



CITTA' METROPOLITANA DI PALERMO
AREA VIABILITA' - EDILIZIA - BENI CULTURALI
DIREZIONE VIABILITA'

S.P.4 "DI PORTELLA DI POIRA": SAN CIPIRELLO - CORLEONE.

S.P. n. 4 "DI PORTELLA DI POIRA": SAN CIPIRELLO - CORLEONE.
LAVORI DI M.S. PER LA SISTEMAZIONE DEL PIANO VIABILE E REALIZZAZIONE DI OPERE DI PRESIDIO E CORREDO IN TRATTI
SALTUARI (DAL KM 14+000 A FINE STRADA)
IMPORTO DI €.4.748.000,00

CODICE UNICO DI PROGETTO (CUP): D87H19002850001

LIVELLO DI PROGETTAZIONE

PROGETTO ESECUTIVO

REVISIONE N.			

TITOLO ELABORATO

14 RELAZIONE GEOTECNICA

IL PROGETTISTA

(Ing. Giacomino Maria Fasolo)

data

21 GEN. 2020

protocollo

005622

VISTO: IL RUP

(Ing. Claudio Tascone)

VERIFICA:

Come da rapporto conclusivo di cui all'art. 26 del D. Lgs. n. 50 del 18 Aprile 2016 e s.m.i.

n. 026206

del 09 APR. 2020

VISTO: IL RUP

(Ing. Claudio Tascone)

VALIDAZIONE

n. 026211

del 09 APR. 2020

VISTO: IL RUP

(Ing. Claudio Tascone)



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI PALERMO

Direttore: Prof. Giovanni Perrone



dipartimento
di ingegneria
unipa

CONVENZIONE TRA LA CITTÀ METROPOLITANA DI PALERMO – DIREZIONE INFRASTRUTTURE, VIABILITÀ, MOBILITÀ E TRASPORTI E IL DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, AMBIENTALE, AEROSPAZIALE, DEI MATERIALI (DICAM) DELL'UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PALERMO PER LO STUDIO DEGLI ASPETTI DI INGEGNERIA GEOTECNICA RIGUARDANTI I PROGETTI DI M.S. E AMMODERNAMENTO DELLE STRADE PROVINCIALI "S.P. N. 2 DI FELLAMONICA: PARTINICO-SAN CIPIRELLO E INTERCOMUNALE N. 17: CIRCONVALLAZIONE SUD DI SAN CIPIRELLO" E "S.P. N. 4 DI PORTELLA DI POIRA: SAN CIPIRELLO-CORLEONE".

RELAZIONE GEOTECNICA PARTE II STRADA S.P.4

Palermo, 30 Ottobre 2019

Il responsabile scientifico della Convenzione

Prof. Ing. Maurizio Ziccarelli

Il Direttore del Dipartimento

Prof. Ing. Giovanni Perrone



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI PALERMO

Direttore: Prof. Giovanni Perrone



CONVENZIONE TRA LA CITTÀ METROPOLITANA DI PALERMO – *DIREZIONE INFRASTRUTTURE, VIABILITÀ, MOBILITÀ E TRASPORTI* E IL DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, AMBIENTALE, AEROSPAZIALE, DEI MATERIALI (*DICAM*) DELL'UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PALERMO PER LO STUDIO DEGLI ASPETTI DI INGEGNERIA GEOTECNICA RIGUARDANTI I PROGETTI DI M.S. E AMMODERNAMENTO DELLE STRADE PROVINCIALI “*S.P. N. 2 DI FELLAMONICA: PARTINICO-SAN CIPIRELLO E INTERCOMUNALE N. 17: CIRCONVALLAZIONE SUD DI SAN CIPIRELLO*” E “*S.P. N. 4 DI PORTELLA DI POIRA: SAN CIPIRELLO-CORLEONE*”.

