazione;
- parametri di resistenza al taglio;
- parametri di deformabilità;
- coefficienti di permeabilità.

9.2.2 Proprietà indice dei terreni coesivi

La classificazione dei terreni a grana fine, e pertanto a prevalente comportamento coesivo, è stata effettuata in primo luogo facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio in termini di:

- analisi granulometrica;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- pesi di volume;
- umidità naturale;

I primi due fattori consentono la classificazione del materiale secondo i riferimenti bibliografici correnti, come ad esempio la UNI 10006 ed il sistema USCS.

9.2.3 Resistenza al taglio non drenata

La resistenza al taglio non drenata c_u dei terreni limoso-argillosi saturi verrà valutata facendo riferimento all'interpretazione delle prove dinamiche SPT.

9.2.3.1 **Valutazione di c_u da prove SPT**

Nel caso dei terreni limoso-argillosi saturi, la resistenza al taglio non drenata è stata stimata sulla base di correlazioni empiriche.

Nello specifico, è adottata la correlazione di Terzaghi e Peck (coesione non drenata in kPa):

$$c_u = 6 N_{SPT} \quad (\text{kPa})$$

e la relazione di Jamiolkowski (1985), valida per terreni normalconsolidati:

$$c_{u \text{ min}} = 0.2 \cdot \sigma'_{vo} \quad (\text{kPa})$$

dove:

σ'_{vo} = pressione verticale efficace alla profondità di prova;

N_{SPT} = numero di colpi della prova SPT.

9.2.4 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

I parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci sono stati determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio di taglio diretto (TD).

9.2.5 Caratteristiche di deformabilità

9.2.5.1 Modulo edometrico da prove SPT

Il valore del modulo edometrico o modulo elastico drenato confinato, M_{ds} è stato calcolato, sulla base dei risultati delle prove SPT, mediante la relazione di Stroud e Butler (1975):

$$M_{ds} = 0.6 \cdot N_{SPT} \quad (\text{MPa})$$

9.3 Classificazione geotecnica dei terreni

La classificazione geotecnica dei terreni è stata effettuata facendo riferimento principalmente ai risultati delle seguenti prove di laboratorio:

- analisi granulometriche (setacciatura e sedimentazione);
- limiti di Atterberg.

Le classificazioni utilizzate per la descrizione dei terreni sono le seguenti:

- Classificazione AGI;
- Classificazione CNR-UNI 10006;
- Classificazione USCS.

10 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DELLE OPERE ALL'APERTO

Il presente capitolo, dopo un inquadramento degli interventi previsti per le opere all'aperto in progetto, si propone di fornire un'interpretazione geologico-geotecnica globale delle aree interessate dalla progettazione, che sia comprensiva dei dati derivanti dai sondaggi geognostici, dalle indagini effettuate in sito e dalle eventuali prove di laboratorio.

La caratterizzazione geotecnica si è basata principalmente su:

- descrizione stratigrafica dei sondaggi e visione delle cassette catalogatrici, ove disponibili, dei sondaggi eseguiti per i Lotti 2, 3 e 4;
- interpretazione dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, ove disponibili, dei sondaggi eseguiti per i Lotti 2, 3 e 4;
- interpretazione dei risultati delle prove di laboratorio sui campioni rimaneggiati e indisturbati, qualora disponibili, prelevati nell'ambito della realizzazione delle indagini eseguite per i Lotti 2, 3 e 4.

Di seguito, viene fornita una generale caratterizzazione geotecnica dei terreni in relazione agli interventi previsti per le opere geotecniche all'aperto.

10.1 Interventi previsti e caratterizzazione geotecnica generale

Da un punto di vista generale, il progetto esamina le opere necessarie al completamento del tracciato già realizzato ed il collegamento all'asse viario esistente.

In accordo con gli obiettivi e le finalità di cui al **punto 1**, le aree che vengono caratterizzate dal punto di vista geotecnico nell'ambito della presente relazione sono quelle che ospiteranno le nuove opere all'aperto, specificatamente:

- area in corrispondenza dell'imbocco sud (lato Umbria) della galleria Guinza, dove sorgerà la rotatoria che realizza la connessione alla viabilità esistente SP200;
- area in corrispondenza dell'imbocco nord (lato Marche) della galleria Guinza;
- area di svincolo in corrispondenza del tratto finale dell'intervento, lato Marche, dove il tracciato viene connesso con la viabilità esistente Via Cà Lillina.

Gli interventi e il dimensionamento previsti per le opere all'aperto sono quelli descritti dettagliatamente ai **punti 3.1 e 3.2**. Di seguito, si riassumono i dettagli principali per ciascun intervento e, tenuto conto dell'esito delle stratigrafie dei sondaggi e prove ivi eseguiti, si forniscono le basi per la successiva identificazione delle principali unità geotecniche da associare ai terreni coinvolti nella realizzazione di tali opere (cfr. **punto 10.1.3**).

10.1.1 Lato Umbria

Galleria Guinza – Imbocco lato Umbria: interventi di messa in sicurezza della paratia d'imbocco e terra rinforzata

La paratia all'imbocco della galleria esistente si sviluppa per una lunghezza complessiva di 20 m + 52.06 m = 72.06 m ed è caratterizzata da un'altezza variabile con massimo di circa 13.5 m rispetto all'esistente p.c. L'opera è realizzata con micropali caratterizzati da un diametro di perforazione di 200 mm, armatura in acciaio CHS 139.7 x 8 mm e disposti ad interasse 40 cm; quali opere di contrasto dei micropali sono stati realizzati 2/3 ordini di tiranti costituiti da trefoli in numero da 4 a 6, disposti ad interasse variabile da 1.60 m a 2.40 m e collegati da travi di ripartizione in 2 x HEA220, oltre ad una trave di coronamento in c.a. a sezione rettangolare 55x50 cm.

Gli interventi di messa in sicurezza della paratia d'imbocco esistente prevedono l'inserimento di 2/3 nuovi ordini di tiranti integrativi costituiti da 4 trefoli, inclinati di 15° rispetto all'orizzontale, disposti con interasse variabile da 2.00 m a 2.40 m e collegati con travi di ripartizione in 2 x HEA180.

La sistemazione definitiva dell'imbocco prevede la realizzazione, davanti alla paratia provvisoria, di un rilevato a due balze in **terra rinforzata** con rete metallica a doppia torsione tipo 8x10 con il paramento frontale avente inclinazione pari a 65° ed interasse verticale tra i rinforzi pari a 0.73 m.

A monte della paratia è prevista la realizzazione di una canale di raccolta delle acque con tubo di diametro esterno pari a 1 m e la ri-modellazione del terreno mediante ritombamento fino al profilo del pendio naturale. Infine, in previsione dello scavo della seconda canna della galleria Guinza, in corrispondenza del nuovo imbocco, è previsto un risvolto a 90° delle terre rinforzate. La soluzione serve a garantire che, nel momento in cui venga scavato il muro frontale in terra rinforzata per la realizzazione dell'imbocco, le pareti laterali dello scavo siano già stabilizzate. In fase finale è previsto il ritombamento della galleria naturale.

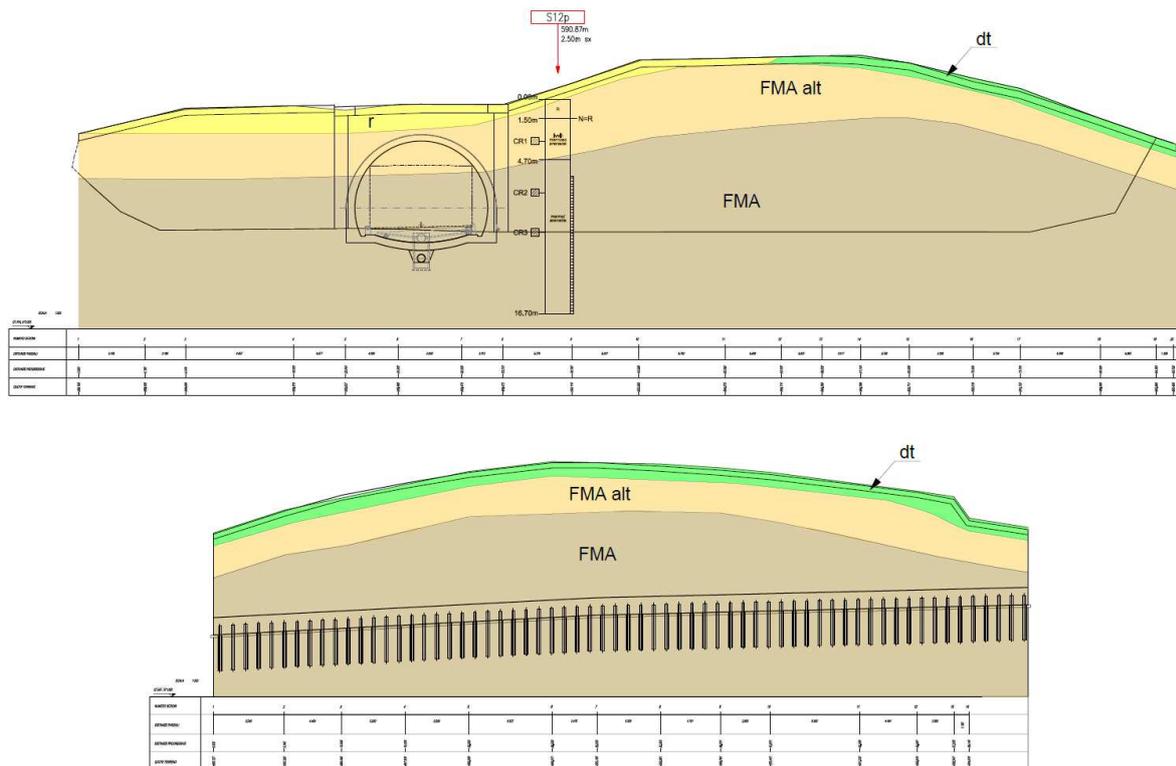


Figura 38 – Imbocco sud galleria Guinza lato Umbria: stralcio del profilo geotecnico con paratie

La stratigrafia della paratia di imbocco, desunta sulla base della stratigrafia del sondaggio S12p, eseguito al di sopra dell'imbocco della galleria esistente, è mostrata in **Figura 38** e nell'elaborato di progetto **T00GE03GETFG03** – “Intersezione lato Umbria - Profili geotecnici paratie (imbocco sud galleria Guinza e laterale)”. In particolare, nella porzione sommitale della paratia sono presenti materiali di riporto e terreni rimaneggiati al di sopra di un ammasso roccioso, costituito dalle alternanze di arenarie e marne della Formazione Marnoso Arenacea, intensamente fratturato ed alterato nei primi metri immediatamente sotto il riporto e la coltre detritica superficiale, che poi lascia il posto in profondità ad un ammasso roccioso compatto e poco fratturato. La sequenza alternata di livelli decimetrici marnosi e arenacei alterati e fratturati nella parte sommitale (circa 3 m di spessore) è caratterizzata da valori di RQD progressivamente crescenti con la profondità, variabili fra 40% più in superficie e 80÷100% oltre la profondità di 6.0m da quota boccaforo, in corrispondenza della sagoma della futura canna.

La falda non risulta interferente con le opere.

Muro di sostegno davanti a paratia esistente (lato Umbria)

In corrispondenza della rotatoria lato Umbria, il progetto prevede la realizzazione di muri di sostegno in c.a. gettati in opera, tra i quali figura il **muro di consolidamento della berlinese di micropali esistente** ubicata a ovest della futura rotatoria, di controripa.

Il muro presenta una massima altezza fuori terra del paramento di 10.7 m ed ha fondazioni su micropali di lunghezza pari a 20 m e diam. 300 mm, armati con profili tubolari metallici in acciaio.

Completano l'intervento le opere di drenaggio delle acque di ruscellamento costituite da un sistema di canalette sagomate in testa all'opera e opportunamente raccordate e le opere di drenaggio di eventuali acque di infiltrazione.

La stratigrafia del muro di sostegno davanti alla paratia esistente lato Umbria, ubicata immediatamente ad ovest della rotatoria in progetto, è mostrata nell'elaborato di progetto **T00GE03GETFG03** – “Intersezione lato Umbria - Profili geotecnici paratie (imbocco sud galleria Guinza e laterale)”. In particolare, nella porzione sommitale della paratia è presente un ammasso roccioso, costituito dalle alternanze di arenarie e marne della Formazione Marnoso Arenacea, intensamente fratturato ed alterato nei primi metri immediatamente sotto la coltre detritica superficiale, che poi lascia il posto in profondità ad un ammasso roccioso compatto e poco fratturato.

La falda non risulta interferente con le opere.

Muri su pali lato Umbria – Asse 3 e Asse 5

In corrispondenza della rotatoria lato Umbria, il progetto prevede la realizzazione di muri di sostegno in c.a. gettati in opera, tra i quali figurano **muri di sottoscarpa (Asse 3 e Asse 5)** preposti a sottendere il rilevato stradale. Per la realizzazione dei muri Asse 3 e Asse 5 è stato previsto un intervento di consolidamento provvisorio delle scarpate di scavo costituito da profilatura delle scarpate di scavo con inclinazione 1/1, chiodatura con barre in acciaio e realizzazione di dreni sub-orizzontali.

Per quanto riguarda invece le fondazioni, i muri Asse 3 e Asse 5 sono fondati su micropali colati a gravità di diametro di perforazione 300 mm, armati con profili tubolari metallici in acciaio S355 J0 diam. ext. de=219.1 mm, spessore s=17.5 mm per il muro Tipo A, s=16 mm per gli altri tipologici, disposti su più file su maglia a quinconce con passo i=1.0m e di lunghezza L compresa fra 13.0m e 15.0m in funzione delle sollecitazioni confluenti sulle fondazioni. L'impiego dei micropali è in particolare avvalorato alla luce del contesto geotecnico in cui si opera: l'attraversamento del substrato marnoso-arenaceo, a consistenza litoide, costituisce una soggezione esecutiva, che rende l'applicazione con micropali preferenziale rispetto a tecnologie alternative proprio a causa delle difficoltà connesse alla perforazione del materiale lapideo.

L'esecuzione dei sondaggi a carotaggio eseguiti nell'ambito delle diverse campagne di indagine, infatti, ha permesso di osservare direttamente la struttura del sottosuolo e di definire la locale successione stratigrafica.

In corrispondenza del sondaggio S10, eseguito lungo la S.P.200, si evince uno spessore di copertura, fino circa a 0.5 m di profondità, costituito da terreni di riporto correlabili al corpo stradale, immediatamente seguiti da argille marnose dure intercalate da livelli sabbiosi centimetrici molto addensati. Tale strato, rinvenuto fino a 1.5 m circa da quota boccaforo, è riconducibile all'alterazione della formazione marnoso-arenacea, la quale, da tale quota e fino a fondo foro, si presenta sotto forma di alternanza decimetrica di marne compatte e le arenarie fini dure. L'analisi delle carote del sondaggio ha evidenziato per ciò che riguarda l'RQD valori compresi in media fra 60% e 100%. Il sondaggio S12p è stato eseguito in corrispondenza del ripiano morfologico a monte della berlinese esistente, carotando circa in asse rispetto alla seconda canna di futura realizzazione. Il report stratigrafico evidenzia la presenza fino a 2 m circa di profondità di riporti antropici associabili ai movimenti terra eseguiti durante la costruzione della paratia. Inferiormente, è stata rinvenuta una sequenza alternata di livelli decimetrici marnosi e arenacei alterati e fratturati nella parte sommitale (circa 3 m di spessore), caratterizzata da valori di RQD progressivamente crescenti con la profondità,

variabili fra 40% più in superficie e 80÷100% oltre la profondità di 6.0m da quota boccaforo, in corrispondenza della sagoma della futura canna.

Il profilo geotecnico di riferimento, per gli Assi 3 e 5 di progetto, viene riportato nella figura di seguito.

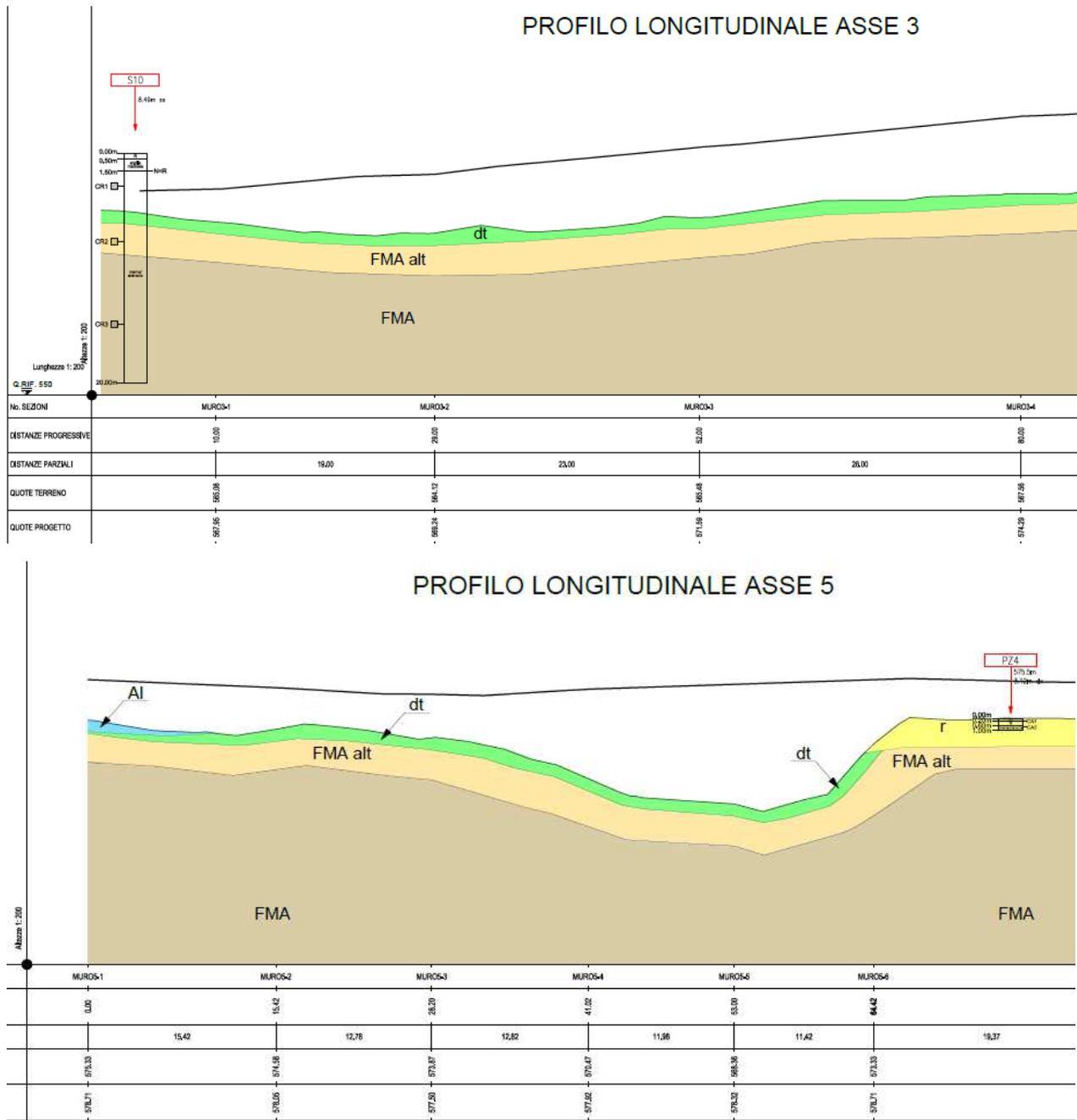


Figura 39 – Lato Umbria: dettaglio stralcio del profilo geotecnico lungo gli Assi 3 e 5

Le sezioni geotecniche relative all'intervento sono mostrati negli elaborati di progetto **T00GE03GETSG01** – “Intersezione lato Umbria – Sezioni geotecniche muro Asse 3” e **T00GE03GETSG02** – “Intersezione lato Umbria – Sezioni geotecniche muro Asse 5”.

Nuovo tombino scatolare lato Umbria – Interventi di consolidamento provvisorio degli scavi e di fondazione dell’opera

Gli scavi provvisori per la realizzazione del nuovo tombino scatolare lato Umbria sono stati previsti, a seconda delle preesistenze, secondo due diverse tipologie:

- nella porzione più monte del tombino appena a valle della briglia in progetto gli scavi saranno inclinati a 60°, con un intervento combinato di pareti chiodate con barre di ancoraggio passive e spritz-beton armato con doppio strato di rete elettrosaldata.
- nella restante porzione più a valle, gli scavi saranno inclinati a 45° e protetti con spritz-beton proiettato armato con doppio strato di rete elettrosaldata; solo nel caso di altezza di scavo superiore a 3 metri si prevede il posizionamento di chiodature provvisorie.

L’intervento interesserà la Formazione Marnoso-Arenacea, qui sub-affiorante, sotto uno spessore ridotto di materiali di riporto costituiti dai materiali di scavo della galleria e, a monte, da uno spessore di coltre detritica di qualche metro. Nelle figure sottostanti sono riportati due stralci di inizio e fine dell’opera in sezione longitudinale, che costituiscono il profilo geotecnico relativo all’intervento, mostrato nell’elaborato di progetto **T00GE03GETFG05 – “Intersezione lato Umbria – Profilo geotecnico tombino scatolare”**.

Ai fini del dimensionamento dell’intervento, che interesserà l’affioramento della Formazione Marnoso-Arenacea, si rimanda all’elaborato **T00GE03GETRE02 – “Relazione geomeccanica”**.

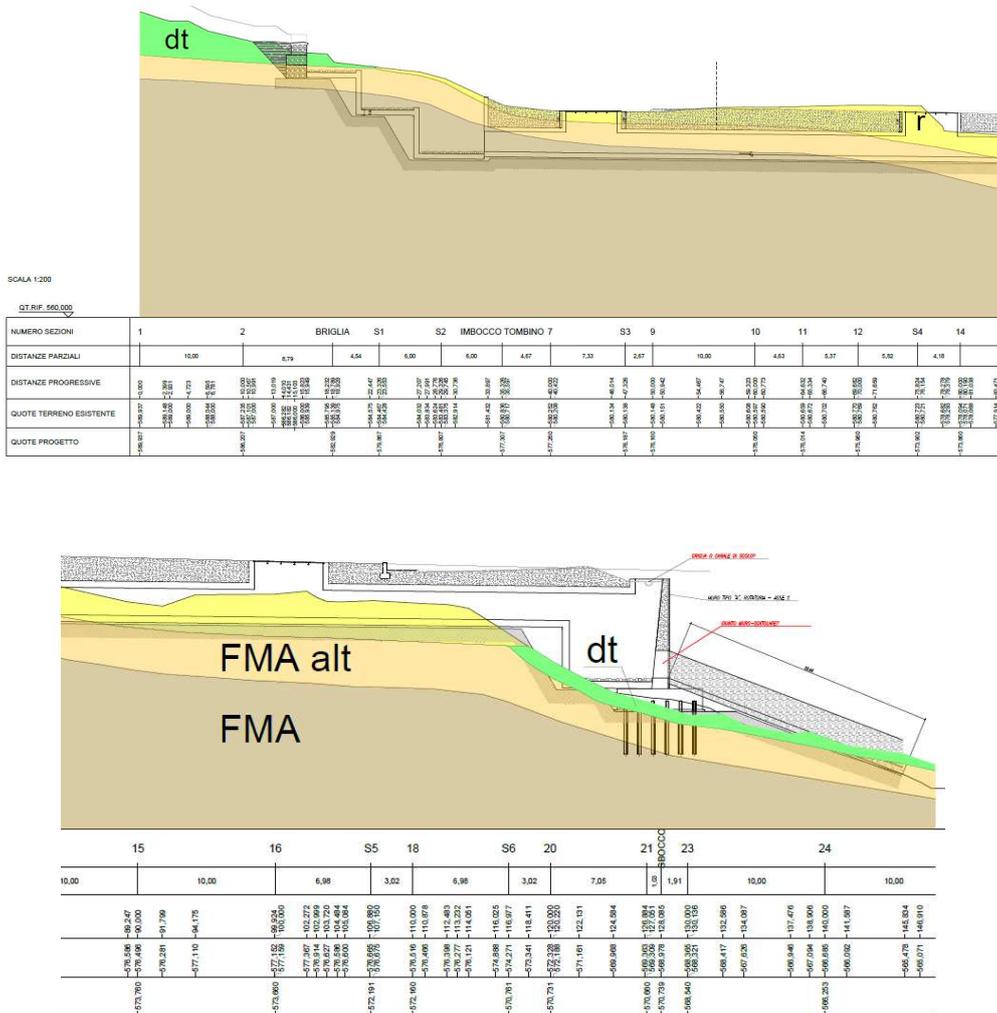


Figura 40 – Lato Umbria: dettaglio stralcio del profilo geotecnico del tombino scatolare

Consolidamento scarpata a monte della S.P.200

Sempre in prossimità del piazzale di imbocco lato Umbria, è prevista in progetto la chiodatura lungo la S.P. 200 degli scavi a carattere definitivo necessari per realizzare l'adeguamento della rete viaria esistente.

Per la messa in sicurezza definitiva della scarpata di scavo del muro Asse 5 in corrispondenza dell'Intersezione lato Umbria è stato previsto un intervento di protezione definitivo costituito da profilatura delle scarpate di scavo con inclinazione 1/1 e berme di 2 m (e relativo fosso di guardia) ogni 5 m di altezza, chiodatura con barre in acciaio e posa di un geocomposito, costituito da una geostuoia antierosiva polimerica accoppiata in fase di produzione con una rete metallica a doppia torsione e con delle funi in acciaio, infine la realizzazione di dreni sub-orizzontali.

L'intervento interesserà l'affioramento della Formazione Marnoso-Arenacea presente sulla SP200 a ridosso della terminazione est della paratia di imbocco, affiorante con la sua porzione alterata (spessore qualche metro) a monte e ricoperta da un metro di coltre detritica lungo il pendio, come riportato nello stralcio della figura seguente, estratto dal documento contenente le sezioni geotecniche relative all'intervento (cfr. elaborato di progetto **T00GE03GETSG02** – "Intersezione lato Umbria – Sezioni geotecniche muro Asse 5").

Ai fini del dimensionamento dell'intervento, che interesserà l'affioramento della Formazione Marnoso-Arenacea, si rimanda all'elaborato **T00GE03GETRE02** – "Relazione geomeccanica".

10.1.2 Lato Marche

Galleria Guinza – imbocco lato Marche: opere di stabilizzazione dei versanti

All'imbocco lato Marche, in direzione della località Mercatello, non sono attualmente presenti opere di sostegno poiché il versante si prestava alla realizzazione di un imbocco diretto in naturale della galleria. In questa fase si procederà perciò alla messa in sicurezza della dima di imbocco, realizzata a suo tempo, con un tratto di galleria artificiale e alla sistemazione del versante tramite un intervento di protezione a carattere permanente con chiodatura e rete metallica.

Per la sistemazione definitiva dei versanti in corrispondenza dell'imbocco nord (lato Marche) della Galleria Guinza è stato previsto un intervento di protezione costituito da:

- chiodatura con barre in acciaio;
- posa di una rete metallica a doppia torsione zincata;
- posa di una rete di funi di acciaio disposte longitudinalmente e diagonalmente tra le varie file di ancoraggi.

Ai fini del dimensionamento dell'intervento, che interesserà l'affioramento della Formazione Marnoso-Arenacea, si rimanda all'elaborato **T00GE03GETRE02** – "Relazione geomeccanica".

Rilevati e trincee

In corrispondenza dell'area di svincolo lato Marche, le opere geotecniche consistono nella realizzazione di un **rilevato stradale** che raccorda il tracciato con la viabilità esistente, rilevati che interessano la zona di approccio alla rotatoria e l'area di svincolo in corrispondenza del tratto finale dell'intervento (svincolo lato Marche), in particolare presso le zone che connettono il tracciato con la viabilità attuale di Via Cà Lillina, ove sono previsti anche tratti in **trincea** in particolare tra le p.k. 0+180 e p.k. 0+468.

Il sondaggio S13p è stato eseguito in asse alla futura rotatoria. Il report stratigrafico mostra fino a 2.0 m di profondità la presenza di riporti associabili al rilevato stradale. In successione sono riscontrabili i depositi della coltre, per uno spessore di circa un metro e mezzo, localmente costituiti da sabbie, ghiaie e limi fini poco consistenti. Da 2.5 m di profondità a 11.0 m circa da testa sondaggio avviene il passaggio ai depositi alluvionali recenti, nel complesso eterogenei e sostanzialmente costituiti da sabbie e ciottoli marnoso-arenacei in matrice limoso-argillosa. Uno spessore di circa 1 m di marne e arenarie molto fratturate e alterata

anticipa il substrato flyschoido sano, che da 12 m di profondità segue fino fondo foro (18 m) costituisce le alternanze decimetriche di marne e arenarie poco alterate e fratturate. I pozzetti geognostici eseguiti in corrispondenza del futuro sedime della rampa dello svincolo lato Marche, attualmente adibito a coltivo, hanno evidenziato la presenza di terreno agrario fino a 0.5 m da p.c. Più di profondità, sono stati rinvenuti i terreni della coltre detritica. Il passaggio alle ghiaie e ciottoli marnoso-arenacei in matrice limo-sabbiosa appartenenti alle alluvioni terrazzate avviene alla profondità di ca 1.5m da p.c., molto più superficialmente che nel caso del sondaggio S13p.

Di seguito si riporta lo stralcio dei profili geotecnici di dettaglio degli Assi 1_1 e 2 succitati.

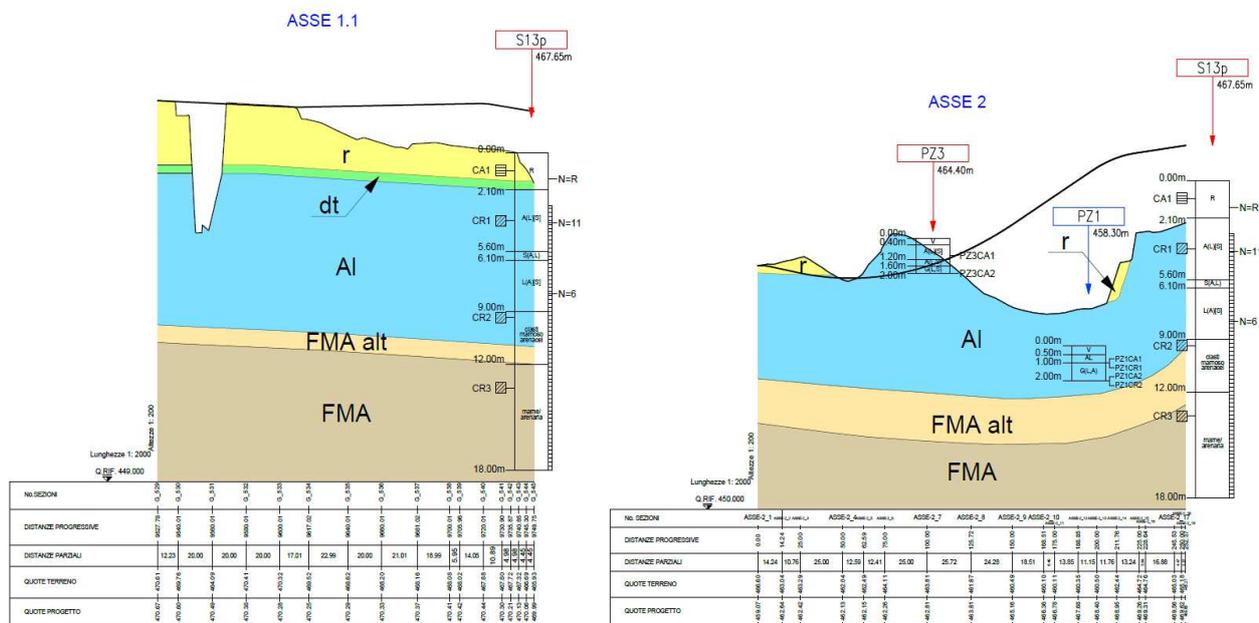


Figura 41 – Lato Marche: dettaglio stralcio del profilo geotecnico lungo gli Assi 1_1 e 2

Dalla zona di intersezione lato Marche, in asse alla futura rotatoria, si snoda il nuovo tracciato di **Adeguamento di Via Cà Lillina**. I sondaggi di riferimento sono quelli del progetto esecutivo del Lotto 4, in particolare S1 (1998) da 20 m di profondità, SN1 e SN2 (2001) da 15 m e 25 m rispettivamente, SN10 e SN11 (2002) di profondità rispettivamente 3.7 m e 10 m, P27, P28, P29, P30, P107 e P108 (2004), di profondità variabili tra 3 m e 6 m, e S1pz e S2 (2022) da 25 m e 20 m di profondità rispettivamente. I sondaggi e pozzetti hanno mostrato, al di sotto di spessori vegetali o di riporto per i primi 0.5 m circa, la presenza di terreni eterogenei, di origine alluvionale, localmente costituiti da limi, talora argillosi, talora sabbiosi o ghiaiosi, sempre con presenza di un discreto contenuto di materiale fine. A 9.0 m circa, a inizio tracciato (circa 17 m in corrispondenza del progetto del tombino) avviene il passaggio alle componenti alterate delle marne e arenarie, formate ciottoli marnoso-arenacei talora in matrice limosa; gli spessori dell'alterazione variano da 1 m a 4 m al massimo in corrispondenza del tratto iniziale del tracciato. Segue, fino alle massime profondità investigate, il substrato flyschoido marnoso-arenaceo sano.

I pozzetti geognostici eseguiti in corrispondenza del futuro adeguamento di Cà Lillina e oggetto della campagna di progetto definitivo del Lotto 4, per profondità comprese tra 1 e 2 m dal p.c., hanno evidenziato la presenza di terreno agrario fino a 0.5 m da p.c, quindi il passaggio alle ghiaie e sabbie in matrice fine appartenenti alle alluvioni.

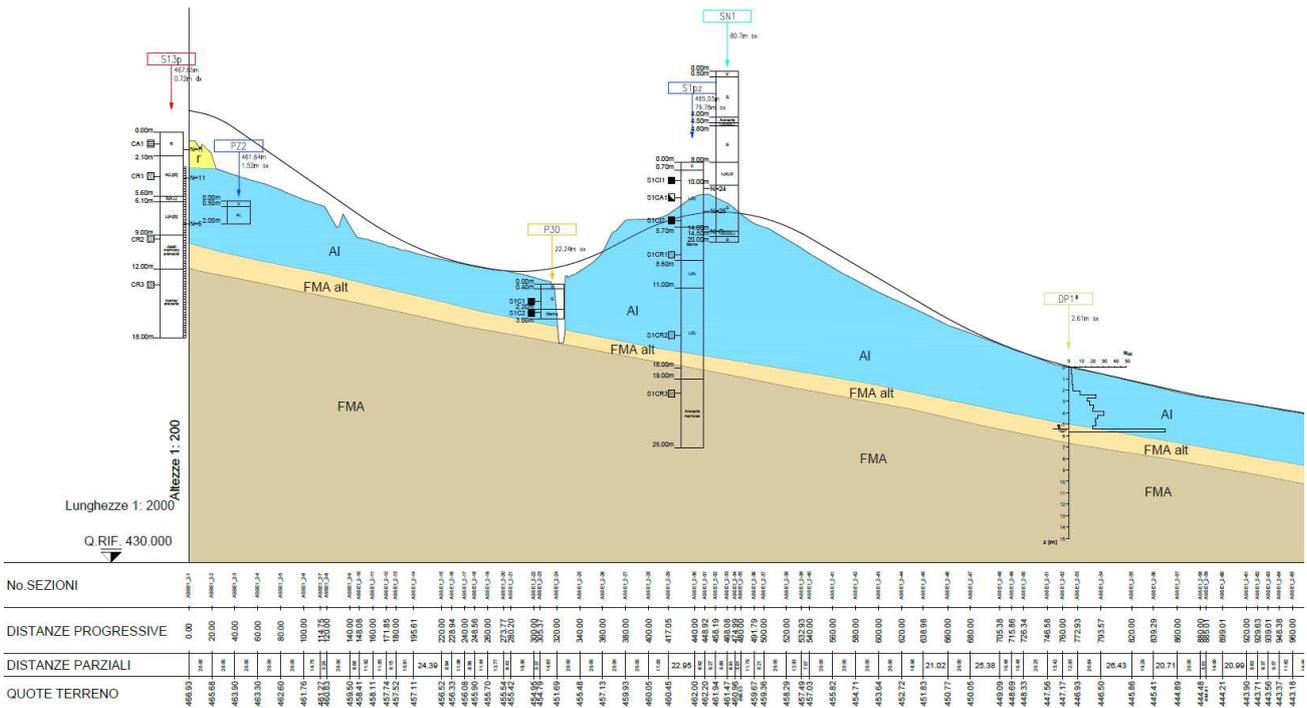


Figura 42 – Lato Marche: dettaglio stralcio del profilo geotecnico adeguamento Via Cà Lillina

Il profilo geotecnico di riferimento, relativo all'intervento, è mostrato nell'elaborato di progetto T00GE03GETFG06 – "Profilo geotecnico Adeguamento Via Cà Lillina".

10.1.3 Definizione delle unità geotecniche di riferimento

Dalla valutazione congiunta delle stratigrafie di sondaggio, dei dati sismo-stratigrafici e dalle informazioni desumibili dalle indagini in situ e dai campioni analizzati in laboratorio, ai fini geotecnici sono stati distinti i seguenti tipi di terreno in relazione alle loro litologie, caratteristiche granulometriche, di resistenza al taglio e di deformabilità:

- **Depositi antropici ("r")**: sabbie e ghiaie talora debolmente limosi appartenenti ai rilevati stradali, terreni di riempimento o di rinfiacco, ecc.;
- **Coltre detritica ("dt")**: depositi eterogenei costituiti da sabbie, ghiaie e limi con frammenti lapidei arenacei;
- **Depositi di versante quiescenti ("b")**: materiale prevalentemente argilloso limoso-sabbioso, che ingloba frammenti lapidei di varie dimensioni e di natura quasi sempre arenacea
- **Depositi alluvionali ("AI")**: depositi eterogenei di sabbie e ghiaie con intercalazioni di lenti limoso-argillose, recenti ed attuali;
- **Formazione Marnoso-Arenacea alterata ("FMA alterata")**: alternanze di arenarie e marne fortemente fratturate e alterate, appartenenti al substrato lapideo FMA (Formazione Marnoso-Arenacea).

La distribuzione nel sottosuolo, lungo il tracciato, delle unità geotecniche sopra descritte, è mostrata nei seguenti elaborati di progetto:

- T00GE03GETFG01 – "Intersezione lato Umbria - Profilo geotecnico Asse 3 e Asse 4"
- T00GE03GETFG02 – "Intersezione lato Marche - Profilo geotecnico Asse 1_1 e Asse 2"

- **T00GE03GETFG03** – “Intersezione Lato Umbria - Profili geotecnici paratie (imbocco sud galleria Guinza e laterale)”
- **T00GE03GETFG04** – “Intersezione Lato Umbria – Profili geotecnici muri su pali (Asse 3 e Asse 5)”
- **T00GE03GETFG05** – “Intersezione Lato Umbria - Profilo geotecnico tombino scatolare”
- **T00GE03GETFG06** – “Profilo geotecnico Adeguamento Via Cà Lillina”
- **T00GE03GETSG01** – “Intersezione Lato Umbria – Sezioni geotecniche Muro Asse 3”
- **T00GE03GETSG02** – “Intersezione Lato Umbria - Sezioni geotecniche Muro Asse 5”

10.2 Caratterizzazione geomeccanica delle opere in sotterraneo

Per completezza di informazione, si segnala che ai fini della caratterizzazione geomeccanica sono stati considerati gli esiti delle prove geomeccaniche di laboratorio eseguite sugli spezzoni di carota lapidea prelevati dai fori di sondaggio nelle diverse campagne di indagine eseguite.

Le prove geomeccaniche di laboratorio sono consistite sostanzialmente nell'esecuzione di compressioni monoassiali, triassiali e prove di tipo point-load. I risultati sono consultabili negli elaborati di progetto **T00SG10GEORE03** - “Documentazione prove di laboratorio 2018” e “**T00SG11GEORE02** – “Documentazione indagini geognostiche, geofisiche e prove di laboratorio via Cà Lillina”.

Nel corso della progettazione definitiva Anas del 2018, come già accennato in precedenza, è stata eseguita un campagna di prove geomeccaniche di laboratorio che è consistita in:

- determinazioni del peso di volume naturale della roccia intatta;
- prove di resistenza a compressione monoassiale;
- prove di resistenza a compressione triassiale;
- prove di resistenza carico puntuale (point load test).

Le sintesi dei risultati delle prove eseguite sono descritti all'interno dell'elaborato di progetto **T00GE03GETRE02** – “Relazione geomeccanica”, a cui si rimanda per ulteriori dettagli.

Le litologie sottoposte a prove sono state descritte come calcareniti, marne calcaree e siltiti marnose, senza una netta distinzione tra arenarie e marne. La distribuzione lungo la galleria del complesso marnoso-arenaceo è mostrata negli elaborati di progetto **T00GE03GETFG06÷11** – “Profilo geomeccanico Galleria Guinza” - 6 tavv.

Di seguito si riporta una sintesi della procedura che ha portato alla caratterizzazione geomeccanica delle unità in relazione ai tipi di interventi in sotterraneo.

10.2.1 GN.01 - Galleria Guinza – Nicchia impianti alla p.k. 2+777.59

La nicchia impianti alla p.k. 2+777.59 della Galleria Guinza presenta una sezione interna di larghezza pari a circa 8.60 m e si estende per 16 m in direzione ortogonale, rispetto all'asse di tracciamento della galleria naturale. Lo scavo della porzione rimanente avviene con geometria troncoconica e campi di avanzamento da 1 m garantendo il pre-sostegno della calotta della galleria mediante infilaggi metallici. La cavità è sostenuta con un rivestimento di prima fase costituito da betoncino spruzzato fibrorinforzato e centine e attraverso un rivestimento definitivo di spessore variabile tra 40 e 110 cm.

Nella seguente tabella (cfr. **Tabella 4**) sono riportati i parametri geomeccanici adottati per il dimensionamento della sezione di scavo, ricavati considerando la profondità della galleria in corrispondenza della nicchia, pari a circa 230 m.

Formazione	GSI	γ [kN/m ³]	ϕ'	ϕ'_{res}	c' [kPa]	c'_{res} [kPa]	ν [-]	E_r [MPa]	K_0
G4	36	26	28.1	22.1	456	304	0.25	4500	1

Tabella 4 - Parametri geomeccanici nicchia impianti alla p.k. 2+777.59 della galleria naturale Guinza

Analogamente al Progetto Definitivo, viene cautelativamente considerata una quota di falda pari a 10 m sopra la chiave calotta per modellare l'interferenza fra la falda acquifera e la galleria.

10.2.2 GN.01 - Galleria Guinza – Sezione corrente e piazzole di sosta - Intervento di consolidamento tipo A

Gli interventi consolidamento previsti per la messa in sicurezza della sezione corrente della galleria naturale della Guinza si sono resi necessari in seguito ai risultati delle indagini georadar che hanno evidenziato, in diversi tratti della galleria, spessori del rivestimento definitivo inferiori a quelli di progetto.

L'intervento, denominato di tipo A, consiste nella completa demolizione (a meno di una porzione centrale di arco rovescio) dei tratti di galleria interessati da sotto-spessori inferiori a 30 cm sia in calotta che in corrispondenza dei piedritti. L'ammasso viene successivamente sottoposto a fresatura al fine di garantire gli spessori minimi di progetto. Vengono infine realizzati il rivestimento di prima fase e il rivestimento definitivo nelle tratte riprofilate.

Nella seguente tabella (cfr. **Tabella 5**) sono riportati i parametri geomeccanici adottati per il dimensionamento della sezione di scavo, ricavati considerando la massima profondità della galleria, pari a 350 m.

Formazione	GSI	γ [kN/m ³]	ϕ'	ϕ'_{res}	c' [kPa]	c'_{res} [kPa]	ν [-]	E_r [MPa]	K_0
G4	36	26	29.1	24.1	718	509	0.25	4500	1

Tabella 5 - Parametri geomeccanici interventi di consolidamento tipo A galleria naturale Guinza

Analogamente al Progetto Definitivo, viene cautelativamente considerata una quota di falda pari a 10 m sopra la chiave calotta per modellare l'interferenza fra la falda acquifera e la galleria.

10.2.3 GN.04 - Galleria S. Antonio - By-pass pedonale alla p.k. 7+775

Il by-pass pedonale si innesta nella canna di transito alla progressiva 7+772.83, prosegue in direzione Nord, parallelamente alle due gallerie, per circa 24 m e si ricollega con la galleria di servizio alla progressiva 7+796.39, superando un dislivello tra i marciapiedi delle due canne di 1.3 m. La sezione tipo ospita una piattaforma pedonale di larghezza pari a 2.65 m e una altezza massima di 3.15 m.

La galleria si sviluppa interamente nella formazione flyschoida Marnoso Arenacea, caratterizzata da alternanze di arenarie e marne più o meno argillitiche. I parametri geomeccanici dell'ammasso impiegati nell'analisi sono definiti sulla base dei risultati della campagna geognostica 2022 eseguita nella Galleria S. Antonio, in corrispondenza dell'innesto con il by-pass, dove sono stati ottenuti $\sigma_{ci}=20$ MPa, $\gamma_N=25$ kN/mc e un valore di GSI pari a 50 desunto dall'osservazione e dalla descrizione delle carote di sondaggio.

Nella seguente tabella sono riportati i parametri geomeccanici adottati per il dimensionamento della sezione di scavo, ricavati considerando la massima profondità della galleria, pari a 30 m:

Formazione	GSI	γ [kN/m ³]	ϕ'	ϕ'_{res}	c' [kPa]	c'_{res} [kPa]	ν [-]	E_r [MPa]	K_0
FMA5	50	25	49.5	40.8	205	100	0.25	2780	1

Tabella 6 - Parametri geomeccanici by-pass pedonale Galleria S. Antonio

Ulteriori dettagli sulla procedura che ha portato a definire i parametri d'ammasso succitati sono definiti nell'elaborato di riferimento **T00GE03GETRE02** – “Relazione geomeccanica”.

10.3 Proprietà fisiche delle unità geotecniche: risultati delle prove di identificazione

Per la definizione delle proprietà fisiche dei terreni coinvolti nelle opere all'aperto sono stati considerati i risultati delle prove di identificazione eseguite in laboratorio sui campioni dei sondaggi disponibili per le diverse campagne di indagine dei Lotti 2, 3 e 4.

In particolare, per ogni campione sottoposto a prova, sono stati raccolti i risultati delle seguenti prove di identificazione geotecnica:

- determinazione del contenuto naturale d'acqua;
- determinazione dei limiti di Atterberg (limite liquido, limite plastico, indice di plasticità, indice liquido e indice di consistenza);
- analisi granulometrica (% AGI delle diverse classi granulometriche);
- contenuto di materiale fine (< 0.075 mm);
- classificazione AGI.

Per la campagna di indagine del 1999, a cura di Methodo S.r.l., risultano disponibili i report delle prove di laboratorio di diversi campioni all'interno dell'unità dei depositi di versante quiescenti “b” o della coltre di detrito di disfacimento della formazione marnoso-arenacea “dt”. Per la fase attuale di progettazione, ANAS ha messo disposizione anche la Relazione Geotecnica Generale inerente alla progettazione esecutiva del 3° Lotto, non disponibile nella fase di progetto precedente (definitivo), che riporta i medesimi risultati. Solo su alcuni campioni sono state eseguite le indagini granulometriche e, in particolare, sui campioni S1 C.3, S2 C.2, S4 C.3, S61 C.1 e S8 C.1, C.2 e C.3 (cfr. anche **Tabella 7**); tali campioni sono risultati essere sostanzialmente tutti limi argillosi, talora debolmente sabbiosi, classificati come “CL” secondo la classificazione USCS. L'indice di plasticità dei campioni è risultato sempre prossimo o inferiore al 20%, segno di una medio-bassa plasticità complessivamente.

Per quanto riguarda la campagna del 2018, invece, già analizzata in fase di progetto definitivo, si dispone dei dati relativi a n.2 campioni, appartenenti ai depositi alluvionali “AI” (S13 CR1 e S13 CR2). Dal punto di vista granulometrico i campioni prelevati sono risultati essere un limo con argilla sabbioso e una ghiaia con limo sabbiosa debolmente argillosa, rispettivamente. Il valore dell'indice plastico è risultato pari al 20% per il campione CR1 e al 11% per il campione CR2 (campioni tendenzialmente poco plastici). Secondo la classificazione USCS i campioni risultano essere CL e GM.

Analizzando quanto eseguito per la campagna eseguita nella progettazione esecutiva del Lotto 4, per la quale sono stati recuperati i risultati delle prove di laboratorio su n.12 campioni distribuiti nel sondaggio S1PZ e nei pozzetti PZ1, PZ2, PZ3 e PZ7, i campioni nel complesso sono risultati essere limi, talora argillosi, sabbiosi o debolmente ghiaiosi, e limi con argilla sabbiosi (unità “AI”). L'indice di plasticità di tutti i campioni è risultato essere molto variabile, tra 11% e 30%, segno di una plasticità da bassa a media nel complesso. Secondo la classificazione USCS, i campioni analizzati risultano per la maggior parte CL e subordinatamente GM. Secondo la classificazione CNR-UNI, invece, i campioni risultano perlopiù A6 e A7-6, subordinatamente A 2-4 e A 1-b.