RELAZIONE GEOTECNICA PARTE II STRADA S.P.4

Palermo, 30 Ottobre 2019

Il responsabile scientifico della Convenzione

Prof. Ing. Maurizio Ziccarelli

Il Direttore del Dipartimento

Prof. Ing. Giovanni Perrone

INDICE

1	PREMESSA	4
2	FINALITA' DELLO STUDIO	4
3	INDAGINI.....	5
3.1	Indagini in situ	6
3.2	Indagini di laboratorio.....	13
4	CENNI GEOLOGICI	17
5	ZONA PIETRALUNGA (dal KM 8+700 al 9+800).....	18
5.1	Caratterizzazione sismica del sito	18
5.2	Costituzione del sottosuolo e valori caratteristici dei parametri geotecnici.....	19
6	KM 8+700	23
6.1	Modello geotecnico di sottosuolo	24
6.2	Circolazione idrica e regime delle pressioni interstiziali	24
6.3	Interventi previsti	24
6.4	Calcoli geotecnici.....	26
6.4.1	Verifica dei pali ad azioni verticali di compressione.....	28
6.4.2	Verifica dei pali ad azioni verticali di trazione.....	31
6.4.3	Verifica dei pali per azioni trasversali	32
6.4.4	Verifica dei pali a pressoflessione e taglio	33
6.4.5	Verifica della mensola in elevazione	33
6.4.6	Verifica della piastra di fondazione	34
6.5	Verifiche di stabilità generale	35
7	KM 9+000	36
7.1	Modello geotecnico di sottosuolo	40
7.2	Circolazione idrica e regime delle pressioni interstiziali	40
7.3	Misure inclinometriche	40
7.4	Interventi previsti	42
7.5	Calcoli geotecnici.....	44
7.5.1	Verifica dei pali ad azioni verticali di compressione.....	48
7.5.2	Verifica dei pali ad azioni verticali di trazione.....	51
7.5.3	Verifica dei pali per azioni trasversali	52
7.5.4	Verifica dei pali a pressoflessione e taglio	53
7.5.5	Verifica della mensola in elevazione	54
7.5.6	Verifica della piastra di fondazione	54
7.6	Verifiche di stabilità generale	55
8	KM 9+300	56
8.1	Modello geotecnico di sottosuolo	58
8.2	Circolazione idrica e regime delle pressioni interstiziali	58
8.3	Interventi previsti	59
8.4	Calcoli geotecnici.....	65
8.4.1	Verifica dei pali ad azioni verticali di compressione.....	66
8.4.2	Verifica dei pali ad azioni verticali di trazione.....	69
8.4.3	Verifica dei pali per azioni trasversali	70
8.4.4	Verifica dei pali a pressoflessione e taglio	72
8.4.5	Verifica della mensola in elevazione	72
8.4.6	Verifica della piastra di fondazione	73
8.5	Verifiche di stabilità generale	74
8.6	Effetti delle trincee drenanti.....	74
9	KM 9+800	75
9.1	Modello geotecnico di sottosuolo	77
9.2	Circolazione idrica e regime delle pressioni interstiziali	77