Nella tabella di seguito si riassumono le caratteristiche fisiche desunte dai risultati delle prove di identificazione per le principali unità geotecniche delle diverse campagne succitate. Tali risultati sono riportati anche nei grafici di **Appendice 1 (punto 18)**.

Profondità media campione	Unità geotecnica	Sondaggio	Campione indisturbato	Profondità	Peso specifico dei grani	Contenuto naturale d'acqua	Limiti di Atterberg				Composizione granulometrica					Classificazione CNR-UNI	Classificazione AGI	Classificazione USCS	
							γ_s	W_N	W_L	W_p	IP	Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla				< 0.075 mm
							[kN/m ³]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]				[%]
[m]	[-]	[-]	[-]	[m]															
10,85	b	S1	C.1	10,70	11,00		19,70	36	16	20						A 6	L(A)		
13,45	b	S1	C.2	13,30	13,60		24,4	36	21	15						A 6	L(A)		
7,00	b	S1	C.3	14,00				39	19	20	6	12		81	81	A 6	L(A)(S)		
4,60	b	S2	C.1	4,40	4,80		17,20	37	18	19						A 6	L(A)		
10,90	b	S2	C.2	10,70	11,10		18,30	34	18	16	0	3	73	24	97	A 6	L(A)		
5,20	b	S4	C.1	5,00	5,40		19,70	37	21	17						A 6	L(A)(S)		
10,10	b	S4	C.2	10,00	10,20		18,00	35	18	16						A 6	L(A)		
19,00	b	S4	C.3	19,00				29	21	8	10	25		65	65	A 4	L(A)(S)		
5,50	dt	S6	C.1	5,00	6,00		19,30	27	18	9	13	13		74	74	A 4	L(A)(S)		
3,25	dt	S8	C.1	3,00	3,50			37	21	16	14	11		75	75	A 6	L(A)		
5,75	dt	S8	C.2	5,50	6,00		18,10	41	21	20	1	23		76	76	A 7-6	L(A)		
6,53	dt	S8	C.3	6,30	6,75			33	20	14	14	14		72	72	A 6	L(A)		
3,85	AI	S13p	CR1	3,70	4,00		15,00	42	22	20	0	13	59	28	87	A 7-5	L(A)(S)		
9,28	AI	S13p	CR2	9,20	9,35		7,00	28	17	11	44	16	30	10	40	A 2-6	G,L(S)[A]		
1,60	AI	S1PZ	CI1	1,50	1,70	25,78	16,26	32	16	16	34	13	38	15	54	A 6	L,G(A)		
5,10	AI	S1PZ	CI2	5,00	5,20	25,70		38	18	21	20	13	44	23	68	A 6	L(A)(G)		
8,10	AI	S1PZ	CD1	8,00	8,20	25,77		41	17	25	18	5	53	24	78	A 7-6	L(A)(G)		
15,15	AI	S1PZ	CD2	15,00	15,30	25,69		42	19	23	4	11	64	21	86	A 7-6	L(A)(S)		
1,00	AI	PZ1	CR1	1,00	1,00	25,32		33	16	17	1	14	64	21	86	A 6	L(A)(S)		
2,00	AI	PZ1	CR2	2,00	2,00	25,43		29	18	11	25	16	46	13	59	A 6	L,G(S)		
1,00	AI	PZ2	CR1	1,00	1,00	25,83		37	17	20	4	12	60	24	85	A 6	L(A)(S)		
2,00	AI	PZ2	CR2	2,00	2,00	25,87		39	18	22	4	10	59	27	87	A 6	L,A(S)		
1,00	AI	PZ3	CR1	1,00	1,00	25,62					59	9	24	8	33	A 2-4	G(L)[S]		
2,00	AI	PZ3	CR2	2,00	2,00	25,95					75	7	13	5	18	A 1-b	G(L)[S]		
1,00	AI	PZ7	CR1	1,00	1,00	25,88		47	19	28	2	12	57	29	87	A 7-6	L,A(S)		
2,00	AI	PZ7	CR2	2,00	2,00	25,8		47	17	30	0	6	60	34	95	A 7-6	L,A(S)		

Tabella 7 - Prove di identificazione geotecnica sui campioni delle diverse campagne di indagine - Risultati

10.4 Proprietà meccaniche delle unità geotecniche dai risultati delle prove SPT

Di seguito si riassumono le proprietà meccaniche delle unità geotecniche "AI" desunte dai risultati delle prove SPT a disposizione, riportati anche nei grafici di **Appendice 1 (punto 18)**, che denotano una discreta eterogeneità dell'unità nel suo complesso.

Unità "AI" – Depositi alluvionali

Resistenza alla penetrazione dinamica N_{SPT} = 6 ÷ 35 colpi/30cm

Densità relativa D_R = 27 ÷ 87 %

Angolo di attrito efficace φ' = 32 ÷ 42 °

Modulo di elasticità a grandi deformazioni E'_{25} = 5 ÷ 69 MPa

10.5 Parametri di resistenza meccanica delle unità geotecniche dalle prove di taglio diretto

I parametri di resistenza meccanica in termini di sforzi efficaci, per le principali unità geotecniche riconosciute, sono stati ottenuti a mezzo di prove di taglio diretto, eseguite nel corso della campagna di indagine 1999.

I campioni sottoposti a prova, sono stati distribuiti a diverse profondità nell'ambito delle unità geotecniche dei depositi di frana quiescenti "b" e della coltre detritica di disfacimento del substrato marnoso-arenaceo "dt". Le coppie di valori di coesione efficace c' e di angolo di attrito efficace φ' ricavate dalle prove eseguite per le diverse unità e riportate nel report delle prove di laboratorio delle indagini del 1999, sono stati riportati nei due rispettivi grafici di involucro sigma-tau di **Figura 43** e **Figura 44**.

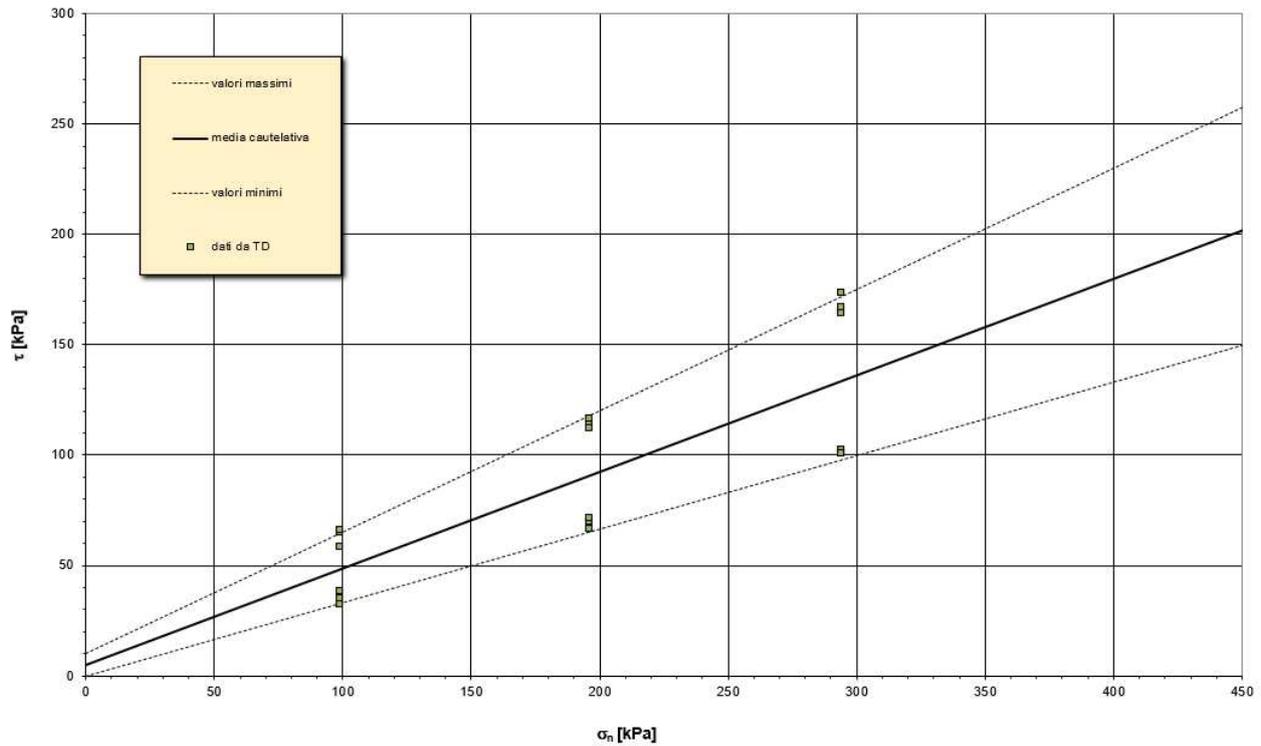


Figura 43 – Risultati delle prove di resistenza meccanica da prove di taglio diretto per l'unità "b"

Di seguito si riportano quindi i range di valori minimi e massimi dei parametri di resistenza per l'unità geotecnica di cui sopra:

- $c' = 0 \div 10$ kPa
- $\varphi' = 18 \div 28^\circ$

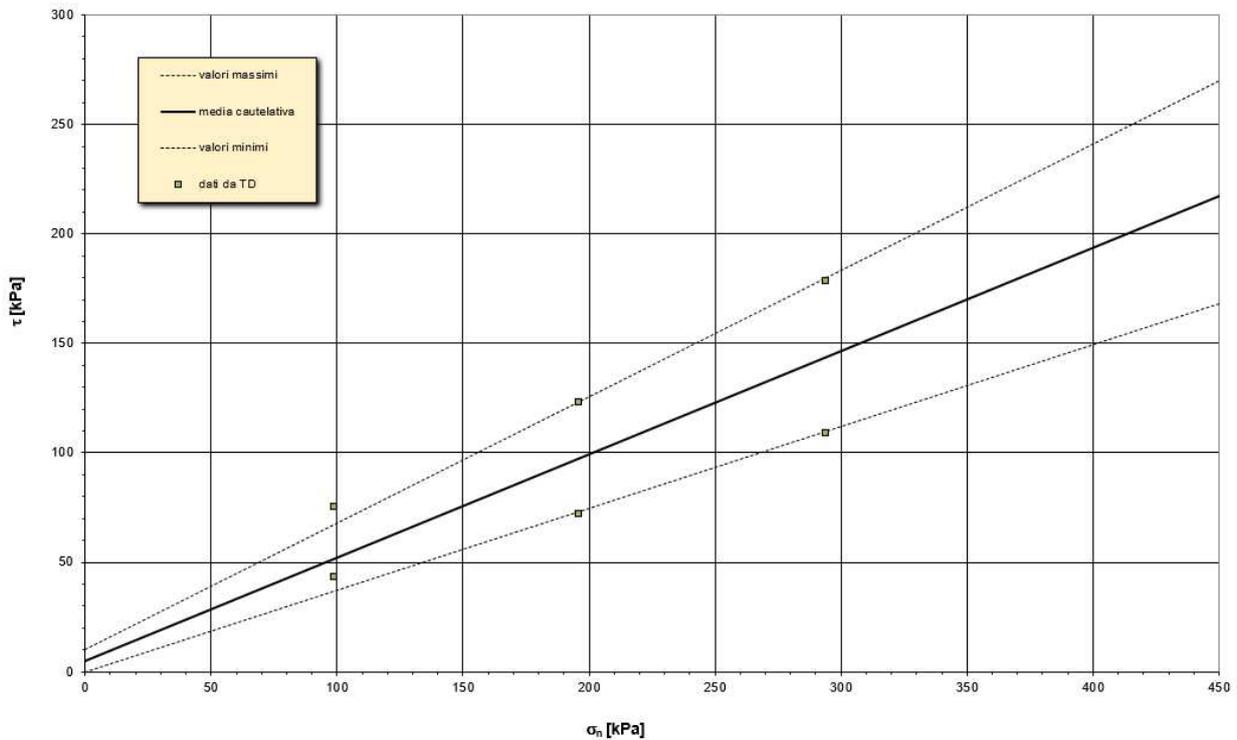


Figura 44 – Risultati delle prove di resistenza meccanica da prove di taglio diretto per l'unità "dt"

Di seguito si riportano quindi i range di valori minimi e massimi dei parametri di resistenza per l'unità geotecnica di cui sopra:

- $c' = 0 \div 10$ kPa
- $\varphi' = 20 \div 30^\circ$

10.6 Proprietà geotecniche dei depositi di frana quiescenti

Per la definizione dei parametri di resistenza meccanica dei depositi di frana sono state considerate le diverse prove di taglio diretto con la determinazione dei parametri di resistenza eseguite.

I risultati delle prove eseguite hanno consentito di definire i seguenti parametri di resistenza efficace cautelativi:

Unità "b" – Depositi di frana quiescenti

- $c' = 5$ kPa
- $\varphi' = 23^\circ$

10.7 Proprietà geotecniche della coltre detritica

Per la definizione dei parametri di resistenza meccanica dei depositi di versante (coltre detritica), che costituiscono il materiale di disfacimento del substrato marnoso-arenaceo affiorante, sono state considerate le prove di taglio diretto eseguite.

Tali prove sono rappresentative dei parametri di resistenza di soli n.2 campioni di terreno, prelevati nelle porzioni più superficiali (<5-6 m di profondità) e, in assenza di prove geotecniche integrative, in maniera cautelativa, sono stati definiti i seguenti parametri di resistenza efficace:

Unità "dt" – Coltre detritica

- $\gamma_N = 18$ KN/m³
- $c' = 0$ kPa
- $\varphi' = 30^\circ$
- $E = 30$ MPa

10.8 Proprietà geotecniche dei depositi alluvionali

Per la definizione dei parametri di resistenza meccanica depositi alluvionali, in assenza di ulteriori prove, sono state considerate principalmente le correlazioni derivanti dalle prove SPT in foro eseguite nelle diverse campagne di indagine e le prove di identificazione fisico-meccanica eseguite su un diverso numero di campioni, prelevati soprattutto nell'ambito della progettazione esecutiva del Lotto 4 (zona di Cà Lillina).

I risultati delle prove eseguite hanno consentito di definire i seguenti parametri di resistenza efficace cautelativi:

Unità "Al" – Depositi alluvionali

- $\gamma_N = 19$ KN/m³
- $c' = 0 \div 5$ kPa
- $\varphi' = 32^\circ$
- $E = 25$ MPa

10.9 Proprietà geotecniche dei depositi antropici (rilevati attuali, ecc.) e dei terreni di riempimento o di rinfianco in progetto

Non sono disponibili né prove di identificazione né prove meccaniche di resistenza sui materiali che costituiscono i depositi antropici (“r”) presenti nell’area.

Per tali materiali, presumibilmente non coesivi e con un buon grado di addensamento, possono essere definiti, cautelativamente, i seguenti parametri geotecnici:

- $\gamma_N = 19 \text{ KN/m}^3$
- $c' = 0 \text{ kPa}$
- $\varphi' = 35^\circ$
- $E = 10 \text{ MPa}$

10.9.1 Proprietà geotecniche dei rilevati di nuova realizzazione

Per la realizzazione dei nuovi rilevati (lato Marche), effettuata con materiali non coesivi con le caratteristiche di compattazione previste dalle specifiche tecniche di capitolato, in maniera cautelativa si possono ipotizzare i seguenti parametri geotecnici:

- $\gamma_N = 19 \text{ KN/m}^3$
- $c' = 0 \text{ kPa}$
- $\varphi' = 35^\circ$
- $E = 20 \text{ MPa}$

10.10 Caratterizzazione geotecnica della Formazione marnoso-arenacea alterata (FMA alterata)

Per le opere all’aperto previste in progetto (consolidamento di paratie di imbocco con tiranti e di fronti di scavo in roccia con pareti chiodate, muri di sostegno su micropali, ecc.), la caratterizzazione geomeccanica dell’ammasso roccioso, costituito dalle porzioni più superficiali della Formazione Marnoso Arenacea (unità **FMA alt**), in genere più alterate e fratturate rispetto a quelle che si possono rinvenire più in profondità e nella fattispecie nelle opere in sotterraneo, è stata ottenuta mediante il software RocLab (*RocScience inc.*) sulla base dei seguenti parametri di input cautelativi:

- $GSI = 40$, valore minimo tra quelli ottenuti nei rilievi geomeccanici dell’area dell’intersezione lato Umbria e dell’imbocco lato Marche (per dettagli a riguardo cfr. **Relazione geomeccanica**);
- $\sigma_{ci} = 30 \text{ MPa}$, valore di resistenza a compressione monoassiale più rappresentativo delle litologie marnose e marnoso-calcaree rispetto alle litologie arenacee;
- $m_i = 10$, valore già utilizzato per le medesime litologie nella caratterizzazione delle opere in sotterraneo;
- $E_i = 10 \text{ GPa}$, valore cautelativo tra quelli ottenuti nelle prove di resistenza a compressione monoassiale e triassiale con misura della deformazione assiale (per dettagli a riguardo cfr. **Relazione geomeccanica**);
- peso di volume $\gamma_N = 21 \text{ kN/m}^3$, corrispondente alle porzioni più superficiali dell’ammasso roccioso;
- fattore di disturbo $D = 0.3$, corrispondente ad un limitato disturbo durante le operazioni di scavo da eseguire con mezzi meccanici.

L'analisi è stata eseguita per altezze di scavo comprese tra 5 e 15 m, ottenendo diverse coppie di valori di resistenza al taglio dell'ammasso roccioso superficiale in termini di coesione c' e angolo di attrito ϕ' .

Inoltre, il valore del modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso è stato calcolato in base alla relazione proposta da Hoek e Diederichs (2006), implementata in RocLab:

$$E_{rm} = E_i [0.02 + (1 - D/2)/(1 + e^{((60+15D-GSI)/11)})]$$

I parametri geomeccanici forniti dal programma RocLab sono riportati quindi nella seguente tabella (cfr. **Tabella 8**):

Unità geotecnica	H scavo [m]	c' [kPa]	ϕ' [°]	E_{rm} [MPa]
FMA alt	5	97	57.1	1027
	10	123	53.2	
	15	146	50.6	

Tabella 8 – Valori caratteristici dei parametri desunti con RocLab

Le analisi svolte individuano, dunque, i seguenti range di variazione dei parametri di resistenza a taglio:

- $c' = 97 \div 146$ kPa
- $\phi' = 51^\circ \div 57^\circ$

Per la definizione dei parametri da utilizzare nelle verifiche per l'unità geomeccanica della Formazione Marnoso-Arenacea alterata **FMA alt**, rispetto ai range di variazione individuati si è operata un'ulteriore riduzione del valore di angolo di attrito, sulla base del valore medio di angolo di attrito ottenuto dalle prove di taglio diretto su giunto ($\phi'=35^\circ$), ottenendo i seguenti valori dei parametri caratteristici (cfr. **Tabella 9**):

Unità	Descrizione	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E_{rm} (MPa)
FMA alt	Formazione Marnoso-Arenacea alterata	21.0	100	35	1000

Tabella 9 – Parametri geotecnici caratteristici unità FMA alt

In conclusione, per la definizione dei parametri di resistenza meccanica della Formazione Marnoso-Arenacea alterata ("**FMA alterata**"), considerati i risultati delle prove eseguite, si considerano i seguenti valori cautelativi, già utilizzati nella progettazione definitiva delle opere:

Unità "FMA alterata" – Formazione marnoso-arenacea alterata

- $\gamma_N = 21$ KN/m³
- $c' = 100$ KPa
- $\phi' = 35^\circ$
- $E = 1000$ MPa

Per ulteriori dettagli e per la caratterizzazione dell'ammasso roccioso nella sua globalità, si rimanda a quanto proposto nell'elaborato **T00GE03GETRE02** – "Relazione geomeccanica".

Per le nuove opere all'aperto previste in progetto (consolidamento di paratie di imbocco con tiranti e di fronti di scavo in roccia, muri di sostegno su micropali, ecc.), interessate dalla formazione marnoso-arenacea e relativa fascia di alterazione, ai fini del calcolo a sfilamento e di stabilità globale delle diverse opere, si possono definire i seguenti parametri di resistenza tangenziale.

Per gli interventi in cui è previsto il dimensionamento dei micropali di fondazione, potrà essere considerato un valore di resistenza al contatto tra malta e ammasso roccioso pari a:

- $\tau = 180 \text{ kPa}$

Per il dimensionamento degli interventi di chiodatura in progetto dovrà essere considerato un valore di resistenza allo sfilamento della barra di ancoraggio al contatto tra malta e ammasso roccioso pari a:

- $\tau = 500 \text{ kPa}$

ottenuto dal grafico di Bustamante e Doix (1985) nel caso di ancoraggi iniettati a bassa pressione/gravità per rocce alterate e fratturate con pressione limite di 5 MPa, valutata cautelativamente in base ai risultati delle prove dilatometriche in roccia. (cfr. elaborato **T00GE03GETRE02** – “Relazione geomeccanica” per i dettagli).

Nelle verifiche di stabilità globale, ancor più prudenzialmente ed in accordo ai valori di aderenza impiegati altrove nel progetto, si è assunto un valore di:

- $\tau = 150 \text{ kPa}$

10.11 Sintesi dei parametri geotecnici principali delle unità

A conclusione del processo di caratterizzazione geotecnica di cui ai punti precedenti, di seguito si riporta una sintesi dei principali parametri geotecnici caratteristici delle diverse unità, da utilizzare per le verifiche geotecniche di progetto.

ITINERARIO INTERNAZIONALE E78 S.G.C. GROSSETO – FANO - Tratto Selci Lama (E45) - S. Stefano di Gaifa
Adeguamento a 2 corsie della Galleria della Guinza (Lotto 2) e del Tratto Guinza - Mercatello Ovest (Lotto 3) - 1° stralcio
Progetto Esecutivo

Opera	Umbria										Marche							
	Interventi di messa in sicurezza paratia di imbocco Galleria Guinza - Imbocco lato Umbria	Terra rinforzata Galleria Guinza - Imbocco lato Umbria	Galleria artificiale Galleria Guinza - Imbocco lato Umbria	Muro di sostegno davanti a paratia esistente	Muri su pali lato Umbria - Asse 3	Berlinese di micropali lato Umbria - Asse 3	Muri su pali lato Umbria - Asse 5	Consolidamento scarpata a monte della S.P. 200	Nuovo tombino scatolare lato Umbria	Scavi provvisori Nuovi tombini scatolari lato Umbria	Briglia a monte del tombino	Viadotto Valpiana di valle	Muro imbocco Galleria S. Antonio	Vasca di sicurezza Galleria Guinza - lato Marche	Opere di stabilizzazione dei versanti Galleria Guinza - imbocco lato Marche	Muro Via Cà Lillina	Tombino Via Cà Lillina (Prog. Km 0+320)	Tombino Via Cà Lillina (Prog. Km 0+760)
wbs	GA.01		OS.01	OS.02		OS.03	OS.04	TO.01			VI.01	OS.05	TA.07	GA.02	OS.06	TO.04	TO.05	
Categoria sismica	B		B	B		B	B	B			B	B	B	B	B	B	B	
Unità geotecniche																		
Formazione Marnoso-Arenacea alterata "FMA alterata"	$\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$		$\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$	
	$c' = 100 \text{ KPa}$	$c' = 100 \text{ KPa}$	$c' = 100 \text{ KPa}$	$c' = 100 \text{ KPa}$	$c' = 100 \text{ KPa}$	$c' = 100 \text{ KPa}$	$c' = 100 \text{ KPa}$	$c' = 100 \text{ KPa}$	$c' = 100 \text{ KPa}$	$c' = 100 \text{ KPa}$		$c' = 100 \text{ KPa}$	$c' = 0 \text{ KPa}$	$c' = 100 \text{ KPa}$	$c' = 100 \text{ KPa}$	$c' = 100 \text{ KPa}$	$c' = 100 \text{ KPa}$	
	$\phi' = 35^\circ$	$\phi' = 35^\circ$	$\phi' = 35^\circ$	$\phi' = 35^\circ$	$\phi' = 35^\circ$	$\phi' = 35^\circ$	$\phi' = 35^\circ$	$\phi' = 35^\circ$	$\phi' = 35^\circ$	$\phi' = 35^\circ$		$\phi' = 35^\circ$	$\phi' = 35^\circ$	$\phi' = 35^\circ$	$\phi' = 35^\circ$	$\phi' = 35^\circ$	$\phi' = 35^\circ$	
	$E' = 1000 \text{ MPa}$	-	$E' = 1000 \text{ MPa}$	$E' = 1000 \text{ MPa}$	-	-	-	-	-	-		$E' = 1000 \text{ MPa}$	-	-	-	$E' = 1000 \text{ MPa}$	$E' = 1000 \text{ MPa}$	$E' = 1000 \text{ MPa}$
	-	-	-	-	$\tau = 180 \text{ kPa}$ $\tau = 500 \text{ kPa ver. sfilamento}$	$\tau = 180 \text{ kPa}$ $\tau = 500 \text{ kPa ver. sfilamento}$	$\tau = 180 \text{ kPa}$ $\tau = 500 \text{ kPa ver. sfilamento}$	$\tau = 500 \text{ kPa ver. sfilamento}$ $\tau = 150 \text{ kPa ver. stabilità}$	$\tau = 500 \text{ kPa ver. sfilamento}$ $\tau = 150 \text{ kPa ver. stabilità}$	$\tau = 180 \text{ kPa}$		-	-	-	$\tau = 500 \text{ kPa ver. sfilamento}$	-	-	-
Coltre detritica "dt"	$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$		$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$			$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$							
	$c' = 0 \text{ KPa}$	$c' = 0 \text{ KPa}$		$c' = 0 \text{ KPa}$	$c' = 0 \text{ KPa}$	$c' = 0 \text{ KPa}$	$c' = 0 \text{ KPa}$			$c' = 0 \text{ KPa}$	$c' = 0 \text{ KPa}$							
	$\phi' = 30^\circ$	$\phi' = 30^\circ$		$\phi' = 30^\circ$	$\phi' = 30^\circ$	$\phi' = 30^\circ$	$\phi' = 30^\circ$			$\phi' = 30^\circ$	$\phi' = 30^\circ$							
	$E' = 30 \text{ MPa}$	-		-	-	-	-			-	-							
Depositi di versante quescenti (limoso-argillosi) "b"												$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$						
												$c' = 5 \text{ KPa}$						
												$\phi' = 23^\circ$						
												$E' = 7.5 \text{ MPa}$						
Rilevati e terreni di riempimento o di rinfiacco "r"		$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$									$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$		$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$	
		$c' = 0 \text{ KPa}$	$c' = 0 \text{ KPa}$									$c' = 0 \text{ KPa}$	$c' = 0 \text{ KPa}$		$c' = 0 \text{ KPa}$	$c' = 0 \text{ KPa}$	$c' = 0 \text{ KPa}$	
		$\phi' = 35^\circ$	$\phi' = 35^\circ$									$\phi' = 35^\circ$	$\phi' = 35^\circ$		$\phi' = 35^\circ$	$\phi' = 35^\circ$	$\phi' = 35^\circ$	
		$E' = 10 \text{ MPa}$	$E' = 10 \text{ MPa}$									$E' = 10 \text{ MPa}$	$E' = 10 \text{ MPa}$		$E' = 10 \text{ MPa}$	$E' = 10 \text{ MPa}$	$E' = 10 \text{ MPa}$	
Depositi alluvionali "Al"															$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$	
															$c' = 0 \div 5 \text{ KPa}$	$c' = 0 \div 5 \text{ KPa}$	$c' = 0 \div 5 \text{ KPa}$	
															$\phi' = 32^\circ$	$\phi' = 32^\circ$	$\phi' = 32^\circ$	
														$E' = 25 \text{ MPa}$	$E' = 25 \text{ MPa}$	$E' = 25 \text{ MPa}$		

Tabella 10 - Caratterizzazione geotecnica (parametri di resistenza e deformabilità)



11 RILEVATI E TRINCEE

Le opere in oggetto interessano sostanzialmente l'area di svincolo in corrispondenza del tratto finale dell'intervento (svincolo lato Marche), in particolare presso la rampa che connette il tracciato con la viabilità esistente Via Cà Lillina, il ramo a sud della rotatoria futura e il tracciato di adeguamento che da tale opera si snoda fino a fine tracciato.

11.1 Formazione dei rilevati

In corrispondenza dell'area di svincolo lato Marche, le opere geotecniche consistono nella realizzazione di un **rilevato stradale** che raccorda il tracciato con la viabilità esistente. I rilevati in oggetto presentano altezze variabili da 5 a 7 m, fino ad un massimo di circa 8.5 m (ramo a sud della rotatoria, Asse 2). La realizzazione delle fondazioni dei rilevati in corrispondenza dello svincolo lato Marche sarà subordinata ad un intervento di bonifica consistente nel completo asporto degli spessori di terreno vegetale (scotico)/terreni a scadente comportamento geotecnico rinvenuti in corrispondenza del sedime dei futuri rilevati.

Lo studio geologico generale del tracciato in progetto ha infatti consentito di appurare che i rilevati lato Marche, soprattutto nell'area di adeguamento di via Cà Lillina, insistono su terreni alluvionali molto eterogenei, da poco o mediamente addensati nelle porzioni più superficiali a mediamente consistenti dopo i primi 40-50 cm. Al di sotto di tali spessori è presente quasi sempre la formazione marnoso-arenacea, talvolta nella sua porzione alterata.

Per il corpo del rilevato dovranno essere impiegati materiali appartenenti ai gruppi A1-a, A1-b, A2-4, A2-5 e A3. In caso di utilizzo materiale appartenente al gruppo A3, il coefficiente di uniformità (D_{60}/D_{10}) dovrà essere maggiore o uguale a 7.

L'ultimo strato del rilevato, che andrà a costituire il piano di posa della fondazione stradale, dovrà avere uno spessore non inferiore a 30 cm dovrà essere realizzato con materiali appartenenti esclusivamente ai gruppi A1-a e A3.

I materiali impiegati dovranno essere del tutto esenti da frazioni o componenti vegetali, organiche e da elementi solubili, gelivi o comunque instabili nel tempo, non essere di natura argillo-scistosa nonché alterabili o molto fragili.

L'impiego di rocce frantumate è ammesso nella restante parte del rilevato, se di natura non geliva, se stabili con le variazioni del contenuto d'acqua e se tali da presentare pezzature massime non eccedenti i 20 cm. Di norma la dimensione delle massime pezzature ammesse non dovrà superare i due terzi dello spessore dello strato compattato. Inoltre, il materiale a pezzatura grossa (compreso tra 7 e 20 cm) deve essere di pezzatura disuniforme e non deve costituire più del 30% del volume del rilevato. In particolare, dovrà essere realizzato un accurato intasamento dei vuoti, in modo da ottenere, per ogni strato, una massa ben assestata e compattata.

A compattazione avvenuta i materiali costituenti il corpo del rilevato, ad eccezione dello strato terminale, di seguito descritto, dovranno presentare una massa volumica del secco pari o superiore al 90% della massa volumica del secco massima individuata dalle prove di compattazione AASHO Mod. (UNI EN 13286), (CNR 22-1972) e un valore del modulo di deformabilità M_d al primo ciclo:

- non inferiore a 20 MPa (nell'intervallo di carico compreso tra 50÷150 kPa, CNR 146 - 1992) sul piano di posa del rilevato posto a 1,00 m da quello della fondazione della pavimentazione stradale;
- non inferiore a 15 MPa (nell'intervallo di carico compreso tra 50÷150 kPa, CNR 146 - 1992) sul piano di posa del rilevato posto a 2,00 m, o più, da quello della fondazione della pavimentazione stradale.

L'ultimo strato di 30 cm, costituente il piano di posa della fondazione della pavimentazione, dovrà invece presentare un grado di costipamento pari o superiore al 95% della massa volumica del secco massima

individuata dalle prove di compattazione AASHO Mod. (UNI EN 13286), (CNR 22-1972); il modulo di deformazione al primo ciclo di carico su piastra (diametro 30 cm) dovrà risultare non inferiore a 50 MPa, nell'intervallo compreso tra 150÷250 kPa (0,15 - 0.25 N/mm²) sul piano di posa della fondazione della pavimentazione stradale in rilevato.

La variazione di detti valori minimi al variare della posizione all'interno del corpo del rilevato, al termine del costipamento del singolo strato, dovrà risultare lineare.

Le caratteristiche di deformabilità dovranno essere accertate in modo rigoroso e dovranno essere garantite, anche a lungo termine, nelle condizioni climatiche e idrogeologiche più sfavorevoli.

Su ciascuna sezione trasversale i materiali impiegati per ciascuno strato dovranno essere dello stesso gruppo.

Le scarpate dei rilevati dovranno avere pendenze pari a 2V:3H. In caso di rilevati di altezza superiore a 5 m, dovranno essere realizzate banchine di scarpata della larghezza di 2 m ogni 5 m di altezza.

La costruzione del rilevato dovrà essere programmata in maniera tale che il cedimento residuo da scontare, terminati i lavori, non sia superiore al 10% del cedimento teorico a fine consolidazione e comunque non superiore ai 5 cm.

11.2 Preparazione del piano di posa della pavimentazione stradale in trincea

Nel tratto del tracciato di Adeguamento di Via Cà Lillina compreso tra la p.k. 0+180 e la p.k. 0+468 circa, sono state previsti alcuni scavi in **trincea**. In particolare, la preparazione del piano di posa della pavimentazione stradale in trincea verrà realizzata eseguendo la semplice compattazione di 20 con uno strato di 30 cm di bonifica che nel complesso andranno a costituire il pacchetto di sottofondo da realizzare al di sotto del piano stradale.

11.3 Determinazione degli spessori di scotico e bonifica

Le prove di identificazione, eseguite sui campioni prelevati nei diversi pozzetti esplorativi eseguiti nell'area di svincolo lato Marche e nell'area di Cà Lillina hanno consentito di verificare che i terreni di sottofondo dei rilevati e trincee in progetto sono costituiti perlopiù da terreni di origine alluvionale molto eterogenei, talora costituiti da sabbie e ghiaie in matrice limoso-argillosa nelle porzioni più superficiali, talora costituiti da limi argillosi sabbiosi o debolmente ghiaiosi, da mediamente consistenti a consistenti con la profondità. Complessivamente, tali terreni risultano classificabili, secondo la classificazione CNR-UNI 10006, principalmente come A7-6, A6, A7-5 e solo subordinatamente come A2-4, mentre secondo la classificazione USCS i terreni sono del tipo CL.

Per ulteriori informazioni si rimanda al **punto 5** e agli elaborati geologici di dettaglio **T00GE01GEOCG05÷14** – “Carta geologica di dettaglio” – 10 tavv. allegati al progetto.

Come definito al **punto 4**, nel corso della campagna di indagine 2018 a cura di Sonedile S.r.l. sono stati eseguite n°4 prove di carico su piastra (**Cp1, Cp2, Cp3 e Cp4**), mentre nel corso della campagna di indagine 2022 per il Lotto 4 sono state eseguite n°2 prove di carico su piastra su altrettanti pozzetti (**Pz1 e Pz2**) che hanno raggiunto le profondità di 1.0 m dal piano campagna e sono stati eseguiti sul ramo a sud della futura rotonda (Asse 2) e l'inizio tracciato di adeguamento Via Cà Lillina.

L'esecuzione dei pozzetti esplorativi ha consentito di riconoscere, al di sotto di uno spessore vegetale costituito da terreno sabbioso-ghiaioso in matrice limosa nei primi 40-50 cm, terreni costituiti perlopiù da limi argillosi, in parte sabbiosi, da mediamente consistenti a consistenti.

Nelle immediate vicinanze di ciascun pozzetto sono state eseguite diverse prove di carico a doppio ciclo su piastra circolare, con piano di posa a 0,50 m o 1,00 m di profondità dal p.c., al fine di determinare le caratteristiche di deformabilità dei terreni di sottofondo. Le prove di carico su piastra sono state eseguite

secondo la procedura prevista dal Boll. n° 146-1992 CNR, con determinazione del modulo di deformazione "M_d" per i cicli di carico misurati nell'intervallo 50-150 kPa.

I risultati delle prove di carico su piastra eseguite per conto della campagna di indagine 2018, hanno fornito per le 4 prove valori di modulo di deformazione del terreno di sottofondo compresi tra 15 MPa (Cp1 e Cp2) e 20 MPa (Cp3 e Cp4) al 1° ciclo di carico, che lascia presumere una buona risposta dei terreni alle operazioni di compattazione legate alla preparazione dei piani di posa. I risultati delle prove di carico su piastra eseguite per conto della campagna di indagine 2022, nell'ambito della progettazione esecutiva del Lotto 4, hanno fornito per le due prove in pozzetto valori di modulo di deformazione del terreno di sottofondo al 1° ciclo di carico compresi tra 20 e 25 MPa nei primi 50 cm in entrambi i pozzetti, a conferma di una buona risposta dei terreni alle operazioni di compattazione legate alla preparazione dei piani di posa.

Sulla base della natura dei terreni rinvenuti in corrispondenza dei rilevati previsti nell'area di svincolo lato Marche, comprese le rampe (Asse 2) e il tracciato di Adeguamento di Via Cà Lillina, si potrà prevedere oltre ad uno spessore di scotico di 20 cm uno spessore di bonifica di 30 cm.

Per quanto riguarda tale bonifica sotto lo scotico, il terreno in sito, dovrà essere sostituito con materiale selezionato, appartenente ai gruppi (UNI 13242 - UNI 14688 - UNI 13285):

- A1-a, A1-b, A3 se proveniente da cave di prestito; nel caso in cui il materiale appartenga al gruppo A3, esso deve presentare un coefficiente di uniformità (D60/D10) maggiore o uguale a 7;
- A1, A2-4, A2-5, A3, se proveniente dagli scavi; il materiale appartenente al gruppo A3 deve presentare un coefficiente di uniformità (D60/D10) maggiore o uguale a 7.

Il modulo di deformazione dello strato bonificato dovrà risultare non inferiore a 20 MPa (nell'intervallo di carico compreso tra 50 e 150 kPa (0.05 e 0.15 N/mm²).

Nel caso in cui la bonifica debba essere eseguita in presenza d'acqua, l'Impresa dovrà provvedere ai necessari emungimenti per mantenere costantemente asciutta la zona di scavo da bonificare fino ad ultimazione dell'attività stessa.

Sulla scorta di quanto detto, in corrispondenza dei nuovi rilevati in corrispondenza dello svincolo lato Marche si è in definitiva prevista la realizzazione di:

- 20 cm di scotico
- 30 cm di bonifica

per un totale di 50 cm di intervento di bonifica consistente nel completo asporto degli spessori vegetali di scotico e la realizzazione di uno spessore di bonifica con materiale selezionato.

12 VERIFICHE DI STABILITÀ DELLE SEZIONI IN RILEVATO E TRINCEA

12.1 Premessa

Nel presente capitolo vengono definite le metodologie e i risultati delle verifiche di stabilità eseguite sulle sezioni in rilevato della sede stradale di progetto e sulle sezioni di scavo in trincea.

Ai fini delle analisi geotecniche e dell'individuazione delle sezioni di verifica, è stato condotto un esame di dettaglio delle condizioni geometriche (altezza del rilevato o della trincea), delle caratteristiche stratigrafiche (spessore e tipologia dei terreni di impianto) ed idrauliche (falda di progetto).

Le analisi illustrate in seguito sono state svolte valutando la stabilità delle sezioni di rilevato e trincea di maggiore altezza, sulla base della stratigrafia geotecnica.

Per maggiori dettagli sull'ubicazione delle sezioni e relativi profili geotecnici si rimanda ai seguenti elaborati:

- **T00GE01GEOPU01÷10** - "Planimetria con ubicazione delle indagini" – 10 tavv.
- **T00GE01GEOCG05÷14** – "Carta geologica di dettaglio" – 10 tavv.
- **T00GE03GETFG01** – "Intersezione lato Umbria - Profilo geotecnico Asse 3 e Asse 4"
- **T00GE03GETFG02** - "Intersezione lato Marche - Profilo geotecnico Asse 1_1 e Asse 2"
- **T00GE03GETFG06** - "Profilo geotecnico Adeguamento Via Cà Lillina"

Le sezioni di calcolo scelte, in particolare, sono state la sezione dell'asse principale n.1_1-14 lato Marche, caratterizzata da un'altezza del rilevato H di circa 6 m, e la sezione n.2_2-13 relativa all'Asse 2 a sud della rotatoria lato Marche, caratterizzata da un'altezza H del rilevato di circa 8.5 m, e la sezione in trincea n 1_2-28 relativa all'adeguamento di Via Cà Lillina, caratterizzata da uno scavo di H pari a circa 6 m.

12.2 Generalità sulle verifiche di stabilità globale

Le verifiche di stabilità sono state eseguite nel rispetto della normativa vigente, in particolare:

- **D.M. 17.01.2018** "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni" (Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.42 del 20.02.2018).
- **Circ. 21/01/2019, n.7 C.S.LL.PP.** – Istruzioni per l'applicazione dell'"Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018

Le norme suddette indicano che debba essere soddisfatta la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d rappresenta il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d rappresenta il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

L'approccio seguito per ottenere le azioni e le resistenze di progetto è l'Approccio 1, in particolare è stata applicata la Combinazione 2: A2+M2+R2, in cui:

- A2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali γ_F da applicare alle azioni o all'effetto delle azioni (Tabella 6.2.I DM 17/01/2018);
- M2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali γ_M da applicare ai parametri del terreno (Tabella 6.2.II DM 17/01/2018);
- R2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali γ_R per le verifiche di sicurezza (Tabella 6.8.I DM 17/01/2018).

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE (γ_F)	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3

Tabella 11 - DM 17.01.2018: Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto di azioni

PARAMETRO	GRANDEZZA	COEFFICIENTE PARZIALE (γ_M)	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_r	1.0	1.0

Tabella 12 - DM 17.01.2018: Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

12.2.1 Verifiche di stabilità in condizioni statiche

Le analisi sono state eseguite in condizioni a lungo termine, considerando i parametri del terreno in condizioni drenate.

Il sovraccarico stradale è stato posto pari al valore caratteristico 20 KPa amplificato per il coefficiente A2 corrispondente ai carichi variabili sfavorevoli (carico totale: $20 \times 1.3 = 26$ KPa).

I parametri geotecnici sono stati abbattuti con i coefficienti parziali M2 secondo quanto definito nel D.M. 17.01.2018 per l'Approccio 1 Combinazione 2 precedentemente definito.

I fattori di sicurezza globali risultanti dalle verifiche sono stati confrontati con il coefficiente parziale γ_R valido per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

COEFFICIENTE PARZIALE (γ_R)	R2
γ_R	1.1

Tabella 13 - DM 17.01.2018: Tabella 6.8.I - Coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo in condizioni statiche

12.2.2 Verifiche di stabilità in condizioni sismiche

Anche in questo caso le analisi sono state eseguite in condizioni a lungo termine, considerando i parametri del terreno in condizioni drenate.

In fase sismica, come previsto dalle NTC 2018, si sono posti pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici.

Le verifiche del raggiungimento della condizione di Stato Limite Ultimo (SLU) sono state quindi sviluppate considerando le seguenti condizioni di analisi:

Condizione sismica: SISMA +

- Accelerazione sismica orizzontale, accelerazione sismica verticale diretta verso il basso;
- Sovraccarico stradale pari al valore caratteristico di 20 KPa ridotto per il coefficiente ψ_2 (carico totale: $20 \times 0.2 = 4$ KPa).

Condizione sismica: SISMA -

- Accelerazione sismica orizzontale, accelerazione sismica verticale diretta verso l'alto;
- Sovraccarico stradale pari al valore caratteristico di 20 KPa ridotto per il coefficiente ψ_2 (carico totale: $20 \times 0.2 = 4$ KPa).

La stabilità in condizioni sismiche è stata eseguita secondo il metodo pseudostatico che consente di rappresentare l'azione sismica mediante un'azione statica equivalente, costante nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile.

Come indicato in precedenza nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLV) le componenti orizzontali e verticali di tale forza possono essere definite come di seguito indicato:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale, variabili a seconda del tipo di categoria di sottosuolo e topografia caratterizzante ciascuna sezione analizzata (variabilità di a_{max} per SLV), nelle combinazioni seguenti:

- **Categoria B+T1:** $k_h = \beta_s a_{max}/g = 0.123$; $k_v = \pm 0.5 k_h = 0.062$.

I fattori di sicurezza globali risultanti dalle verifiche sono stati confrontati con il coefficiente parziale γ_R valido per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo in condizioni sismiche (cfr. Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.).

COEFFICIENTE PARZIALE (γ_R)	R2
γ_R	1.2

Tabella 14 - DM 17.01.2018: Coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo in condizioni sismiche

12.2.3 Software di calcolo

Le verifiche di stabilità sono state condotte con il programma di calcolo *SLIDE 6.0*, che utilizza, nell'ambito dei metodi all'equilibrio limite per conci, diversi modelli di calcolo, sulla base dei quali il programma consente di calcolare il coefficiente di sicurezza per una singola superficie di rottura imposta dall'utente, oppure di ricercare in maniera automatica la superficie critica, mediante una tecnica di generazione casuale.

Al fine di valutare le condizioni di stabilità dei rilevati sono state condotte analisi di stabilità con il *metodo di Bishop*, basato sull'equilibrio dei momenti e delle forze verticali, con risultante delle forze tra i conci contigui assunta orizzontale. Le analisi sono state condotte con ricerca automatica della superficie critica.

12.3 Risultati

Nelle sezioni analizzate sono state ricostruite le situazioni geologico-strutturali originarie, come detto in precedenza e le analisi di stabilità sono state eseguite sia in condizioni statiche sia sismiche.

In **Appendice 2 (punto 19)** vengono riportati i tabulati di calcolo completi per le verifiche di stabilità in oggetto.

Di seguito vengono riportati i risultati delle verifiche di stabilità globale per i rilevati stradali e per le sezioni in trincea. In particolare, sono riportati i valori del *fattore di sicurezza* FS_{min} per i casi analizzati e relativi a superfici di scorrimento calcolate secondo il sopracitato metodo di Bishop.

Nelle tabelle seguenti sono riportati i risultati di sintesi delle verifiche di stabilità globale effettuate per le diverse sezioni di calcolo.

Sezione di progetto	Fase statica	Fase sismica $k_v \downarrow$	Fase sismica $k_v \uparrow$
1_1-14	1.20	1.29	1.28
2_2-13	1.21	1.23	1.21
1_2-28	1.25	1.24	1.22

Tabella 15 – Verifiche di stabilità sezioni in rilevato e trincea: sintesi risultati in termini di coefficiente di sicurezza FS_{min}

12.3.1 Sezione 1 1-14 – Rilevato alla p.k. 9+750 (h=6,0 m)

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Sat. Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi	Water Surface
r		18	19	Mohr-Coulomb	0	29.3	None
Al		18	20	Mohr-Coulomb	4	26.6	Water Surface
FMA alt		21	22	Mohr-Coulomb	80	29.3	Water Surface
FMA		21	22	Mohr-Coulomb	88	44.7	Water Surface

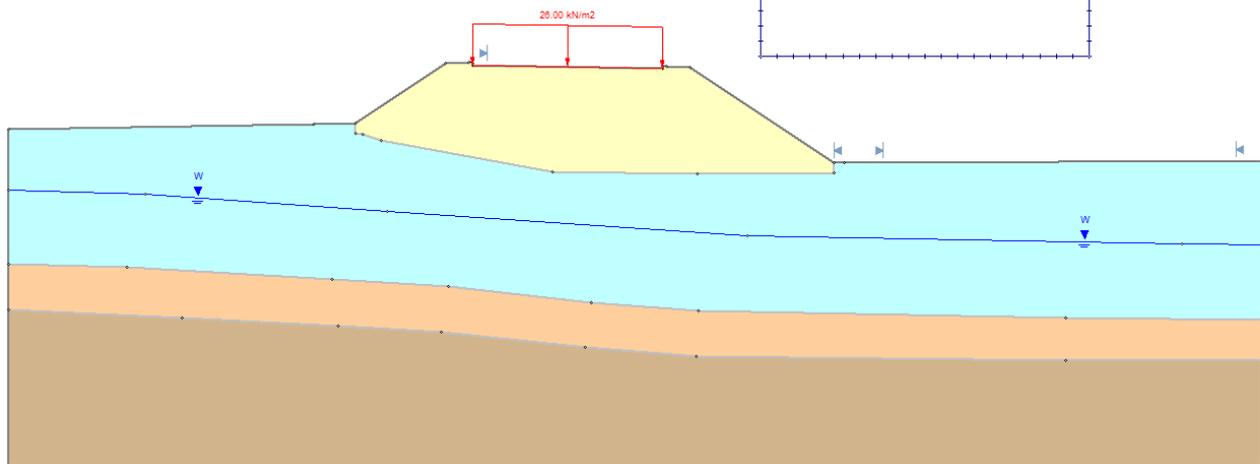


Figura 45 – Rilevato alla p.k. 9+750 – Modello di calcolo

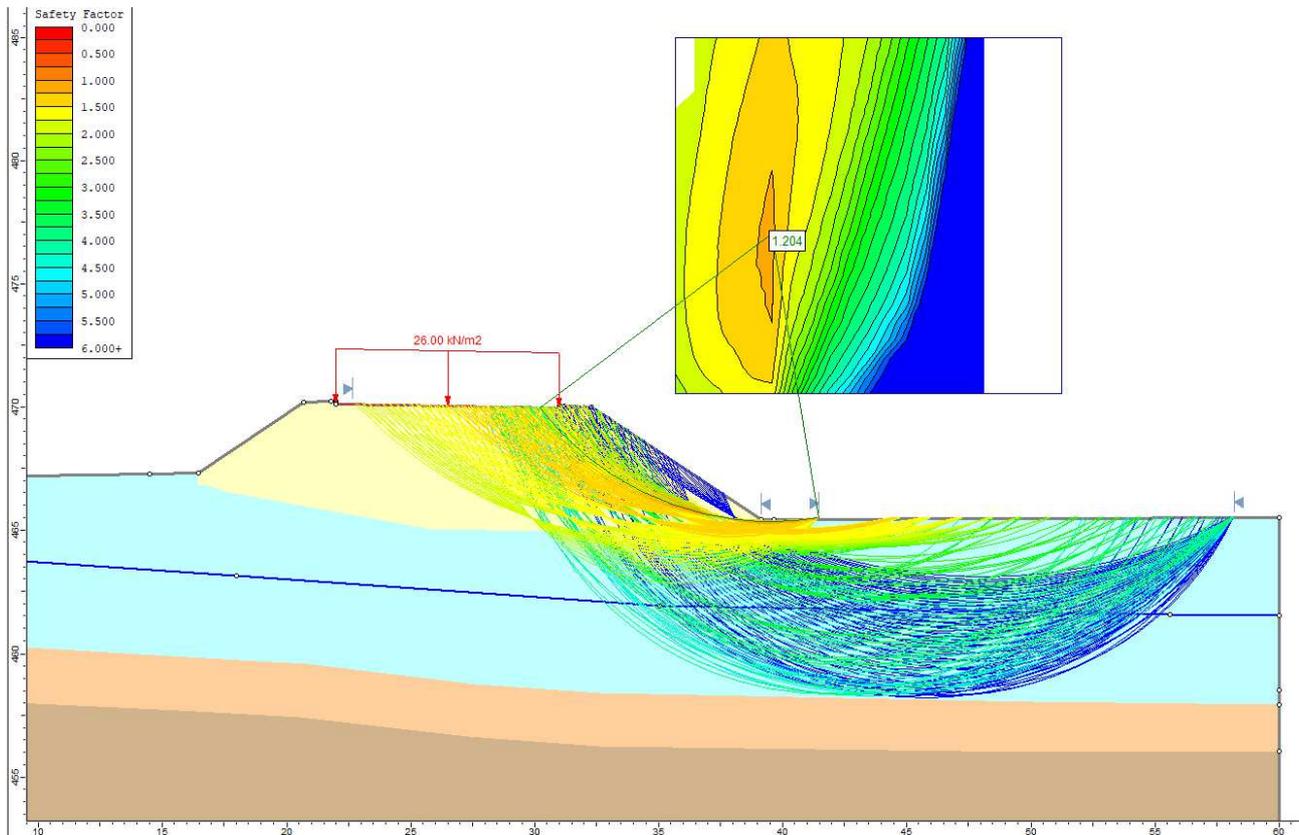


Figura 46 – Rilevato alla p.k. 9+750 – Verifica in condizioni statiche: risultati

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Sat. Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi	Water Surface
r		18	19	Mohr-Coulomb	0	35	None
Al		18	20	Mohr-Coulomb	5	32	Water Surface
FMA alt		21	22	Mohr-Coulomb	100	35	Water Surface
FMA		21	22	Mohr-Coulomb	110	51	Water Surface

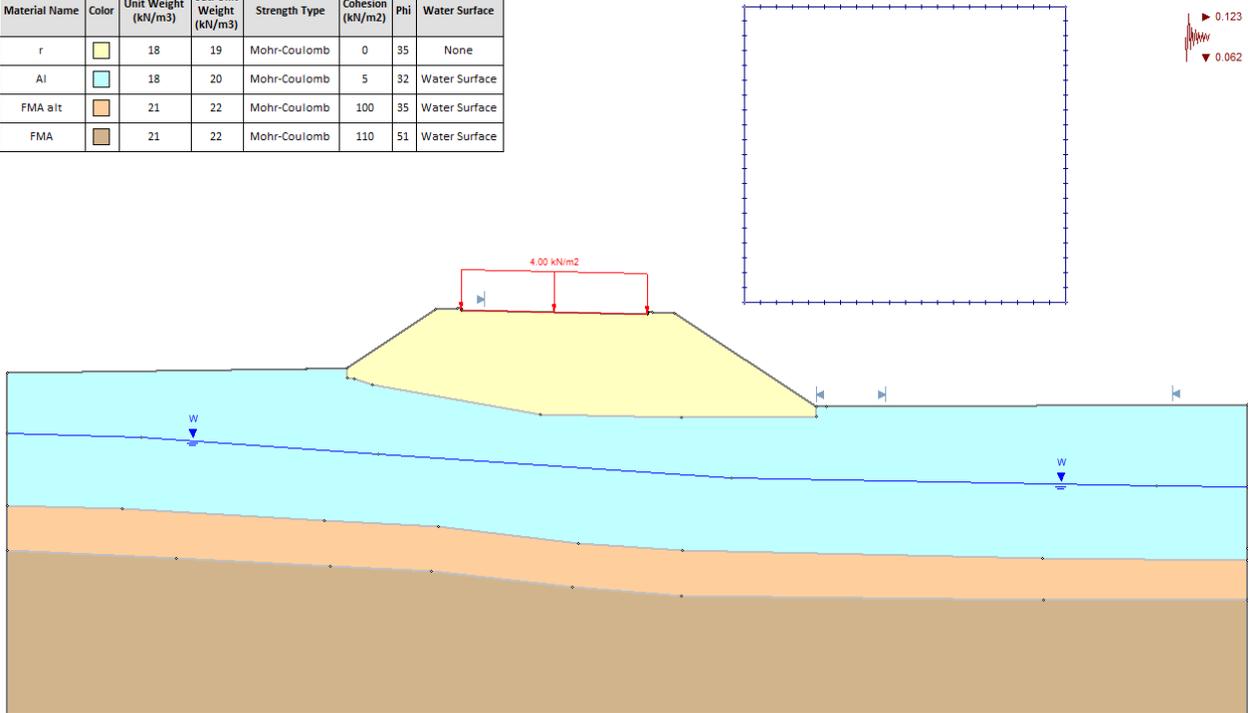


Figura 47 – Rilevato alla p.k. 9+7500 – Verifica in condizioni sismiche (sisma+): modello di calcolo

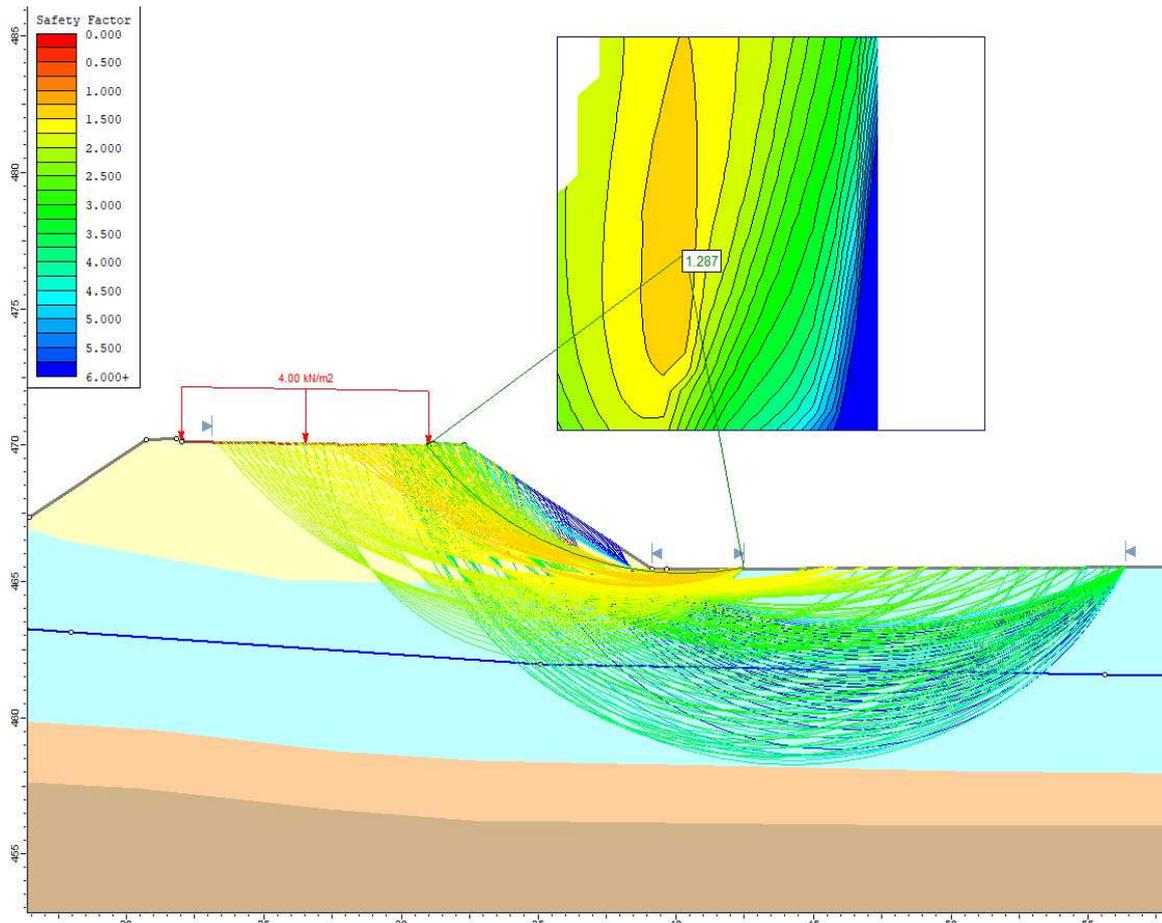


Figura 48 – Rilevato alla p.k. 9+7500 – Verifica in condizioni sismiche (sisma+): risultati

12.3.2 Sezione 2_2-13 – Rilevato alla p.k. 0+200 Asse 2 (h=8.5 m)

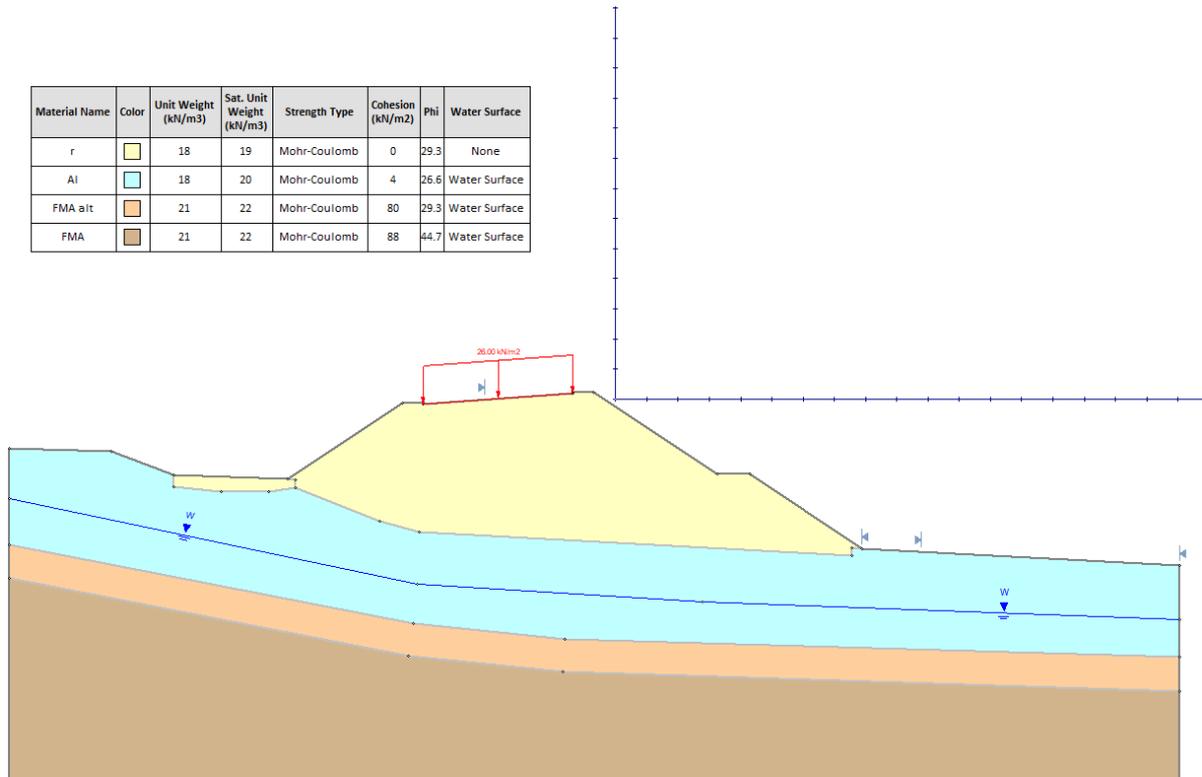


Figura 49 – Rilevato alla p.k. 0+200 (Asse 2) – Modello di calcolo

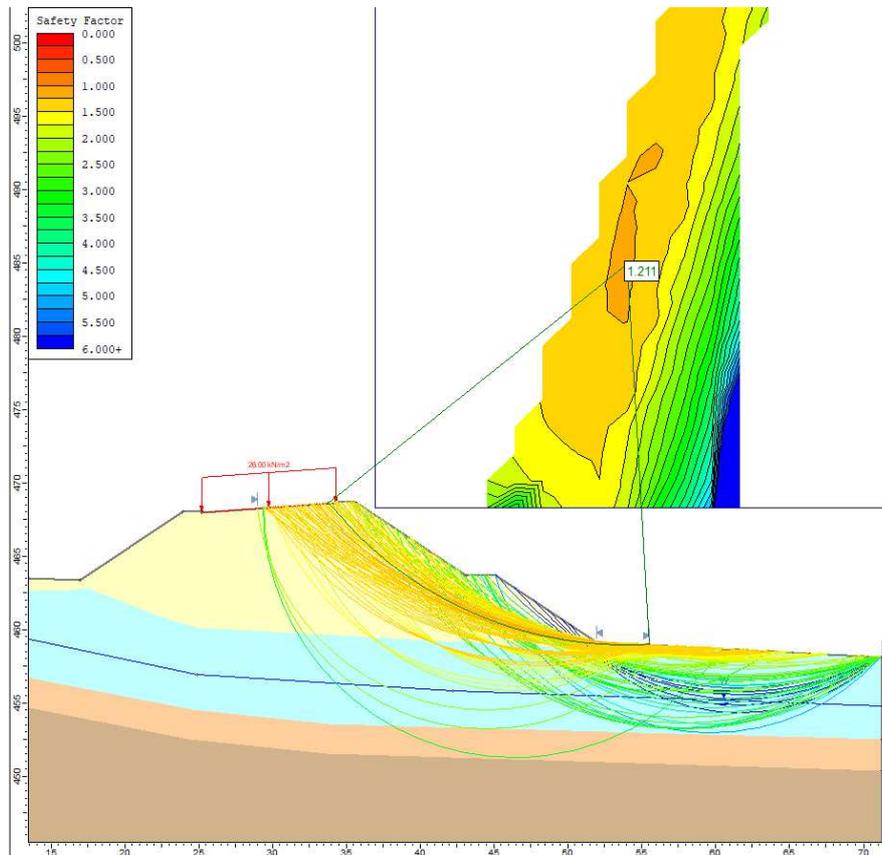


Figura 50 – Rilevato alla p.k. 0+200 (Asse 2) – Verifica in condizioni statiche: risultati

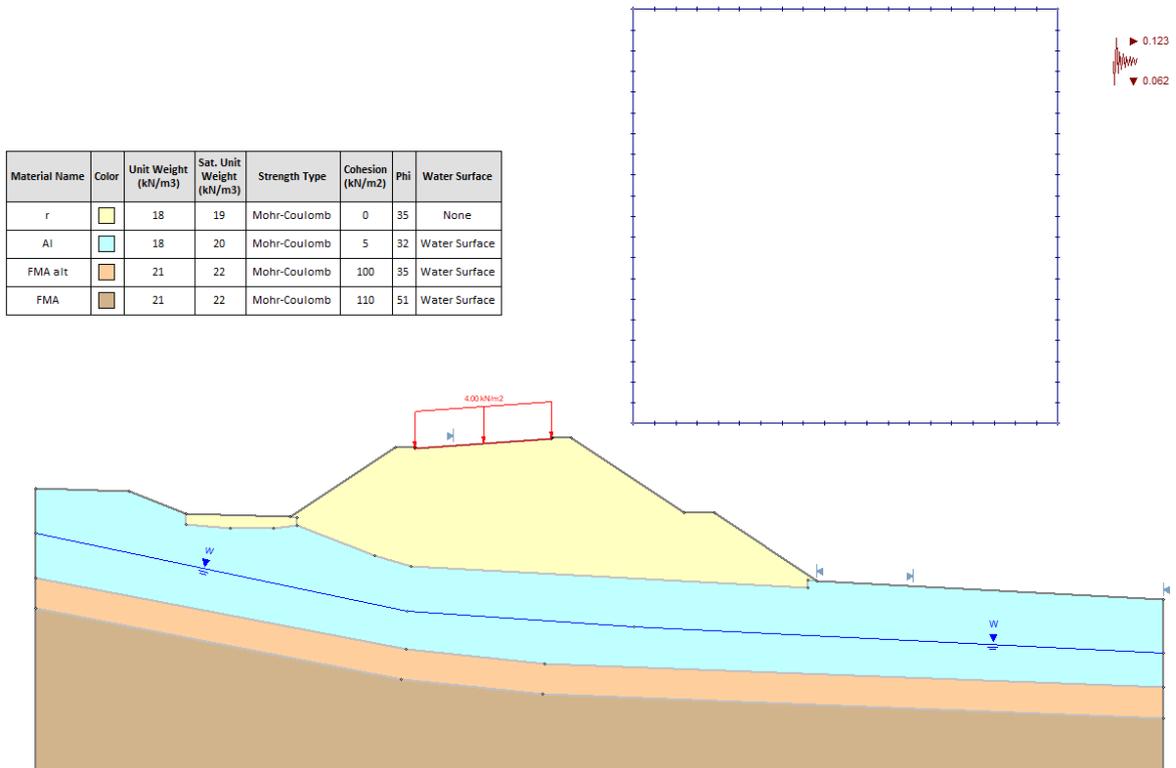


Figura 51 – Rilevato alla p.k. 0+200 (Asse 2) – Verifica in condizioni sismiche (sisma+): modello di calcolo

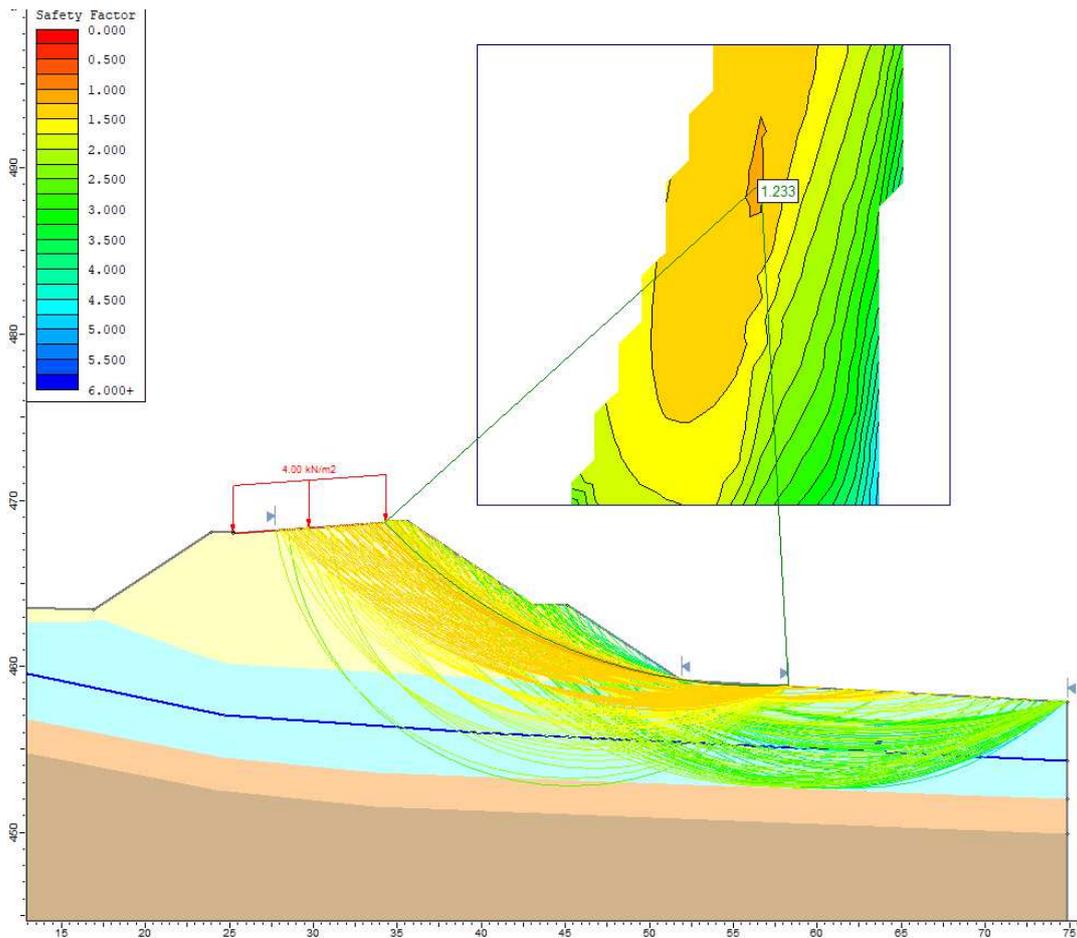


Figura 52 – Rilevato alla p.k. 0+200 (Asse 2) – Verifica in condizioni sismiche (sisma+): risultati

12.3.3 Sezione 1_2-28 – Trincea alla p.k. 0+400 Asse 1_2 (h=6 m)

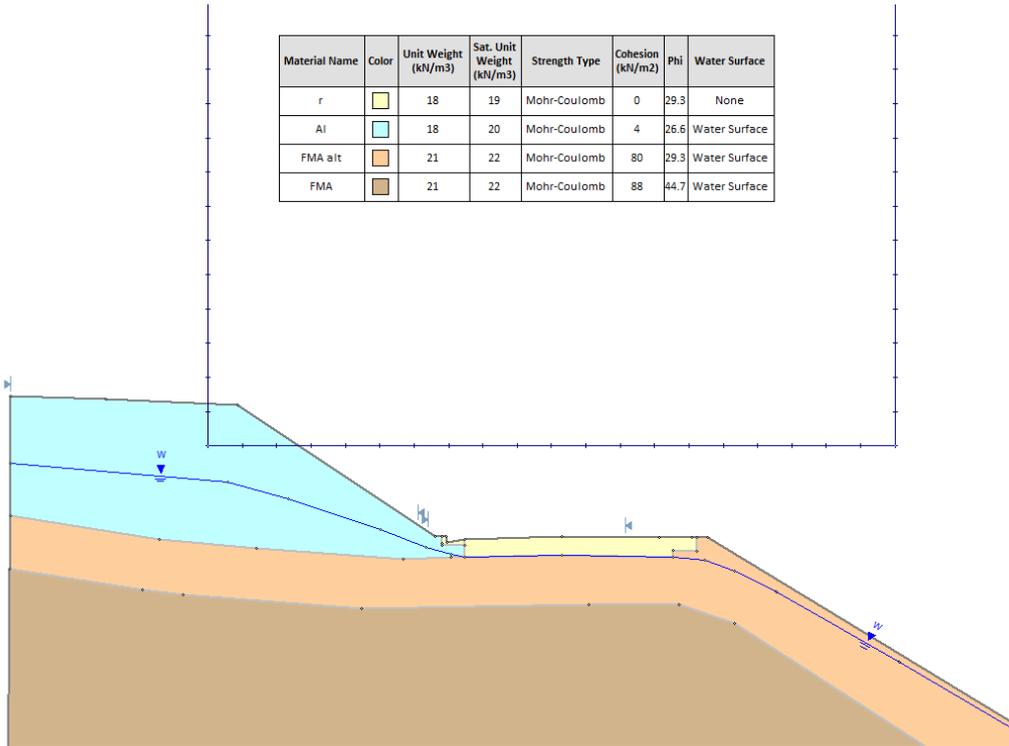


Figura 53 – Trincea alla p.k. 0+400 (Asse 1_2) – Modello di calcolo

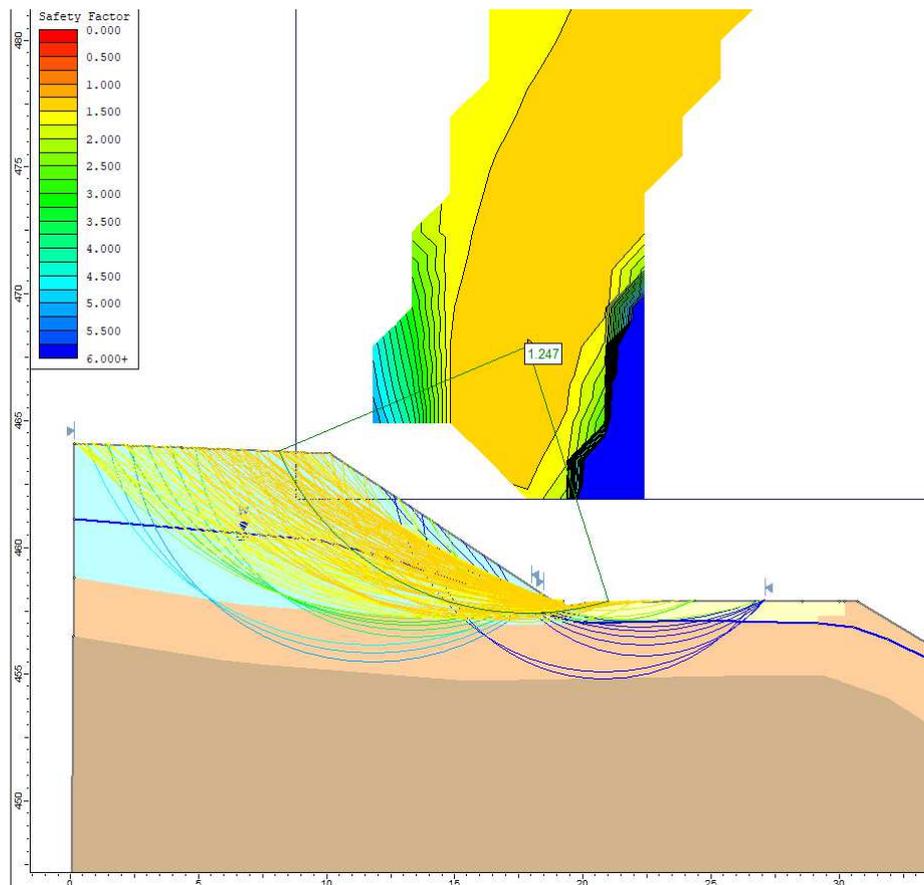


Figura 54 – Trincea alla p.k. 0+400 (Asse 1_2) – Verifica in condizioni statiche: risultati

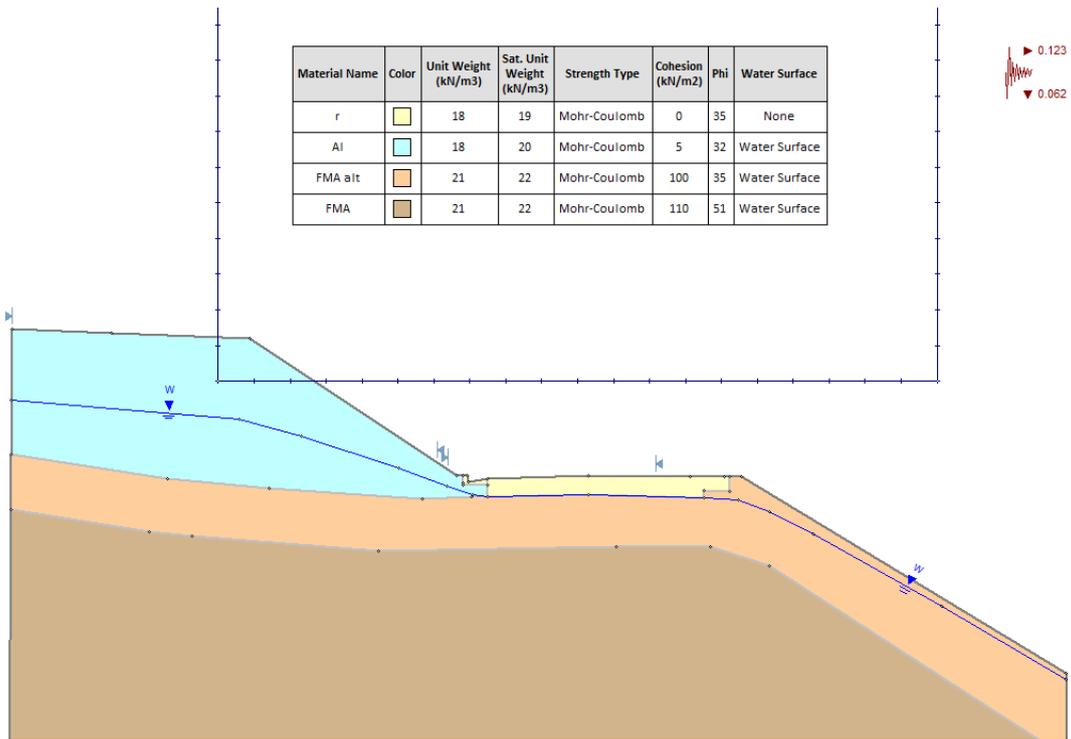


Figura 55 – Trincea alla p.k. 0+400 (Asse 1_2) – Verifica in condizioni sismiche (sisma+): modello di calcolo

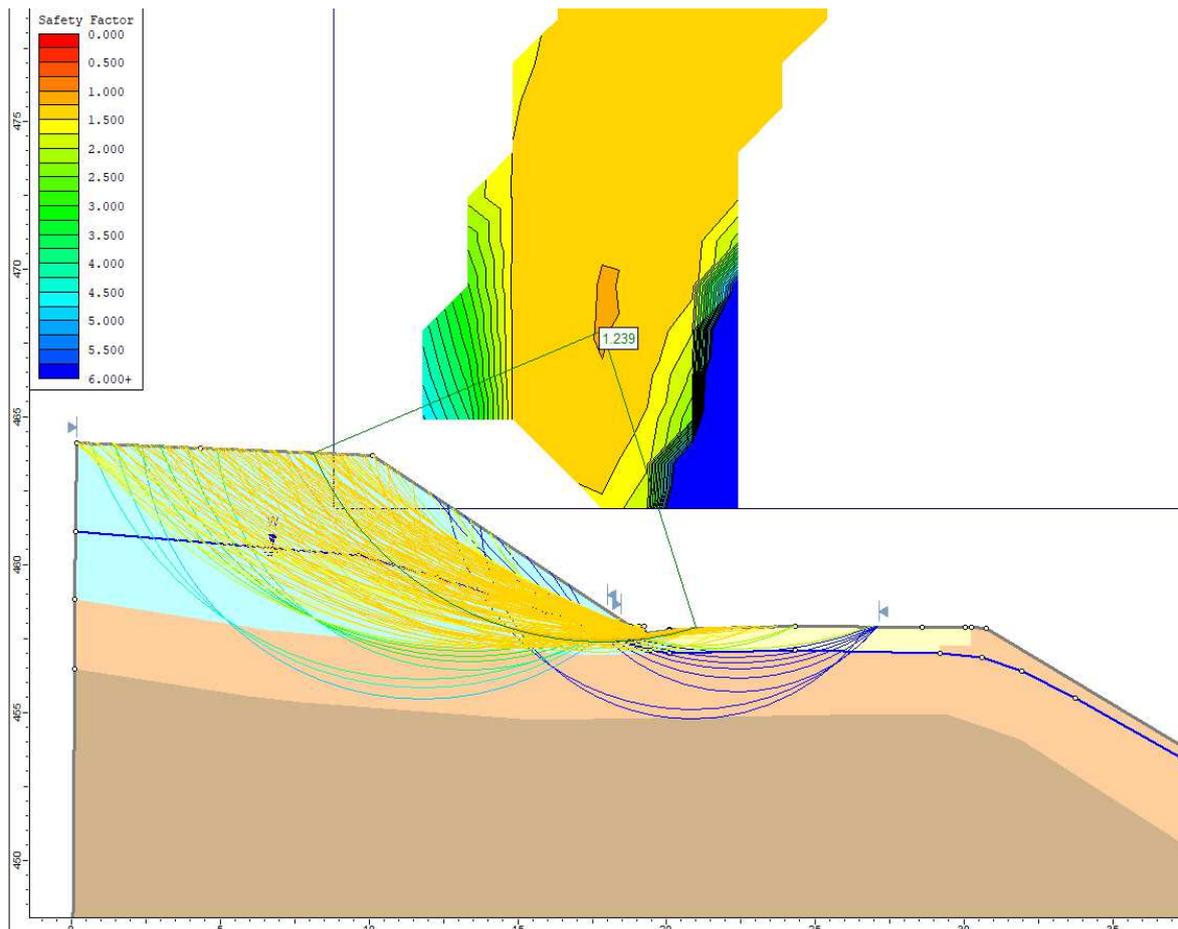


Figura 56 – Trincea alla p.k. 0+400 (Asse 1_2) – Verifica in condizioni sismiche (sisma+): risultati

13 VERIFICHE DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI

Nei seguenti paragrafi viene descritto il metodo di calcolo impiegato per la stima dei cedimenti dei rilevati in progetto e sono presentati i risultati delle analisi eseguite in corrispondenza di differenti sezioni di calcolo.

13.1 Metodologia di calcolo dei cedimenti

Il calcolo dei cedimenti ha come obiettivo la determinazione delle deformazioni verticali del terreno indotte dai carichi agenti rappresentati dalla nuova sede stradale. La risultante delle deformazioni verticali che si manifestano in un terreno è comunemente indicata con il termine “cedimento” e di tale grandezza, nella pratica ingegneristica, interessa di solito conoscere sia l’entità sia l’evoluzione nel tempo.

La stima del valore di cedimento atteso è legata alle varie fasi di carico e dipende dal tipo di terreno incontrato.

In generale, i cedimenti che si verificano per effetto di deformazioni elastoplastiche indotte dal carico applicato, sono definiti come cedimenti primari S_t , ottenuti dalla somma del cedimento immediato (o distorsionale) S_o , che si sviluppa nel momento in cui viene applicato il carico, ovvero al tempo uguale $t=0$, e quello di consolidazione primaria (S_c), che avviene al tempo $t > 0$. Il cedimento primario è espresso in funzione delle suddette aliquote secondo l’espressione seguente:

$$S_t = S_o + S_c$$

Il processo di consolidazione primaria è volto al termine quando tutte le sovrappressioni neutre, che sono state indotte dall’applicazione del carico, si sono dissipate e il sovraccarico totale applicato è interamente sopportato dallo scheletro solido (cioè interamente equilibrato da un incremento delle pressioni verticali efficaci). Non essendoci più variazioni di tensioni efficaci il terreno è in equilibrio con il carico esterno applicato.

Quasi al termine del processo di consolidazione primaria, in funzione delle caratteristiche dei terreni, è possibile che si verifichino delle deformazioni di tipo viscoso dello scheletro solido; tali deformazioni, che avvengono anche a pressione efficace costante, e quindi anche (ma non solo) a consolidazione primaria esaurita in assenza di carico, generano i così detti cedimenti secondari.

Nei terreni granulari, ad elevata permeabilità, il processo di consolidazione primaria è molto rapido e quindi il cedimento distorsionale e quello volumetrico si verificano praticamente contemporanea-mente durante la fase di costruzione. Nel seguito quindi il contributo degli strati granulari verrà considerato nella sola stima del cedimento immediato.

Nella figura sottostante è rappresentato uno schema in cui in corrispondenza della storia temporale dei carichi, sono associati i corrispondenti cedimenti relativi al processo di consolidazione primaria e secondaria.

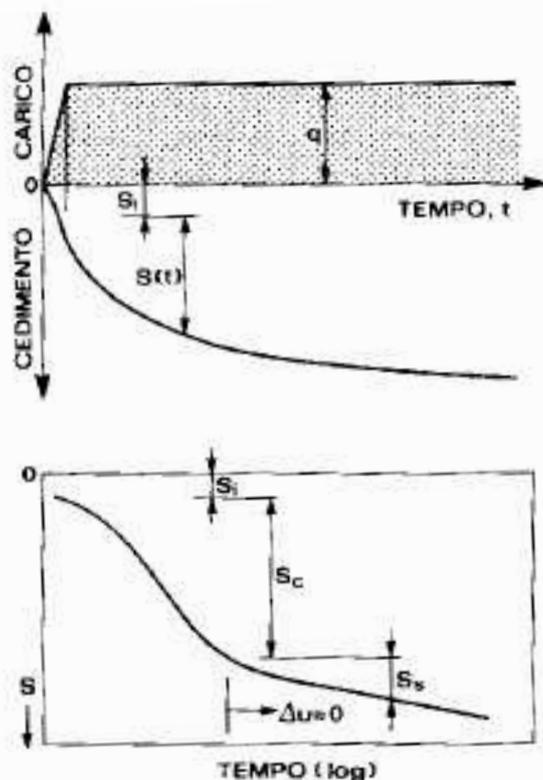


Figura 57 - Schema di riferimento curva carico-cedimenti (Viggiani, 1990)

Si tenga presente che la sommatoria dei cedimenti verticali è stata estesa a tutti gli strati, per i quali si producono incrementi degli sforzi verticali superiori al 10% dello sforzo verticale geostatico. In funzione di tale valore viene fissato lo spessore della zona compressibile (H_c).

13.2 Cedimenti: immediati e di consolidazione

13.2.1 Terreni granulari

Gli spostamenti verticali indotti dal carico applicato nei terreni granulari sono calcolati mediante l'espressione di seguito riportata:

$$S_t = \sum_i^n \frac{[\Delta\sigma_{zi} - \nu'(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})]h_i}{E'_i}$$

con:

- S_t = cedimento immediato;
- $\Delta\sigma_{xi}, \Delta\sigma_{yi}, \Delta\sigma_{zi}$ = incrementi di sforzo indotti dal carico applicato di rilevato nello strato i-esimo. Tali incrementi sono calcolati mediante la teoria dell'elasticità, secondo le soluzioni di Boussinesq;
- h_i = spessore dello strato i-esimo;
- E'_i = modulo di Young dello strato i-esimo (E_{25}).
- ν' = coefficiente di Poisson dello strato i-esimo = 0.25;
- n = numero di strati, appartenenti al volume di terreno interessato dagli spostamenti.

13.2.2 Terreni coesivi sovraconsolidati (OCR>1)

Per i terreni coesivi sovraconsolidati si considera, secondo quanto suggerito in (Lancellotta, 1980):

$$S_t = S_{ed}$$

$$S_{ed} = S_o + S_c$$

in cui

- S_t = cedimento primario o di fine consolidazione;
- S_{ed} = cedimento edometrico;
- S_o = cedimento immediato.
- S_c = cedimento di consolidazione.

In genere il cedimento immediato atteso per questi materiali è compreso tra 1/3 e 2/3 rispetto al valore del cedimento di prima consolidazione ($1/3 S_t < S_o < 2/3 S_t$), dove il limite superiore risulta più appropriato per strati di spessore rilevante e modulo costante con la profondità.

Il cedimento edometrico, calcolato sostituendo al modulo elastico il modulo edometrico, dello strato i-esimo, è dato dall'espressione riportata al punto **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, ovvero:

$$S_{ed} = \sum_i^n \frac{[\Delta\sigma_{zi} - \nu'(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})] h_i}{E'_d}$$

con:

- S_{ed} = cedimento edometrico;
- $\Delta\sigma_{xi}, \Delta\sigma_{yi}, \Delta\sigma_{zi}$ = incrementi di sforzo indotti dal carico applicato di rilevato nello strato i-esimo. Tali incrementi sono calcolati mediante la teoria dell'elasticità, secondo le soluzioni di Boussinesq;
- h_i = spessore dello strato i-esimo;
- E'_d = modulo edometrico dello strato i-esimo;
- ν' = coefficiente di Poisson dello strato i-esimo = 0.25;
- n = numero di strati, appartenenti al volume di terreno interessato dagli spostamenti.

13.2.3 Terreni coesivi normalconsolidati (OCR≈1)

Per i terreni coesivi normalconsolidati si considera, secondo quanto suggerito in (Lancellotta, 1980), che il cedimento edometrico corrisponda al cedimento di consolidazione e che il cedimento immediato sia circa il 10% di quello edometrico:

$$S_t \sim 1.1 S_{ed}$$

$$S_{ed} = S_c$$

$$S_o \sim 0.1 S_{ed}$$

in cui:

- S_t = cedimento primario o di fine consolidazione;
- S_{ed} = cedimento edometrico;
- S_o = cedimento immediato.
- S_c = cedimento di consolidazione.

Anche in questo caso il cedimento edometrico è dato dalla seguente espressione:

$$S_{ed} = \sum_i^n \frac{[\Delta\sigma_{zi} - \nu'(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})]h_i}{E'_d}$$

con:

- S_{ed} = cedimento edometrico;
- $\Delta\sigma_{xi}$, $\Delta\sigma_{yi}$, $\Delta\sigma_{zi}$ = incrementi di sforzo indotti dal carico applicato di rilevato nello strato i-esimo. Tali incrementi sono calcolati mediante la teoria dell'elasticità, secondo le soluzioni di Boussinesq;
- h_i = spessore dello strato i-esimo;
- E'_d = modulo edometrico;
- ν' = coefficiente di Poisson dello strato i-esimo = 0.25;
- n = numero di strati, appartenenti al volume di terreno interessato dagli spostamenti.

13.3 Sintesi dei risultati

La verifica dei cedimenti della sezione di maggiore altezza e con peggiore stratigrafia dei rilevati in progetto è stata eseguita in corrispondenza della sezione **2_2-13** dell'Asse 2 lato Marche, ubicata alla p.k. 0+200 circa e caratterizzata da un'altezza di progetto del rilevato pari a $H=8.5$ m circa e una stratigrafia costituita da uno spessore di alluvioni recenti di qualche metro al di sopra della Formazione Marnoso-Arenacea caratterizzata in sommità da spessori di 2-3 m di alterazione e fratturazione.

Sulla base dei parametri geometrici della sezione di rilevato e dei parametri geotecnici caratteristici dei terreni è stato calcolato un cedimento massimo pari a 48.0 mm, ubicato in corrispondenza dell'asse del rilevato.

Dato che i terreni alla base del rilevato sono di natura perlopiù non coesiva (**AI**), oltre a ricoprire l'unità litoide marnoso-arenacea (**FMA**), i cedimenti calcolati risultano praticamente tutti immediati (47.2 mm), scontati durante la costruzione del rilevato, e solo subordinatamente di consolidazione (0.8 mm).

I risultati ottenuti sono riassunti nei tabulati riportati in **Appendice 3 (punto 0)** e nella tabella con grafico sottostante.

	Verticale di calcolo				
	V0	V1	V2	V3	V4
Coordinata verticale di calcolo [m]	0,00	2,78	5,55	9,30	13,05
Cedimento immediato [mm]	-47,21	-46,30	-42,05	-24,93	-7,69
Cedimento di consolidazione [mm]	-0,81	-0,79	-0,73	-0,60	-0,46
Cedimento totale [mm]	-48,02	-47,08	-42,77	-25,53	-8,15

Rilevato alla sezione 2_2-13

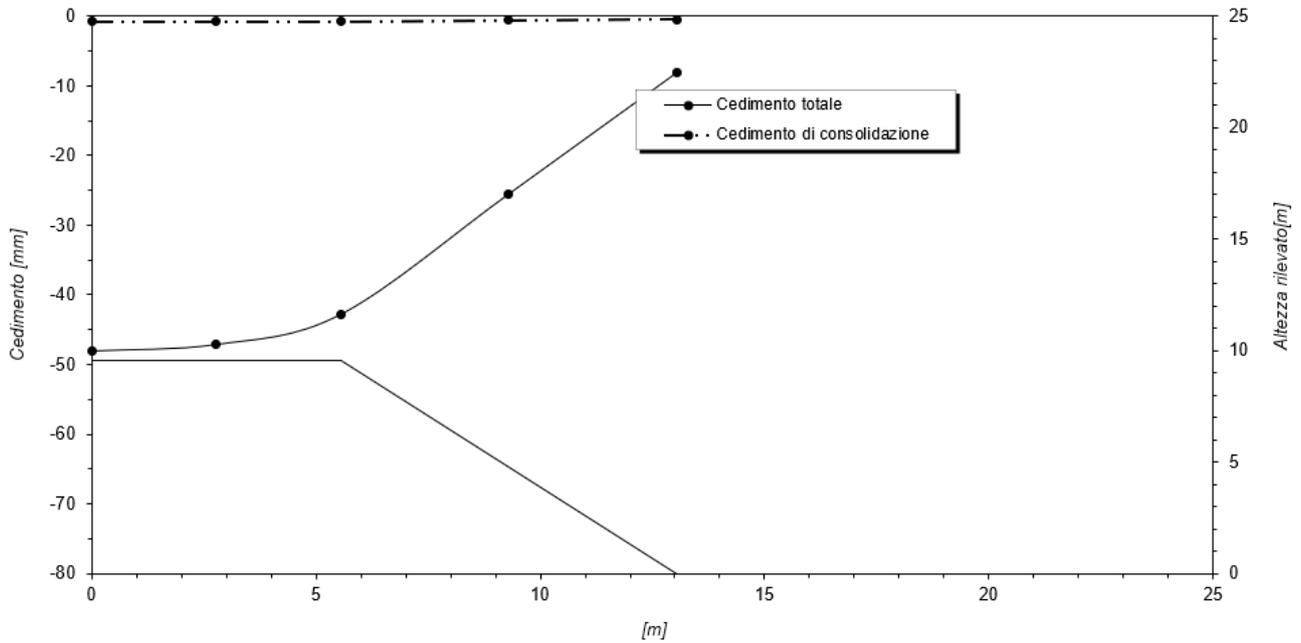


Figura 58 - Verifica dei cedimenti dei rilevati – Sezione 2_2-13 – Risultati

14 MURI DI SOSTEGNO

14.1 Metodologia di calcolo

Le verifiche dei muri di sostegno sono condotte secondo il metodo degli Stati Limite, come prescritto dalle “Nuove norme tecniche sulle costruzioni” del 17 gennaio 2018.

Si eseguono verifiche agli stati limite ultimi, con lo scopo di verificare la sicurezza delle opere, e agli stati limite di esercizio, necessarie per verificare che i cedimenti attesi siano compatibili con la funzionalità dei vari elementi e che i tassi di lavoro all’interno delle strutture garantiscano i livelli prestazionali richiesti per tutto il periodo di vita utile delle opere.

14.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi

Le verifiche sono effettuate con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO):
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
 - ribaltamento;
 - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Per ogni stato limite considerato si accerta che sia soddisfatta la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d e R_d rappresentano rispettivamente le sollecitazioni e le resistenze di progetto.

In accordo con le NTC 2018 le verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) delle opere in oggetto sono effettuate secondo l’Approccio 2, con la combinazione A1 + M1 + R3 (dove il segno ‘+’ in ossequio alla normativa ha il significato di ‘combinato con’).

I fattori di sicurezza parziali sulle azioni (A1), sui parametri geotecnici (M1) e sulle resistenze (R3) sono riportati rispettivamente in **Tabella 16**, **Tabella 17** e **Tabella 18**.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ per la spinta delle terre si faccia riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 16 - Coefficienti parziali γ_F e γ_E per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tabella 6.2.I NTC 18)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_Y	γ_Y	1,0	1,0

Tabella 17 - Coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II NTC 18)

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
	Capacità portante della fondazione
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 18 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno (Tabella 6.5.I NTC 18)

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera è effettuata secondo l'Approccio 1, Combinazione 2:

$$A2+M2+R2$$

Il coefficiente parziale sulla resistenza R2 è pari a 1.1 (come riportato nella Tabella 6.8.I delle NTC2018), mentre i coefficienti A2 e M2 sono quelli già citati in precedenza.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di **azioni sismiche** devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel Capitolo 7 delle NTC 2018 e riportate in **Tabella 19**.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE
	(R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,2$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,0$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,2$

Tabella 19 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi in condizioni sismiche di muri di sostegno (Tabella 7.11.III NTC 18)

Anche per le verifiche di stabilità del complesso muro terreno si pongono pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e si impiegano le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

14.2.1 Verifica a ribaltamento

Per la verifica a ribaltamento del muro si valutano il momento stabilizzante e quello ribaltante, controllando che il rapporto tra i due sia maggiore di $\gamma_R = 1.15$ per le combinazioni statiche (cfr. **Tabella 18**) e $\gamma_R = 1.0$ per le combinazioni sismiche (cfr. **Tabella 19**):

$$F_S = \frac{M_{STAB}}{M_{RIB}} = \frac{\sum_i \alpha_i \cdot N_i \cdot b_{i-ORIZ(O)}}{\sum_i \beta_i \cdot V_i \cdot b_{i-vert}} \geq \gamma_R$$

- dove: α_i = coefficiente di combinazione della forza N_i ;
 N_i = forza stabilizzante;
 $b_{i-ORIZ(O)}$ = braccio della forza verticale rispetto al centro di rotazione;
 β_i = coefficiente di combinazione della forza V_i ;
 V_i = forza instabilizzante;
 b_{i-vert} = braccio della forza orizzontale rispetto al centro di rotazione.