9.3	Interventi previsti	77
9.4	Calcoli geotecnici.....	79
9.4.1	Verifica dei pali ad azioni verticali di compressione.....	80
9.4.2	Verifica dei pali ad azioni verticali di trazione.....	84
9.4.3	Verifica dei pali per azioni trasversali	84
9.4.4	Verifica dei pali a pressoflessione e taglio	86
9.4.5	Verifica della mensola in elevazione	86
9.4.6	Verifica della piastra di fondazione	87
9.5	Verifiche di stabilità generale	88
10	KM 18+4000	88
10.1	Caratterizzazione sismica del sito	90
10.2	Costituzione del sottosuolo e valori caratteristici dei parametri geotecnici.....	91
10.3	Modello geotecnico di sottosuolo	92
10.4	Circolazione idrica e regime delle pressioni interstiziali	92
10.5	Interventi previsti	93
10.6	Calcoli geotecnici.....	95
10.7	Verifiche di stabilità generale	97
11	KM 19+000	98
11.1	Caratterizzazione sismica del sito	99
11.2	Costituzione del sottosuolo e valori caratteristici dei parametri geotecnici.....	101
11.3	Modello geotecnico di sottosuolo	103
11.4	Circolazione idrica e regime delle pressioni interstiziali	103
11.5	Interventi previsti	103
11.6	Calcoli geotecnici.....	103
11.7	Verifiche di stabilità generale	108
12	KM 22+700 (corleone).....	108
12.1	Modello geotecnico di sottosuolo	110
12.2	Circolazione idrica e regime delle pressioni interstiziali	110
12.3	Misure inclinometriche	110
12.4	Interventi previsti	113
12.5	Effetti delle trincee drenanti.....	114
13	MISURE, CONTROLLI GEOTECNICI E RACCOMANDAZIONI	120

1 PREMESSA

La Città Metropolitana di Palermo - Direzione Infrastrutture, Viabilità, Mobilità e Trasporti, ha in corso la progettazione esecutiva dei lavori per la messa in sicurezza delle strade provinciali:

- S.P. n. 2 di Fellamonica: Partinico-San Cipirello;
- Intercomunale n. 17: Circonvallazione Sud di San Cipirello;
- S.P. n. 4 di Portella di Poirà: San Cipirello-Corleone.

Le strade sopracitate sono da tempo interessate in diversi punti da dissesti e in alcuni casi da frane.

Per lo studio delle zone di dissesto più gravi e per lo studio delle zone in frana è stata stipulata fra la Città Metropolitana di Palermo - Direzione Infrastrutture, Viabilità, Mobilità e Trasporti – e il Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale, dei Materiali (DICAM) apposita Convenzione per quanto riguarda gli aspetti di Ingegneria Geotecnica. Il DICAM ha nominato lo scrivente (docente del **Corso di Fondazioni e Opere di Sostegno**) quale responsabile scientifico della Convenzione con decreto del Direttore N. 51 del 16/05/2018. La Convenzione è stata stipulata il 24 Maggio 2018.

Dal primo di Gennaio 2019 il Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale, dei Materiali (DICAM) è confluito nel Dipartimento di Ingegneria (DI) che ne prosegue i rapporti con gli stessi patti e condizioni.

2 FINALITA' DELLO STUDIO

Gli scopi dello studio sono specificati all'art. 3 della convenzione *“Con la presente Convenzione la Città Metropolitana di Palermo – Direzione Infrastrutture, Viabilità, Mobilità e Trasporti affida al DICAM l'incarico per lo studio degli aspetti di Ingegneria Geotecnica riguardanti i lavori di messa in sicurezza delle strade provinciali S.P. n. 2 di Fellamonica: Partinico-San Cipirello, Intercomunale n. 17: Circonvallazione Sud di San Cipirello e S.P. n. 4 di Portella di Poirà: San Cipirello-Corleone”*.

In data 17 maggio 2019 è stata consegnata al Committente la Relazione Geotecnica parte I relativa alla strada S.P. n. 2 di Fellamonica: Partinico-San Cipirello e Intercomunale 17 – Circonvallazione Sud di S. Cipirello.

Nella presente relazione si riportano i risultati dello studio che riguarda la strada S.P. n. 4 di Portella di Poirà: San Cipirello-Corleone.

Il tecnico del Dipartimento di Ingegneria Dott. Geol. Giovanni Sapienza ha collaborato all'esecuzione delle indagini e alle misure *in situ*. Il tecnico del Dipartimento di Ingegneria Dott. Ing. Antonio Casella ha collaborato all'esecuzione delle misure *in situ*.

L'ubicazione dei tratti oggetto dello studio è rappresentata schematicamente sulle planimetrie delle figure 1-7 sulle quali sono indicate anche le indagini in situ eseguite.