14.2.2 Verifica a scivolamento

Nelle verifiche a scivolamento si valutano i valori delle forze resistenti e delle forze sollecitanti e si verifica che la seguente espressione risulti maggiore di $\gamma_R = 1.1$ per le combinazioni statiche (cfr. **Tabella 18**) e $\gamma_R = 1.0$ per le combinazioni sismiche (cfr. **Tabella 19**):

$$F_S = \frac{T_{RES}}{T_{SOLL}} = \frac{\mu \cdot \sum_i \alpha_i \cdot N_i}{\sum_i \beta_i \cdot V_i} \geq \gamma_R$$

- dove: μ = coefficiente di attrito terreno/fondazione (posto pari alla tangente dell'angolo d'attrito δ fra terreno e fondazione assunto pari ai 2/3 dell'angolo d'attrito ϕ del terreno di fondazione);

- α_i = coefficiente di combinazione della forza N_i ;
 N_i = forza verticale che genera un contributo resistente allo scorrimento;
 β_i = coefficiente di combinazione della forza V_i ;
 V_i = forza sollecitante.

14.2.3 Verifica di capacità portante della fondazione

La verifica di capacità portante della fondazione di un muro è soddisfatta se il rapporto tra la pressione limite e la pressione equivalente sul terreno risulta maggiore di $\gamma_R = 1.4$ per le combinazioni statiche (cfr. **Tabella 18**) e $\gamma_R = 1.2$ per le combinazioni sismiche (cfr. **Tabella 19**):

$$F_S = \frac{q_{\text{lim}}}{\sigma_{Sd}} \geq \gamma_R$$

- dove: σ_{Sd} = pressione equivalente sul terreno;
 q_{lim} = pressione limite della fondazione, calcolata secondo comprovate formulazioni presenti in letteratura (ad esempio mediante la formulazione di Brinch-Hansen).

14.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio

14.3.1 Verifica di limitazione delle tensioni in esercizio

Le Verifiche di limitazione delle tensioni in condizioni di esercizio (SLE) sono svolte con riferimento ai valori caratteristici delle azioni e dei parametri di resistenza dei materiali e consistono nel controllare che i valori di tensione nei materiali strutturali siano inferiori ai limiti di normativa (punto 4.1.2.2.5 del D.M. 17/01/2018).

- Calcestruzzo compresso:
 - Combinazione caratteristica o rara $\sigma_c < 0.60 \cdot f_{ck}$
 - Combinazione quasi permanente $\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck}$
- Acciaio teso:
 - Combinazione caratteristica o rara $\sigma_s < 0.80 \cdot f_{yk}$

14.3.2 Verifiche a fessurazione

Per poter procedere alle verifiche a fessurazione è necessario effettuare una valutazione relativa al grado di protezione delle armature metalliche contro la corrosione (in termini di condizioni ambientali e sensibilità delle armature stesse alla corrosione).

La **Tabella 20** riassume le condizioni ambientali previste dalle NTC 2018 in funzione delle classi di esposizione.

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto Aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4,

Tabella 20 - Descrizione delle condizioni ambientali (da Tabella 4.1.III NTC 18)

Le armature possono essere distinte in:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

I valori limite di apertura delle fessure ottenuti in base alle condizioni ambientali, alla sensibilità delle armature e alla combinazione di azioni sono riportati in **Tabella 21**.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazioni di azioni S.L.E.	Armature	w_d	Armature	
A	Ordinarie	frequente	Poco sensibili	$\leq w_3 = 0.4\text{mm}$	Sensibili	$\leq w_2 = 0.3\text{mm}$
		quasi permanente		$\leq w_2 = 0.3\text{mm}$		$\leq w_1 = 0.2\text{mm}$
B	Aggressive	frequente	Poco sensibili	$\leq w_2 = 0.3\text{mm}$	Sensibili	$\leq w_1 = 0.2\text{mm}$
		quasi permanente		$\leq w_1 = 0.2\text{mm}$		-
C	Molto aggressive	frequente	Poco sensibili	$\leq w_1 = 0.2\text{mm}$	Sensibili	-
		quasi permanente		$\leq w_1 = 0.2\text{mm}$		-

Tabella 21 - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (da Tabella 4.1.IV NTC 18)

14.4 Azioni sismiche

L'azione sismica di progetto, desunta dal D.M. del 17/01/2018, deriva dalla pericolosità sismica di base del sito; in particolare, viene definita a partire dall'accelerazione orizzontale massima attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (a_g).

Lo stato limite di esercizio indagato è lo Stato Limite di Danno (SLD), lo stato limite ultimo indagato è lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).

A partire dalle accelerazioni su suolo rigido si ricavano le accelerazioni attese al sito (a_{max}), ottenute moltiplicando a_g per i coefficienti correttivi che tengono conto delle possibili amplificazioni del moto del suolo dovute a effetti stratigrafici (S_s) e topografici (S_T):

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

I coefficienti sismici di progetto per le verifiche geotecniche e strutturali dei muri si deducono, in accordo con il D.M. del 17/01/2018, sulla base delle relazioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove β_m è il coefficiente che porta in conto la riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito a causa della deformabilità dell'opera ed è pari a $\beta_m = 0.47$ per lo Stato Limite di Danno e $\beta_m = 0.38$ per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita. Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando valori di β_m incrementati del 50% e comunque non superiori all'unità.

Per i muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno il coefficiente β_m assume valore unitario.

Per muri di sostegno ubicati in corrispondenza di versanti o in prossimità di pendii naturali devono essere soddisfatte le condizioni di stabilità del pendio, in presenza della nuova opera, con i metodi di analisi di cui al paragrafo 7.11.3.5 delle NTC 2018. Deve inoltre essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro-terreno con i criteri indicati al paragrafo 7.11.4 delle NTC 2018.

I coefficienti sismici di progetto per la verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera si deducono, sulla base delle seguenti relazioni:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

Dove il valore del coefficiente β_s , che porta in conto la riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito a causa della deformabilità dell'opera, può essere desunto dalle indicazioni fornite nelle NTC 2018 ai paragrafi di cui sopra. Nella seguente **Tabella 22** sono riportati i valori del coefficiente β_s al variare della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido (a_g).

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Tabella 22 - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (da Tabella 7.11.1 NTC 18)

14.5 Analisi dei carichi

I carichi da considerare (se presenti) nell'analisi statica di un muro di sostegno sono:

- peso proprio degli elementi strutturali;
- carichi permanenti, tra cui ad esempio il peso del materiale di riempimento a tergo del muro);
- carichi accidentali, tra cui ad esempio il sovraccarico stradale;
- carichi eccezionali dovuti all'urto dei veicoli contro la barriera di sicurezza posta in sommità al muro;
- forze d'inerzia da considerarsi in fase sismica.

14.6 Spinta delle terre in fase statica

14.6.1 Coefficienti di spinta

14.6.1.1 Coefficiente di spinta a riposo

Il coefficiente di spinta a riposo è calcolato attraverso le seguenti formulazioni:

$$k_0 = 1 - \text{sen}\phi \quad \text{per i terreni normalconsolidati}$$

$$k_0 = (1 - \text{sen}\phi) \cdot \sqrt{OCR} \quad \text{per i terreni sovraconsolidati}$$

con:

ϕ angolo di attrito interno del terreno

OCR grado di sovraconsolidazione del terreno

14.6.1.2 Coefficiente di spinta attiva in fase statica

Il valore del coefficiente di spinta attiva in fase statica può essere ottenuto mediante l'utilizzo di formulazioni presenti in letteratura di comprovata validità.

Per le verifiche geotecniche, il coefficiente di spinta attiva a tergo del muro deve essere valutato assumendo un valore dell'inclinazione della spinta delle terre δ pari al massimo a 2/3 dell'angolo d'attrito del terreno di riempimento ϕ .

A titolo esemplificativo si riporta di seguito la relazione di Coulomb per il calcolo del coefficiente di spinta attiva:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta) \cdot \text{sen}(\phi' - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

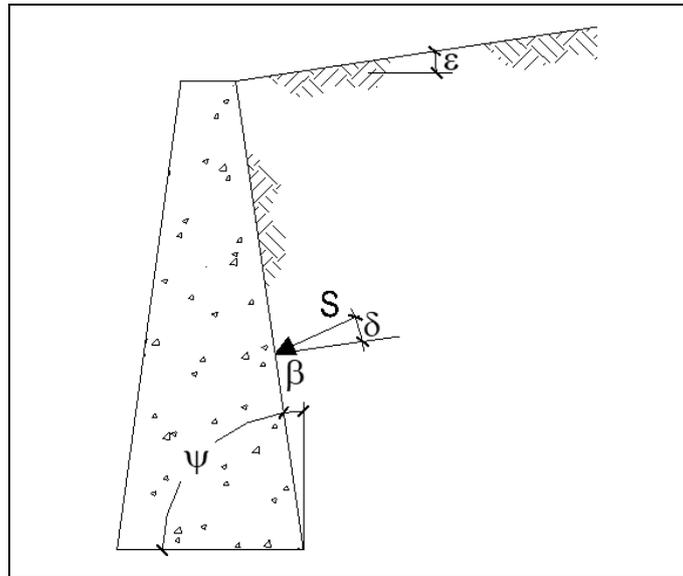


Figura 59 - Rappresentazione grafica degli angoli presenti nell'espressione di Coulomb per il calcolo di k_a

Gli angoli, rappresentati in **Figura 59**, assumono i seguenti significati:

- ϕ \ \
- ψ inclinazione del paramento di monte del muro
- δ angolo d'attrito all'interfaccia terreno-struttura
- ε inclinazione del pendio a monte

14.6.2 Spinta del terreno

Per i muri liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno le spinte del terreno sono valutate mediante le seguenti relazioni:

$$S_{ter,d} = \frac{1}{2} \cdot k_{a,d} \cdot \gamma_d \cdot H^2 - 2\sqrt{k_{a,d} \cdot c'_d} \cdot H$$

$$c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_{c'}} \quad \text{con } \gamma_{c'} \text{ da Tabella 17}$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_k}{\gamma_\gamma} \quad \text{con } \gamma_\gamma \text{ da Tabella 17}$$

con:

- γ_k valore caratteristico del peso del terreno da rilevato per unità di volume
- c'_k valore caratteristico della coesione efficace del terreno da rilevato
- $k_{a,d}$ coefficiente di spinta attiva di progetto (paragrafo 14.6.1)
- H profondità alla quale si calcola la sollecitazione

Per i muri vincolati le spinte del terreno sono valutate mediante le seguenti relazioni:

$$S_{ter,d} = \frac{1}{2} \cdot k_{0,d} \cdot \gamma_d \cdot H^2$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_k}{\gamma_\gamma} \quad \text{con } \gamma_\gamma \text{ da Tabella 17}$$

con:

γ_k valore caratteristico del peso del terreno da rilevato per unità di volume

coefficiente di spinta a riposo di progetto (paragrafo 14.6.1)

$k_{0,d}$

14.6.3 Spinta dei sovraccarichi permanenti

Per i muri liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno le spinte dovute all'azione del sovraccarico permanente sono valutate mediante la seguente relazione:

$$S_{perm,d} = k_{a,d} \cdot q_{per,d} \cdot H$$

dove:

q_{perm} valore di progetto del sovraccarico permanente

$k_{a,d}$ coefficiente di spinta attiva di progetto (paragrafo 14.6.1)

H profondità alla quale si calcola la sollecitazione

Per i muri vincolati le spinte dovute all'azione del sovraccarico permanente sono valutate mediante la seguente relazione:

$$S_{perm,d} = k_{0,d} \cdot q_{per,d} \cdot H$$

dove:

$k_{0,d}$ coefficiente di spinta a riposo di progetto (paragrafo 14.6.1)

14.6.4 Spinta dei sovraccarichi accidentali

Per i muri liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno le spinte dovute all'azione del sovraccarico accidentale sono valutate mediante le seguenti relazioni:

$$S_{acc,d} = k_{a,d} \cdot q_{acc,d} \cdot H$$

dove:

- q_{acc} valore di progetto del sovraccarico accidentale
- $k_{a,d}$ coefficiente di spinta attiva di progetto (paragrafo 14.6.1)
- H profondità alla quale si calcola la sollecitazione

Per i muri vincolati le spinte dovute all'azione del sovraccarico accidentale sono valutate mediante la seguente relazione:

$$S_{acc,d} = k_{0,d} \cdot q_{acc,d} \cdot H$$

dove:

- $k_{0,d}$ coefficiente di spinta a riposo di progetto (paragrafo 14.6.1)

14.7 Spinta delle terre in fase sismica

14.7.1 Coefficienti di spinta

14.7.1.1 Coefficiente di spinta attiva in fase sismica

Il valore del coefficiente di spinta attiva in fase sismica può essere ottenuto mediante l'utilizzo di formulazioni presenti in letteratura di comprovata validità ipotizzando che la componente sismica orizzontale agisca contemporaneamente alla componente sismica verticale (assunta dapprima verso l'alto e poi verso il basso).

Si riporta in **Figura 60**, a titolo esemplificativo, la relazione di Mononobe – Okabe per il calcolo del coefficiente di spinta attiva in fase sismica.

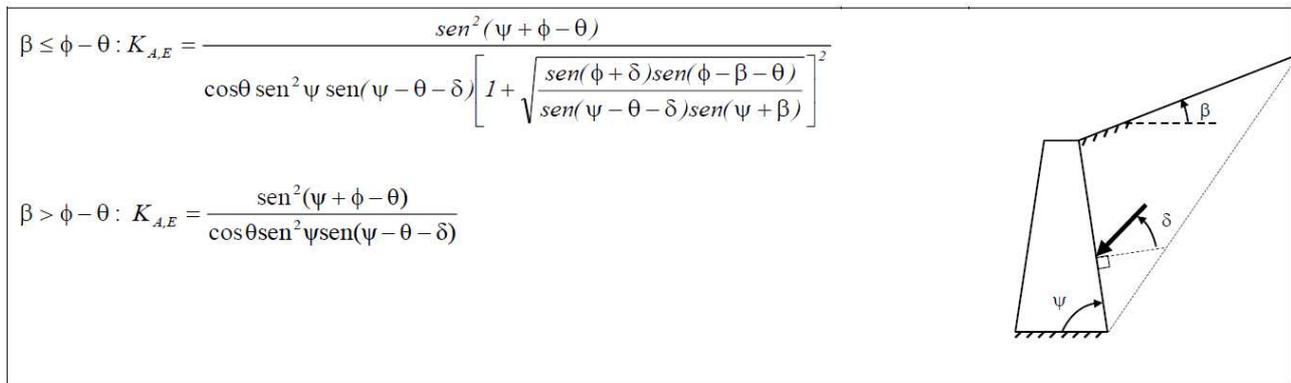


Figura 60 - Relazione di Mononobe – Okabe per il calcolo di $K_{a,sism}$

La convenzione con cui sono definiti gli angoli presenti nell'espressione di Mononobe – Okabe è riportata in **Figura 60**; inoltre si definisce l'angolo $\vartheta = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$.

Con il simbolo '↑' si intende che l'accelerazione sismica verticale è stata assunta positiva verso l'alto, e viceversa con '↓'.

Per il calcolo dei coefficienti k_h e k_v , necessari per la determinazione dell'angolo ϑ , si veda quanto riportato al paragrafo **14.4**.

14.7.2 Spinta del terreno

La spinta del terreno in fase sismica è valutata come la somma della spinta attiva in condizioni statiche e dell'incremento di spinta attiva in condizioni sismiche, mediante le seguenti relazioni:

$$S_{ter,d} = S_{a,d} + \Delta S_{a,sism,d}$$

$$\Delta S_{a,sism,d} = S_{a,sism,d} - S_{a,d}$$

$$S_{a,d} = \frac{1}{2} \cdot k_{a,d} \cdot \gamma_d \cdot H^2 - 2\sqrt{k_{a,d}} \cdot c'_d \cdot H$$

$$S_{a,sism,d} = \frac{1}{2} \cdot k_{a,sism,d} \cdot \gamma_d \cdot H^2 - 2\sqrt{k_{a,sism,d}} \cdot c'_d \cdot H$$

$$c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_{cr}} \quad \text{con } \gamma_{cr} \text{ da Tabella 17}$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_k}{\gamma_\gamma} \quad \text{con } \gamma_\gamma \text{ da Tabella 17}$$

con:

- γ_k valore caratteristico del peso del terreno da rilevato per unità di volume
- c'_k valore caratteristico della coesione efficace del terreno da rilevato
- $k_{a,d}$ coefficiente di spinta attiva di progetto secondo la relazione di Coulomb calcolato considerando un angolo d'attrito muro-terreno pari a $2/3 \cdot \phi$ (vedi paragrafo **14.6.1**)
- $k_{a,sism,d}$ coefficiente di spinta attiva sismica di progetto secondo Mononobe-Okabe calcolato considerando un angolo d'attrito muro-terreno pari a $2/3 \cdot \phi$ (vedi paragrafo **14.7.1.1**)
- H profondità alla quale si calcola la sollecitazione

Per i muri liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno si considera che la spinta attiva in condizioni statiche $S_{a,d}$ e l'incremento di spinta attiva dovuto al sisma $\Delta S_{a,sism,d}$ siano entrambe prodotte da un andamento delle tensioni orizzontali di tipo lineare.

Diversamente, per i muri vincolati, la spinta attiva in condizioni statiche $S_{a,d}$ è considerata ancora come risultante di un andamento delle tensioni orizzontali di tipo lineare, mentre l'incremento di spinta attiva in condizioni sismiche $\Delta S_{a,sism,d}$ è considerato come risultante di un andamento costante delle tensioni orizzontali.

14.7.3 Spinta dei sovraccarichi permanenti

Le spinte dovute all'azione del sovraccarico permanente sono valutate mediante la seguente relazione:

$$S_{perm,d} = k_{a,sism,d} \cdot q_{per,d} \cdot H$$

dove:

- q_{perm} valore di progetto del sovraccarico permanente
- $k_{a,sism,d}$ coefficiente di spinta attiva sismica di progetto secondo Mononobe-Okabe calcolato considerando un angolo d'attrito muro-terreno pari a $2/3 \cdot \phi$ (vedi paragrafo **14.7.1.1**)
- H profondità alla quale si calcola la sollecitazione

14.7.4 Spinta dei sovraccarichi accidentali

Le spinte dovute all'azione del sovraccarico accidentale sono valutate mediante le seguenti relazioni:

$$S_{acc,d} = k_{a,sism,d} \cdot q_{acc,d} \cdot H$$

dove:

- q_{acc} valore di progetto del sovraccarico accidentale
- $k_{a,sism,d}$ coefficiente di spinta attiva sismica di progetto secondo Mononobe-Okabe calcolato considerando un angolo d'attrito muro-terreno pari a $2/3 \cdot \phi$ (vedi paragrafo **14.7.1.1**)
- H profondità alla quale si calcola la sollecitazione

15 TERRE RINFORZATE

15.1 Metodologia di calcolo

Secondo quanto specificato al paragrafo 6.5 delle NTC 2018 le terre rinforzate vengono classificate come muri di sostegno: *“Le norme si applicano a tutte le costruzioni e agli interventi atti a sostenere in sicurezza un corpo di terreno o di materiale con comportamento simile: ... - omissis - ... strutture miste, che esplicano la funzione di sostegno anche per effetto di trattamenti di miglioramento e per la presenza di particolari elementi di rinforzo e collegamento”*.

Per le opere in terra rinforzata devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ (dove E_d e R_d rappresentano rispettivamente il valore di progetto dell'azione e il valore di progetto della resistenza) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- ✓ SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
 - ribaltamento;
 - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- ✓ SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche di carattere strutturale per l'opera in esame sono riferite agli elementi di rinforzo e consistono in:

- verifica a sfilamento del singolo rinforzo dal terreno (pull-out);
- verifica della resistenza di design dell'elemento di rinforzo.

Tali verifiche dovranno essere eseguite sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al par. 6.8 delle NTC2018 (Opere di materiali sciolti e fronti di scavo), secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle **Tabella 16** (NTC 2018, Tab. 6.2.I) e **Tabella 17** (NTC 2018, Tab. 6.2.II) per le azioni e i parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella **Tabella 23** (NTC 2018, Tab. 6.8.I) per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Coefficiente parziale	R2
γ_R	1.1

Tabella 23 - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo - (NTC 2018, Tab. 6.8.I)

In condizioni sismiche, la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata ponendo unitari i coefficienti parziali per le azioni e per i materiali e impiegando per la resistenza di progetto il coefficiente parziale $\gamma_R = 1.2$.

Le verifiche di tipo Geotecnico (GEO) devono essere effettuate:

- in condizioni statiche secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali

riportati nelle **Tabella 16** (NTC 2018, Tab. 6.2.I) e **Tabella 17** (NTC 2018, Tab. 6.2.II) per le azioni e i parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella **Tabella 18** (NTC 2018, Tab. 6.5.I.) per le verifiche degli SLU dei muri di sostegno.

- In condizioni sismiche ponendo unitari i coefficienti parziali per le azioni e per i materiali e impiegando per le resistenze di progetto i coefficienti parziali γ_R indicati nella **Tabella 19** (Tabella 7.11.III NTC 18) e seguendo le indicazioni fornite al paragrafo **14.5**.

Le verifiche di tipo Strutturale (STR) devono essere effettuate:

- in condizioni statiche secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle **Tabella 16** (NTC 2018, Tab. 6.2.I) e **Tabella 17** (NTC 2018, Tab. 6.2.II) per le azioni e i parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R determinati in funzione della verifica considerata per la cui definizione si rimanda alle relative relazioni di calcolo;
- In condizioni sismiche ponendo unitari i coefficienti parziali per le azioni e per i materiali e impiegando per le resistenze di progetto i medesimi coefficienti parziali γ_R utilizzati per il caso statico e seguendo le indicazioni fornite al paragrafo **14.5**.

Una descrizione più approfondita della metodologia di calcolo da utilizzare per il dimensionamento delle terre rinforzate e i risultati ottenuti dalle analisi sono riportati nelle specifiche relazioni di calcolo alle quali si rimanda.

16 OPERE DI SOSTEGNO FLESSIBILI

Per opere di sostegno flessibili si intendono paratie, berlinesi e palancole.

16.1 Metodologia di calcolo: condizioni statiche

16.1.1 Stato Limite Ultimo (SLU)

La progettazione di una paratia, alla luce delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018, deve considerare i seguenti stati limite ultimi:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD):
 - Collasso per rotazione attorno a un punto dell'opera;
 - Collasso per carico limite verticale;
 - Sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - Instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
 - Instabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - Sifonamento del fondo scavo;
 - Instabilità globale dell'insieme terreno-opera.
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
 - Raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o sistemi di contrasto;
 - Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 dell'Approccio 1 – A2+M2+R2, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in **Tabella 24** e **Tabella 25**.

Le verifiche allo stato limite ultimo, tra cui le verifiche strutturali dei tiranti, devono essere effettuate considerando due combinazioni di coefficienti, la prima generalmente dimensionante dal punto di vista strutturale, la seconda dal punto di vista geotecnico:

Comb 1: A1+M1+R1

Comb 2: A2+M2+R1

Azioni (coefficienti A):

La seguente tabella riporta i fattori di sicurezza parziali da applicare alle azioni nelle diverse combinazioni di carico

carichi	effetto	coefficiente parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
Permanenti	favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Tabella 24 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Parametri geotecnici (coefficienti M):

Le analisi allo stato limite ultimo prevedono l'utilizzo di due set di parametri: i parametri caratteristici e i parametri ridotti. I primi sono deducibili da prove in sito o di laboratorio su campioni significativi, i secondi sono ricavabili riducendo i parametri caratteristici con i coefficienti M2:

Parametro	simbolo	coefficiente parziale	M1	M2
tangente angolo di attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40
peso unità di volume	γ	γ_{γ}	1.00	1.00

Tabella 25 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Resistenze (coefficienti R):

I coefficienti parziali sulle resistenze assumono i seguenti valori:

$R1 = 1$ nelle analisi SLU e SLE

$R2 = 1.1$ nelle analisi di stabilità globale.

Nelle verifiche di sicurezza dei tiranti di ancoraggio devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi dei tiranti di ancoraggio si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che li compongono.

Per il dimensionamento geotecnico, deve risultare rispettata la condizione $E_d \leq R_d$ con specifico riferimento ad uno stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio. La verifica di tale condizione può essere

effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle **Tabella 24** e **Tabella 25**.

La verifica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto E_d con la resistenza di progetto R_{ad} , determinata applicando alla resistenza caratteristica R_{ak} i coefficienti parziali γ_r riportati nella seguente **Tabella 26**.

Tipologia ancoraggio	Simbolo	Coefficiente parziale
Ancoraggi temporanei	γ_r	1.1
Ancoraggi permanenti	γ_r	1.2

Tabella 26 - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio R_{ak} può essere determinato mediante metodi di calcolo analitici, utilizzando i valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio.

Seguendo tale procedimento, il valore della resistenza caratteristica R_{ak} può essere ottenuto considerando il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} riportati in **Tabella 27** rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze $R_{a,c}$ ottenute dal calcolo.

Per la valutazione dei fattori ξ_{a3} e ξ_{a4} , si deve tenere conto che i profili di indagine sono solo quelli che consentono la completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo per il terreno di fondazione dell'ancoraggio.

$$R_{ak} = \min \left(\frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}} \right)$$

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Tabella 27 -Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

16.1.2 Stato Limite di Esercizio (SLE)

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti.

Le verifiche allo stato limite d'esercizio vengono eseguite con tutti i coefficienti amplificativi unitari e con i parametri caratteristici dei terreni.

16.2 Metodologia di calcolo: condizioni sismiche

Per le paratie devono essere soddisfatte le condizioni di sicurezza nei confronti dei possibili stati limite ultimi (SLV) verificando il rispetto della condizione $E_d \leq R_d$ ponendo unitari i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_r specificati al paragrafo 16.1.

Nelle verifiche, per azioni s'intendono le risultanti delle spinte a tergo della paratia e per resistenze s'intendono le risultanti delle spinte a valle della paratia e le reazioni dei sistemi di vincolo.

Nei metodi pseudo-statici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente, costante nello spazio e nel tempo. Le componenti orizzontale e verticale a_h e a_v dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. In mancanza di studi specifici, a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

dove g è l'accelerazione di gravità, k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale, $\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e $\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre $a_v = 0$.

L'accelerazione di picco a_{max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, oppure come:

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

dove S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T) di cui al paragrafo 3.2.3.2 delle NTC 2018, ed a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il valore del coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma riportato in Figura 61.

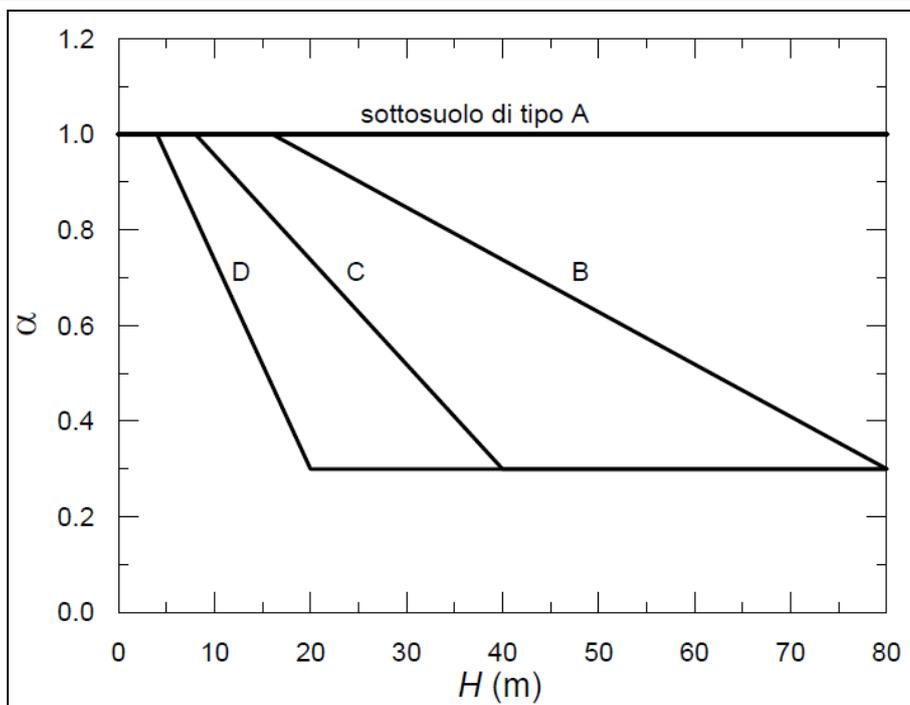


Figura 61 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma di **Figura 62**, in funzione del massimo spostamento permanente u_s che l'opera può tollerare, verificando l'effettivo sviluppo di meccanismi duttili nel sistema. In assenza di tale verifica, il coefficiente β vale 1.

Per $u_s = 0$ è $\beta = 1$. Deve comunque risultare:

$$u_s \leq 0.005 \cdot H$$

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0.2$ deve assumersi $k_h = 0.2 \cdot a_{max}/g$.

Possono inoltre essere trascurati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia.

Per valori dell'angolo di resistenza al taglio tra terreno e parete $\delta > \phi'/2$, ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

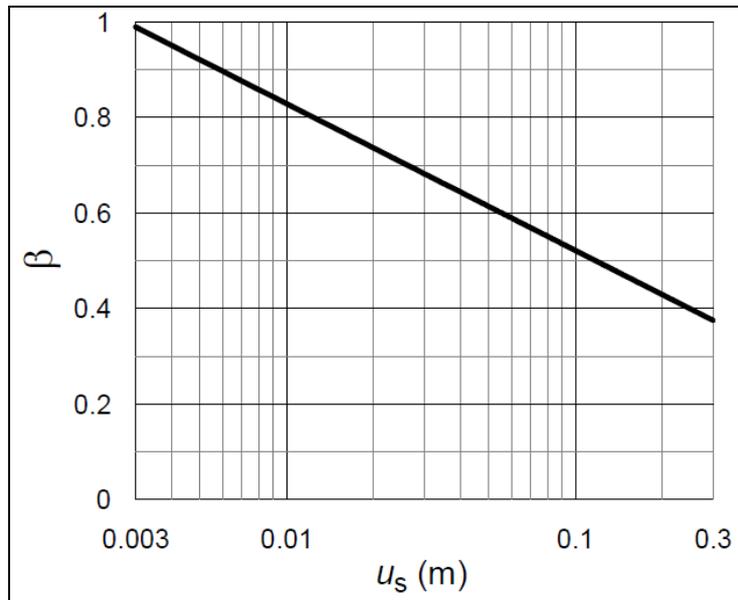


Figura 62 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β

L'analisi di stabilità globale in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, nei quali 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. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

Dove β_s è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito e può essere ricavato dalla **Tabella 28** in base alla categoria di sottosuolo e al valore dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g$ (g) $\leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g$ (g) $\leq 0,2$	0,27	0,24
a_g (g) $\leq 0,1$	0,20	0,20

Tabella 28 - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

Le verifiche di stabilità globale in condizioni sismiche devono essere eseguite ponendo unitari i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_r specificati al paragrafo 16.1.

16.3 Spinta delle terre

16.3.1 Coefficiente di spinta a riposo

Il coefficiente di spinta a riposo è calcolato attraverso le seguenti formulazioni:

$$k_0 = 1 - \text{sen}\phi \quad \text{per i terreni normalconsolidati}$$

$$k_0 = (1 - \text{sen}\phi) \cdot \sqrt{OCR} \quad \text{per i terreni sovraconsolidati}$$

con:

ϕ angolo di attrito interno del terreno

OCR grado di sovraconsolidazione del terreno

16.3.2 Coefficiente di spinta attiva in fase statica

I valori dei coefficienti di spinta attiva (k_a) possono essere calcolati mediante l'utilizzo di formulazioni disponibili in letteratura di comprovata validità (**Tabella 29**).

Autori	Sokolovskii (1965)	Rankine (1857)	Lancellotta (2002)) Mylonakis <i>et al.</i> (2007)	Coulomb (1773) Muller Breslau (1906)	Caquot e Kerisel (1948)	Chen (1975)
metodo	linee caratter.	appr. statico	estr. inferiore appr. statico	equil. limite appr. cinematic. sup. piana	equil. limite appr. cinematic. sup. curvilinea	estr. superiore appr. cinematic. sup. curvilinea
δ	sì	0	sì	0	sì	sì
i	0	sì	sì	0	sì	sì
β	sì	0	0	sì	0	sì

Tabella 29 - Soluzioni disponibili per gli stati limite in condizioni statiche [2]

In **Tabella 29** sono specificati gli autori di alcune delle principali formulazioni per il calcolo di k_a disponibili in letteratura, indicando per ciascuna di esse:

- la tipologia di metodo utilizzato per il calcolo di k_a (approccio statico, approccio cinematico, equilibrio limite, linee caratteristiche);
- se nel caso di metodo cinematico la superficie di scorrimento considerata sia piana o curvilinea;
- se la formulazione tiene conto o meno degli angoli δ , i e β , rispettivamente angolo di attrito terreno-opera di sostegno, angolo di inclinazione del piano campagna e angolo di inclinazione del paramento dell'opera (l'angolo β è misurato a partire dalla verticale per cui si ha $\beta=0$ per un'opera di sostegno con paramento verticale).

Nel caso di condizioni attive, i valori di k_a ottenibili dalle formulazioni di **Tabella 29** non differiscono in modo significativo come mostrato dai grafici in **Figura 63**. Pertanto, la scelta della specifica formulazione da utilizzare per il calcolo del coefficiente di spinta attiva è lasciata alla discrezione del progettista.

Nel caso si consideri l'angolo d'attrito fra terreno e opera di sostegno, questo non dovrà essere superiore ai 2/3 del valore dell'angolo d'attrito del terreno ($\delta \leq 2/3 \phi'$).

A titolo esemplificativo, si riporta di seguito l'espressione analitica della formulazione di Coulomb – Muller Breslau.

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \beta)}{\cos^2\beta \cdot \cos(\delta + \beta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - i)}{\cos(\delta + \beta) \cdot \cos(i - \beta)}}\right)^2}$$

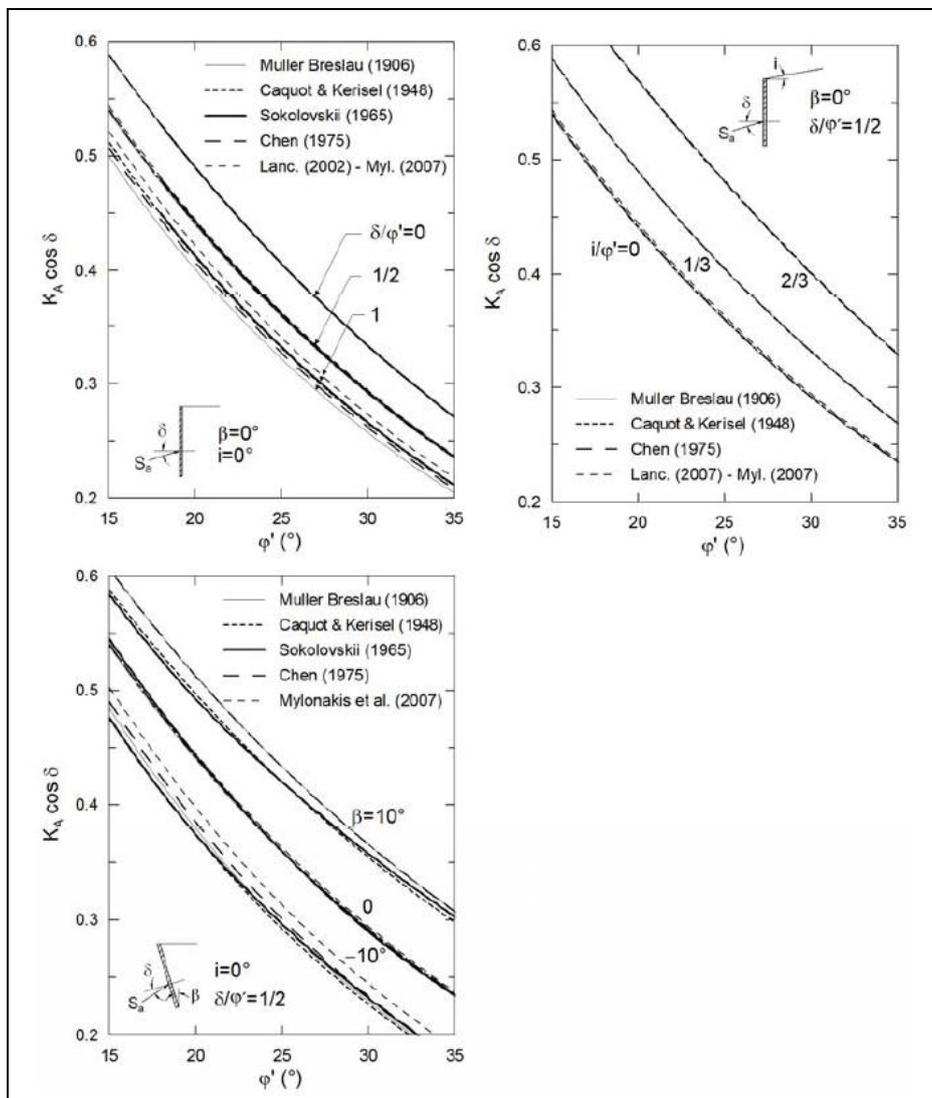


Figura 63 - Confronto tra i valori di $K_a \cdot \cos \delta$ ottenuti in condizioni statiche da alcune soluzioni di letteratura [2]

16.3.3 Coefficiente di spinta attiva in fase sismica

Le azioni sismiche possono essere tenute in considerazione mediante il metodo pseudostatico, nel quale si assume che un fissato valore di accelerazione agisce uniformemente nel volume di terreno esaminato.

I valori dei coefficienti di spinta attiva in condizioni sismiche ($k_{a,sim}$) possono essere calcolati mediante l'utilizzo di formulazioni disponibili in letteratura di comprovata validità (**Tabella 30**).

Autore	Lancellotta (2007)	Mylonakis et al. (2007)	Mononobe – Okabe (1924) (1929)	Chang (1981)
metodo	estr. inferiore appr. statico	estr. inferiore appr. statico	equil. limite appr. cinemat. sup. piana	estr. superiore appr. cinemat. sup. curvilinea
δ	sì	sì	sì	sì
i	sì	sì	sì	sì
β	0	si	si	sì

Tabella 30 - Soluzioni disponibili per gli stati limite in condizioni pseudostatiche [2]

Analogamente a quanto già detto per il calcolo del k_a statico (paragrafo **16.3.2**), anche nel caso di condizioni sismiche, la scelta della specifica formulazione da utilizzare per il calcolo del coefficiente $k_{a,sim}$ è lasciata alla discrezione del progettista, in quanto le varie formulazioni forniscono risultati simili come mostrato dai grafici riportati in **Figura 64**.

A titolo esemplificativo, si riporta di seguito l'espressione analitica della formulazione di Lancellotta 2007.

$$K_{a,sism} = \frac{\cos \delta - \sqrt{\sin^2(\phi') - \sin^2(\delta)}}{\cos(i + \vartheta) + \sqrt{\sin^2(\phi') - \sin^2(i + \vartheta)}} \cdot e^{-2\Psi_e \tan \phi'} \cdot \frac{\cos i}{\cos \vartheta}$$

$$2\Psi_e = \sin^{-1}\left(\frac{\sin \delta}{\sin \phi'}\right) - \sin^{-1}\left(\frac{\sin(i + \vartheta)}{\sin \phi'}\right) - \delta + i - \vartheta$$

$$\vartheta = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

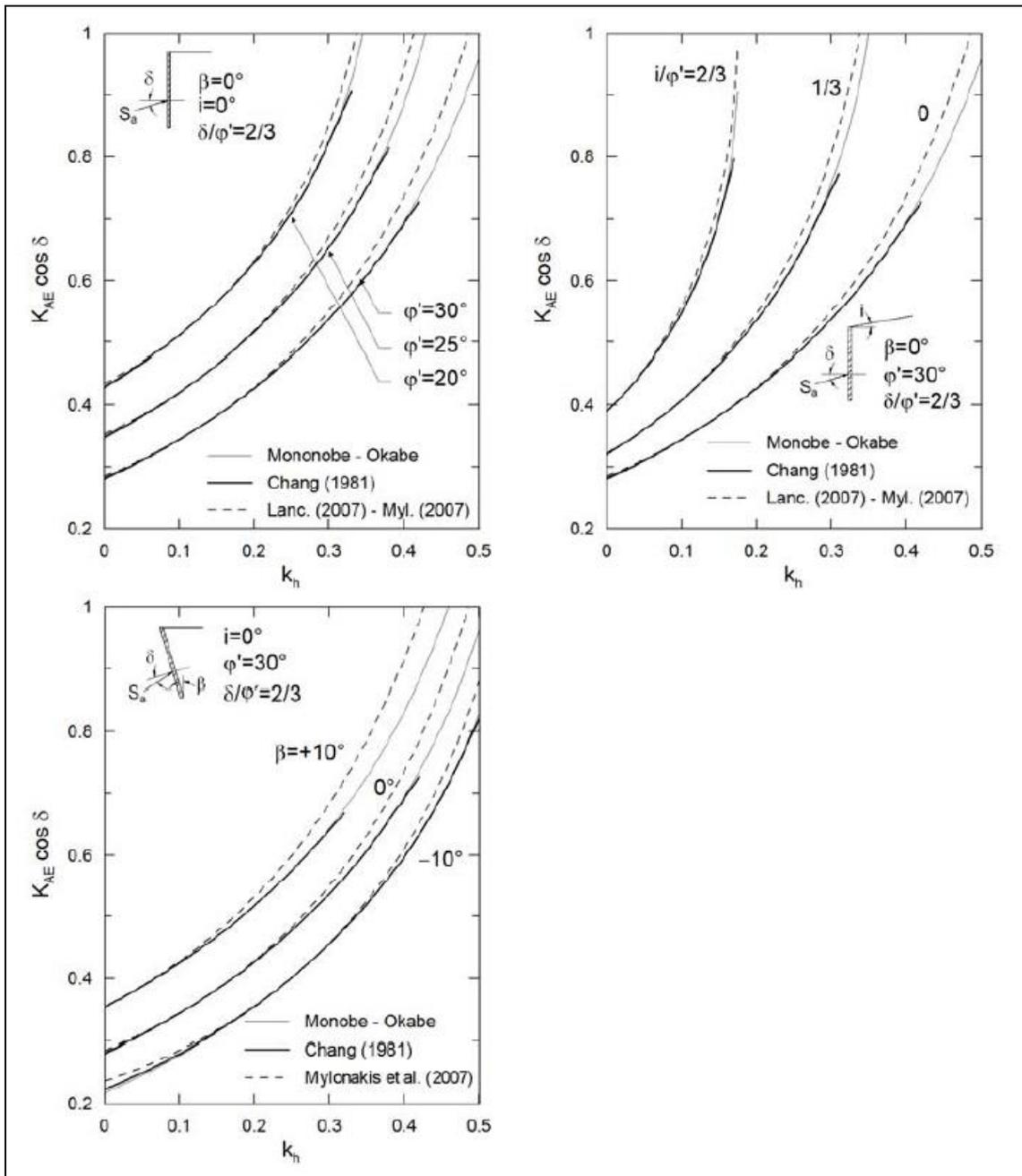


Figura 64 - Confronto tra i valori di $K_{a,sism} \cdot \cos \delta$ ottenuti con $k_v = 0$ [2]

Nel caso in cui per la struttura in oggetto di studio si prevedano deformazioni e spostamenti molto contenuti sia in fase statica che in fase sismica, ad esempio per la presenza di vincoli che impediscono, laddove applicati, lo spostamento della paratia, è possibile tenere conto dell'incremento della spinta a monte dell'opera stessa per effetto dell'azione sismica mediante il metodo di Wood (1973).

Tale metodo fornisce la sovraspinta sismica del terreno su una parete interrata soggetta a piccole deformazioni, come mostrato in **Figura 65**.

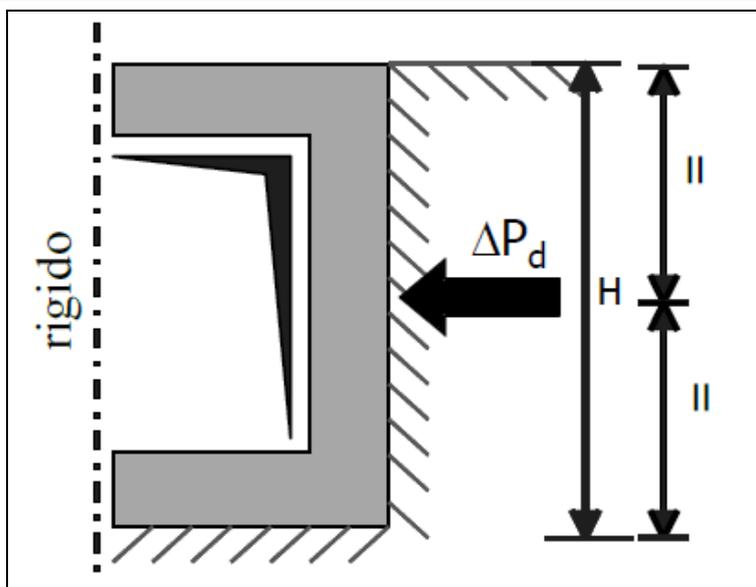


Figura 65 - Applicazione del sovraccarico sismico secondo il metodo di Wood (1973)

La sovrappinta pseudostatica secondo il metodo di Wood è da considerarsi applicata ad una profondità dalla testa della paratia pari ad $H/2$ e può essere calcolata mediante la seguente espressione:

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

Dove:

- H è l'altezza di scavo considerata;
- a_g è l'accelerazione massima attesa in sito su suolo rigido;
- γ è il peso di volume del terreno;
- S è un coefficiente che tiene conto dell'amplificazione stratigrafica e topografica, così come definito al paragrafo **16.2**.

Dal momento che la sovrappinta sismica ΔP_d è applicata a metà dell'altezza di scavo H , questa è il risultato dell'integrazione di una distribuzione di pressioni costante lungo l'intera altezza di scavo il cui valore è:

$$\Delta p_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H$$

La sovrappinta, così definita, deve essere considerata in aggiunta alla spinta del terreno in condizioni statiche calcolata secondo le indicazioni di cui al paragrafo **16.3.2**.

16.3.4 Coefficiente di spinta passiva in fase sismica

I valori dei coefficienti di spinta passiva in condizioni sismiche ($K_{p,sism}$) possono essere calcolati mediante l'utilizzo delle medesime formulazioni riportate in **Tabella 30**. Ciononostante, dal momento che i risultati di tali formulazioni possono risultare molto differenti fra loro, come mostrato dai grafici in **Figura 66** è consigliabile utilizzare le formulazioni ottenute mediante un approccio statico o mediante un approccio cinematico che tenga conto della non planarità della superficie di scorrimento.

Nel caso si consideri l'angolo d'attrito fra terreno e opera di sostegno, questo non dovrà essere superiore ai 2/3 del valore dell'angolo d'attrito del terreno ($\delta \leq 2/3 \phi'$). Inoltre, se $\delta > \phi'/2$ (e comunque $\leq 2/3 \phi'$), nel caso si utilizzi una formulazione derivante da un approccio cinematico, sarà necessario tenere conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

A titolo esemplificativo, si riporta di seguito l'espressione analitica della formulazione di Lancellotta 2007 (formulazione cautelativa in quanto ottenuta mediante approccio statico).

$$K_{p,sism} = \frac{\cos \delta + \sqrt{\sin^2(\phi') - \sin^2(\delta)}}{\cos(i + \vartheta) - \sqrt{\sin^2(\phi') - \sin^2(i + \vartheta)}} \cdot e^{+2\Psi_e \tan \phi'} \cdot \frac{\cos i}{\cos \vartheta}$$

$$2\Psi_e = \operatorname{sen}^{-1}\left(\frac{\sin \delta}{\sin \phi'}\right) + \operatorname{sen}^{-1}\left(\frac{\sin(i + \vartheta)}{\sin \phi'}\right) + \delta + i - \vartheta$$

$$\vartheta = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

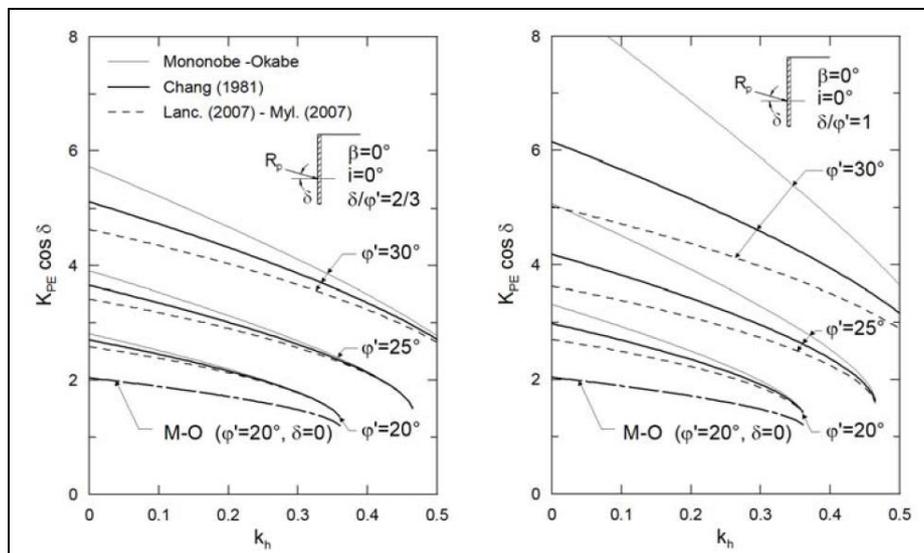


Figura 66 - Confronto tra i valori di $K_{p,sism} \cdot \cos \delta$ ottenuti con $k_v = 0$ [2]

17 FONDAZIONI SU PALI

17.1 Metodologia di calcolo delle azioni in testa al palo

Il calcolo delle sollecitazioni assiale e tagliante in testa al singolo palo, a partire dalle sollecitazioni scaricate dalla sovrastruttura sulla platea di fondazione (considerate alla quota d'imposta della platea stessa) è stato eseguito tramite le seguenti formule analitiche:

$$N_i = \frac{N}{n} + \left[\frac{(M_x + \sum M_{tix}) \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \right] - \left[\frac{(M_y + \sum M_{tiy}) \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2} \right]$$
$$V_{x,i} = \frac{V_x}{n}$$
$$V_{y,i} = \frac{V_y}{n}$$

dove, considerando un sistema di riferimento XYZ destrorso avente origine nel baricentro della palificata, asse x longitudinale al viadotto, asse y trasversale al viadotto e asse z rivolto verso l'alto, risultano:

- n, numero di pali;
- N, azione assiale sulla platea di fondazione;
- M_x , momento sulla palificata attorno all'asse x;
- M_y , momento sulla palificata attorno all'asse y;
- M_{tix} , momento in testa all'i-esimo palo attorno all'asse x;
- M_{tiy} , momento in testa all'i-esimo palo attorno all'asse y;
- x_i , distanza dall'asse y baricentrico della palificata;
- y_i , distanza dall'asse x baricentrico della palificata;
- V_x , taglio sulla palificata in direzione x;
- V_y , taglio sulla palificata in direzione y;
- $V_{x,i}$, taglio in testa all'i-esimo palo in direzione x;
- $V_{y,i}$, taglio in testa all'i-esimo palo in direzione y.

Il collegamento fra i pali di fondazione e la platea è stato schematizzato, a favore di sicurezza, come un incastro perfetto.

Per il calcolo del momento di incastro in testa all'i-esimo palo è stato considerato il comportamento a taglio-flessione del palo tenendo conto dell'interazione fra il palo e il terreno mediante molle elasto-plastiche orizzontali così come definite al successivo paragrafo **17.6.3**.

I valori delle azioni sulla platea di fondazione, utilizzati nelle equazioni sopra riportate, tengono conto dei rispettivi coefficienti amplificativi utilizzati nella fase progettuale della sovrastruttura in funzione dello stato limite e della combinazione di verifica considerata.

17.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
 - stabilità globale;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle **Tabella 31** e **Tabella 32** per le azioni e i parametri geotecnici, e di $\gamma_R = 1.1$ per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle **Tabella 31**, **Tabella 32**, **Tabella 33** e **Tabella 34**.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Azioni (coefficienti A):

La seguente tabella riporta i fattori di sicurezza parziali da applicare alle azioni nelle diverse combinazioni di carico.

carichi	effetto	coefficiente parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
Permanenti	favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Tabella 31 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Parametri geotecnici (coefficienti M):

Le analisi allo stato limite ultimo prevedono l'utilizzo di due set di parametri: i parametri caratteristici e i parametri ridotti. I primi sono deducibili da prove in sito o di laboratorio su campioni significativi, i secondi sono ricavabili riducendo i parametri caratteristici con i coefficienti M2:

Parametro	simbolo	coefficiente parziale	M1	M2
tangente angolo di attrito	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.00	1.25
coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40
peso unità di volume	γ	γ_{γ}	1.00	1.00

Tabella 32 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

17.3 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R riportati in **Tabella 33**.

Tipologia di palo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
Resistenza	R3	R3	R3
Base γ_b	1.15	1.35	1.3
Laterale in compressione γ_s	1.15	1.15	1.15

Laterale in trazione γ_{st}	1.25	1.25	1.25
------------------------------------	------	------	------

Tabella 33 - Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

17.4 Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

Il valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza trasversale si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando il coefficiente parziale γ_R riportato in **Tabella 34**.

Coefficiente parziale (R3)	$\gamma_t = 1.3$
-----------------------------------	------------------

Tabella 34 - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

17.5 Condizioni sismiche

Le verifiche di capacità portante dei pali in presenza di azioni sismiche consistono nel confronto tra le azioni (forza assiale e forza trasversale sul palo) e le corrispondenti resistenze, nel rispetto della condizione $E_d \leq R_d$ ponendo unitari i coefficienti amplificativi delle azioni e dei materiali e considerando i medesimi coefficienti di cui ai paragrafi 17.3 e 17.4 per le resistenze.

17.6 Capacità portante dei pali di fondazione

Nel seguito si riporta la procedura utilizzata per il calcolo della capacità portante verticale ed orizzontale dei pali di fondazione.

Si precisa che, nei casi in cui l'interasse fra i pali risulti inferiore a 3 volte il diametro degli stessi, è stato considerato l'effetto di interazione come suggerito da vari autori in letteratura. Per la visualizzazione del metodo utilizzato per tenere conto dell'interazione fra i pali si rimanda alle specifiche relazioni di calcolo.

Il calcolo della capacità portante è stato effettuato considerando la stratigrafia di ciascuna opera riportata all'interno delle specifiche relazioni di calcolo e rispettivi parametri geotecnici definiti nella presente. In ogni caso sono state considerate le condizioni statiche a breve e a lungo termine e quelle sismiche a breve termine. Lo studio delle condizioni a breve e lungo termine si traduce per i materiali granulari nello studio delle sole condizioni drenate mentre per i materiali coesivi nello studio di entrambe le condizioni non drenate e drenate. Si specifica che per i materiali coesivi in presenza di azioni sismiche sono state considerate le sole condizioni non drenate ritenendo che la sollecitazione sismica, dato il ridotto lasso di tempo in cui agisce, debba necessariamente essere studiata in condizioni a breve termine.

Nei casi in cui sia presente una faglia in corrispondenza della fondazione le verifiche geotecniche di dimensionamento dei pali saranno effettuate considerando cautelativamente, tra le due stratigrafie a cavallo della faglia, quella che comporta una minore capacità portante della fondazione.

17.6.1 Capacità portante verticale

Il calcolo delle curve di capacità portante verticale dei pali è stato condotto in accordo con le NTC 2018, considerando i valori dei coefficienti parziali definiti per l'Approccio 2, combinazione A1+M1+R3 di cui ai paragrafi 17.2, 17.3, 17.4 e 17.5 rispettivamente in condizioni statiche e sismiche.

La capacità portante ultima dei pali è stata valutata mediante la seguente espressione:

$$R_k = R_{c,k} + R_{b,k} - W$$

dove:

- $R_{c,k}$ capacità portante caratteristica per attrito laterale
- $R_{b,k}$ capacità portante caratteristica di punta
- W peso del palo

La vigente normativa prevede di calcolare le resistenze caratteristiche $R_{c,k}$ e $R_{b,k}$ sopra menzionate a partire dalle resistenze di calcolo ottenute considerando i parametri medi e minimi dei terreni, e opportunamente fattorizzate:

$$R_{c/b,k} = \min \left(R_{cal,media} / \xi_3 ; R_{cal,min} / \xi_4 \right)$$

Le resistenze di calcolo, in condizione drenate e non drenate, sono state valutate mediante le seguenti espressioni:

Condizioni non drenate: $R_{c,cal} = \sum (\alpha \cdot c_u \cdot p \cdot \Delta L)$

$$R_{b,cal} = 9 \cdot c_u \cdot A_p$$

Condizioni drenate:

$$R_{c,cal} = \sum (\alpha \cdot c + K \cdot p_0' \cdot \tan \delta) \cdot p \cdot \Delta L$$

$$R_{b,cal} = A_p \cdot [(q + L \cdot \gamma') \cdot N_q + c \cdot N_c]$$

dove:

- α coefficiente riduttivo dipendente dalle modalità di costruzione
- c_u coesione non drenata
- c coesione drenata
- p perimetro palo
- A_p area della base del palo
- ΔL lunghezza tratto omogeneo
- p_0' pressione geostatica efficace a metà del tratto ΔL
- K coefficiente di spinta laterale sul palo
- γ' peso di volume efficace del terreno di fondazione
- N_q, N_c coefficienti di capacità portante
- L lunghezza del palo (limitata superiormente da un valore pari a 15 diametri)
- δ angolo d'attrito fra terreno e palo
- q sovraccarico

Come si evince dalle formule sopra riportate, e in accordo con le prove sperimentali di Skempton, la capacità portante di punta $R_{b,cal}$ in condizioni non drenate è stata calcolata trascurando il contributo del sovraccarico qN_q .

Da letteratura, sono stati assunti i seguenti valori:

$$\alpha = 0.5$$

$$K = 1 - \text{sen } \phi \text{ (e comunque } K \leq 0.5)$$

$$\delta = 0.7\phi$$

L'aderenza laterale è stata limitata a 100 KPa.

La capacità portante di base in condizione drenate è stata limitata superiormente al relativo valore calcolato ad una profondità L pari a 15 volte il diametro del palo.

I coefficienti ξ , viceversa, assumono i valori riportati nella seguente **Tabella 35** in funzione del numero di verticali indagate:

numero verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.7	1.65	1.6	1.55	1.5	1.45	1.4
ξ_4	1.7	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Tabella 35 - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

I fattori di correlazione ξ saranno ottenuti considerando il numero complessivo di verticali indagate nell'ambito della medesima opera.

La capacità portante di progetto del singolo palo è stata valutata fattorizzando la capacità portante laterale $R_{c,k}$ e la capacità portante di base $R_{b,k}$, come prescritto dalla vigente normativa.

I valori dei coefficienti R3 utilizzati per il calcolo dei valori di progetto della capacità portante verticale, utilizzati per la realizzazione delle curve di capacità portante, sono quelli riportati in **Tabella 33** per pali di tipo trivellato.

$$R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_s \quad \text{Capacità portante di progetto per attrito laterale in compressione}$$

$$R_{t,d} = R_{c,k} / \gamma_{st} \quad \text{Capacità portante di progetto per attrito laterale in trazione}$$

$$R_{b,d} = R_{b,k} / \gamma_b \quad \text{Capacità portante di progetto di punta}$$

$$N_{Rd,c} = R_{c,d} + R_{b,d} - W \cdot \gamma_G \quad \text{Resistenza di progetto in compressione}$$

$$N_{Rd,t} = R_{t,d} + W \cdot \gamma_G \quad \text{Resistenza di progetto in trazione}$$

Dove W rappresenta il peso del palo.

Per il calcolo della capacità portante a compressione, il coefficiente parziale amplificativo del peso del palo (γ_G) è stato assunto pari ad 1.3 nella combinazione STR/GEO e pari ad 1 nella combinazione SLV.

Per il calcolo della capacità portante a trazione $N_{Rd,t}$ il coefficiente γ_G è stato assunto unitario in tutte le combinazioni.

Le curve di capacità portante verticale in funzione della lunghezza del palo sono state ottenute per ciascuna delle opere in progetto attraverso un foglio Excel (in cui sono state implementate tutte le formulazioni sopra riportate) e sono riportate negli allegati delle specifiche relazioni di calcolo.

17.6.2 Verifica di capacità portante verticale dei pali di fondazione

La verifica di capacità portante verticale dei pali risulta soddisfatta quando valgono le seguenti disequazioni:

- in caso di palo soggetto ad azione di compressione

$$N_{Rd,c} \geq |N_{Ed}|$$

- in caso di palo soggetto ad azione di trazione

$$N_{Rd,t} \geq |N_{Ed}|$$

dove $N_{Rd,c}$ e $N_{Rd,t}$ sono rispettivamente le resistenze di progetto a compressione e a trazione del palo definite al paragrafo 17.6.1 mentre N_{Ed} è l'azione assiale sollecitante in testa al palo. Si specifica che la verifica di capacità portante è stata fatta considerando le resistenze di progetto calcolate in tutte le condizioni drenate/non drenate, SLU/SLV e parametri minimi/medi. In Figura 67 si riporta a titolo d'esempio una curva di capacità portante verticale per pali compressi la quale fornisce il valore di $N_{Rd,c}$ al variare dell'altezza H del palo.

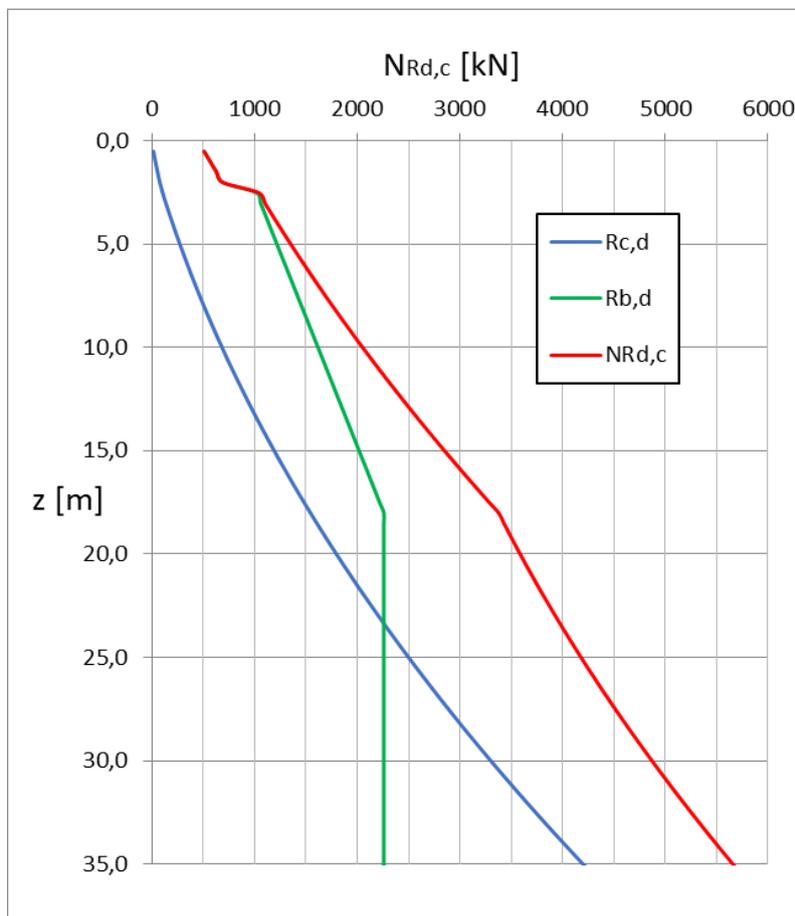


Figura 67 - Esempio di curva di capacità portante verticale (contributo laterale in blu e contributo di base in verde)

17.6.3 Capacità portante orizzontale

Nel seguito si riporta una sintetica descrizione della teoria delle curve p - y , nonché la metodologia utilizzata per la definizione di tali curve necessarie al fine di poter studiare il comportamento a taglio-flessione del palo tenendo conto dell'interazione fra questo e il terreno.

Nelle relazioni di calcolo di ciascuna opera sono riportati i diagrammi necessari per la definizione delle curve p - y ottenute considerando:

- le condizioni drenate per materiali non coesivi;
- le condizioni drenate e non drenate per i materiali coesivi;
- I parametri che caratterizzano i materiali sia minimi che medi.

Si sottolinea che per lo studio del comportamento dei pali soggetti a carichi orizzontali è stata considerata la condizione più restrittiva fra quelle ottenute (ovvero parametri minimi, medi, condizioni drenate e non drenate).

Successivamente è riportato il procedimento utilizzato per eseguire la verifica di capacità portante trasversale dei pali di fondazione.

17.6.3.1 Teoria delle curve p - y

Nel caso di palo caricato in testa da una forza di taglio e da un momento flettente, per lo studio dell'interazione fra palo e terreno è possibile utilizzare un modello alla Winkler secondo il quale il terreno è assimilato ad un letto di molle orizzontali.

Il metodo richiede la definizione della legge *carico – spostamento* delle molle (curve p - y); la quale generalmente può variare con la profondità. Il modo più semplice per definire tale legge consiste nell'utilizzare un modello elastico lineare. In questo caso definiti k_h (kN/m^3) il coefficiente di reazione orizzontale del terreno, y lo spostamento orizzontale di un punto del palo ad una generica profondità x dalla testa del palo e p la pressione orizzontale alla stessa profondità, si ha:

$$k_h \cdot y = p$$

Si possono assumere diversi andamenti di k_h con la profondità:

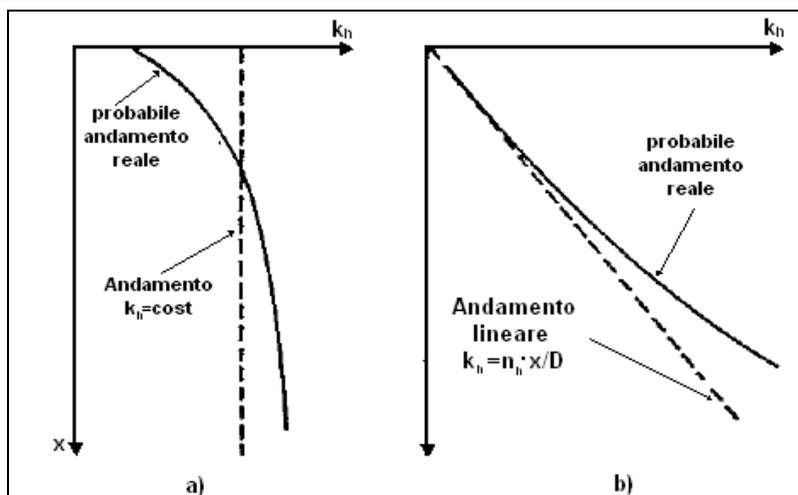


Figura 68 - Andamenti del coefficiente di reazione orizzontale del terreno k_h (kN/m^3)
a) argille sovraconsolidate, b) argille normalmente consolidate (Rossi & Salvi, 1996)

Il modello elastico lineare anche se concettualmente semplice non tiene conto del reale comportamento del terreno.

È ragionevole, infatti, pensare che il comportamento del terreno non sia perfettamente lineare con la profondità (vedi **Figura 68**) e che, di conseguenza, la pressione orizzontale p non vari linearmente con la profondità.

Inoltre, la pressione nel terreno deve essere limitata ad un valore massimo definito in funzione della profondità: $p = p_u$.

Il comportamento del terreno attorno al palo viene quindi modellato tramite una serie di molle non lineari e quindi da leggi p - y non lineari (in Figura 69 sono riportate alcune possibili curve p - y).

La definizione delle curve p - y a diverse profondità sta quindi alla base della soluzione del problema di un palo caricato lateralmente e da questa dipendono le sollecitazioni che si sviluppano nel palo.

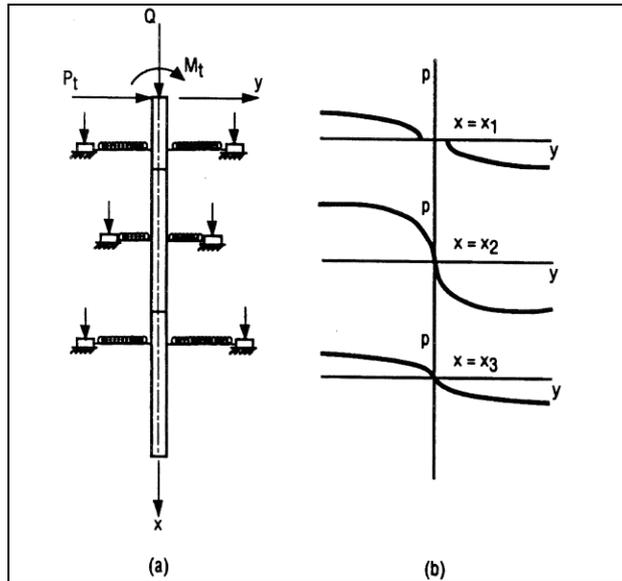


Figura 69 - Modellazione di un palo caricato lateralmente usando le curve p-y

In **Figura 70** è riportato un esempio di curva p-y ottenuta considerando un legame costitutivo elastico-perfettamente plastico.

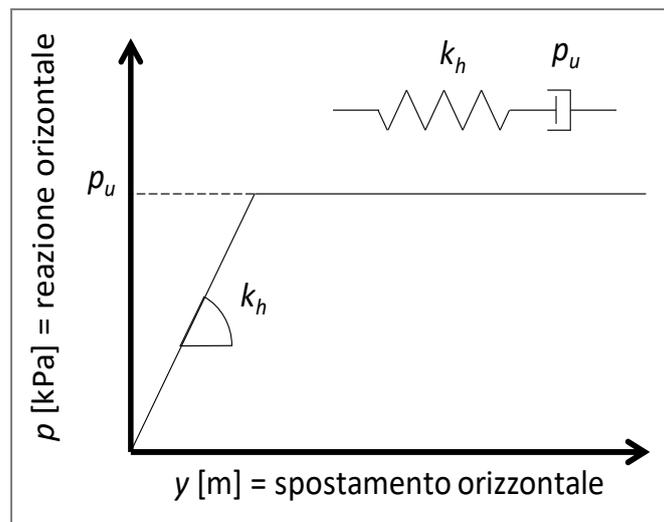


Figura 70 - Esempio di curva p-y con legame costitutivo elastico-perfettamente plastico

17.6.3.2 Definizione delle curve p-y

17.6.3.2.1 Terreni non coesivi

Per la determinazione delle curve p-y in presenza di terreni non coesivi è possibile seguire le procedure sotto riportate.

Procedura A

- si calcola l'andamento di k_h (espresso in kN/m^3) con la profondità, ad esempio calcolandone il valore a ogni metro di profondità del palo, secondo la seguente formula:

$$k_h = n_h \cdot \frac{x}{D}$$

Dove n_h assume indicativamente i valori riportati in **Tabella 36**.

Sabbie	Densità relativa		
	Sciolta	Media	Densa
Asciutte o umide	2200	6700	18000
Immerse	1300	4500	11000

Tabella 36 - Valori del coefficiente n_h [kN/m^3] (Ricceri, 1975)

- Si valuta la pressione limite p_u (espressa in kPa) che il terreno è in grado di sopportare all'aumentare della profondità. Tale resistenza limite ad una profondità x dalla testa del palo è data dalla seguente espressione:

$$p_u = (q \cdot K_q + c \cdot K_c)$$

Dove:

- $q = \gamma \cdot x + q_{\text{superficie}}$ pressione litostatica che tiene conto anche dell'eventuale presenza di un sovraccarico;
- c coesione efficace;
- K_c, K_q coefficienti diagrammati in **Figura 71**.

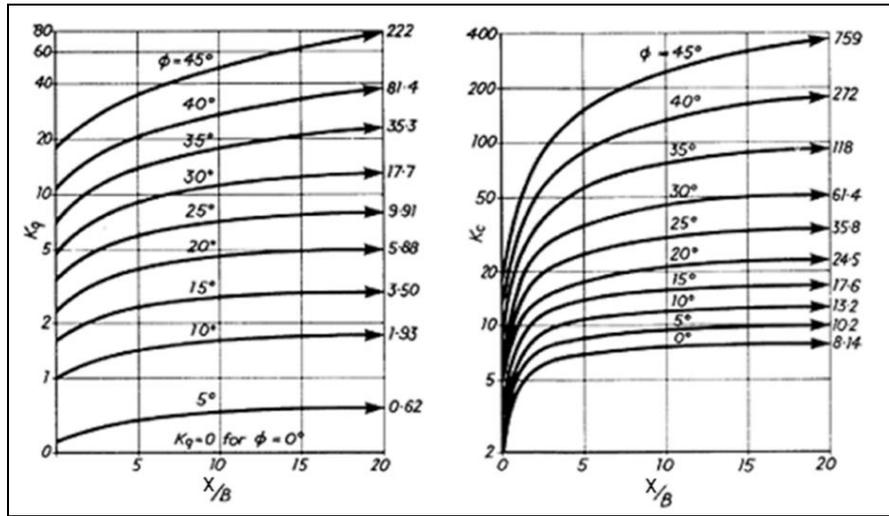


Figura 71 - Coefficienti del metodo di Brinch Hansen (Tomlinson, 2004)

- Si valuta lo spostamento limite y_u per ogni profondità come rapporto tra k_h e p_u .
- Si costruisce ad ogni profondità la curva p - y secondo il seguente schema:

$$p_u = \begin{cases} k_h \cdot y & \text{per } y < y_u \\ p_u(x) & \text{per } y \geq y_u \end{cases}$$

Procedura B

Un altro metodo per il calcolo delle curve p - y è quello raccomandato dall'Istituto Americano del Petrolio (API) la cui validità è stata confermata mediante l'esecuzione di prove in sito.

In **Figura 72** sono riportate a titolo esemplificativo delle curve p - y ottenute con il metodo API.

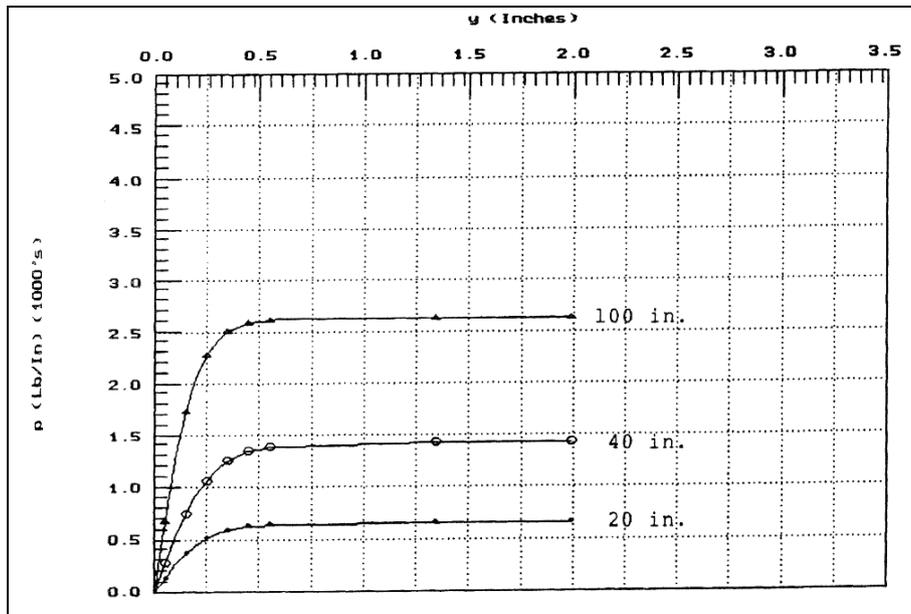


Figura 72 - Curve p-y ottenute con il metodo API

Tali curve, riferite ad una fissata profondità, possono essere ottenute mediante le formule di seguito riportate.

La resistenza limite del terreno per unità di lunghezza e per unità di diametro del palo p_u [kN/m²] viene calcolata come il minimo dei due valori p_{us} e p_{ud} :

$$p_{us} = (C_1 \cdot x + C_2) \cdot \gamma' \cdot x$$

$$p_{ud} = C_3 \cdot \gamma' \cdot x$$

Dove x è la profondità da piano campagna.

I valori di C_i possono essere ricavati da **Figura 73** in funzione dell'angolo d'attrito del terreno.

La curva p-y si ottiene mediante la seguente espressione:

$$p = A \cdot p_u \cdot \tanh\left(\frac{k_h \cdot x}{A \cdot p_u} y\right)$$

Dove il coefficiente A assume i seguenti valori a seconda che si consideri un carico di tipo ciclico o statico.

$$A = \begin{cases} 0.9 & \text{per carico ciclico} \\ \left(3.0 - 0.8 \frac{x}{D}\right) \geq 0.9 & \text{per carico statico} \end{cases}$$

Il valore di k_h può essere ottenuto da **Figura 74**.

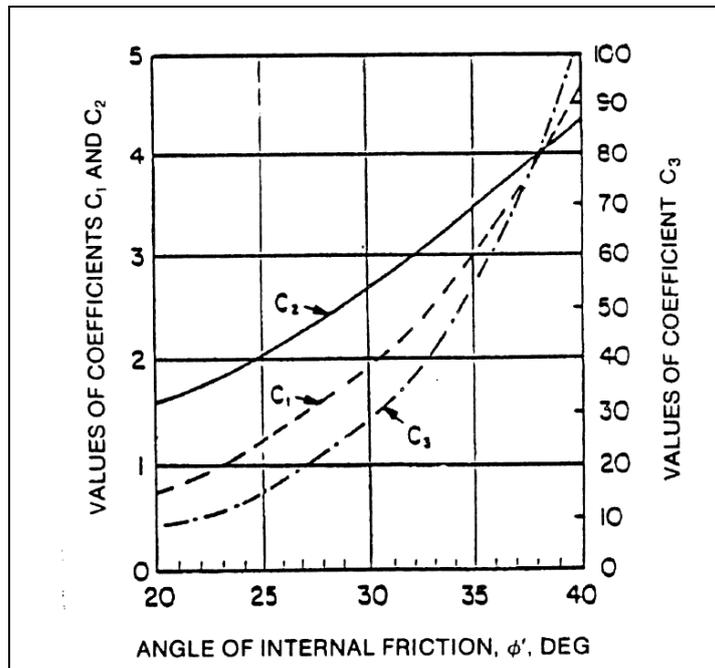


Figura 73 - Coefficienti da utilizzare per il calcolo di p_u con il metodo API

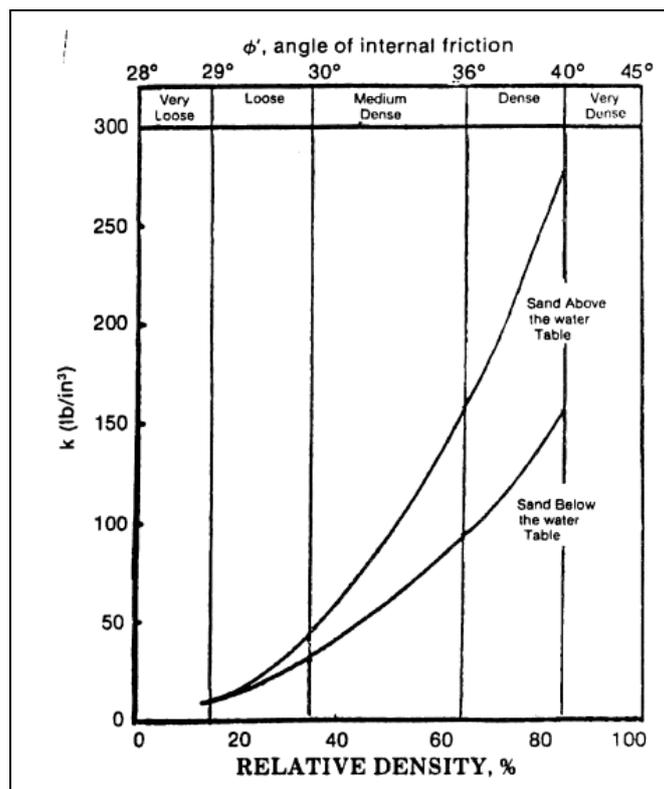


Figura 74 - Coefficiente di reazione orizzontale k_h secondo API

17.6.3.2.2 Terreni coesivi

Per la determinazione delle curve p - y in presenza di terreni coesivi è possibile seguire le procedure sotto riportate.

Procedura A

- Si sceglie un valore di k_h (espresso in kN/m^3) da considerarsi costante con la profondità. I valori di k_h che si possono trovare in letteratura sono caratterizzati da un'elevata variabilità e perciò sarà compito del progettista scegliere di volta in volta il valore più adatto al caso in esame.
- La rigidità delle molle k_h si può ottenere a partire dal valore della coesione non drenata c_u (Poulos & Davis, 2002 [1]) utilizzando la correlazione proposta da Broms e di seguito riportata:

$$k_h = 1.67 \cdot \frac{E_{50}}{D}$$

Usando un valore di E_{50} compreso tra 50 e 200 volte c_u , come suggerito da Skempton, si ottiene:

$$k_h = (80 \div 320) \frac{c_u}{D}$$

In particolare, per il calcolo del valore di k_h è stata cautelativamente utilizzata la seguente formula:

$$k_h = 100 \frac{c_u}{D}$$

- Si valuta la pressione limite p_u (espressa in kPa) che il terreno è in grado di sopportare all'aumentare della profondità. Tale resistenza limite ad una determinata profondità x dalla testa del palo è fornita dalla seguente espressione:

$$p_u = \begin{cases} \left(\frac{7 \cdot c_u}{3 \cdot D} x + 2 \cdot c_u \right) & \text{per } x \leq 3 \cdot D \\ 9 \cdot c_u & \text{per } x > 3 \cdot D \end{cases}$$

Infatti, per quanto riguarda la pressione limite tutti gli autori concordano sul fatto che il valore massimo a cui si può arrivare è $9c_u$; inoltre (Poulos & Davis, 2002 [1]) riportano l'andamento della p_u con la profondità (**Figura 75b**).

Si è quindi scelto di assumere uno schema simile alla distribuzione reale così come riportata da (Poulos & Davis, 2002) e, in particolare, di adottare un andamento della p_u lineare fino a $3D$ e successivamente costante con la profondità (**Figura 75c**).

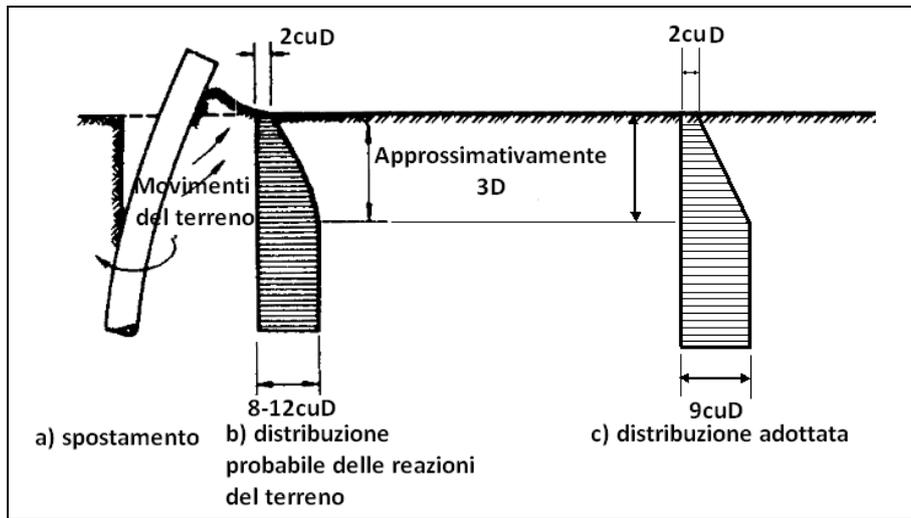


Figura 75 - Distribuzione della resistenza laterale lungo il palo da (Poulos & Davis, 2002 [1])

- Si valuta lo spostamento limite y_u per ogni profondità come rapporto tra k_h e p_u ;
- Si costruisce ad ogni profondità la curva p - y secondo il seguente schema:

$$p_u = \begin{cases} k_h \cdot y & \text{per } y < y_u \\ p_u(x) & \text{per } y \geq y_u \end{cases}$$

Procedura B

Le curve p - y per terreni coesivi normalconsolidati possono essere ottenute mediante le correlazioni empiriche da letteratura fornite da Matlock (1970), le quali si basano sui risultati di prove in sito eseguite su pali caricati lateralmente in argille tenere.

In particolare, il metodo di Matlock (1970) prevede il calcolo di curve p - y a diverse profondità mediante la schematizzazione di seguito descritta e riportata in **Figura 76**:

- quando lo spostamento trasversale del palo ad una fissata quota raggiunge un valore pari a $8 \cdot y_{50}$ la pressione nel terreno raggiunge il valore limite costante p_u ;
- il tratto iniziale della curva p - y è definito dalla seguente espressione:

$$\frac{p}{p_{ult}} = 0.5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Dove y_{50} è lo spostamento trasversale del palo ad una fissata quota corrispondente ad una pressione pari a $0.5 \cdot p_u$ come mostrato in **Figura 76**.

Per il calcolo di y_{50} si può utilizzare la seguente formula nella quale ϵ_{50} rappresenta la deformazione principale massima del terreno corrispondente ad uno spostamento trasversale del palo pari a y_{50} e può essere ricavato da **Tabella 37**.

$$y_{50} = 2.50 \cdot \epsilon_{50} \cdot D$$

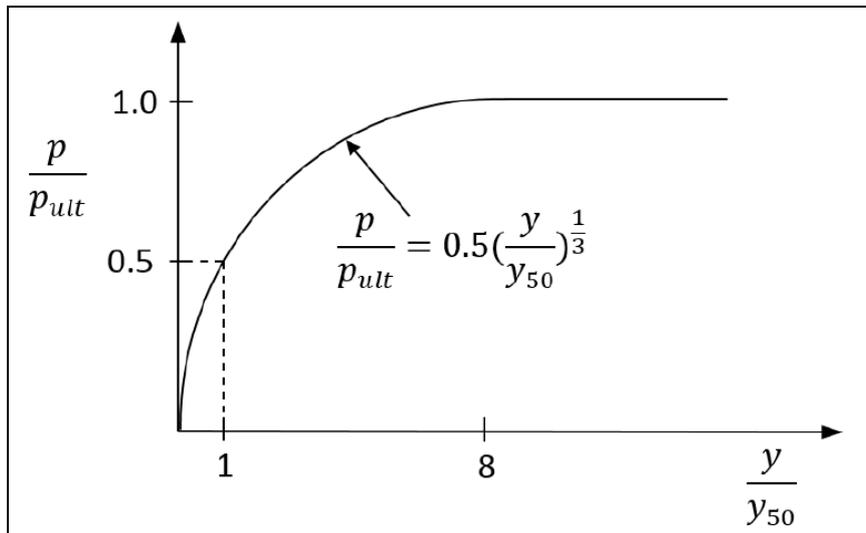


Figura 76 - Curva p-y per terreni coesivi normalconsolidati – Matlock, 1970

Consistenza	Cu media [kPa]	ϵ_{50} [-]
Tenera	<48	0.020
Media	48-96	0.010
Compatta	96-192	0.005

Tabella 37 - Valori di ϵ_{50} per argille normalconsolidate (Peck et al. 1974)

La resistenza limite del terreno per unità di lunghezza e per unità di diametro p_u [kN/m²] viene calcolata come il valore minimo fornito dalle due seguenti espressioni:

$$p_u = \left[3 + \frac{\gamma'}{c_u} x + \frac{J}{D} x \right] c_u$$

$$p_u = 9 \cdot c_u$$

Il valore del parametro J è stato determinato da Matlock sperimentalmente e, per argille normalconsolidate può essere assunto pari a $J=0.5$.

Il valore del peso proprio γ' da utilizzare deve tenere conto dell'effettiva posizione della falda.

Si precisa che le due espressioni per il calcolo di p_u sopra riportate sono state ricavate considerando lo sviluppo di due possibili meccanismi di rottura differenti.

La prima espressione, infatti, si riferisce allo svilupparsi, nella parte superficiale del terreno, di un meccanismo di rottura di tipo cuneo, così come mostrato in **Figura 77**.

La seconda espressione invece si riferisce allo svilupparsi di un meccanismo di rottura di flusso del terreno attorno al palo come quello mostrato in **Figura 78**.

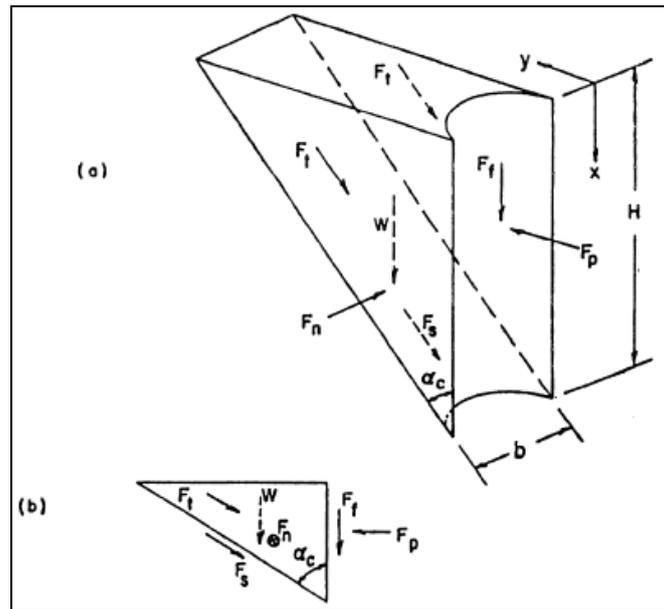


Figura 77 - Cuneo di rottura

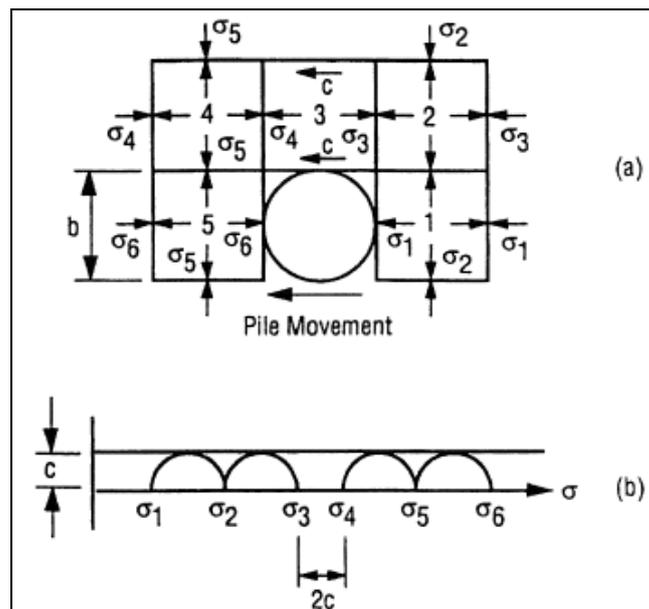


Figura 78 - Rottura del terreno per flusso del terreno attorno al palo

17.6.4 Verifica di capacità portante trasversale dei pali di fondazione

Affinché la verifica allo Stato Limite Ultimo di tipo geotecnico nei riguardi di carichi orizzontali sia soddisfatta deve risultare che la sommatoria delle pressioni esercitate dal terreno a contatto con il palo ($p_{sollecitante}$), sia inferiore alla resistenza trasversale di progetto H_{lim} .

$$H_{lim} \geq \sum p_{sollecitante}$$

Si evidenzia che le pressioni dovute alla reazione del terreno possono svilupparsi, in funzione del comportamento del palo alle azioni orizzontali, o lungo tutto il fusto del palo (comportamento di palo corto) o interessando principalmente una sola porzione dello stesso (comportamento di palo lungo). In quest'ultimo caso l'altezza \bar{H} da considerare per il calcolo sia delle azioni resistenti che delle azioni sollecitanti, risulta minore dell'altezza H totale del palo.

Il calcolo della resistenza trasversale di progetto H_{lim} può essere effettuato, tenendo conto delle curve p - y , così come definite al precedente paragrafo **17.6.3.2**, e considerando le indicazioni fornite dalle NTC 2018 di cui ai paragrafi **17.2** e **17.6** della presente relazione, mediante la procedura di seguito descritta.

Nota l'andamento delle curve p - y e quindi anche della resistenza ultima del terreno p_u con la profondità, H_{lim} risulta uguale alla sommatoria delle p_u , per un'altezza \bar{H} minore o uguale all'altezza totale del palo H , divisa per i coefficienti ξ_i e γ_T forniti dalla normativa (riportati rispettivamente in **Tabella 35** e in **Tabella 34**).

$$H_{lim} = \frac{\sum p_u}{\xi_i \cdot \gamma_T}$$

L'altezza \bar{H} ($\leq H$) da considerare sia per il calcolo dell'azione sollecitante ($\sum p_{sollecitante}$) che per la definizione della resistenza di progetto H_{lim} può essere ricavata dall'osservazione dell'andamento delle pressioni che si sviluppano nel terreno a contatto con il palo.

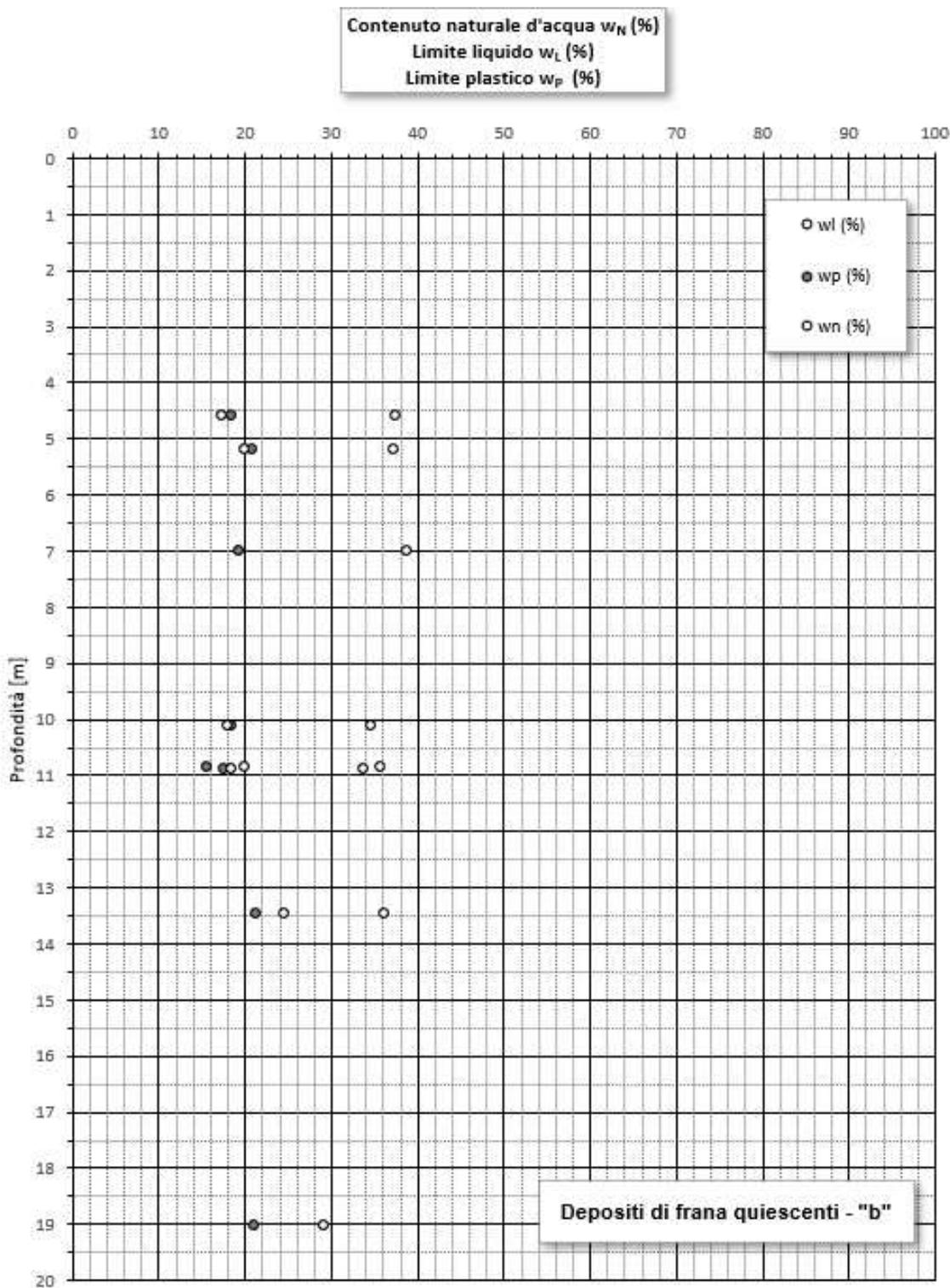
Si specifica che la capacità portante del palo è stata valutata nella condizione più sfavorevole tra quella drenata e non drenata. Si rimanda alle specifiche relazioni di calcolo di ciascuna opera per il dimensionamento dei pali e per la visualizzazione delle relative curve di capacità portante orizzontale.