3 INDAGINI

Le indagini sono consistite in indagini *in situ* (dirette e indirette) e indagini di laboratorio, oltre ad osservazioni e misurazioni *in situ*. Lo scopo delle indagini è stato quello di ricostruire la costituzione di dettaglio del sottosuolo, nell'ambito di interesse e sotto il profilo geotecnico dei vari tratti di strada interessati da fenomeni franosi e/o deformativi importanti rappresentati sulle figure 1-7.

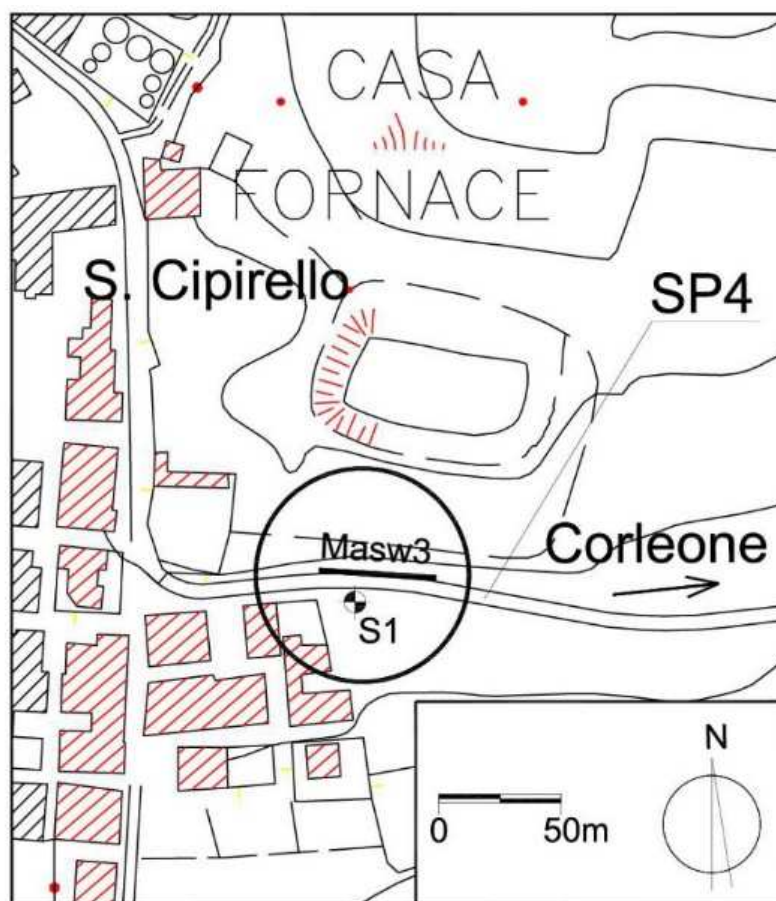


Figura 1. Strada provinciale n. 4. S.Cipirello-Corleone. Planimetria con indicazione della zona oggetto di interesse al km 0+500 e delle indagini eseguite. Il sondaggio S1 è stato attrezzato con piezometro a tubo aperto.

3.1 Indagini in situ

Le indagini geotecniche *in situ* sono state eseguite dall'impresa GEO R.A.S.. di Catania ad eccezione del sondaggio S1 e della Masw3 rappresentati sulla figura 1 che sono state eseguite dall'Impresa Globalgeo S.r.l. di Montemaggiore Belsito (PA) nell'ambito della campagna di indagini relativo alla SP2 i cui dettagli sono riportati nella relazione di detta impresa e descritti nella relazione dello scrivente del 17 Maggio 19 e che nella presente relazione si riportano per completezza.

Le indagini sono consistite nell'esecuzione di 16 sondaggi meccanici a rotazione (S1, Fig. 1, e S1-S14, 7bis, figure 2-7) a rotazione con carotaggio continuo, 3 stendimenti sismici MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves), Masw1 (fig. 7), Masw2 (fig. 3) e Masw3 (fig. 1). Il sondaggio S7bis (fig. 3) è profondo 5.5m.