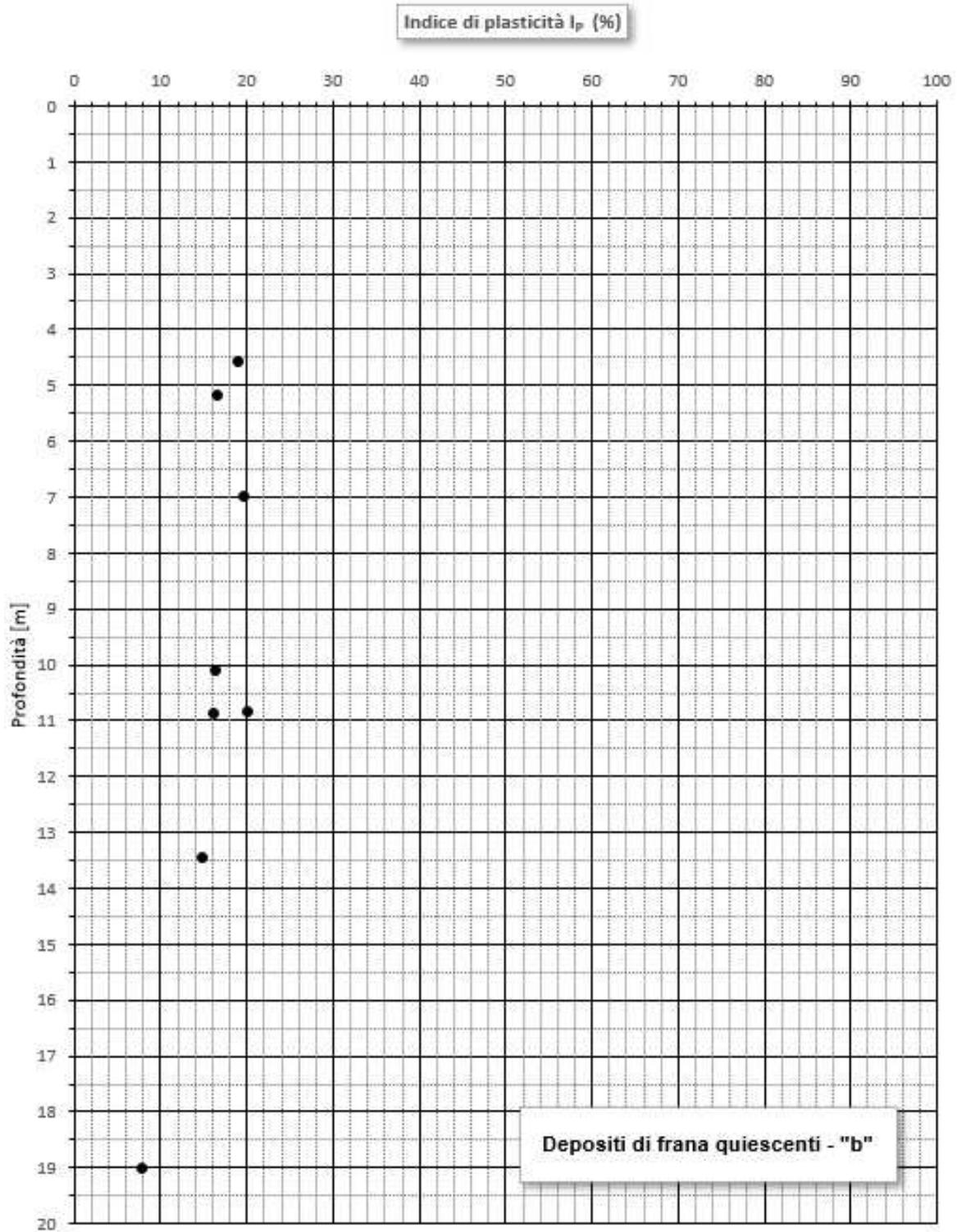
17.7 Verifiche agli Stati Limite in Esercizio

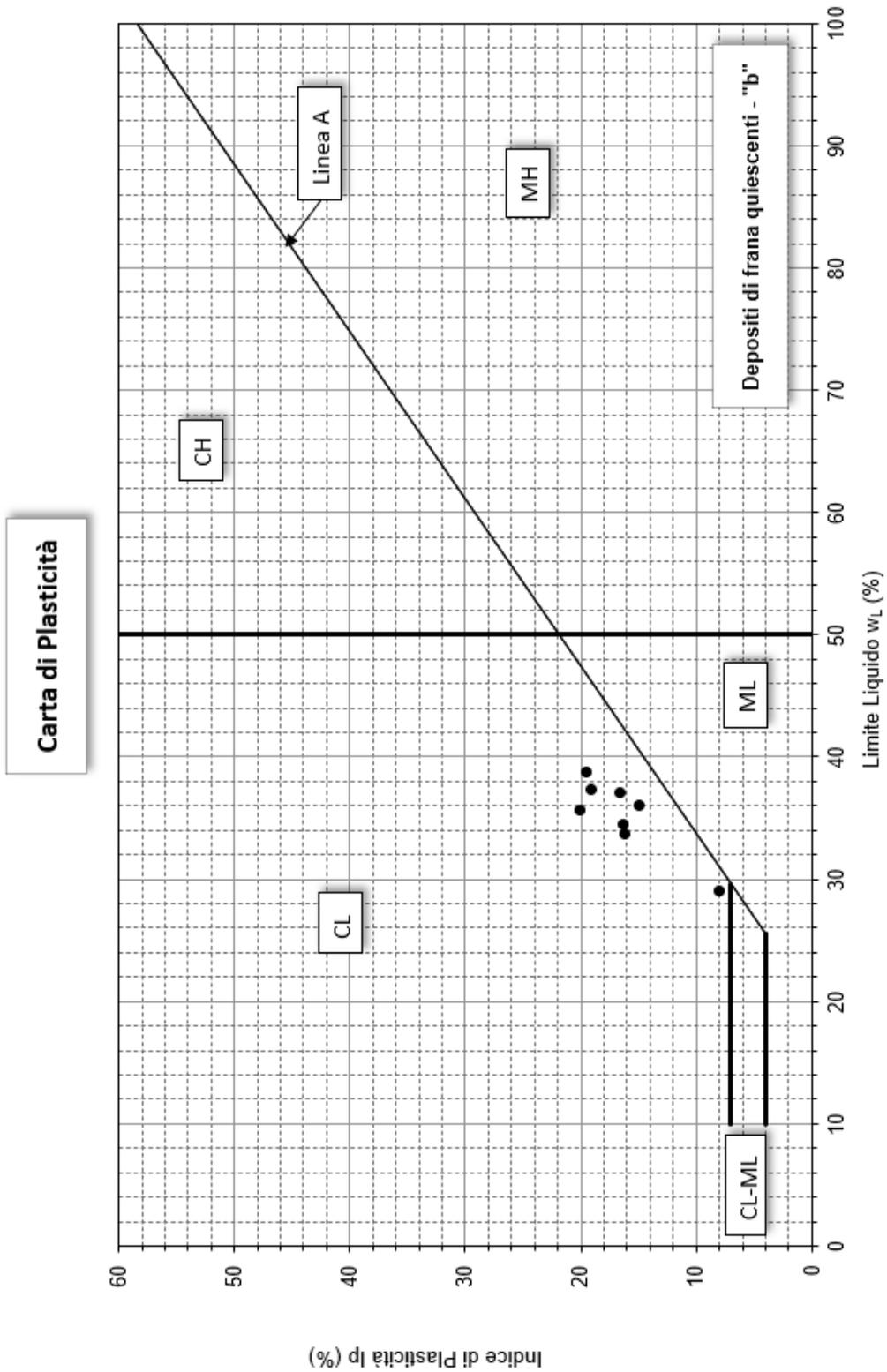
Per i pali di fondazione in condizioni SLE sono state considerate le verifiche di limitazione delle tensioni in esercizio e le verifiche a fessurazione già precedentemente trattate ai rispettivi paragrafi **14.3.1** e **14.3.2** ai quali si rimanda.

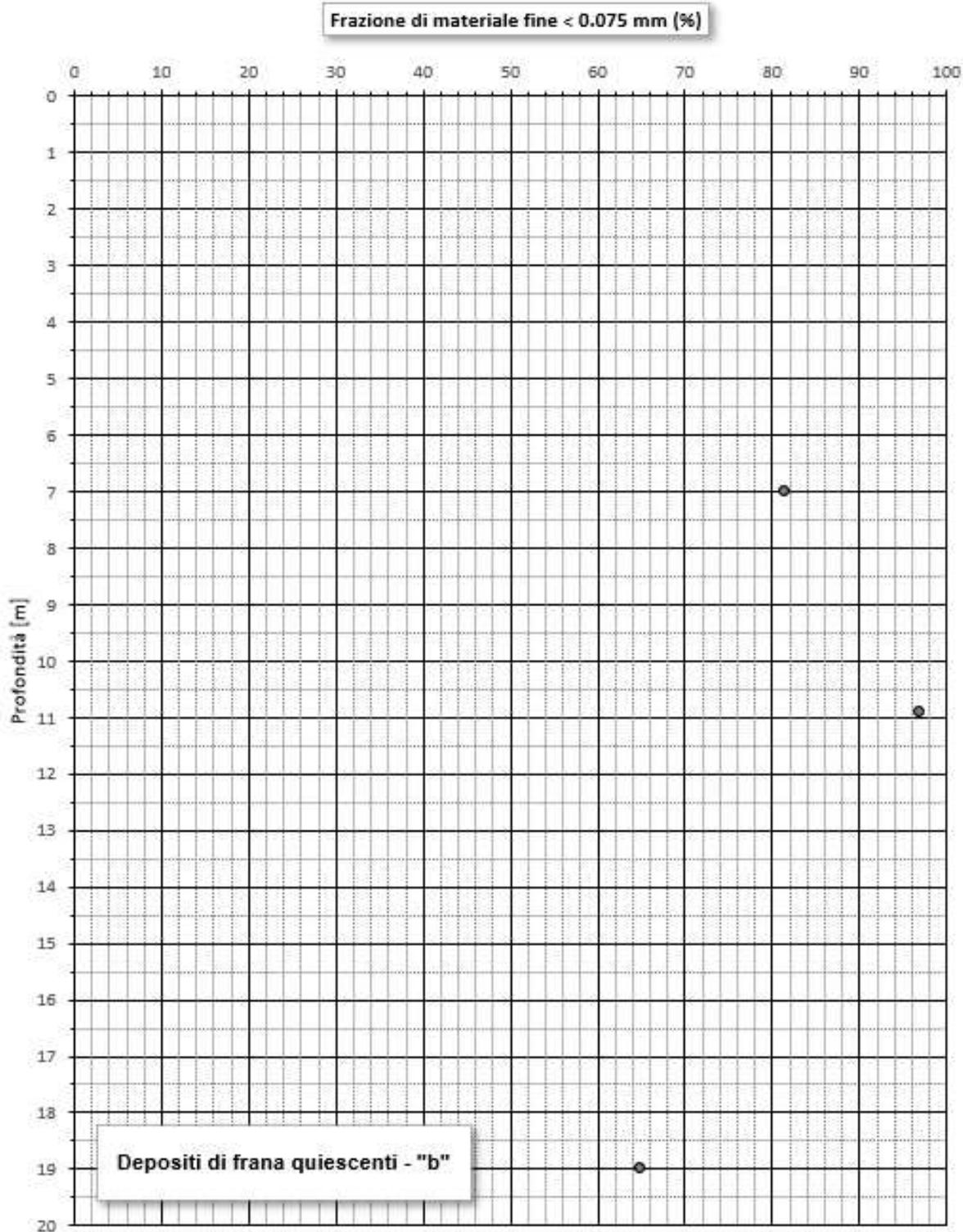
18 APPENDICE 1 – CARATTERISTICHE FISICHE E MECCANICHE DETERMINATE DALLE PROVE IN SITO E DALLE PROVE DI LABORATORIO

18.1 Unità "b"

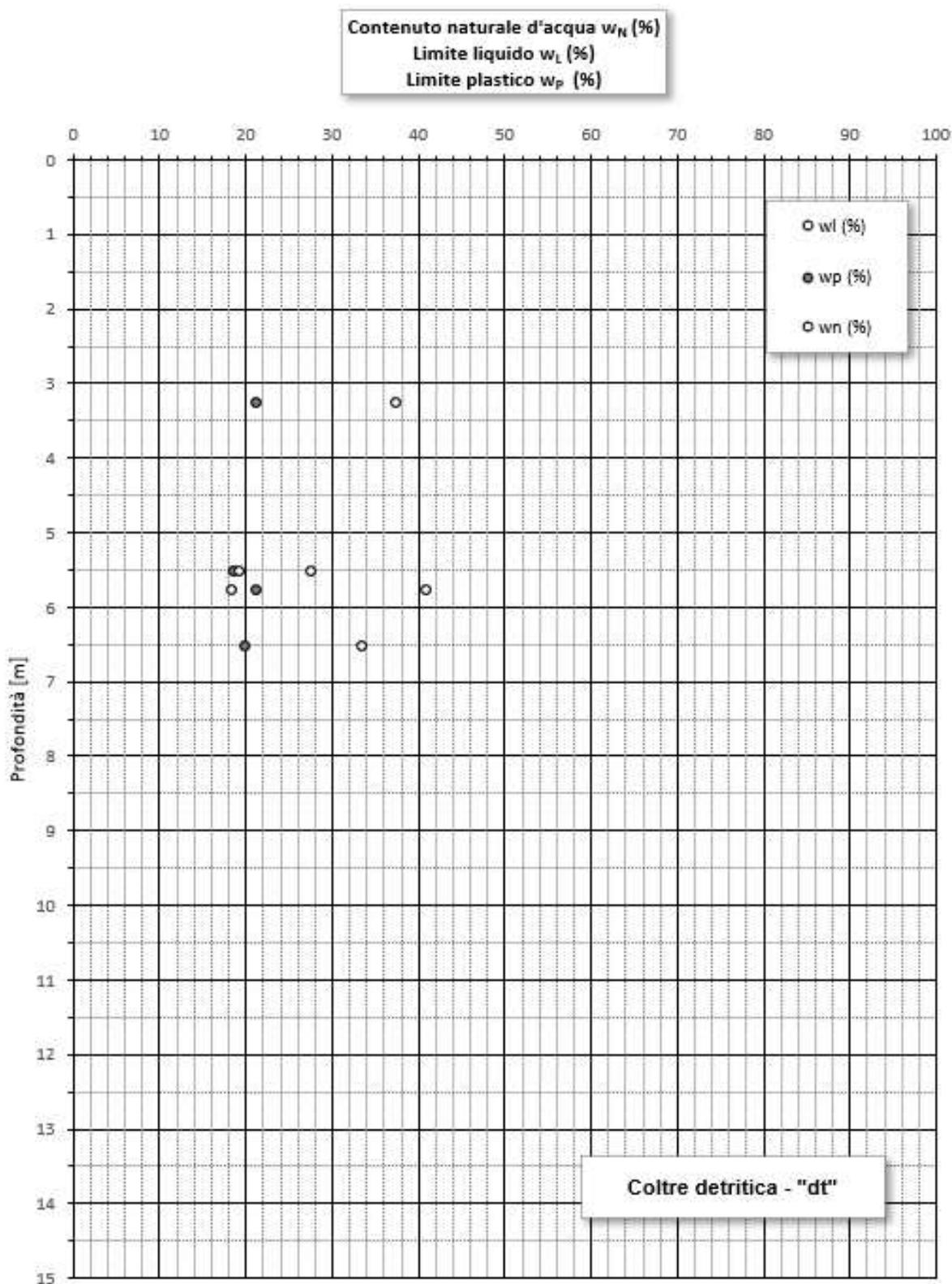


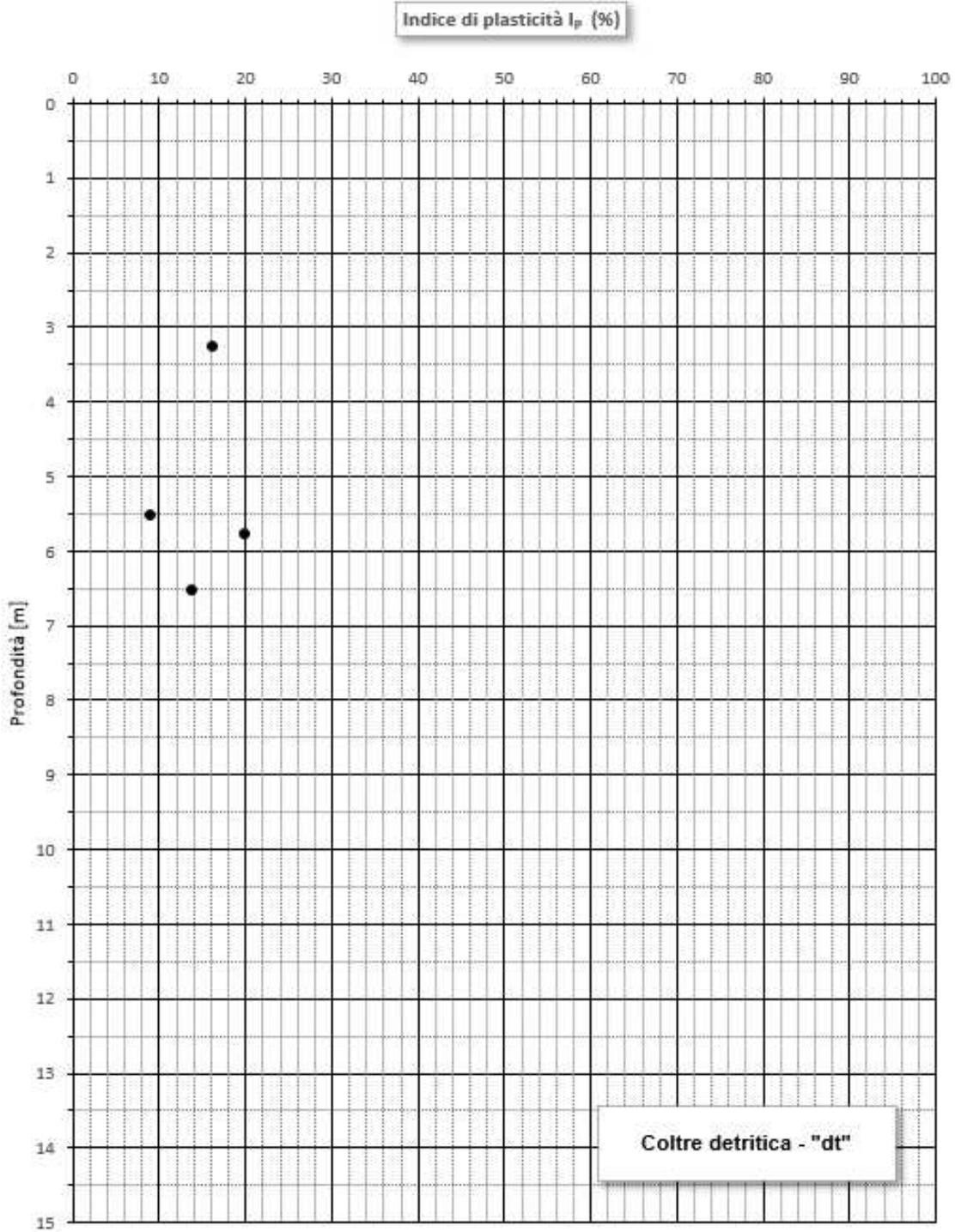


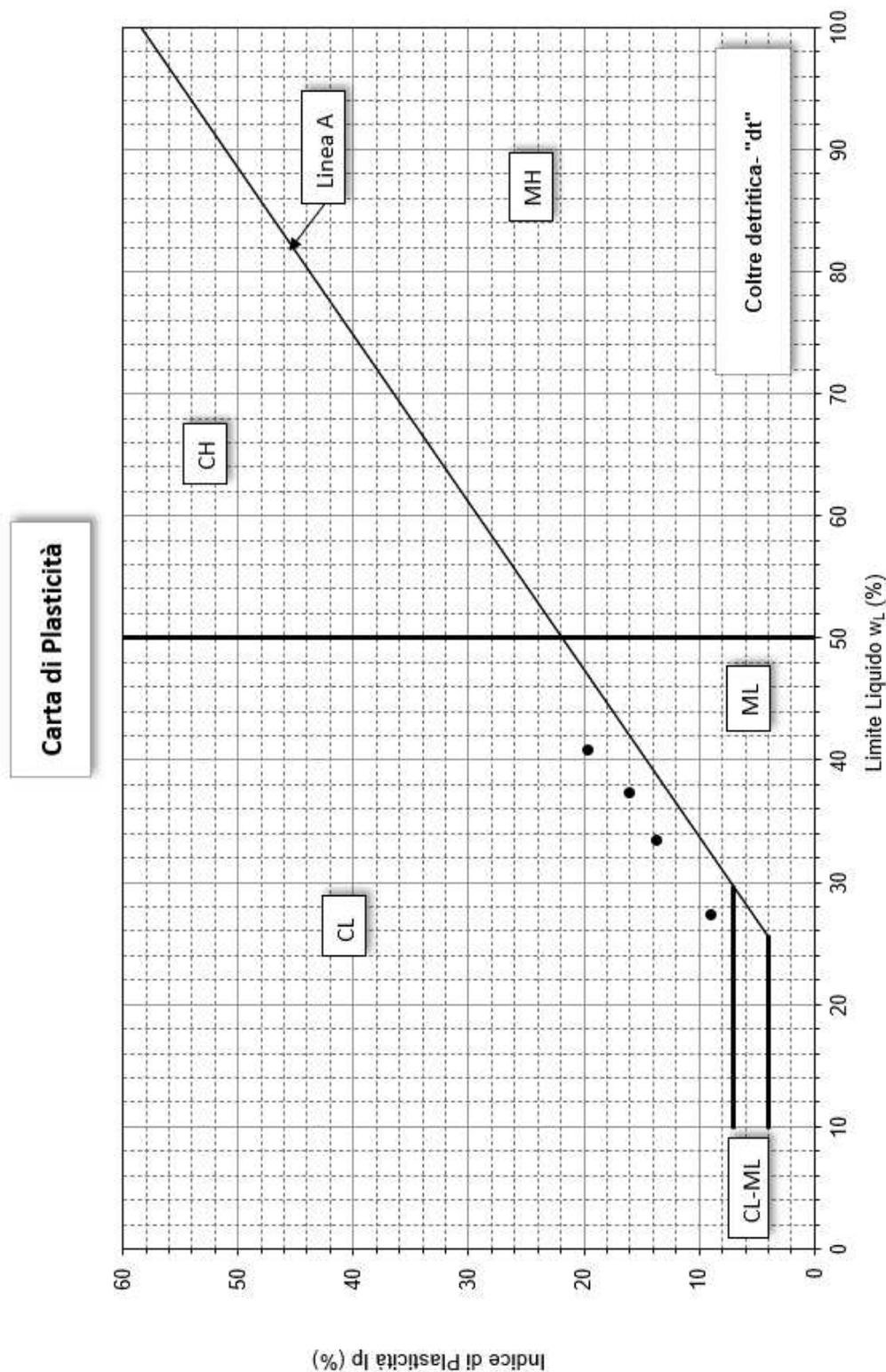


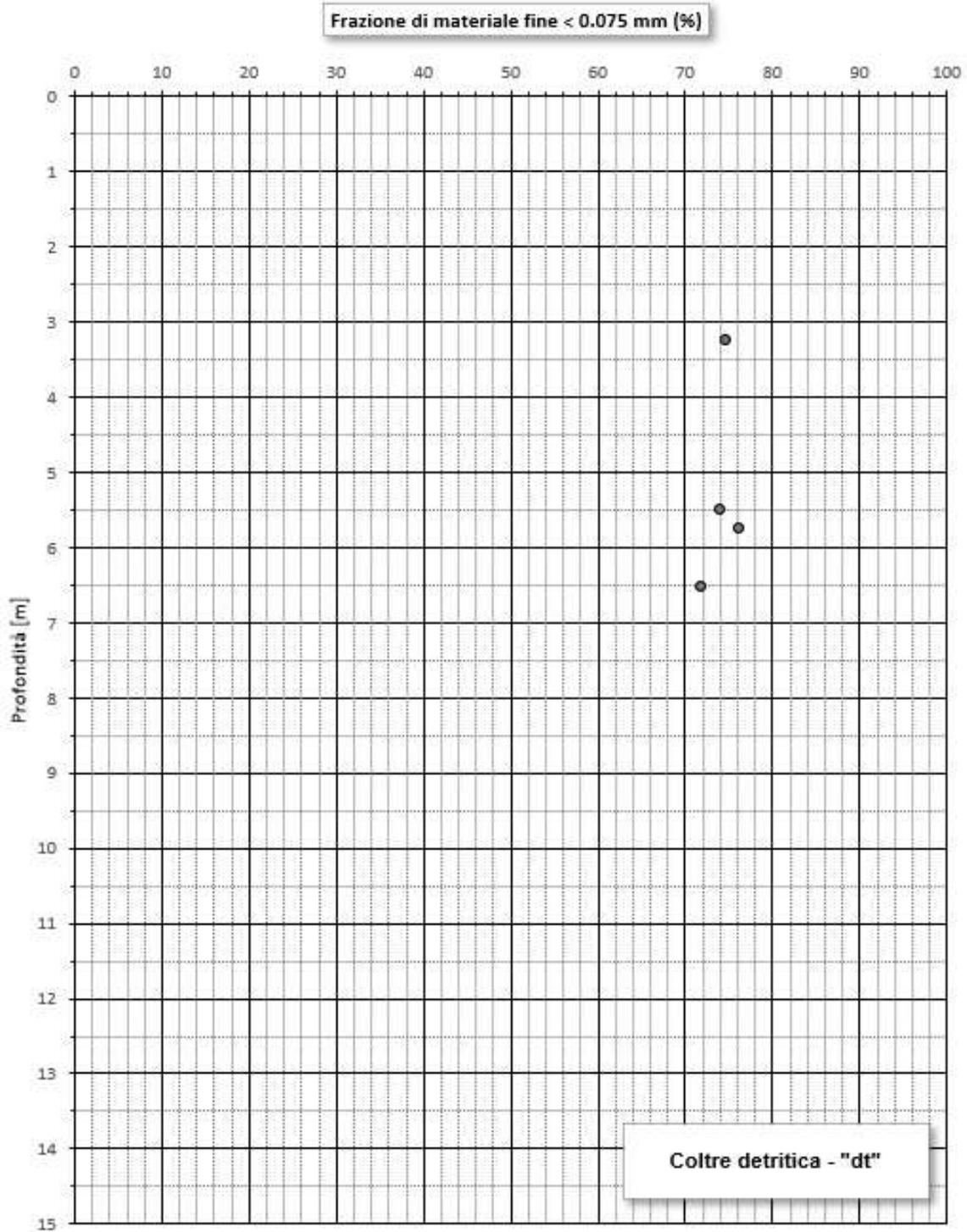


18.2 Unità "dt"

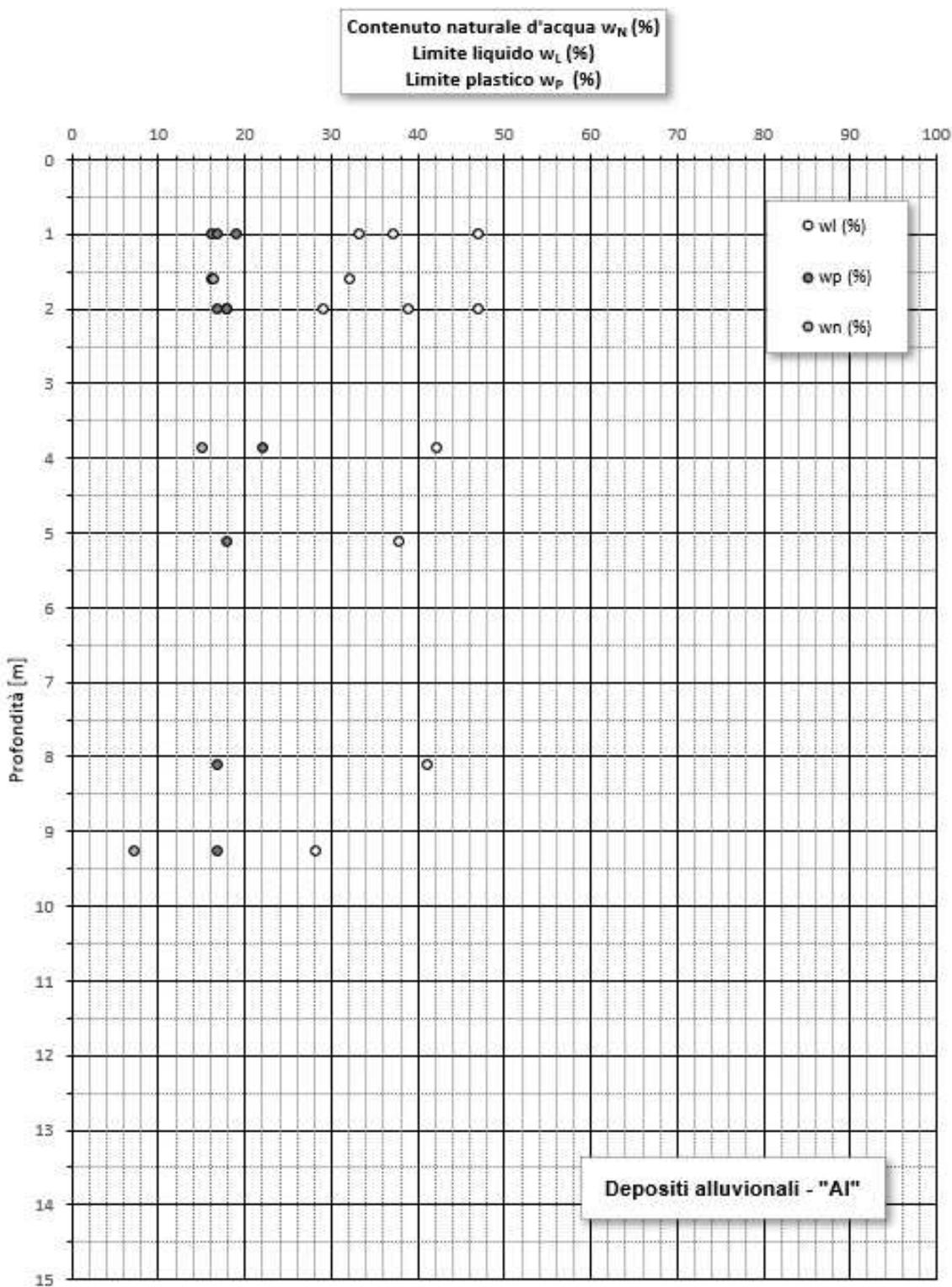


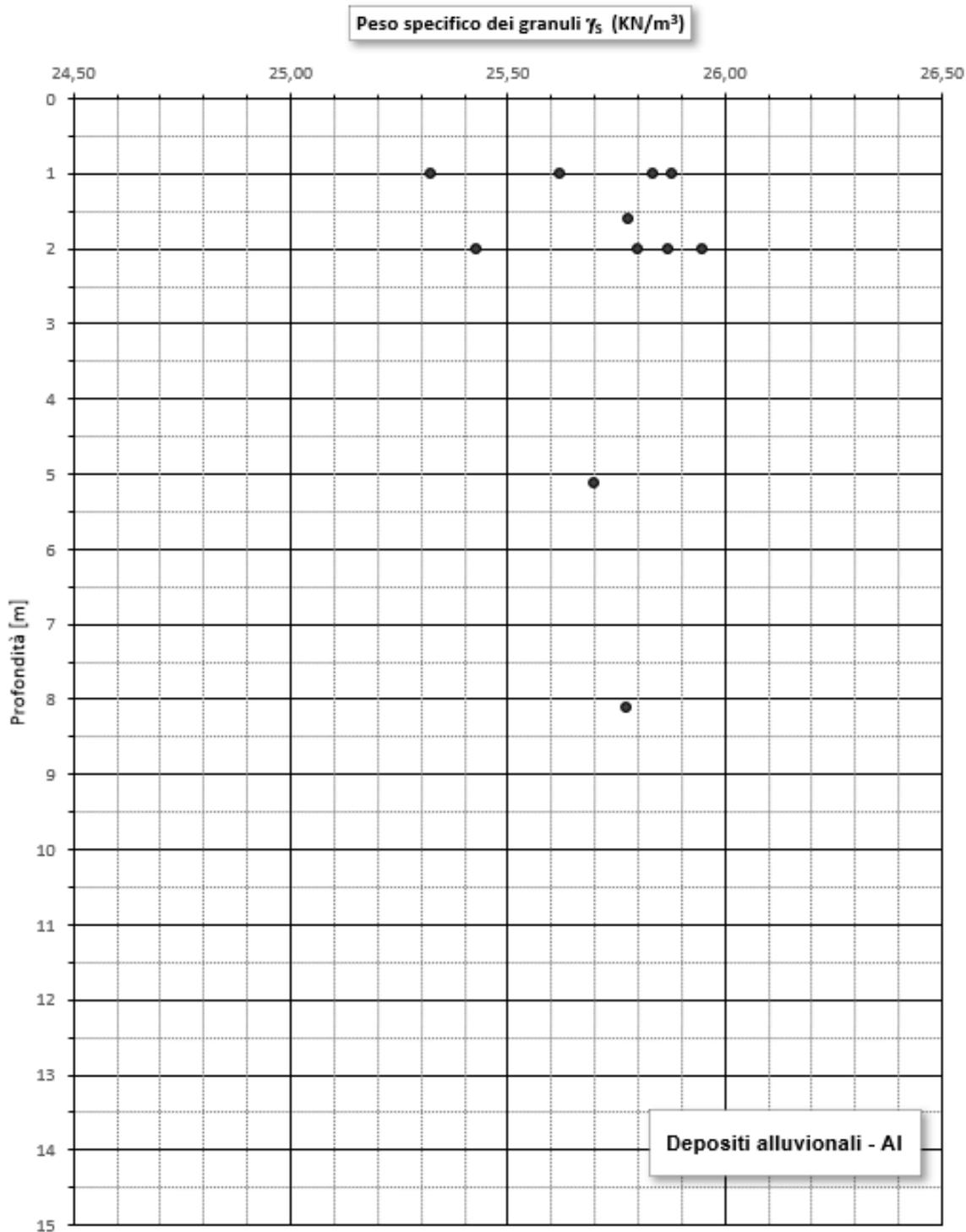


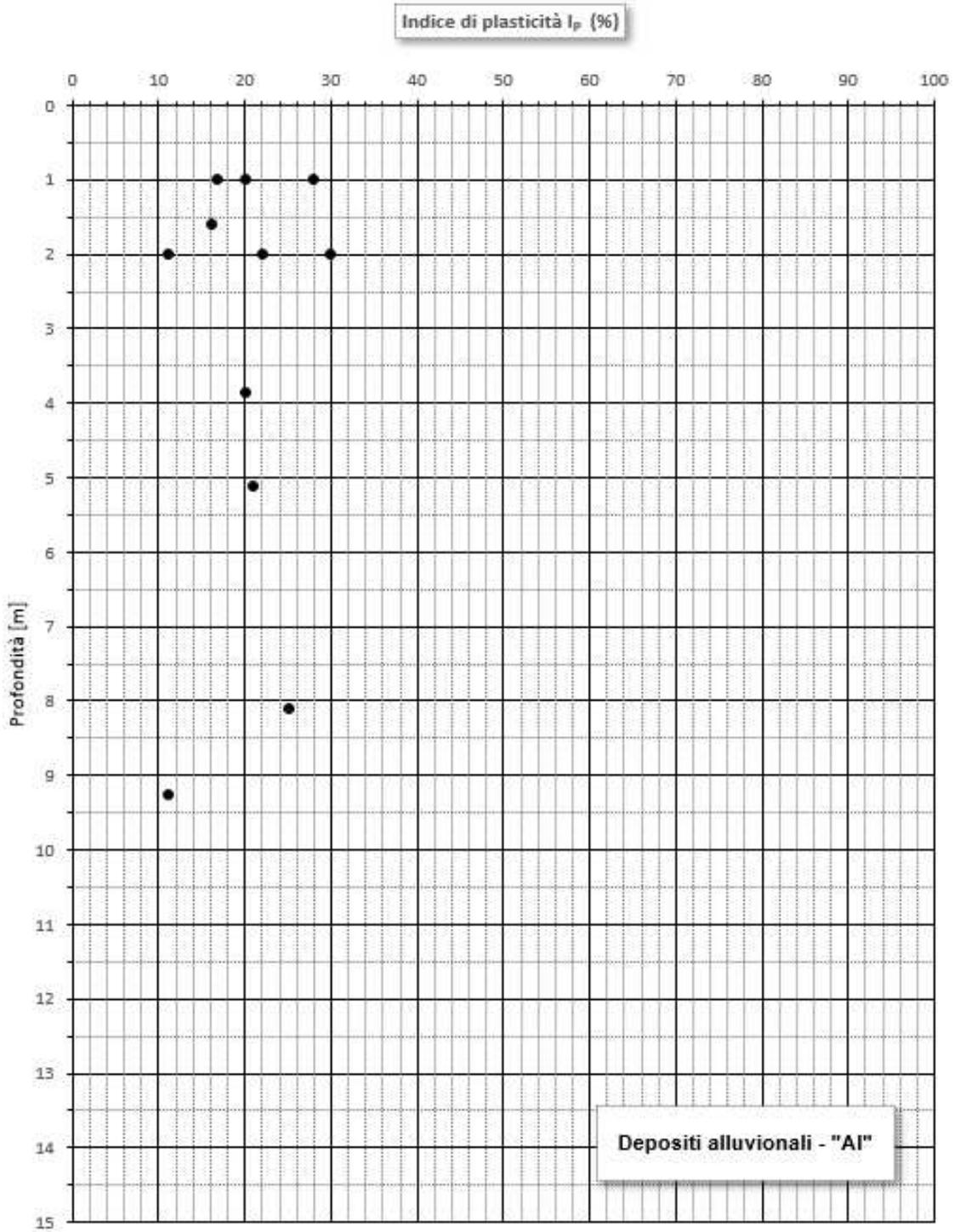


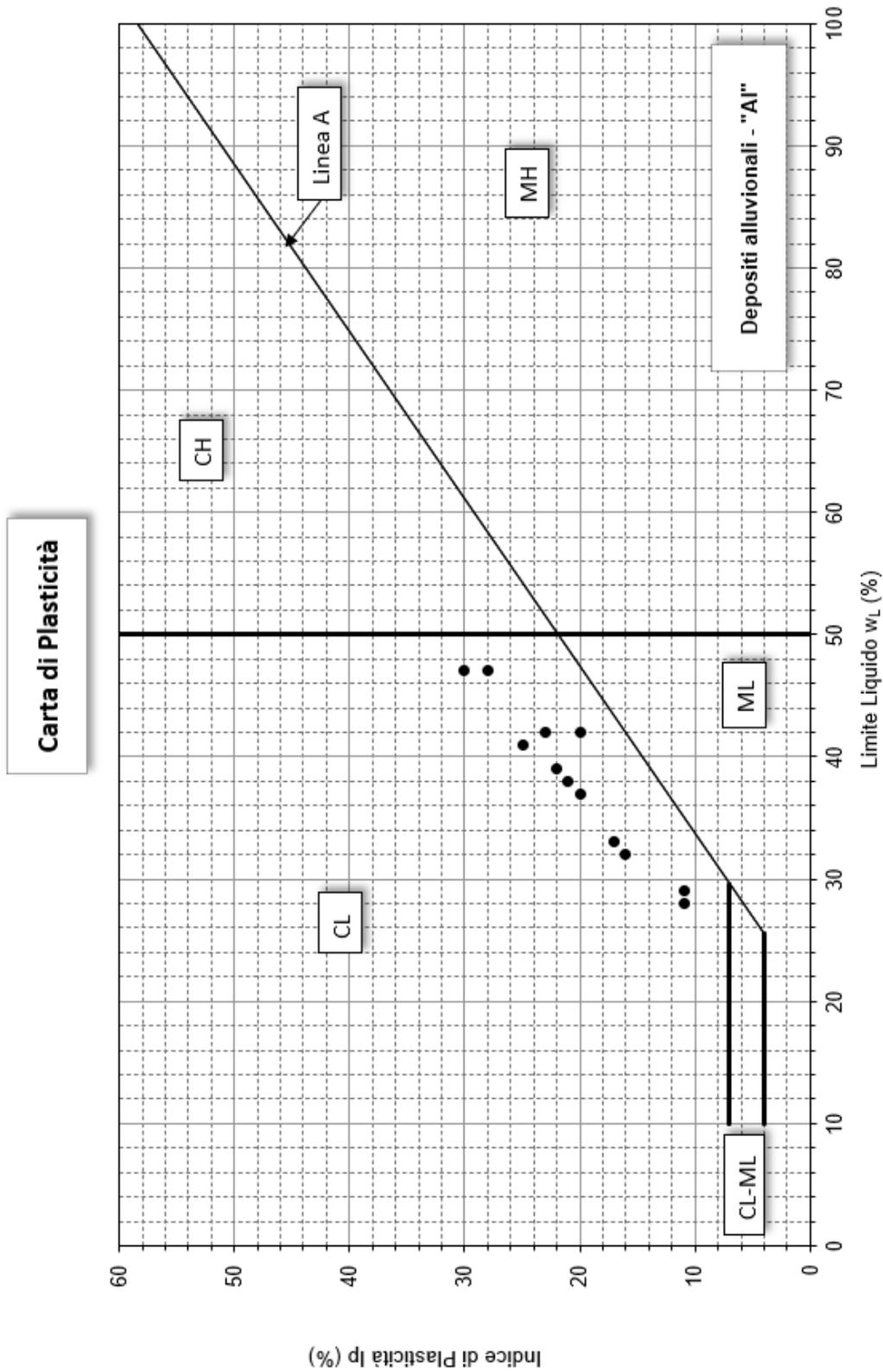


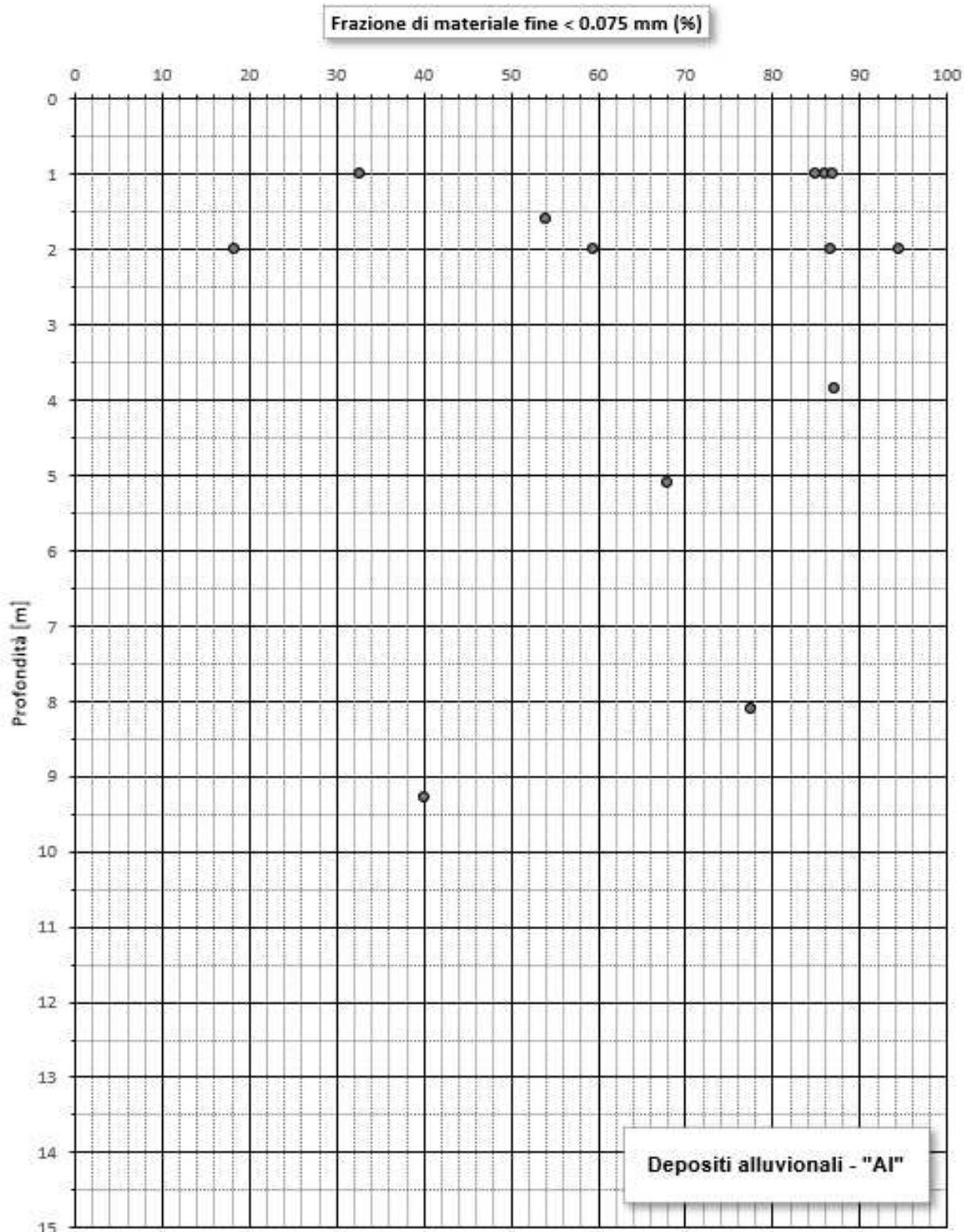
18.3 Unità "AI"