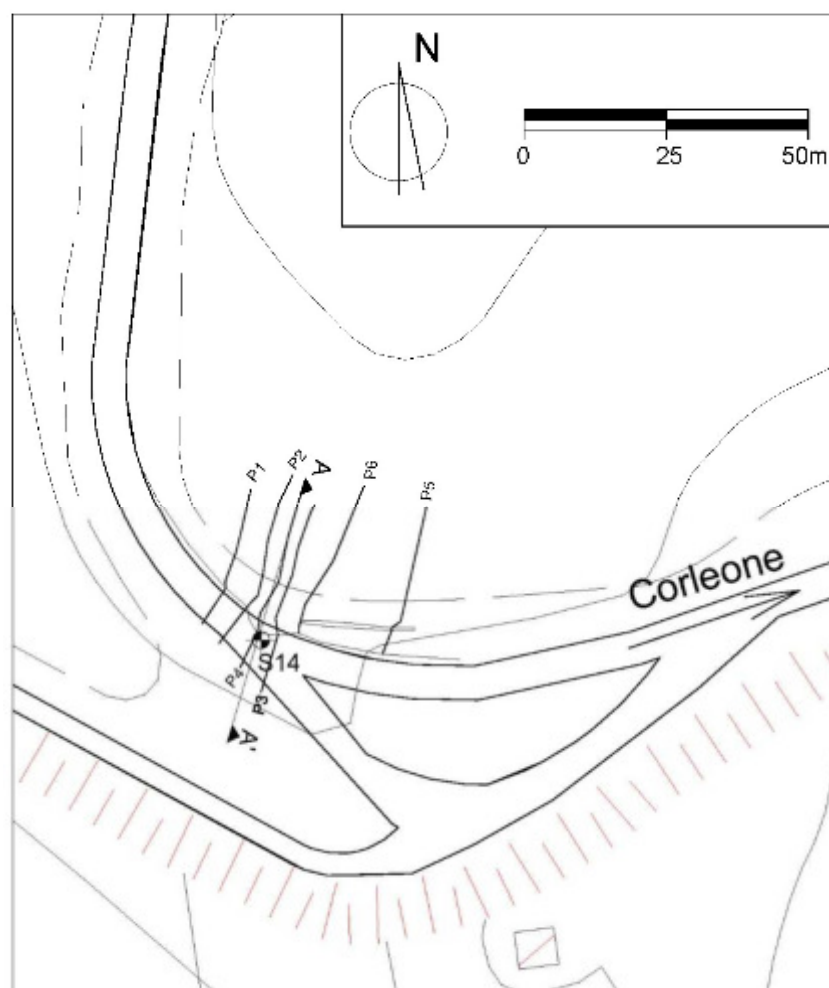


Figura 2. Strada provinciale n. 4. S.Cipirello-Corleone. Planimetria con indicazione della zona oggetto di interesse al km 8+700 (zona Pietralunga). Il rilievo topografico (ubicazione del sondaggio S14 e i profili del terreno P1-P6) eseguito dalla Città Metropolitana di Palermo è stato sovrapposto alla Carta Tecnica Regionale.