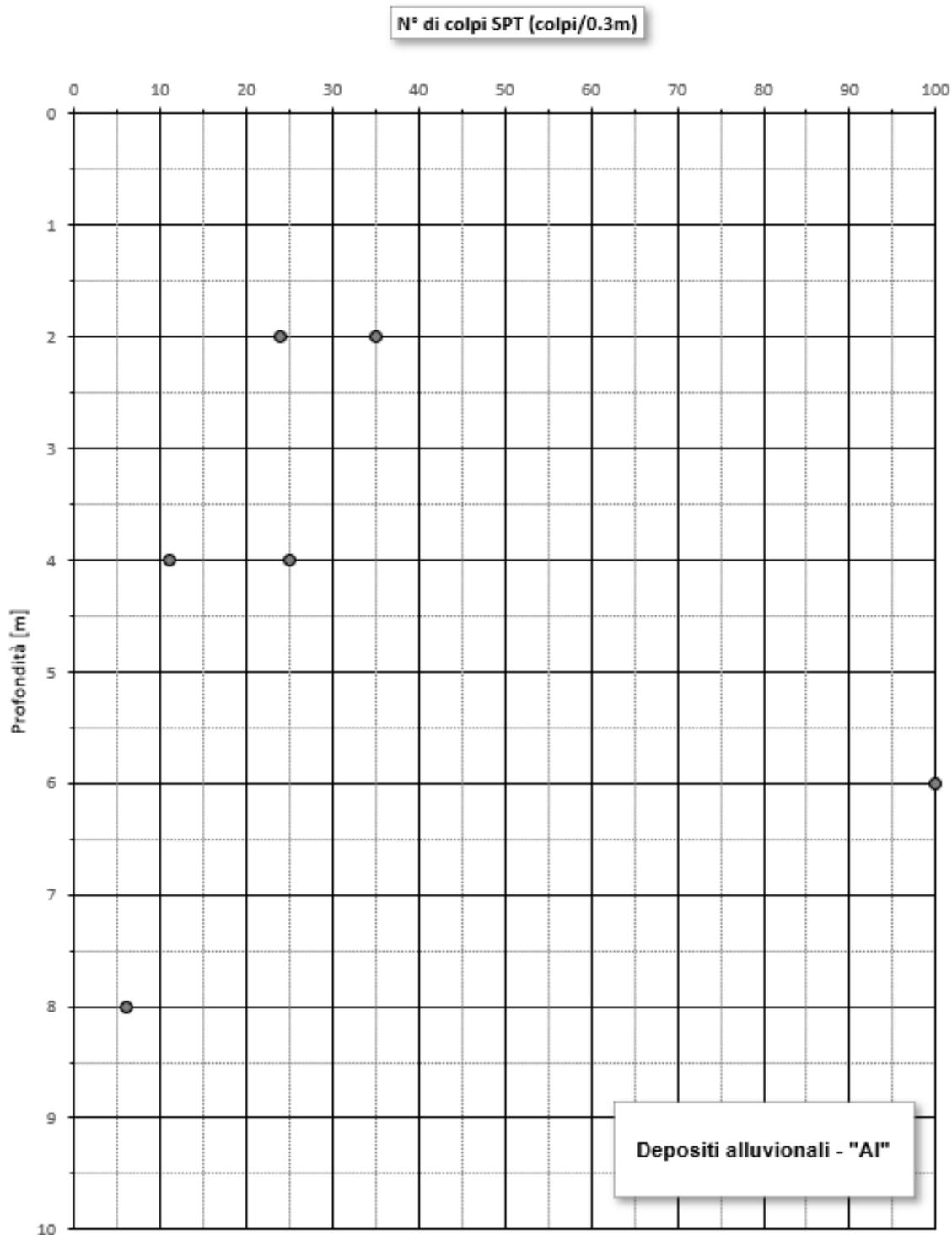


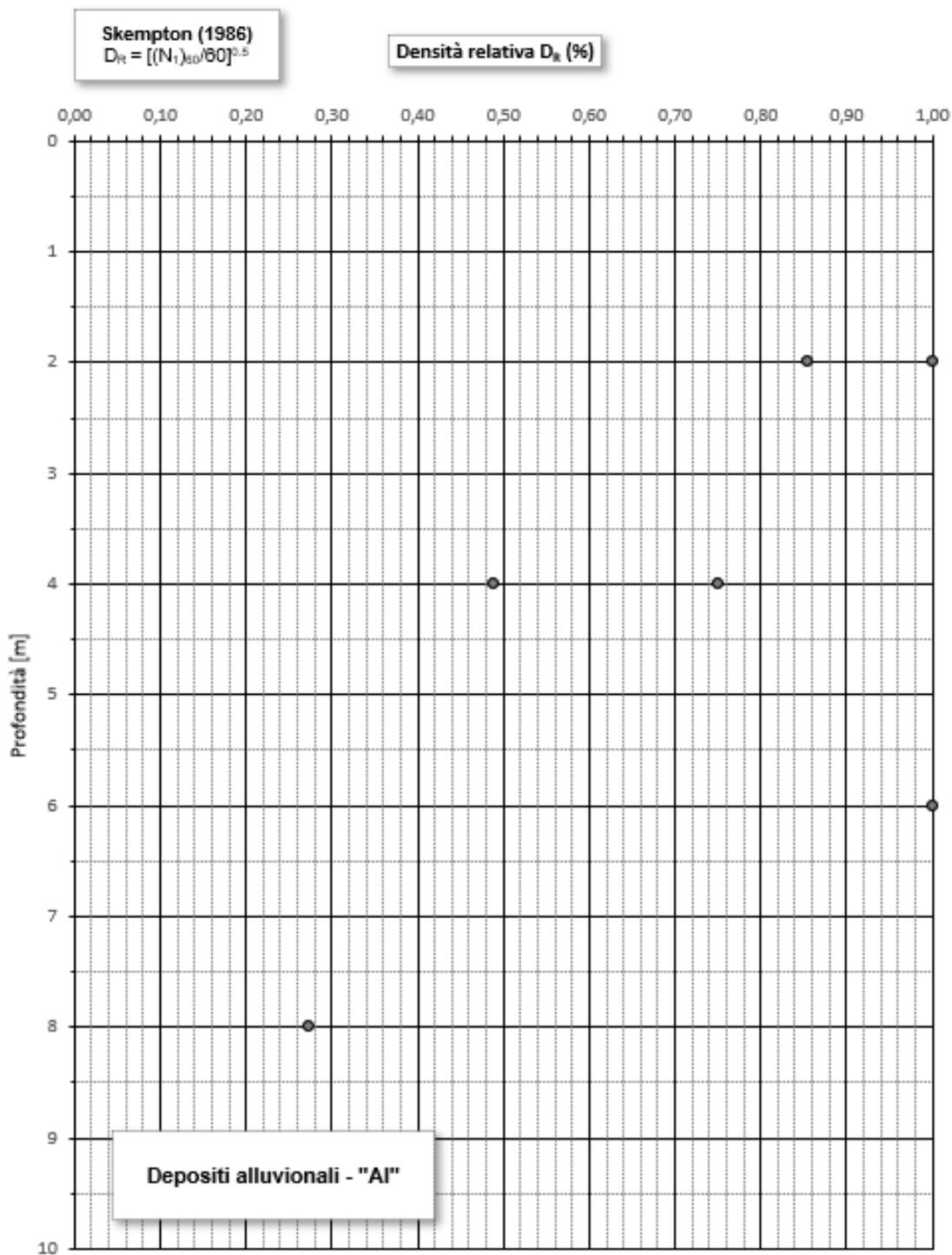


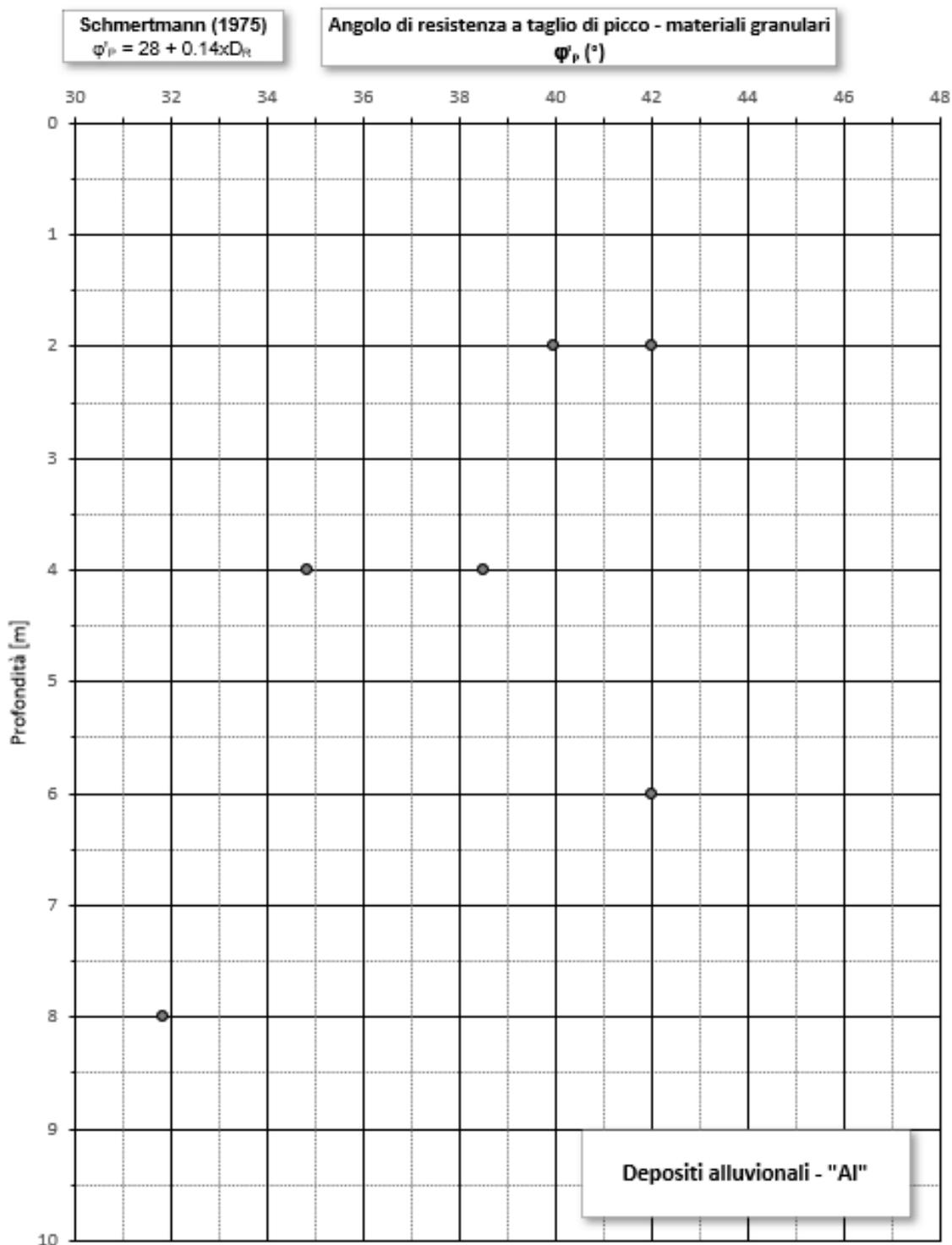


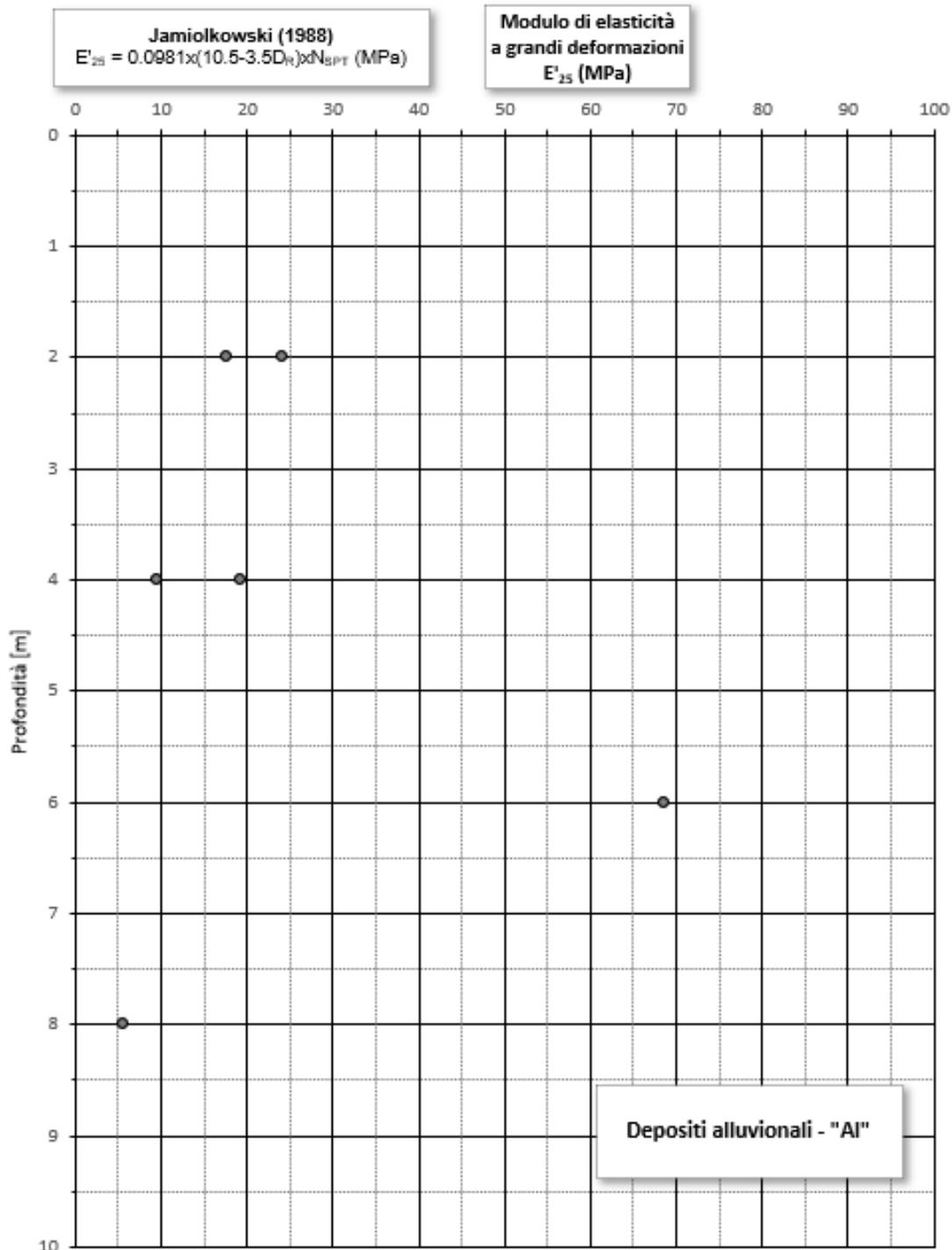












19 APPENDICE 2 – TABULATI DI CALCOLO VERIFICHE DI STABILITÀ DI RILEVATI E TRINCEE

19.1 Sezione 1_1-14

Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Project Summary

- File Name: Sezione 1_1-14.slim
- Slide Modeler Version: 6.008
- Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

General Settings

- Units of Measurement: Metric Units
- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Left to Right
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Analysis Methods Used

- Bishop simplified
- Number of slices: 25
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50
- Check $m\alpha < 0.2$: Yes
- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
- Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Grid Search
- Radius Increment: 10
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Invalid Surfaces
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: 1

Loading

- 1 Distributed Load present

Distributed Load 1

- Distribution: Constant
- Magnitude [kN/m2]: 26
- Orientation: Vertical

Material Properties

Property	r	AI	FMA alt	FMA
Color				
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unsaturated Unit Weight [kN/m3]	18	18	21	21
Saturated Unit Weight [kN/m3]	19	20	22	22
Cohesion [kPa]	0	4	80	88
Friction Angle [deg]	29.3	26.6	29.3	44.7
Water Surface	None	Water Table	Water Table	Water Table
Hu Value		1	1	0
Ru Value	0			

Global Minimums

Method: bishop simplified

- FS: 1.203700

- Center: 39.547, 477.045
- Radius: 11.726
- Left Slip Surface Endpoint: 30.186, 469.984
- Right Slip Surface Endpoint: 41.439, 465.473
- Resisting Moment=1741.02 kN-m
- Driving Moment=1446.39 kN-m

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

- Number of Valid Surfaces: 3570
- Number of Invalid Surfaces: 1281

Error Codes:

- Error Code -105 reported for 1 surface
- Error Code -107 reported for 121 surfaces
- Error Code -108 reported for 12 surfaces
- Error Code -113 reported for 178 surfaces
- Error Code -115 reported for 1 surface
- Error Code -1000 reported for 968 surfaces

Error Codes

The following errors were encountered during the computation:

- -105 = More than two surface / slope intersections with no valid slip surface.
- -107 = Total driving moment or total driving force is negative. This will occur if the wrong failure direction is specified, or if high external or anchor loads are applied against the failure direction.
- -108 = Total driving moment or total driving force < 0.1. This is to limit the calculation of extremely high safety factors if the driving force is very small (0.1 is an arbitrary number).
- -113 = Surface intersects outside slope limits.
- -115 = Surface too shallow, below the minimum depth.
- -1000 = No valid slip surfaces are generated at a grid center. Unable to draw a surface.

Slice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.2037

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.447722	2.21314	r	0	29.3	9.13218	10.9924	19.5882	0	19.5882
2	0.447722	6.52954	r	0	29.3	11.0153	13.2591	23.6274	0	23.6274
3	0.447722	10.9115	r	0	29.3	7.77922	9.36385	16.6862	0	16.6862
4	0.447722	14.1626	r	0	29.3	10.425	12.5486	22.3613	0	22.3613
5	0.447722	16.9882	r	0	29.3	12.8692	15.4907	27.604	0	27.604
6	0.447722	17.9365	r	0	29.3	13.9484	16.7897	29.9188	0	29.9188
7	0.447722	18.0334	r	0	29.3	14.3677	17.2944	30.8182	0	30.8182
8	0.447722	17.8927	r	0	29.3	14.5822	17.5526	31.2784	0	31.2784
9	0.447722	17.5338	r	0	29.3	14.5986	17.5723	31.3135	0	31.3135
10	0.447722	16.9726	r	0	29.3	14.4219	17.3596	30.9345	0	30.9345
11	0.447722	16.222	r	0	29.3	14.0558	16.919	30.1492	0	30.1492
12	0.447722	15.2928	r	0	29.3	13.5028	16.2533	28.9631	0	28.9631
13	0.447722	14.1938	r	0	29.3	12.764	15.364	27.3782	0	27.3782
14	0.447722	12.9323	r	0	29.3	11.8395	14.2512	25.3954	0	25.3954
15	0.447722	11.5144	r	0	29.3	10.7284	12.9138	23.0121	0	23.0121
16	0.447722	9.9452	r	0	29.3	9.42868	11.3493	20.2242	0	20.2242
17	0.447722	8.22875	r	0	29.3	7.93703	9.5538	17.0247	0	17.0247
18	0.447722	6.36831	r	0	29.3	6.24905	7.52198	13.404	0	13.404
19	0.447722	4.36637	r	0	29.3	4.35905	5.24699	9.35003	0	9.35003
20	0.447722	2.22478	r	0	29.3	2.2599	2.72024	4.8474	0	4.8474
21	0.459822	1.18604	Al	4	26.6	4.36868	5.25858	2.51334	0	2.51334
22	0.459822	1.17493	Al	4	26.6	4.43046	5.33295	2.66184	0	2.66184
23	0.459822	1.02251	Al	4	26.6	4.36323	5.25202	2.50022	0	2.50022
24	0.459822	0.719845	Al	4	26.6	4.15223	4.99805	1.99305	0	1.99305
25	0.459822	0.2654	Al	4	26.6	3.78868	4.56044	1.11916	0	1.11916

Interslice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.2037

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	30.1858	469.984	0	0	0
2	30.6335	469.427	6.83444	0	0
3	31.0813	468.932	13.5953	0	0
4	31.529	468.489	17.5044	0	0
5	31.9767	468.091	21.7553	0	0
6	32.4244	467.73	25.9402	0	0

7	32.8721	467.404	29.4532	0	0
8	33.3199	467.109	32.122	0	0
9	33.7676	466.842	33.9504	0	0
10	34.2153	466.601	34.9671	0	0
11	34.663	466.385	35.2221	0	0
12	35.1108	466.191	34.7841	0	0
13	35.5585	466.018	33.7385	0	0
14	36.0062	465.866	32.187	0	0
15	36.4539	465.734	30.2464	0	0
16	36.9016	465.621	28.0493	0	0
17	37.3494	465.527	25.7443	0	0
18	37.7971	465.45	23.4967	0	0
19	38.2448	465.392	21.4901	0	0
20	38.6925	465.35	19.9274	0	0
21	39.1403	465.326	19.0337	0	0
22	39.6001	465.319	17.0445	0	0
23	40.0599	465.33	14.98	0	0
24	40.5197	465.359	12.9029	0	0
25	40.9795	465.407	10.9012	0	0
26	41.4394	465.473	0	0	0

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
0	464.167
6.48971	463.974
17.965	463.154
35.0431	461.964
55.6061	461.603
60.0153	461.552

Line Load

X	Y
22	470.133
30.9985	469.969

External Boundary

X	Y
0	448
60.0153	448

60.0153	456.042
60.0153	457.957
60.0153	458.542
60	465.542
39.6388	465.466
39.1388	465.466
32.3	470.025
31.2	470.069
31.025	470.069
31	470.044
30.9985	469.969
22	470.133
22	470.208
21.975	470.233
21.8	470.233
20.7	470.189
16.4428	467.351
14.4769	467.316
0	467.08
0	460.624
0	458.441

Material Boundary

X	Y
0	460.624
5.59587	460.486
15.3351	459.902
20.862	459.586
27.6232	458.78
32.6789	458.429
50.0957	458.055
60.0153	457.957

Material Boundary

X	Y
16.4428	467.351
16.4428	466.851
16.8083	466.811
17.6684	466.533
25.8042	465.054
32.6363	464.929
39.1417	464.966

39.1388 465.466

Material Boundary

X	Y
0	458.441
8.21612	458.058
15.6412	457.689
20.5244	457.412
27.3336	456.663
32.5993	456.246
50.1062	456.028
60.0153	456.042

Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Project Summary

- File Name: Sezione 1_1-14_sisma-.slim
- Slide Modeler Version: 6.008
- Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

General Settings

- Units of Measurement: Metric Units
- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Left to Right
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Analysis Methods Used

- Bishop simplified
- Number of slices: 25
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50
- Check $\alpha < 0.2$: Yes
- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
- Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Grid Search
- Radius Increment: 10
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Invalid Surfaces
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: 1

Loading

- Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.123
- Seismic Load Coefficient (Vertical): -0.062
- 1 Distributed Load present

Distributed Load 1

- Distribution: Constant
- Magnitude [kN/m2]: 4
- Orientation: Vertical

Material Properties

Property	r	AI	FMA alt	FMA
Color				
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unsaturated Unit Weight [kN/m3]	18	18	21	21
Saturated Unit Weight [kN/m3]	19	20	22	22
Cohesion [kPa]	0	5	100	110
Friction Angle [deg]	35	32	35	51
Water Surface	None	Water Table	Water Table	Water Table
Hu Value		1	1	0
Ru Value	0			

Global Minimums

Method: bishop simplified

- FS: 1.276110
- Center: 40.325, 477.045

- Radius: 11.765
- Left Slip Surface Endpoint: 30.925, 469.970
- Right Slip Surface Endpoint: 42.466, 465.476
- Resisting Moment=1520.8 kN-m
- Driving Moment=1191.75 kN-m

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

- Number of Valid Surfaces: 3422
- Number of Invalid Surfaces: 1429

Error Codes:

- Error Code -105 reported for 1 surface
- Error Code -113 reported for 148 surfaces
- Error Code -115 reported for 4 surfaces
- Error Code -1000 reported for 1276 surfaces

Error Codes

The following errors were encountered during the computation:

- -105 = More than two surface / slope intersections with no valid slip surface.
- -113 = Surface intersects outside slope limits.
- -115 = Surface too shallow, below the minimum depth.
- -1000 = No valid slip surfaces are generated at a grid center. Unable to draw a surface.

Slice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.27611

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.456389	2.99807	r	0	35	2.21895	2.83163	4.04398	0	4.04398
2	0.456389	7.41973	r	0	35	5.21486	6.65473	9.50394	0	9.50394
3	0.456389	11.1885	r	0	35	8.19193	10.4538	14.9296	0	14.9296
4	0.456389	13.4038	r	0	35	10.175	12.9844	18.5436	0	18.5436

5	0.456389	14.0661	r	0	35	11.0309	14.0766	20.1033	0	20.1033
6	0.456389	14.4209	r	0	35	11.651	14.8679	21.2335	0	21.2335
7	0.456389	14.5013	r	0	35	12.0438	15.3692	21.9496	0	21.9496
8	0.456389	14.3327	r	0	35	12.216	15.5889	22.2633	0	22.2633
9	0.456389	13.9357	r	0	35	12.1723	15.5332	22.1836	0	22.1836
10	0.456389	13.3269	r	0	35	11.9161	15.2062	21.7166	0	21.7166
11	0.456389	12.5199	r	0	35	11.4492	14.6105	20.8658	0	20.8658
12	0.456389	11.5257	r	0	35	10.7723	13.7467	19.6323	0	19.6323
13	0.456389	10.3536	r	0	35	9.88473	12.614	18.0147	0	18.0147
14	0.456389	9.01125	r	0	35	8.78435	11.2098	16.0092	0	16.0092
15	0.456389	7.50499	r	0	35	7.46791	9.52987	13.6101	0	13.6101
16	0.456389	5.83997	r	0	35	5.9307	7.56822	10.8085	0	10.8085
17	0.456389	4.02036	r	0	35	4.16652	5.31694	7.59337	0	7.59337
18	0.456389	2.04946	r	0	35	2.16757	2.76606	3.95034	0	3.95034
19	0.475053	1.2407	Al	5	32	4.92327	6.28263	2.05264	0	2.05264
20	0.475053	1.49339	Al	5	32	5.25872	6.7107	2.73769	0	2.73769
21	0.475053	1.5898	Al	5	32	5.45583	6.96224	3.14024	0	3.14024
22	0.475053	1.52203	Al	5	32	5.49894	7.01725	3.22828	0	3.22828
23	0.475053	1.28965	Al	5	32	5.37866	6.86376	2.98264	0	2.98264
24	0.475053	0.89145	Al	5	32	5.08387	6.48758	2.38063	0	2.38063
25	0.475053	0.325343	Al	5	32	4.60134	5.87181	1.3952	0	1.3952

Interslice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.27611

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	30.9253	469.97	0	0	0
2	31.3816	469.402	1.65839	0	0
3	31.838	468.898	4.98383	0	0
4	32.2944	468.448	9.35029	0	0
5	32.7508	468.043	13.8686	0	0
6	33.2072	467.678	17.9129	0	0
7	33.6636	467.348	21.3844	0	0
8	34.12	467.05	24.2277	0	0
9	34.5764	466.78	26.4217	0	0
10	35.0328	466.538	27.9731	0	0
11	35.4891	466.32	28.9128	0	0
12	35.9455	466.126	29.2925	0	0
13	36.4019	465.954	29.1835	0	0
14	36.8583	465.803	28.6751	0	0
15	37.3147	465.672	27.875	0	0

16	37.7711	465.561	26.9088	0	0
17	38.2275	465.469	25.9208	0	0
18	38.6839	465.395	25.0754	0	0
19	39.1403	465.34	24.5583	0	0
20	39.6153	465.302	22.4555	0	0
21	40.0904	465.282	20.1981	0	0
22	40.5654	465.283	17.8066	0	0
23	41.0405	465.302	15.3243	0	0
24	41.5155	465.34	12.8176	0	0
25	41.9906	465.399	10.3785	0	0
26	42.4656	465.476	0	0	0

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
0	464.167
6.48971	463.974
17.965	463.154
35.0431	461.964
55.6061	461.603
60.0153	461.552

Line Load

X	Y
22	470.133
30.9985	469.969

External Boundary

X	Y
0	448
60.0153	448
60.0153	456.042
60.0153	457.957
60.0153	458.542
60	465.542
39.6388	465.466
39.1388	465.466
32.3	470.025
31.2	470.069
31.025	470.069
31	470.044
30.9985	469.969

22	470.133
22	470.208
21.975	470.233
21.8	470.233
20.7	470.189
16.4428	467.351
14.4769	467.316
0	467.08
0	460.624
0	458.441

Material Boundary

X	Y
0	460.624
5.59587	460.486
15.3351	459.902
20.862	459.586
27.6232	458.78
32.6789	458.429
50.0957	458.055
60.0153	457.957

Material Boundary

X	Y
16.4428	467.351
16.4428	466.851
16.8083	466.811
17.6684	466.533
25.8042	465.054
32.6363	464.929
39.1417	464.966
39.1388	465.466

Material Boundary

X	Y
0	458.441
8.21612	458.058
15.6412	457.689
20.5244	457.412
27.3336	456.663
32.5993	456.246
50.1062	456.028
60.0153	456.042

Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Project Summary

- File Name: Sezione 1_1-14_sisma+.slim
- Slide Modeler Version: 6.008
- Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

General Settings

- Units of Measurement: Metric Units
- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Left to Right
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Analysis Methods Used

- Bishop simplified
- Number of slices: 25
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50
- Check $m\alpha < 0.2$: Yes
- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
- Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Grid Search
- Radius Increment: 10
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Invalid Surfaces
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: 1

Loading

- Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.123
- Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.062
- 1 Distributed Load present

Distributed Load 1

- Distribution: Constant
- Magnitude [kN/m2]: 4
- Orientation: Vertical

Material Properties

Property	r	AI	FMA alt	FMA
Color				
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unsaturated Unit Weight [kN/m3]	18	18	21	21
Saturated Unit Weight [kN/m3]	19	20	22	22
Cohesion [kPa]	0	5	100	110
Friction Angle [deg]	35	32	35	51
Water Surface	None	Water Table	Water Table	Water Table
Hu Value		1	1	0
Ru Value	0			

Global Minimums

Method: bishop simplified

- FS: 1.286560
- Center: 40.325, 477.045
- Radius: 11.765

- Left Slip Surface Endpoint: 30.925, 469.970
- Right Slip Surface Endpoint: 42.466, 465.476
- Resisting Moment=1697.76 kN-m
- Driving Moment=1319.61 kN-m

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

- Number of Valid Surfaces: 3422
- Number of Invalid Surfaces: 1429

Error Codes:

- Error Code -105 reported for 1 surface
- Error Code -113 reported for 148 surfaces
- Error Code -115 reported for 4 surfaces
- Error Code -1000 reported for 1276 surfaces

Error Codes

The following errors were encountered during the computation:

- -105 = More than two surface / slope intersections with no valid slip surface.
- -113 = Surface intersects outside slope limits.
- -115 = Surface too shallow, below the minimum depth.
- -1000 = No valid slip surfaces are generated at a grid center. Unable to draw a surface.

Slice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.28656

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.456389	2.99807	r	0	35	2.47277	3.18137	4.54347	0	4.54347
2	0.456389	7.41973	r	0	35	5.87474	7.5582	10.7942	0	10.7942
3	0.456389	11.1885	r	0	35	9.22654	11.8705	16.9528	0	16.9528
4	0.456389	13.4038	r	0	35	11.4577	14.741	21.0524	0	21.0524
5	0.456389	14.0661	r	0	35	12.4192	15.978	22.819	0	22.819

6	0.456389	14.4209	r	0	35	13.115	16.8732	24.0975	0	24.0975
7	0.456389	14.5013	r	0	35	13.555	17.4393	24.9058	0	24.9058
8	0.456389	14.3327	r	0	35	13.7465	17.6857	25.2579	0	25.2579
9	0.456389	13.9357	r	0	35	13.6952	17.6197	25.1635	0	25.1635
10	0.456389	13.3269	r	0	35	13.4049	17.2462	24.63	0	24.63
11	0.456389	12.5199	r	0	35	12.8778	16.568	23.6616	0	23.6616
12	0.456389	11.5257	r	0	35	12.1146	15.5862	22.2594	0	22.2594
13	0.456389	10.3536	r	0	35	11.1148	14.2998	20.4222	0	20.4222
14	0.456389	9.01125	r	0	35	9.87595	12.706	18.1461	0	18.1461
15	0.456389	7.50499	r	0	35	8.39471	10.8003	15.4244	0	15.4244
16	0.456389	5.83997	r	0	35	6.6657	8.57582	12.2475	0	12.2475
17	0.456389	4.02036	r	0	35	4.68217	6.02389	8.603	0	8.603
18	0.456389	2.04946	r	0	35	2.43545	3.13335	4.47488	0	4.47488
19	0.475053	1.2407	Al	5	32	5.03619	6.47936	2.36747	0	2.36747
20	0.475053	1.49339	Al	5	32	5.40255	6.95071	3.12178	0	3.12178
21	0.475053	1.5898	Al	5	32	5.61308	7.22156	3.55525	0	3.55525
22	0.475053	1.52203	Al	5	32	5.65018	7.2693	3.63165	0	3.63165
23	0.475053	1.28965	Al	5	32	5.50333	7.08036	3.32927	0	3.32927
24	0.475053	0.89145	Al	5	32	5.16005	6.63871	2.62249	0	2.62249
25	0.475053	0.325343	Al	5	32	4.60546	5.9252	1.48063	0	1.48063

Interslice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.28656

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	30.9253	469.97	0	0	0
2	31.3816	469.402	1.82714	0	0
3	31.838	468.898	5.50264	0	0
4	32.2944	468.448	10.3096	0	0
5	32.7508	468.043	15.26	0	0
6	33.2072	467.678	19.6644	0	0
7	33.6636	467.348	23.4151	0	0
8	34.12	467.05	26.453	0	0
9	34.5764	466.78	28.7576	0	0
10	35.0328	466.538	30.3396	0	0
11	35.4891	466.32	31.2368	0	0
12	35.9455	466.126	31.5104	0	0
13	36.4019	465.954	31.2434	0	0
14	36.8583	465.803	30.5394	0	0
15	37.3147	465.672	29.5224	0	0
16	37.7711	465.561	28.3364	0	0

17	38.2275	465.469	27.1467	0	0
18	38.6839	465.395	26.1411	0	0
19	39.1403	465.34	25.5313	0	0
20	39.6153	465.302	23.3875	0	0
21	40.0904	465.282	21.0698	0	0
22	40.5654	465.283	18.6042	0	0
23	41.0405	465.302	16.043	0	0
24	41.5155	465.34	13.4644	0	0
25	41.9906	465.399	10.9756	0	0
26	42.4656	465.476	0	0	0

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
0	464.167
6.48971	463.974
17.965	463.154
35.0431	461.964
55.6061	461.603
60.0153	461.552

Line Load

X	Y
22	470.133
30.9985	469.969

External Boundary

X	Y
0	448
60.0153	448
60.0153	456.042
60.0153	457.957
60.0153	458.542
60	465.542
39.6388	465.466
39.1388	465.466
32.3	470.025
31.2	470.069
31.025	470.069
31	470.044
30.9985	469.969
22	470.133

22	470.208
21.975	470.233
21.8	470.233
20.7	470.189
16.4428	467.351
14.4769	467.316
0	467.08
0	460.624
0	458.441

Material Boundary

X	Y
0	460.624
5.59587	460.486
15.3351	459.902
20.862	459.586
27.6232	458.78
32.6789	458.429
50.0957	458.055
60.0153	457.957

Material Boundary

X	Y
16.4428	467.351
16.4428	466.851
16.8083	466.811
17.6684	466.533
25.8042	465.054
32.6363	464.929
39.1417	464.966
39.1388	465.466

Material Boundary

X	Y
0	458.441
8.21612	458.058
15.6412	457.689
20.5244	457.412
27.3336	456.663
32.5993	456.246
50.1062	456.028
60.0153	456.042

19.2 Sezione 2_2-13

Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Project Summary

- File Name: Sezione 2_2-13.slim
- Slide Modeler Version: 6.008
- Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

General Settings

- Units of Measurement: Metric Units
- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Left to Right
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Analysis Methods Used

- Bishop simplified
- Number of slices: 25
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50
- Check $m\alpha < 0.2$: Yes
- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
- Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Grid Search
- Radius Increment: 10
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Invalid Surfaces
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: 2

Loading

- 1 Distributed Load present

Distributed Load 1

- Distribution: Constant
- Magnitude [kN/m2]: 26
- Orientation: Vertical

Material Properties

Property	r	AI	FMA alt	FMA
Color				
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unsaturated Unit Weight [kN/m3]	18	18	21	21
Saturated Unit Weight [kN/m3]	19	20	22	22
Cohesion [kPa]	0	4	80	88
Friction Angle [deg]	29.3	26.6	29.3	44.7
Water Surface	None	Water Table	Water Table	Water Table
Hu Value		1	1	0
Ru Value	0			

Global Minimums

Method: bishop simplified

- FS: 1.211170
- Center: 54.020, 484.903
- Radius: 25.968

- Left Slip Surface Endpoint: 33.795, 468.616
- Right Slip Surface Endpoint: 55.483, 458.977
- Resisting Moment=10236.7 kN-m
- Driving Moment=8451.96 kN-m

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

- Number of Valid Surfaces: 1279
- Number of Invalid Surfaces: 3572

Error Codes:

- Error Code -101 reported for 39 surfaces
- Error Code -113 reported for 57 surfaces
- Error Code -114 reported for 38 surfaces
- Error Code -115 reported for 127 surfaces
- Error Code -1000 reported for 3311 surfaces

Error Codes

The following errors were encountered during the computation:

- -101 = Only one (or zero) surface / slope intersections.
- -113 = Surface intersects outside slope limits.
- -114 = Surface with Reverse Curvature.
- -115 = Surface too shallow, below the minimum depth.
- -1000 = No valid slip surfaces are generated at a grid center. Unable to draw a surface.

Slice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.21117

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.87599	9.15836	r	0	29.3	7.60934	9.2162	16.4231	0	16.4231
2	0.87599	25.3122	r	0	29.3	8.97256	10.8673	19.3654	0	19.3654

3	0.87599	34.9657	r	0	29.3	12.7812	15.4802	27.5853	0	27.5853
4	0.87599	38.5243	r	0	29.3	14.4758	17.5327	31.2428	0	31.2428
5	0.87599	40.9601	r	0	29.3	15.7828	19.1156	34.0637	0	34.0637
6	0.87599	42.4052	r	0	29.3	16.7228	20.2541	36.0923	0	36.0923
7	0.87599	42.9533	r	0	29.3	17.3087	20.9638	37.357	0	37.357
8	0.87599	42.68	r	0	29.3	17.5514	21.2577	37.8807	0	37.8807
9	0.87599	41.6473	r	0	29.3	17.4593	21.1462	37.6821	0	37.6821
10	0.87599	39.9067	r	0	29.3	17.0395	20.6377	36.7758	0	36.7758
11	0.87599	38.1724	r	0	29.3	16.5886	20.0916	35.8028	0	35.8028
12	0.87599	42.5872	r	0	29.3	18.8245	22.7997	40.6285	0	40.6285
13	0.87599	48.1177	r	0	29.3	21.623	26.1891	46.6685	0	46.6685
14	0.87599	47.6515	r	0	29.3	21.7609	26.3561	46.9661	0	46.9661
15	0.87599	42.8949	r	0	29.3	19.8998	24.1021	42.9495	0	42.9495
16	0.87599	37.6062	r	0	29.3	17.719	21.4607	38.2425	0	38.2425
17	0.87599	31.8012	r	0	29.3	15.215	18.428	32.8383	0	32.8383
18	0.87599	25.493	r	0	29.3	12.3836	14.9986	26.7272	0	26.7272
19	0.87599	18.6925	r	0	29.3	9.21836	11.165	19.8958	0	19.8958
20	0.87599	11.4083	r	0	29.3	5.71172	6.91786	12.3275	0	12.3275
21	0.833735	3.98979	Al	4	26.6	5.09495	6.17085	4.3351	0	4.3351
22	0.833735	2.30685	Al	4	26.6	4.34584	5.26355	2.52326	0	2.52326
23	0.833735	2.13614	Al	4	26.6	4.31923	5.23132	2.45888	0	2.45888
24	0.833735	1.56311	Al	4	26.6	4.09158	4.95559	1.90828	0	1.90828
25	0.833735	0.588067	Al	4	26.6	3.65509	4.42693	0.852565	0	0.852565

Interslice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.21117

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	33.7947	468.616	0	0	0
2	34.6707	467.585	10.2841	0	0
3	35.5467	466.653	20.4725	0	0
4	36.4227	465.807	32.6288	0	0
5	37.2987	465.036	44.0688	0	0
6	38.1747	464.33	54.2892	0	0
7	39.0506	463.684	62.9695	0	0
8	39.9266	463.093	69.9276	0	0
9	40.8026	462.551	75.0917	0	0
10	41.6786	462.055	78.4809	0	0
11	42.5546	461.604	80.1916	0	0
12	43.4306	461.193	80.3912	0	0
13	44.3066	460.82	79.0395	0	0

14	45.1826	460.485	75.7569	0	0
15	46.0586	460.186	70.7831	0	0
16	46.9346	459.921	64.7623	0	0
17	47.8105	459.689	58.1316	0	0
18	48.6865	459.489	51.3775	0	0
19	49.5625	459.321	45.0375	0	0
20	50.4385	459.183	39.7028	0	0
21	51.3145	459.077	36.0224	0	0
22	52.1482	459.003	32.0994	0	0
23	52.982	458.956	28.5985	0	0
24	53.8157	458.936	25.0506	0	0
25	54.6494	458.943	21.6303	0	0
26	55.4832	458.977	0	0	0

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
0.0402842	462.224
24.866	456.978
42.171	455.885
71.237	454.791

Line Load

X	Y
34.2964	468.651
25.2258	468.016

External Boundary

X	Y
0.0464324	465.311
0.0345697	459.355
0.0305124	457.318
0	442
71.237	442
71.237	450.401
71.237	452.539
71.237	458.131
51.9038	459.169
45.0961	463.707
43.0961	463.707

35.5964	468.707
34.3214	468.751
34.2964	468.726
34.2964	468.651
25.2258	468.016
25.2258	468.091
25.2008	468.116
23.9258	468.072
16.9401	463.415
10.047	463.648
6.2568	465.131

Material Boundary

X	Y
16.9401	463.415
17.4057	463.365
17.41	462.866
22.571	460.854
24.9689	460.151
51.3147	458.702
51.3143	459.2
51.9038	459.169

Material Boundary

X	Y
0.0345697	459.355
24.6205	454.556
33.8338	453.586
71.237	452.539

Material Boundary

X	Y
0.0305124	457.318
24.3236	452.576
33.6785	451.591
71.237	450.401

Material Boundary

X	Y
10.047	463.648
10.0403	462.935

12.9383	462.656
15.7982	462.648
17.41	462.866

Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Project Summary

- File Name: Sezione 2_2-13_sisma-.slim
- Slide Modeler Version: 6.008
- Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

General Settings

- Units of Measurement: Metric Units
- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Left to Right
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Analysis Methods Used

- Bishop simplified
- Number of slices: 25
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50
- Check $m_{\alpha} < 0.2$: Yes
- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
- Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Grid Search
- Radius Increment: 10
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Invalid Surfaces
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: 1

Loading

- Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.123
- Seismic Load Coefficient (Vertical): -0.062
- 1 Distributed Load present

Distributed Load 1

- Distribution: Constant
- Magnitude [kN/m2]: 4
- Orientation: Vertical

Material Properties

Property	r	AI	FMA alt	FMA
Color				
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unsaturated Unit Weight [kN/m3]	18	18	21	21
Saturated Unit Weight [kN/m3]	19	20	22	22
Cohesion [kPa]	0	5	100	110
Friction Angle [deg]	35	32	35	51
Water Surface	None	Water Table	Water Table	Water Table
Hu Value		1	1	0
Ru Value	0			

Global Minimums

Method: bishop simplified

- FS: 1.211910
- Center: 56.624, 490.465
- Radius: 31.699

- Left Slip Surface Endpoint: 33.666, 468.607
- Right Slip Surface Endpoint: 58.282, 458.809
- Resisting Moment=12445.7 kN-m
- Driving Moment=10269.5 kN-m

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

- Number of Valid Surfaces: 2428
- Number of Invalid Surfaces: 2423

Error Codes:

- Error Code -101 reported for 48 surfaces
- Error Code -113 reported for 96 surfaces
- Error Code -115 reported for 2 surfaces
- Error Code -1000 reported for 2277 surfaces

Error Codes

The following errors were encountered during the computation:

- -101 = Only one (or zero) surface / slope intersections.
- -113 = Surface intersects outside slope limits.
- -115 = Surface too shallow, below the minimum depth.
- -1000 = No valid slip surfaces are generated at a grid center. Unable to draw a surface.

Slice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.21191

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.987047	9.94743	r	0	35	4.39363	5.32468	7.60445	0	7.60445
2	0.987047	27.7492	r	0	35	9.94703	12.0549	17.2161	0	17.2161
3	0.987047	36.6356	r	0	35	13.5095	16.3723	23.3821	0	23.3821
4	0.987047	39.2208	r	0	35	14.847	17.9932	25.6969	0	25.6969
5	0.987047	40.6868	r	0	35	15.784	19.1288	27.3187	0	27.3187

6	0.987047	41.1283	r	0	35	16.3279	19.788	28.2603	0	28.2603
7	0.987047	40.623	r	0	35	16.4848	19.9781	28.5316	0	28.5316
8	0.987047	39.2358	r	0	35	16.2588	19.7042	28.1405	0	28.1405
9	0.987047	37.0215	r	0	35	15.653	18.97	27.092	0	27.092
10	0.987047	35.1891	r	0	35	15.1702	18.3849	26.2563	0	26.2563
11	0.987047	41.3499	r	0	35	18.1655	22.0149	31.4405	0	31.4405
12	0.987047	47.5676	r	0	35	21.2847	25.7951	36.8392	0	36.8392
13	0.987047	44.4132	r	0	35	20.234	24.5218	35.0207	0	35.0207
14	0.987047	38.637	r	0	35	17.9164	21.7131	31.0096	0	31.0096
15	0.987047	32.2287	r	0	35	15.2077	18.4304	26.3214	0	26.3214
16	0.987047	25.2066	r	0	35	12.1013	14.6657	20.9448	0	20.9448
17	0.987047	17.5863	r	0	35	8.589	10.4091	14.8657	0	14.8657
18	0.987047	9.38118	r	0	35	4.66063	5.64826	8.06655	0	8.06655
19	0.978443	2.05071	Al	5	32	4.77089	5.78189	1.25129	0	1.25129
20	0.978443	2.17192	Al	5	32	4.90079	5.93932	1.50323	0	1.50323
21	0.978443	2.96922	Al	5	32	5.35376	6.48827	2.38173	0	2.38173
22	0.978443	3.22824	Al	5	32	5.56158	6.74013	2.78479	0	2.78479
23	0.978443	2.95254	Al	5	32	5.51453	6.68311	2.69353	0	2.69353
24	0.978443	2.14411	Al	5	32	5.20163	6.30391	2.08669	0	2.08669
25	0.978443	0.803438	Al	5	32	4.61045	5.58745	0.94012	0	0.94012

Interslice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.21191

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	33.6658	468.607	0	0	0
2	34.6528	467.615	4.43616	0	0
3	35.6399	466.706	13.7061	0	0
4	36.6269	465.869	24.4563	0	0
5	37.614	465.099	34.449	0	0
6	38.601	464.388	43.3073	0	0
7	39.5881	463.733	50.7906	0	0
8	40.5751	463.129	56.7715	0	0
9	41.5622	462.573	61.2184	0	0
10	42.5492	462.062	64.1838	0	0
11	43.5363	461.594	65.8504	0	0
12	44.5233	461.166	66.4694	0	0
13	45.5104	460.778	65.6514	0	0
14	46.4974	460.427	63.4636	0	0
15	47.4845	460.112	60.3211	0	0
16	48.4715	459.832	56.6621	0	0

17	49.4585	459.586	52.983	0	0
18	50.4456	459.374	49.8398	0	0
19	51.4326	459.194	47.8515	0	0
20	52.4111	459.047	43.626	0	0
21	53.3895	458.931	39.2788	0	0
22	54.368	458.846	34.6157	0	0
23	55.3464	458.792	29.7309	0	0
24	56.3249	458.767	24.7716	0	0
25	57.3033	458.773	19.9408	0	0
26	58.2817	458.809	0	0	0

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
0.0404784	462.322
24.724	457.096
39.772	456.046
74.881	454.339

Line Load

X	Y
34.2964	468.651
25.2258	468.016

External Boundary

X	Y
0.0464324	465.311
0.0345697	459.355
0.0305124	457.318
0	442
74.881	442
74.881	449.972
74.881	452.045
74.881	457.874
51.9038	459.169
45.0961	463.707
43.0961	463.707
35.5964	468.707
34.3214	468.751
34.2964	468.726
34.2964	468.651

25.2258	468.016
25.2258	468.091
25.2008	468.116
23.9258	468.072
16.9401	463.415
10.047	463.648
6.2568	465.131

Material Boundary

X	Y
16.9401	463.415
17.4057	463.365
17.41	462.866
22.571	460.854
24.9689	460.151
51.3147	458.702
51.3143	459.2
51.9038	459.169

Material Boundary

X	Y
0.0345697	459.355
24.6205	454.556
33.8338	453.586
74.881	452.045

Material Boundary

X	Y
0.0305124	457.318
24.3236	452.576
33.6785	451.591
74.881	449.972

Material Boundary

X	Y
10.047	463.648
10.0403	462.935
12.9383	462.656
15.7982	462.648
17.41	462.866

Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Project Summary

- File Name: Sezione 2_2-13_sisma+.slim
- Slide Modeler Version: 6.008
- Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

General Settings

- Units of Measurement: Metric Units
- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Left to Right
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Analysis Methods Used

- Bishop simplified
- Number of slices: 25
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50
- Check $\alpha < 0.2$: Yes
- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
- Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Grid Search
- Radius Increment: 10
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Invalid Surfaces
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: 1

Loading

- Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.123
- Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.062
- 1 Distributed Load present

Distributed Load 1

- Distribution: Constant
- Magnitude [kN/m2]: 4
- Orientation: Vertical

Material Properties

Property	r	AI	FMA alt	FMA
Color				
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unsaturated Unit Weight [kN/m3]	18	18	21	21
Saturated Unit Weight [kN/m3]	19	20	22	22
Cohesion [kPa]	0	5	100	110
Friction Angle [deg]	35	32	35	51
Water Surface	None	Water Table	Water Table	Water Table
Hu Value		1	1	0
Ru Value	0			

Global Minimums

Method: bishop simplified

- FS: 1.232780
- Center: 56.624, 489.080
- Radius: 30.316
- Left Slip Surface Endpoint: 34.229, 468.647

- Right Slip Surface Endpoint: 58.282, 458.809
- Resisting Moment=11973.8 kN-m
- Driving Moment=9712.82 kN-m

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

- Number of Valid Surfaces: 2428
- Number of Invalid Surfaces: 2423

Error Codes:

- Error Code -101 reported for 48 surfaces
- Error Code -113 reported for 96 surfaces
- Error Code -115 reported for 2 surfaces
- Error Code -1000 reported for 2277 surfaces

Error Codes

The following errors were encountered during the computation:

- -101 = Only one (or zero) surface / slope intersections.
- -113 = Surface intersects outside slope limits.
- -115 = Surface too shallow, below the minimum depth.
- -1000 = No valid slip surfaces are generated at a grid center. Unable to draw a surface.

Slice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.23278

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.964182	10.2081	r	0	35	4.10767	5.06385	7.23194	0	7.23194
2	0.964182	24.7337	r	0	35	10.0329	12.3683	17.6637	0	17.6637
3	0.964182	29.8437	r	0	35	12.4697	15.3724	21.954	0	21.954
4	0.964182	32.7689	r	0	35	14.0703	17.3456	24.772	0	24.772
5	0.964182	34.5619	r	0	35	15.2211	18.7643	26.7982	0	26.7982
6	0.964182	35.3243	r	0	35	15.9312	19.6397	28.0484	0	28.0484

7	0.964182	35.1391	r	0	35	16.2081	19.981	28.5357	0	28.5357
8	0.964182	34.075	r	0	35	16.0573	19.7951	28.2703	0	28.2703
9	0.964182	32.1892	r	0	35	15.483	19.0871	27.2592	0	27.2592
10	0.964182	33.13	r	0	35	16.2534	20.0369	28.6157	0	28.6157
11	0.964182	40.6795	r	0	35	20.3428	25.0782	35.8153	0	35.8153
12	0.964182	44.7831	r	0	35	22.8157	28.1267	40.1692	0	40.1692
13	0.964182	40.4374	r	0	35	20.98	25.8637	36.9372	0	36.9372
14	0.964182	35.0406	r	0	35	18.5074	22.8156	32.584	0	32.584
15	0.964182	29.0242	r	0	35	15.6017	19.2335	27.4683	0	27.4683
16	0.964182	22.407	r	0	35	12.256	15.109	21.5779	0	21.5779
17	0.964182	15.205	r	0	35	8.46153	10.4312	14.8972	0	14.8972
18	0.964182	7.4315	r	0	35	4.20728	5.18665	7.40731	0	7.40731
19	0.956813	1.36761	Al	5	32	4.48022	5.52313	0.837181	0	0.837181
20	0.956813	2.11831	Al	5	32	4.94779	6.09954	1.75963	0	1.75963
21	0.956813	2.89901	Al	5	32	5.44526	6.71281	2.74108	0	2.74108
22	0.956813	3.15326	Al	5	32	5.66962	6.9894	3.18369	0	3.18369
23	0.956813	2.88463	Al	5	32	5.61001	6.91591	3.06609	0	3.06609
24	0.956813	2.09513	Al	5	32	5.25414	6.4772	2.364	0	2.364
25	0.956813	0.78515	Al	5	32	4.58802	5.65601	1.04984	0	1.04984

Interslice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.23278

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	34.2288	468.647	0	0	0
2	35.193	467.638	4.5996	0	0
3	36.1571	466.715	14.2739	0	0
4	37.1213	465.87	24.5066	0	0
5	38.0855	465.093	34.2453	0	0
6	39.0497	464.378	43.0098	0	0
7	40.0139	463.719	50.4865	0	0
8	40.9781	463.113	56.4985	0	0
9	41.9422	462.556	60.9829	0	0
10	42.9064	462.045	63.9756	0	0
11	43.8706	461.577	65.7977	0	0
12	44.8348	461.15	66.5097	0	0
13	45.799	460.762	65.6286	0	0
14	46.7631	460.412	63.3365	0	0
15	47.7273	460.099	60.0546	0	0
16	48.6915	459.82	56.2602	0	0
17	49.6557	459.576	52.4948	0	0

18	50.6199	459.364	49.3669	0	0
19	51.584	459.186	47.5545	0	0
20	52.5409	459.04	43.5652	0	0
21	53.4977	458.926	39.3014	0	0
22	54.4545	458.842	34.6868	0	0
23	55.4113	458.788	29.8293	0	0
24	56.3681	458.765	24.8966	0	0
25	57.3249	458.772	20.1191	0	0
26	58.2817	458.809	0	0	0

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
0.0404784	462.322
24.724	457.096
39.772	456.046
74.881	454.339

Line Load

X	Y
34.2964	468.651
25.2258	468.016

External Boundary

X	Y
0.0464324	465.311
0.0345697	459.355
0.0305124	457.318
0	442
74.881	442
74.881	449.972
74.881	452.045
74.881	457.874
51.9038	459.169
45.0961	463.707
43.0961	463.707
35.5964	468.707
34.3214	468.751
34.2964	468.726
34.2964	468.651
25.2258	468.016

25.2258	468.091
25.2008	468.116
23.9258	468.072
16.9401	463.415
10.047	463.648
6.2568	465.131

Material Boundary

X	Y
16.9401	463.415
17.4057	463.365
17.41	462.866
22.571	460.854
24.9689	460.151
51.3147	458.702
51.3143	459.2
51.9038	459.169

Material Boundary

X	Y
0.0345697	459.355
24.6205	454.556
33.8338	453.586
74.881	452.045

Material Boundary

X	Y
0.0305124	457.318
24.3236	452.576
33.6785	451.591
74.881	449.972

Material Boundary

X	Y
10.047	463.648
10.0403	462.935
12.9383	462.656
15.7982	462.648
17.41	462.866

19.3 Sezione 1_2-28

Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Project Summary

- File Name: Sezione 2_2-28.slim
- Slide Modeler Version: 6.008
- Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

General Settings

- Units of Measurement: Metric Units
- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Left to Right
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Analysis Methods Used

- Bishop simplified
- Number of slices: 25
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50
- Check $\alpha < 0.2$: Yes
- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
- Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Grid Search
- Radius Increment: 10
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Invalid Surfaces
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: 1

Material Properties

Property	r	AI	FMA alt	FMA
Color				
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unsaturated Unit Weight [kN/m3]	18	18	21	21
Saturated Unit Weight [kN/m3]	19	20	22	22
Cohesion [kPa]	0	4	80	88
Friction Angle [deg]	29.3	26.6	29.3	44.7
Water Surface	None	Water Table	Water Table	Water Table
Hu Value		1	1	1
Ru Value	0			

Global Minimums

Method: bishop simplified

- FS: 1.247150
- Center: 17.848, 467.937
- Radius: 10.587
- Left Slip Surface Endpoint: 8.111, 463.783
- Right Slip Surface Endpoint: 21.020, 457.837
- Resisting Moment=2701.45 kN-m
- Driving Moment=2166.1 kN-m

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

- Number of Valid Surfaces: 1362
- Number of Invalid Surfaces: 3489

Error Codes:

- Error Code -103 reported for 7 surfaces
- Error Code -105 reported for 5 surfaces
- Error Code -107 reported for 4 surfaces
- Error Code -108 reported for 2 surfaces
- Error Code -113 reported for 670 surfaces
- Error Code -114 reported for 125 surfaces
- Error Code -115 reported for 311 surfaces
- Error Code -1000 reported for 2365 surfaces

Error Codes

The following errors were encountered during the computation:

- -103 = Two surface / slope intersections, but one or more surface / nonslope external polygon intersections lie between them. This usually occurs when the slip surface extends past the bottom of the soil region, but may also occur on a benched slope model with two sets of Slope Limits.
- -105 = More than two surface / slope intersections with no valid slip surface.
- -107 = Total driving moment or total driving force is negative. This will occur if the wrong failure direction is specified, or if high external or anchor loads are applied against the failure direction.
- -108 = Total driving moment or total driving force < 0.1. This is to limit the calculation of extremely high safety factors if the driving force is very small (0.1 is an arbitrary number).
- -113 = Surface intersects outside slope limits.
- -114 = Surface with Reverse Curvature.
- -115 = Surface too shallow, below the minimum depth.
- -1000 = No valid slip surfaces are generated at a grid center. Unable to draw a surface.

Slice Data

- Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.24715

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.506182	4.58226	AI	4	26.6	3.77067	4.70259	1.40304	0	1.40304

2	0.506182	12.7664	Al	4	26.6	8.11036	10.1148	12.211	0	12.211
3	0.506182	19.3502	Al	4	26.6	12.0789	15.0642	22.0947	0	22.0947
4	0.506182	24.8678	Al	4	26.6	15.7212	19.6067	31.1657	0	31.1657
5	0.506182	28.1069	Al	4	26.6	18.2342	22.7408	37.4244	0	37.4244
6	0.506182	29.3792	Al	4	26.6	19.6119	24.459	40.9659	0.110083	40.8558
7	0.506182	30.3342	Al	4	26.6	19.9787	24.9164	44.5972	2.82821	41.769
8	0.506182	30.8266	Al	4	26.6	20.1456	25.1246	47.2511	5.06621	42.1849
9	0.506182	30.8767	Al	4	26.6	20.128	25.1026	48.9681	6.82729	42.1408
10	0.506182	30.516	Al	4	26.6	19.9913	24.9322	49.7794	7.97872	41.8006
11	0.506182	29.7989	Al	4	26.6	19.6862	24.5516	49.8268	8.78614	41.0406
12	0.506182	28.7539	Al	4	26.6	19.2214	23.972	49.159	9.27587	39.8832
13	0.506182	27.4025	Al	4	26.6	18.6031	23.2009	47.8119	9.46865	38.3433
14	0.506182	25.7615	Al	4	26.6	17.8351	22.243	45.8114	9.38091	36.4305
15	0.506182	23.8445	Al	4	26.6	16.9196	21.1013	43.176	9.0256	34.1504
16	0.506182	21.6618	Al	4	26.6	15.8573	19.7764	39.9177	8.41287	31.5048
17	0.506182	19.2142	Al	4	26.6	14.6631	18.2871	36.0254	7.49486	28.5305
18	0.506182	16.4932	Al	4	26.6	13.3953	16.706	31.4682	6.09496	25.3732
19	0.506182	13.5227	Al	4	26.6	11.976	14.9359	26.2932	4.4548	21.8384
20	0.506182	10.3065	Al	4	26.6	10.4008	12.9713	20.4918	2.57644	17.9154
21	0.506182	6.85836	Al	4	26.6	8.64455	10.7811	14.0715	0.530078	13.5414
22	0.506182	4.62266	Al	4	26.6	7.18797	8.96448	9.91384	0	9.91384
23	0.506182	2.03422	Al	4	26.6	5.147	6.41908	4.8308	0	4.8308
24	0.633437	2.19499	r	0	29.3	1.72572	2.15223	3.83523	0	3.83523
25	0.633437	0.921471	r	0	29.3	0.748851	0.933929	1.66425	0	1.66425

Interslice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.24715

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	8.11088	463.783	0	0	0
2	8.61706	462.754	-0.46339	0	0
3	9.12325	461.941	5.36508	0	0
4	9.62943	461.264	14.2169	0	0
5	10.1356	460.685	24.3185	0	0
6	10.6418	460.182	33.9334	0	0
7	11.148	459.741	42.0973	0	0
8	11.6542	459.352	49.3431	0	0
9	12.1603	459.008	55.3857	0	0
10	12.6665	458.705	60.0467	0	0
11	13.1727	458.439	63.2022	0	0
12	13.6789	458.206	64.8521	0	0

13	14.1851	458.004	65.0476	0	0
14	14.6912	457.832	63.8813	0	0
15	15.1974	457.688	61.4825	0	0
16	15.7036	457.57	58.0134	0	0
17	16.2098	457.478	53.6681	0	0
18	16.716	457.411	48.6638	0	0
19	17.2222	457.369	43.2205	0	0
20	17.7283	457.351	37.6362	0	0
21	18.2345	457.358	32.2482	0	0
22	18.7407	457.388	27.4474	0	0
23	19.2469	457.443	23.2675	0	0
24	19.7531	457.523	20.2794	0	0
25	20.3865	457.659	18.6661	0	0
26	21.0199	457.837	0	0	0

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
0.151283	461.132
9.672	460.306
12.316	459.585
16.367	458.246
18.392	457.457
19.458	457.121
20.0811	457.013
24.3311	457.119
29.183	456.998
30.582	456.875
31.909	456.404
33.723	455.478
39.12	452.415
44.3331	449.316

External Boundary

X	Y
0.172658	464.117
0.134798	458.829
0.118101	456.497
0	440
44.4018	439.748
44.3569	446.003

44.3311	449.596
30.7341	457.867
30.2218	457.879
30.0089	457.884
28.5863	457.893
24.3311	457.919
20.0811	457.813
20.0811	457.773
19.2811	457.673
19.2311	457.923
19.0811	457.923
18.7811	457.923
10.1263	463.693
4.33108	463.95

Material Boundary

X	Y
0.134798	458.829
6.66738	457.775
10.955	457.394
17.3651	456.927
19.4404	457.008
20.0811	457.013

Material Boundary

X	Y
0.118101	456.497
5.92325	455.557
7.7386	455.37
15.532	454.742
25.5018	454.936
29.452	454.933
31.8844	454.093
44.3569	446.003

Material Boundary

X	Y
19.0811	457.923
19.0811	457.623
19.0811	457.523
20.0811	457.523

20.0811	457.013
24.3311	457.119
29.183	456.998
29.183	457.298
30.2363	457.272
30.2218	457.879

Material Boundary

X	Y
20.0811	457.523
20.0811	457.773

Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Project Summary

- File Name: Sezione 2_2-28_sisma-.slim
- Slide Modeler Version: 6.008
- Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

General Settings

- Units of Measurement: Metric Units
- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Left to Right
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Analysis Methods Used

- Bishop simplified
- Number of slices: 25
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50
- Check $\alpha < 0.2$: Yes
- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
- Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Grid Search
- Radius Increment: 10
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Invalid Surfaces
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: 1

Loading

- Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.123
- Seismic Load Coefficient (Vertical): -0.062

Material Properties

Property	r	AI	FMA alt	FMA
Color				
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unsaturated Unit Weight [kN/m3]	18	18	21	21
Saturated Unit Weight [kN/m3]	19	20	22	22
Cohesion [kPa]	0	5	100	110
Friction Angle [deg]	35	32	35	51
Water Surface	None	Water Table	Water Table	Water Table
Hu Value		1	1	1
Ru Value	0			

Global Minimums

Method: bishop simplified

- FS: 1.223170
- Center: 17.848, 467.937
- Radius: 10.587
- Left Slip Surface Endpoint: 8.111, 463.783
- Right Slip Surface Endpoint: 21.020, 457.837
- Resisting Moment=3039.3 kN-m
- Driving Moment=2484.78 kN-m

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

- Number of Valid Surfaces: 1368
- Number of Invalid Surfaces: 3483

Error Codes:

- Error Code -103 reported for 7 surfaces
- Error Code -105 reported for 5 surfaces
- Error Code -113 reported for 670 surfaces
- Error Code -114 reported for 125 surfaces
- Error Code -115 reported for 311 surfaces
- Error Code -1000 reported for 2365 surfaces

Error Codes

The following errors were encountered during the computation:

- -103 = Two surface / slope intersections, but one or more surface / nonslope external polygon intersections lie between them. This usually occurs when the slip surface extends past the bottom of the soil region, but may also occur on a benched slope model with two sets of Slope Limits.
- -105 = More than two surface / slope intersections with no valid slip surface.
- -113 = Surface intersects outside slope limits.
- -114 = Surface with Reverse Curvature.
- -115 = Surface too shallow, below the minimum depth.
- -1000 = No valid slip surfaces are generated at a grid center. Unable to draw a surface.

Slice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.22317

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.50618	4.58226	Al	5	32	4.13764	5.06103	0.097671	0	0.097671
2								9		9

**ITINERARIO INTERNAZIONALE E78 S.G.C. GROSSETO – FANO - Tratto Selci Lama (E45) - S. Stefano di Gaifa
Adeguamento a 2 corsie della Galleria della Guinza (Lotto 2) e del Tratto Guinza - Mercatello Ovest (Lotto 3) - 1° stralcio
Progetto Esecutivo**

2	0.50618 2	12.7664	Al	5	32	8.88915	10.8729	9.39866	0	9.39866
3	0.50618 2	19.3502	Al	5	32	13.3187	16.291	18.0693	0	18.0693
4	0.50618 2	24.8678	Al	5	32	17.4465	21.34	26.1495	0	26.1495
5	0.50618 2	28.1069	Al	5	32	20.3666	24.9118	31.8655	0	31.8655
6	0.50618 2	29.3792	Al	5	32	22.041	26.9599	35.2533	0.11008 3	35.1432
7	0.50618 2	30.3342	Al	5	32	22.5286	27.5563	38.9258	2.82821	36.0976
8	0.50618 2	30.8266	Al	5	32	22.7933	27.8801	41.682	5.06621	36.6158
9	0.50618 2	30.8767	Al	5	32	22.8522	27.9521	43.5584	6.82729	36.7311
10	0.50618 2	30.516	Al	5	32	22.7833	27.8678	44.5749	7.97872	36.5961
11	0.50618 2	29.7989	Al	5	32	22.5235	27.5501	44.8738	8.78614	36.0877
12	0.50618 2	28.7539	Al	5	32	22.0821	27.0102	44.4995	9.27587	35.2236
13	0.50618 2	27.4025	Al	5	32	21.4644	26.2546	43.4832	9.46865	34.0145
14	0.50618 2	25.7615	Al	5	32	20.6736	25.2873	41.8474	9.38091	32.4665
15	0.50618 2	23.8445	Al	5	32	19.7107	24.1095	39.6072	9.0256	30.5816
16	0.50618 2	21.6618	Al	5	32	18.575	22.7204	36.7715	8.41287	28.3586
17	0.50618 2	19.2142	Al	5	32	17.2841	21.1414	33.3265	7.49486	25.8316
18	0.50618 2	16.4932	Al	5	32	15.9109	19.4617	29.2386	6.09496	23.1436
19	0.50618 2	13.5227	Al	5	32	14.3552	17.5588	24.553	4.4548	20.0982
20	0.50618 2	10.3065	Al	5	32	12.6092	15.4232	19.2571	2.57644	16.6807
21	0.50618 2	6.85836	Al	5	32	10.6379	13.012	13.3519	0.53007 8	12.8218
22	0.50618 2	4.62266	Al	5	32	8.96155	10.9615	9.54039	0	9.54039
23	0.50618 2	2.03422	Al	5	32	6.54061	8.00028	4.80145	0	4.80145
24	0.63343 7	2.19499	r	0	35	2.12101	2.59435	3.70513	0	3.70513
25	0.63343 7	0.92147 1	r	0	35	0.93009 1	1.13766	1.62475	0	1.62475

Interslice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.22317

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	8.11088	463.783	0	0	0
2	8.61706	462.754	-1.42746	0	0
3	9.12325	461.941	3.29116	0	0
4	9.62943	461.264	11.1716	0	0
5	10.1356	460.685	20.5551	0	0
6	10.6418	460.182	29.7523	0	0
7	11.148	459.741	37.7815	0	0
8	11.6542	459.352	45.264	0	0
9	12.1603	459.008	51.8479	0	0
10	12.6665	458.705	57.2911	0	0
11	13.1727	458.439	61.4028	0	0
12	13.6789	458.206	64.1309	0	0
13	14.1851	458.004	65.478	0	0
14	14.6912	457.832	65.4905	0	0
15	15.1974	457.688	64.2534	0	0
16	15.7036	457.57	61.8864	0	0
17	16.2098	457.478	58.5428	0	0
18	16.716	457.411	54.3969	0	0
19	17.2222	457.369	49.6168	0	0
20	17.7283	457.351	44.4623	0	0
21	18.2345	457.358	39.2337	0	0
22	18.7407	457.388	34.2911	0	0
23	19.2469	457.443	29.8041	0	0
24	19.7531	457.523	26.3642	0	0
25	20.3865	457.659	24.7886	0	0
26	21.0199	457.837	0	0	0

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
0.151283	461.132
9.672	460.306
12.316	459.585
16.367	458.246

18.392	457.457
19.458	457.121
20.0811	457.013
24.3311	457.119
29.183	456.998
30.582	456.875
31.909	456.404
33.723	455.478
39.12	452.415
44.3331	449.316

External Boundary

X	Y
0.172658	464.117
0.134798	458.829
0.118101	456.497
0	440
44.4018	439.748
44.3569	446.003
44.3311	449.596
30.7341	457.867
30.2218	457.879
30.0089	457.884
28.5863	457.893
24.3311	457.919
20.0811	457.813
20.0811	457.773
19.2811	457.673
19.2311	457.923
19.0811	457.923
18.7811	457.923
10.1263	463.693
4.33108	463.95

Material Boundary

X	Y
0.134798	458.829
6.66738	457.775
10.955	457.394
17.3651	456.927
19.4404	457.008
20.0811	457.013

Material Boundary

X	Y
0.118101	456.497
5.92325	455.557
7.7386	455.37
15.532	454.742
25.5018	454.936
29.452	454.933
31.8844	454.093
44.3569	446.003

Material Boundary

X	Y
19.0811	457.923
19.0811	457.623
19.0811	457.523
20.0811	457.523
20.0811	457.013
24.3311	457.119
29.183	456.998
29.183	457.298
30.2363	457.272
30.2218	457.879

Material Boundary

X	Y
20.0811	457.523
20.0811	457.773

Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Project Summary

- File Name: Sezione 2_2-28_sisma+.slim
- Slide Modeler Version: 6.008
- Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

General Settings

- Units of Measurement: Metric Units
- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Left to Right
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Analysis Methods Used

- Bishop simplified
- Number of slices: 25
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50
- Check $m_{\alpha} < 0.2$: Yes
- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
- Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Grid Search
- Radius Increment: 10
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Invalid Surfaces
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: 1

Loading

- Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.123
- Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.062

Material Properties

Property	r	AI	FMA alt	FMA
Color				
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unsaturated Unit Weight [kN/m3]	18	18	21	21
Saturated Unit Weight [kN/m3]	19	20	22	22
Cohesion [kPa]	0	5	100	110
Friction Angle [deg]	35	32	35	51
Water Surface	None	Water Table	Water Table	Water Table
Hu Value		1	1	1
Ru Value	0			

Global Minimums

Method: bishop simplified

- FS: 1.239190
- Center: 17.848, 467.937
- Radius: 10.587
- Left Slip Surface Endpoint: 8.111, 463.783
- Right Slip Surface Endpoint: 21.020, 457.837
- Resisting Moment=3411.94 kN-m
- Driving Moment=2753.37 kN-m

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

- Number of Valid Surfaces: 1368
- Number of Invalid Surfaces: 3483

Error Codes:

- Error Code -103 reported for 7 surfaces
- Error Code -105 reported for 5 surfaces
- Error Code -113 reported for 670 surfaces
- Error Code -114 reported for 125 surfaces
- Error Code -115 reported for 311 surfaces
- Error Code -1000 reported for 2365 surfaces

Error Codes

The following errors were encountered during the computation:

- -103 = Two surface / slope intersections, but one or more surface / nonslope external polygon intersections lie between them. This usually occurs when the slip surface extends past the bottom of the soil region, but may also occur on a benched slope model with two sets of Slope Limits.
- -105 = More than two surface / slope intersections with no valid slip surface.
- -113 = Surface intersects outside slope limits.
- -114 = Surface with Reverse Curvature.
- -115 = Surface too shallow, below the minimum depth.
- -1000 = No valid slip surfaces are generated at a grid center. Unable to draw a surface.

Slice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.23919

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.506182	4.58226	Al	5	32	4.39141	5.44179	0.707018	0	0.707018
2	0.506182	12.7664	Al	5	32	9.69825	12.018	11.2311	0	11.2311
3	0.506182	19.3502	Al	5	32	14.6452	18.1482	21.0416	0	21.0416
4	0.506182	24.8678	Al	5	32	19.2536	23.8589	30.1806	0	30.1806
5	0.506182	28.1069	Al	5	32	22.5062	27.8895	36.6309	0	36.6309
6	0.506182	29.3792	Al	5	32	24.3663	30.1945	40.4298	0.110083	40.3197
7	0.506182	30.3342	Al	5	32	25.0217	31.0066	44.4475	2.82821	41.6193
8	0.506182	30.8266	Al	5	32	25.4132	31.4918	47.4619	5.06621	42.3956
9	0.506182	30.8767	Al	5	32	25.5571	31.6701	49.5083	6.82729	42.681
10	0.506182	30.516	Al	5	32	25.5313	31.6381	50.6086	7.97872	42.6298

11	0.506182	29.7989	Al	5	32	25.2767	31.3226	50.9112	8.78614	42.1251
12	0.506182	28.7539	Al	5	32	24.8035	30.7363	50.4627	9.27587	41.1868
13	0.506182	27.4025	Al	5	32	24.1179	29.8866	49.2956	9.46865	39.8269
14	0.506182	25.7615	Al	5	32	23.2229	28.7776	47.433	9.38091	38.0521
15	0.506182	23.8445	Al	5	32	22.1196	27.4104	44.8899	9.0256	35.8643
16	0.506182	21.6618	Al	5	32	20.8069	25.7837	41.6737	8.41287	33.2608
17	0.506182	19.2142	Al	5	32	19.3003	23.9167	37.7679	7.49486	30.2731
18	0.506182	16.4932	Al	5	32	17.6689	21.8951	33.1328	6.09496	27.0378
19	0.506182	13.5227	Al	5	32	15.8141	19.5967	27.8144	4.4548	23.3596
20	0.506182	10.3065	Al	5	32	13.7264	17.0096	21.7958	2.57644	19.2193
21	0.506182	6.85836	Al	5	32	11.3698	14.0894	15.0761	0.530078	14.546
22	0.506182	4.62266	Al	5	32	9.44302	11.7017	10.725	0	10.725
23	0.506182	2.03422	Al	5	32	6.72165	8.3294	5.32815	0	5.32815
24	0.633437	2.19499	r	0	35	2.36601	2.93194	4.18724	0	4.18724
25	0.633437	0.921471	r	0	35	1.03684	1.28484	1.83495	0	1.83495

Interslice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.23919

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	8.11088	463.783	0	0	0
2	8.61706	462.754	-0.928761	0	0
3	9.12325	461.941	4.87165	0	0
4	9.62943	461.264	14.095	0	0
5	10.1356	460.685	24.9013	0	0
6	10.6418	460.182	35.417	0	0
7	11.148	459.741	44.5574	0	0
8	11.6542	459.352	52.9296	0	0
9	12.1603	459.008	60.1764	0	0
10	12.6665	458.705	66.0573	0	0
11	13.1727	458.439	70.3896	0	0
12	13.6789	458.206	73.1341	0	0
13	14.1851	458.004	74.3102	0	0
14	14.6912	457.832	73.9851	0	0
15	15.1974	457.688	72.2682	0	0
16	15.7036	457.57	69.3077	0	0
17	16.2098	457.478	65.2886	0	0
18	16.716	457.411	60.4222	0	0
19	17.2222	457.369	54.9194	0	0
20	17.7283	457.351	49.0871	0	0
21	18.2345	457.358	43.279	0	0
22	18.7407	457.388	37.9147	0	0

23	19.2469	457.443	33.1199	0	0
24	19.7531	457.523	29.5469	0	0
25	20.3865	457.659	27.7511	0	0
26	21.0199	457.837	0	0	0

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
0.151283	461.132
9.672	460.306
12.316	459.585
16.367	458.246
18.392	457.457
19.458	457.121
20.0811	457.013
24.3311	457.119
29.183	456.998
30.582	456.875
31.909	456.404
33.723	455.478
39.12	452.415
44.3331	449.316

External Boundary

X	Y
0.172658	464.117
0.134798	458.829
0.118101	456.497
0	440
44.4018	439.748
44.3569	446.003
44.3311	449.596
30.7341	457.867
30.2218	457.879
30.0089	457.884
28.5863	457.893
24.3311	457.919
20.0811	457.813
20.0811	457.773
19.2811	457.673
19.2311	457.923
19.0811	457.923

18.7811	457.923
10.1263	463.693
4.33108	463.95

Material Boundary

X	Y
0.134798	458.829
6.66738	457.775
10.955	457.394
17.3651	456.927
19.4404	457.008
20.0811	457.013

Material Boundary

X	Y
0.118101	456.497
5.92325	455.557
7.7386	455.37
15.532	454.742
25.5018	454.936
29.452	454.933
31.8844	454.093
44.3569	446.003

Material Boundary

X	Y
19.0811	457.923
19.0811	457.623
19.0811	457.523
20.0811	457.523
20.0811	457.013
24.3311	457.119
29.183	456.998
29.183	457.298
30.2363	457.272
30.2218	457.879

Material Boundary

X	Y
20.0811	457.523
20.0811	457.773

20 APPENDICE 3 – TABULATI DI CALCOLO CEDIMENTI DEI RILEVATI

20.1 Sezione 1_2-13

Caratteristiche del rilevato

Semilarghezza in sommità	[m]	5,55
Larghezza scarpa esterna	[m]	7,50
Altezza	[m]	9,54
Peso di volume del materiale	[kN/m ³]	20,00

Tensione alla base del rilevato	[kPa]	210,8
---------------------------------	-------	-------

Sovraccarico stradale	[kPa]	20,0
-----------------------	-------	------

Coordinate delle verticali di calcolo

Verticale di calcolo V0	[m]	0,00
Verticale di calcolo V1	[m]	2,78
Verticale di calcolo V2	[m]	5,55
Verticale di calcolo V3	[m]	9,30
Verticale di calcolo V4	[m]	13,05

Livello piezometrico da p.c.	[m]	2,80
------------------------------	-----	------

Stratigrafia

Profondità [m]	Unità [-]	Tipo Terreno	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_{dry} [kN/m ³]	E [MPa]	φ [°]	OCR [-]	K_0 [-]	ν [-]
0,0	Al	nc	20,0	18,0	25	32	1	0,47	0,30
1,0	Al	nc	20,0	18,0	25	32	1	0,47	0,30
2,0	Al	nc	20,0	18,0	25	32	1	0,47	0,30
3,0	Al	nc	20,0	18,0	25	32	1	0,47	0,30
4,0	Al	nc	20,0	18,0	25	32	1	0,47	0,30
5,0	Al	nc	20,0	18,0	25	32	1	0,47	0,30
6	Al	nc	20	18	25	32	1	0,47	0,30
8	FMA alt	coc	22	21	1000	35	3	0,74	0,30
10	FMA alt	coc	22	21	1000	35	3	0,74	0,30
12	FMA	coc	22	21	1000	51	3	0,39	0,30
14	FMA	coc	22	21	1000	51	3	0,39	0,30
16	FMA	coc	22	21	1000	51	3	0,39	0,30
18	FMA	coc	22	21	1000	51	3	0,39	0,30
20	FMA	coc	22	21	1000	51	3	0,39	0,30
25	FMA	coc	22	21	1000	51	3	0,39	0,30
30	FMA	coc	22	21	1000	51	3	0,39	0,30
35	FMA	coc	22	21	1000	51	3	0,39	0,30
40	FMA	coc	22	21	1000	51	3	0,39	0,30
45	FMA	coc	22	21	1000	51	3	0,39	0,30
50	FMA	coc	22	21	1000	51	3	0,39	0,30

Caratteristiche del rilevato

Semilarghezza totale rilevato	[m]	13,05
Larghezza scarpa esterna	[m]	7,50
Altezza	[m]	9,54
Peso di volume del materiale	[kN/m ³]	20,00

Coordinate verticale di calcolo	[m]	0,00
---------------------------------	-----	------

Parametri di calcolo

Tensione alla base del rilevato	[kPa]	210,8
---------------------------------	-------	-------

x	13,05
x'	13,05

Calcolo incremento tensionale indotto

z [m]	R ₀ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	α [°]	β [°]	R ₀ ' [m]	R ₁ ' [m]	R ₂ ' [m]	α' [°]	β' [°]	Δσ _z [kPa]
0,5	13,1	5,6	0,5	3,0	84,9	13,1	5,6	0,5	3,0	84,9	210,78
1,5	13,1	5,7	1,5	8,6	74,9	13,1	5,7	1,5	8,6	74,9	210,29
2,5	13,3	6,1	2,5	13,4	65,8	13,3	6,1	2,5	13,4	65,8	208,63
3,5	13,5	6,6	3,5	17,2	57,8	13,5	6,6	3,5	17,2	57,8	205,49
4,5	13,8	7,1	4,5	20,0	51,0	13,8	7,1	4,5	20,0	51,0	200,92
5,5	14,2	7,8	5,5	21,9	45,3	14,2	7,8	5,5	21,9	45,3	195,21
6,5	14,6	8,5	6,5	23,0	40,5	14,6	8,5	6,5	23,0	40,5	188,70
7,5	15,1	9,3	7,5	23,6	36,5	15,1	9,3	7,5	23,6	36,5	181,72
8,5	15,6	10,2	8,5	23,8	33,1	15,6	10,2	8,5	23,8	33,1	174,54
9,5	16,1	11,0	9,5	23,7	30,3	16,1	11,0	9,5	23,7	30,3	167,35
10,5	16,7	11,9	10,5	23,3	27,9	16,7	11,9	10,5	23,3	27,9	160,29
11,5	17,4	12,8	11,5	22,9	25,8	17,4	12,8	11,5	22,9	25,8	153,47
12,5	18,1	13,7	12,5	22,3	23,9	18,1	13,7	12,5	22,3	23,9	146,93
13,5	18,8	14,6	13,5	21,7	22,3	18,8	14,6	13,5	21,7	22,3	140,70
14,5	19,5	15,5	14,5	21,0	20,9	19,5	15,5	14,5	21,0	20,9	134,82
15,5	20,3	16,5	15,5	20,4	19,7	20,3	16,5	15,5	20,4	19,7	129,26
16,5	21,0	17,4	16,5	19,7	18,6	21,0	17,4	16,5	19,7	18,6	124,03
17,5	21,8	18,4	17,5	19,1	17,6	21,8	18,4	17,5	19,1	17,6	119,12
18,5	22,6	19,3	18,5	18,5	16,7	22,6	19,3	18,5	18,5	16,7	114,51
19,5	23,5	20,3	19,5	17,9	15,9	23,5	20,3	19,5	17,9	15,9	110,18
20,5	24,3	21,2	20,5	17,3	15,1	24,3	21,2	20,5	17,3	15,1	106,12
21,5	25,2	22,2	21,5	16,8	14,5	25,2	22,2	21,5	16,8	14,5	102,30
22,5	26,0	23,2	22,5	16,3	13,9	26,0	23,2	22,5	16,3	13,9	98,71
23,5	26,9	24,1	23,5	15,8	13,3	26,9	24,1	23,5	15,8	13,3	95,34
24,5	27,8	25,1	24,5	15,3	12,8	27,8	25,1	24,5	15,3	12,8	92,16
25,5	28,6	26,1	25,5	14,8	12,3	28,6	26,1	25,5	14,8	12,3	89,17
26,5	29,5	27,1	26,5	14,4	11,8	29,5	27,1	26,5	14,4	11,8	86,35
27,5	30,4	28,1	27,5	14,0	11,4	30,4	28,1	27,5	14,0	11,4	83,69
28,5	31,3	29,0	28,5	13,6	11,0	31,3	29,0	28,5	13,6	11,0	81,17
29,5	32,3	30,0	29,5	13,2	10,7	32,3	30,0	29,5	13,2	10,7	78,79
30,5	33,2	31,0	30,5	12,9	10,3	33,2	31,0	30,5	12,9	10,3	76,53
31,5	34,1	32,0	31,5	12,5	10,0	34,1	32,0	31,5	12,5	10,0	74,39
32,5	35,0	33,0	32,5	12,2	9,7	35,0	33,0	32,5	12,2	9,7	72,36

Caratteristiche del rilevato

Semilarghezza totale rilevato	[m]	13,05
Larghezza scarpa esterna	[m]	7,50
Altezza	[m]	9,54
Peso di volume del materiale	[kN/m ³]	20,00

Tensione alla base del rilevato	[kPa]	210,8
---------------------------------	-------	-------

Coordinate verticale di calcolo	[m]	2,78
---------------------------------	-----	------

Parametri di calcolo

x	10,28
x'	15,83

Calcolo incremento tensionale indotto

z [m]	R ₀ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	α [°]	β [°]	R ₀ ' [m]	R ₁ ' [m]	R ₂ ' [m]	α' [°]	β' [°]	Δσ _z [kPa]
0,5	10,3	2,8	2,8	7,4	159,6	15,8	8,3	2,8	1,6	6,8	210,75
1,5	10,4	3,2	3,2	20,1	123,2	15,9	8,5	3,2	4,8	18,2	209,67
2,5	10,6	3,7	3,7	28,3	96,0	16,0	8,7	3,7	7,7	25,3	206,61
3,5	10,9	4,5	4,5	32,8	76,8	16,2	9,0	4,5	10,3	28,8	201,80
4,5	11,2	5,3	5,3	34,7	63,3	16,5	9,5	5,3	12,5	29,9	195,82
5,5	11,7	6,2	6,2	35,1	53,5	16,8	10,0	6,2	14,3	29,8	189,14
6,5	12,2	7,1	7,1	34,6	46,2	17,1	10,6	7,1	15,7	28,9	182,12
7,5	12,7	8,0	8,0	33,6	40,6	17,5	11,2	8,0	16,7	27,7	174,99
8,5	13,3	8,9	8,9	32,3	36,2	18,0	11,9	8,9	17,4	26,3	167,92
9,5	14,0	9,9	9,9	31,0	32,6	18,5	12,6	9,9	17,8	24,9	161,00
10,5	14,7	10,9	10,9	29,6	29,6	19,0	13,4	10,9	18,0	23,6	154,31
11,5	15,4	11,8	11,8	28,2	27,1	19,6	14,2	11,8	18,1	22,3	147,91
12,5	16,2	12,8	12,8	26,9	25,0	20,2	15,0	12,8	18,0	21,1	141,80
13,5	17,0	13,8	13,8	25,7	23,2	20,8	15,9	13,8	17,9	20,0	136,01
14,5	17,8	14,8	14,8	24,5	21,7	21,5	16,7	14,8	17,6	19,0	130,54
15,5	18,6	15,7	15,7	23,4	20,3	22,2	17,6	15,7	17,4	18,1	125,37
16,5	19,4	16,7	16,7	22,4	19,1	22,9	18,5	16,7	17,0	17,2	120,50
17,5	20,3	17,7	17,7	21,4	18,0	23,6	19,4	17,7	16,7	16,4	115,92
18,5	21,2	18,7	18,7	20,5	17,1	24,3	20,3	18,7	16,3	15,7	111,60
19,5	22,0	19,7	19,7	19,7	16,2	25,1	21,2	19,7	15,9	15,0	107,54
20,5	22,9	20,7	20,7	18,9	15,4	25,9	22,1	20,7	15,6	14,4	103,72
21,5	23,8	21,7	21,7	18,2	14,7	26,7	23,1	21,7	15,2	13,8	100,11
22,5	24,7	22,7	22,7	17,5	14,1	27,5	24,0	22,7	14,8	13,3	96,72
23,5	25,6	23,7	23,7	16,9	13,5	28,3	24,9	23,7	14,4	12,8	93,52
24,5	26,6	24,7	24,7	16,3	12,9	29,2	25,9	24,7	14,1	12,3	90,50
25,5	27,5	25,7	25,7	15,7	12,4	30,0	26,8	25,7	13,7	11,9	87,65
26,5	28,4	26,6	26,6	15,2	12,0	30,9	27,8	26,6	13,4	11,5	84,96
27,5	29,4	27,6	27,6	14,7	11,5	31,7	28,7	27,6	13,1	11,1	82,41
28,5	30,3	28,6	28,6	14,3	11,1	32,6	29,7	28,6	12,8	10,7	80,00
29,5	31,2	29,6	29,6	13,8	10,7	33,5	30,7	29,6	12,5	10,4	77,71
30,5	32,2	30,6	30,6	13,4	10,4	34,4	31,6	30,6	12,2	10,1	75,53
31,5	33,1	31,6	31,6	13,0	10,1	35,3	32,6	31,6	11,9	9,8	73,47
32,5	34,1	32,6	32,6	12,7	9,8	36,1	33,5	32,6	11,6	9,5	71,51

Caratteristiche del rilevato

Semilarghezza totale rilevato	[m]	13,05
Larghezza scarpa esterna	[m]	7,50
Altezza	[m]	9,54
Peso di volume del materiale	[kN/m ³]	20,00

Tensione alla base del rilevato	[kPa]	210,8
---------------------------------	-------	-------

Coordinate verticale di calcolo	[m]	5,55
---------------------------------	-----	------

Parametri di calcolo

x	7,50
x'	18,60

Calcolo incremento tensionale indotto

z [m]	R ₀ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	α [°]	β [°]	R ₀ ' [m]	R ₁ ' [m]	R ₂ ' [m]	α' [°]	β' [°]	Δσ _z [kPa]
0,5	7,5	0,5	5,6	86,2	84,9	18,6	11,1	5,6	1,0	2,6	206,33
1,5	7,6	1,5	5,7	78,7	74,9	18,7	11,2	5,7	3,1	7,4	197,50
2,5	7,9	2,5	6,1	71,6	65,8	18,8	11,4	6,1	5,0	11,6	188,98
3,5	8,3	3,5	6,6	65,0	57,8	18,9	11,6	6,6	6,8	14,7	180,88
4,5	8,7	4,5	7,1	59,0	51,0	19,1	12,0	7,1	8,5	17,0	173,29
5,5	9,3	5,5	7,8	53,7	45,3	19,4	12,4	7,8	9,9	18,4	166,18
6,5	9,9	6,5	8,5	49,1	40,5	19,7	12,9	8,5	11,1	19,2	159,55
7,5	10,6	7,5	9,3	45,0	36,5	20,1	13,4	9,3	12,1	19,5	153,33
8,5	11,3	8,5	10,2	41,4	33,1	20,5	14,0	10,2	12,9	19,4	147,48
9,5	12,1	9,5	11,0	38,3	30,3	20,9	14,6	11,0	13,5	19,1	141,96
10,5	12,9	10,5	11,9	35,5	27,9	21,4	15,3	11,9	14,0	18,7	136,74
11,5	13,7	11,5	12,8	33,1	25,8	21,9	16,0	12,8	14,3	18,2	131,78
12,5	14,6	12,5	13,7	31,0	23,9	22,4	16,7	13,7	14,5	17,7	127,08
13,5	15,4	13,5	14,6	29,1	22,3	23,0	17,5	14,6	14,6	17,1	122,60
14,5	16,3	14,5	15,5	27,3	20,9	23,6	18,3	15,5	14,6	16,5	118,35
15,5	17,2	15,5	16,5	25,8	19,7	24,2	19,1	16,5	14,6	15,9	114,31
16,5	18,1	16,5	17,4	24,4	18,6	24,9	19,9	17,4	14,5	15,3	110,46
17,5	19,0	17,5	18,4	23,2	17,6	25,5	20,7	18,4	14,4	14,8	106,80
18,5	20,0	18,5	19,3	22,1	16,7	26,2	21,6	19,3	14,2	14,3	103,32
19,5	20,9	19,5	20,3	21,0	15,9	26,9	22,4	20,3	14,0	13,8	100,01
20,5	21,8	20,5	21,2	20,1	15,1	27,7	23,3	21,2	13,8	13,3	96,87
21,5	22,8	21,5	22,2	19,2	14,5	28,4	24,2	22,2	13,6	12,8	93,88
22,5	23,7	22,5	23,2	18,4	13,9	29,2	25,1	23,2	13,3	12,4	91,03
23,5	24,7	23,5	24,1	17,7	13,3	30,0	26,0	24,1	13,1	12,0	88,32
24,5	25,6	24,5	25,1	17,0	12,8	30,8	26,9	25,1	12,8	11,6	85,74
25,5	26,6	25,5	26,1	16,4	12,3	31,6	27,8	26,1	12,6	11,2	83,29
26,5	27,5	26,5	27,1	15,8	11,8	32,4	28,7	27,1	12,3	10,9	80,95
27,5	28,5	27,5	28,1	15,3	11,4	33,2	29,7	28,1	12,1	10,6	78,73
28,5	29,5	28,5	29,0	14,7	11,0	34,0	30,6	29,0	11,9	10,3	76,60
29,5	30,4	29,5	30,0	14,3	10,7	34,9	31,5	30,0	11,6	10,0	74,58
30,5	31,4	30,5	31,0	13,8	10,3	35,7	32,5	31,0	11,4	9,7	72,65
31,5	32,4	31,5	32,0	13,4	10,0	36,6	33,4	32,0	11,1	9,4	70,80
32,5	33,4	32,5	33,0	13,0	9,7	37,4	34,3	33,0	10,9	9,2	69,03

Caratteristiche del rilevato

Semilarghezza totale rilevato	[m]	13,05
Larghezza scarpa estema	[m]	7,50
Altezza	[m]	9,54
Peso di volume del materiale	[kN/m ³]	20,00

Tensione alla base del rilevato	[kPa]	210,8
---------------------------------	-------	-------

Coordinate verticale di calcolo	[m]	9,30
---------------------------------	-----	------

Parametri di calcolo

x	3,75
x'	22,35

Calcolo incremento tensionale indotto

z [m]	R ₀ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	α [°]	β [°]	R ₀ ' [m]	R ₁ ' [m]	R ₂ ' [m]	α' [°]	β' [°]	Δσ _z [kPa]
0,5	3,8	3,8	9,3	164,8	4,5	22,4	14,9	9,3	0,6	1,1	105,40
1,5	4,0	4,0	9,4	136,4	12,6	22,4	14,9	9,4	1,9	3,4	105,37
2,5	4,5	4,5	9,6	112,6	18,6	22,5	15,1	9,6	3,2	5,5	105,28
3,5	5,1	5,1	9,9	93,9	22,4	22,6	15,3	9,9	4,4	7,4	105,09
4,5	5,9	5,9	10,3	79,6	24,4	22,8	15,5	10,3	5,5	9,0	104,76
5,5	6,7	6,7	10,8	68,6	25,1	23,0	15,8	10,8	6,5	10,3	104,28
6,5	7,5	7,5	11,3	60,0	25,1	23,3	16,2	11,3	7,4	11,3	103,62
7,5	8,4	8,4	11,9	53,1	24,6	23,6	16,6	11,9	8,2	12,1	102,80
8,5	9,3	9,3	12,6	47,6	23,8	23,9	17,1	12,6	9,0	12,6	101,80
9,5	10,2	10,2	13,3	43,1	22,8	24,3	17,6	13,3	9,6	13,0	100,65
10,5	11,1	11,1	14,0	39,3	21,9	24,7	18,2	14,0	10,1	13,2	99,35
11,5	12,1	12,1	14,8	36,1	20,9	25,1	18,8	14,8	10,5	13,3	97,92
12,5	13,1	13,1	15,6	33,4	20,0	25,6	19,4	15,6	10,9	13,3	96,39
13,5	14,0	14,0	16,4	31,0	19,0	26,1	20,1	16,4	11,1	13,2	94,77
14,5	15,0	15,0	17,2	29,0	18,2	26,6	20,8	17,2	11,3	13,0	93,08
15,5	15,9	15,9	18,1	27,2	17,4	27,2	21,5	18,1	11,5	12,8	91,35
16,5	16,9	16,9	18,9	25,6	16,6	27,8	22,2	18,9	11,6	12,6	89,57
17,5	17,9	17,9	19,8	24,2	15,9	28,4	23,0	19,8	11,6	12,3	87,78
18,5	18,9	18,9	20,7	22,9	15,2	29,0	23,7	20,7	11,6	12,1	85,97
19,5	19,9	19,9	21,6	21,8	14,6	29,7	24,5	21,6	11,6	11,8	84,17
20,5	20,8	20,8	22,5	20,7	14,0	30,3	25,3	22,5	11,6	11,5	82,38
21,5	21,8	21,8	23,4	19,8	13,5	31,0	26,1	23,4	11,5	11,2	80,62
22,5	22,8	22,8	24,3	18,9	13,0	31,7	27,0	24,3	11,4	11,0	78,87
23,5	23,8	23,8	25,3	18,1	12,5	32,4	27,8	25,3	11,3	10,7	77,16
24,5	24,8	24,8	26,2	17,4	12,1	33,2	28,6	26,2	11,2	10,4	75,48
25,5	25,8	25,8	27,1	16,7	11,7	33,9	29,5	27,1	11,0	10,2	73,84
26,5	26,8	26,8	28,1	16,1	11,3	34,7	30,4	28,1	10,9	9,9	72,24
27,5	27,8	27,8	29,0	15,5	10,9	35,4	31,3	29,0	10,7	9,7	70,68
28,5	28,7	28,7	30,0	15,0	10,6	36,2	32,1	30,0	10,6	9,4	69,16
29,5	29,7	29,7	30,9	14,5	10,3	37,0	33,0	30,9	10,4	9,2	67,69
30,5	30,7	30,7	31,9	14,0	9,9	37,8	33,9	31,9	10,3	9,0	66,25
31,5	31,7	31,7	32,8	13,6	9,7	38,6	34,8	32,8	10,1	8,8	64,86
32,5	32,7	32,7	33,8	13,2	9,4	39,4	35,7	33,8	10,0	8,6	63,52

Caratteristiche del rilevato

Semilarghezza totale rilevato	[m]	13,05
Larghezza scarpa esterna	[m]	7,50
Altezza	[m]	9,54
Peso di volume del materiale	[kN/m ³]	20,00

Tensione alla base del rilevato	[kPa]	210,8
---------------------------------	-------	-------

Coordinate verticale di calcolo	[m]	13,05
---------------------------------	-----	-------

Parametri di calcolo

x	0,00
x'	26,10

Calcolo incremento tensionale indotto

z [m]	R ₀ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	α [°]	β [°]	R ₀ ' [m]	R ₁ ' [m]	R ₂ ' [m]	α' [°]	β' [°]	Δσ _z [kPa]
0,5	0,5	7,5	13,1	86,2	1,6	26,1	18,6	13,1	0,4	0,7	4,47
1,5	1,5	7,6	13,1	78,7	4,8	26,1	18,7	13,1	1,3	1,9	13,23
2,5	2,5	7,9	13,3	71,6	7,6	26,2	18,8	13,3	2,2	3,2	21,52
3,5	3,5	8,3	13,5	65,0	10,0	26,3	18,9	13,5	3,0	4,4	29,12
4,5	4,5	8,7	13,8	59,0	11,9	26,5	19,1	13,8	3,8	5,4	35,89
5,5	5,5	9,3	14,2	53,7	13,4	26,7	19,4	14,2	4,6	6,4	41,80
6,5	6,5	9,9	14,6	49,1	14,4	26,9	19,7	14,6	5,3	7,2	46,87
7,5	7,5	10,6	15,1	45,0	15,1	27,2	20,1	15,1	5,9	7,9	51,14
8,5	8,5	11,3	15,6	41,4	15,5	27,4	20,5	15,6	6,5	8,5	54,70
9,5	9,5	12,1	16,1	38,3	15,7	27,8	20,9	16,1	7,1	9,0	57,63
10,5	10,5	12,9	16,7	35,5	15,6	28,1	21,4	16,7	7,5	9,4	59,99
11,5	11,5	13,7	17,4	33,1	15,5	28,5	21,9	17,4	7,9	9,7	61,86
12,5	12,5	14,6	18,1	31,0	15,3	28,9	22,4	18,1	8,3	9,9	63,31
13,5	13,5	15,4	18,8	29,1	15,0	29,4	23,0	18,8	8,6	10,0	64,39
14,5	14,5	16,3	19,5	27,3	14,6	29,9	23,6	19,5	8,9	10,1	65,15
15,5	15,5	17,2	20,3	25,8	14,3	30,4	24,2	20,3	9,1	10,1	65,63
16,5	16,5	18,1	21,0	24,4	13,9	30,9	24,9	21,0	9,3	10,1	65,89
17,5	17,5	19,0	21,8	23,2	13,5	31,4	25,5	21,8	9,4	10,0	65,94
18,5	18,5	20,0	22,6	22,1	13,1	32,0	26,2	22,6	9,5	10,0	65,82
19,5	19,5	20,9	23,5	21,0	12,8	32,6	26,9	23,5	9,6	9,9	65,56
20,5	20,5	21,8	24,3	20,1	12,4	33,2	27,7	24,3	9,6	9,7	65,17
21,5	21,5	22,8	25,2	19,2	12,0	33,8	28,4	25,2	9,7	9,6	64,69
22,5	22,5	23,7	26,0	18,4	11,7	34,5	29,2	26,0	9,7	9,5	64,12
23,5	23,5	24,7	26,9	17,7	11,3	35,1	30,0	26,9	9,6	9,3	63,48
24,5	24,5	25,6	27,8	17,0	11,0	35,8	30,8	27,8	9,6	9,2	62,79
25,5	25,5	26,6	28,6	16,4	10,7	36,5	31,6	28,6	9,6	9,0	62,05
26,5	26,5	27,5	29,5	15,8	10,4	37,2	32,4	29,5	9,5	8,8	61,27
27,5	27,5	28,5	30,4	15,3	10,1	37,9	33,2	30,4	9,4	8,7	60,47
28,5	28,5	29,5	31,3	14,7	9,9	38,6	34,0	31,3	9,4	8,5	59,65
29,5	29,5	30,4	32,3	14,3	9,6	39,4	34,9	32,3	9,3	8,4	58,82
30,5	30,5	31,4	33,2	13,8	9,3	40,1	35,7	33,2	9,2	8,2	57,97
31,5	31,5	32,4	34,1	13,4	9,1	40,9	36,6	34,1	9,1	8,1	57,12
32,5	32,5	33,4	35,0	13,0	8,9	41,7	37,4	35,0	9,0	7,9	56,28