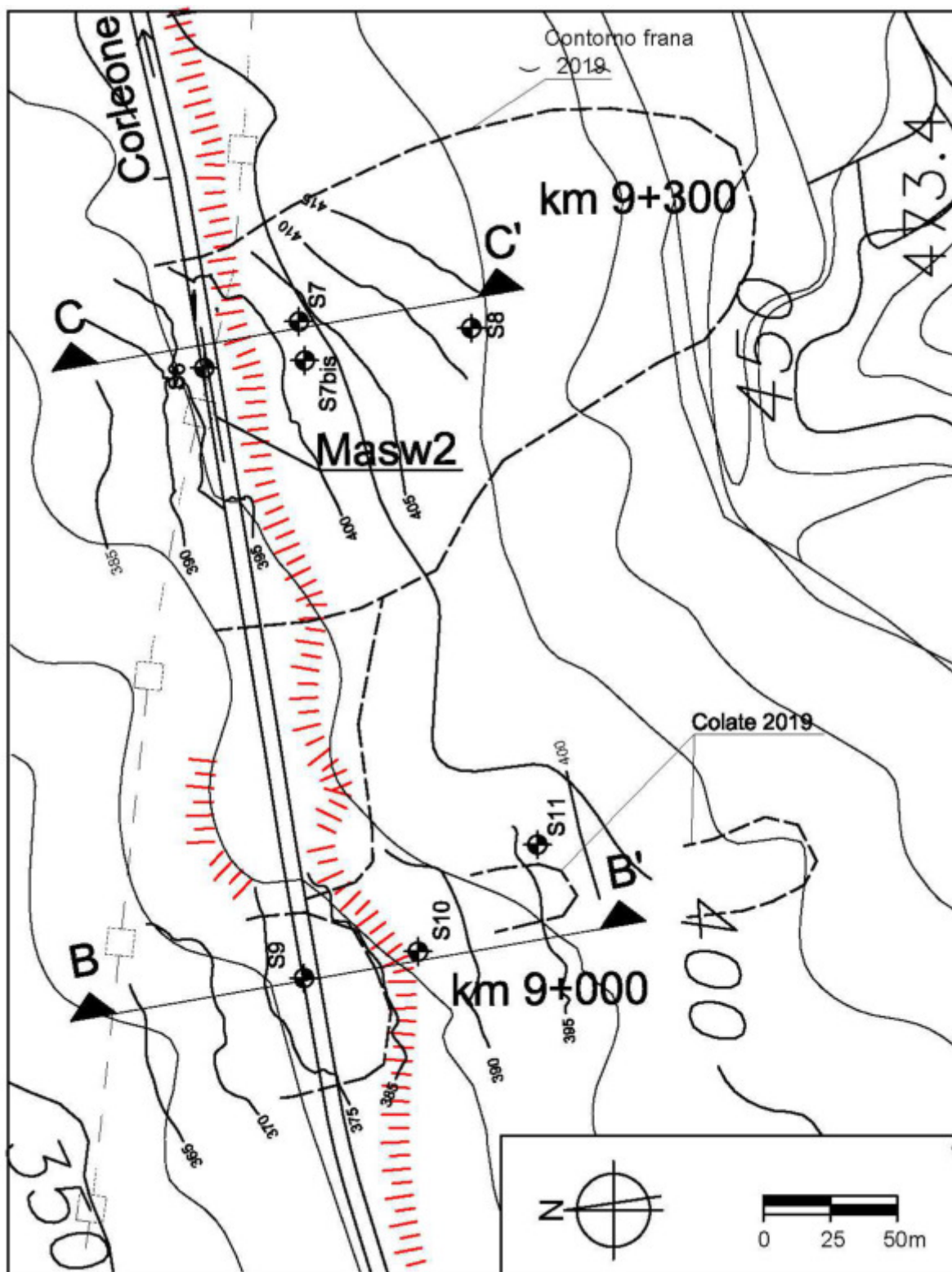


Figura 3. Strada provinciale n. 4. S.Cipirello-Corleone. Planimetria con indicazione della zona oggetto di interesse dal km 9+000 al km 9+300 (zona Pietralunga). Il rilievo topografico (ubicazione sondaggi e curve livello ogni 5m) eseguito dalla Città Metropolitana di Palermo è stato sovrapposto alla Carta Tecnica Regionale. Il sondaggio S7 è stato attrezzato con piezometro a tubo aperto; nel sondaggio S9 è stata eseguita una prova DH (down-hole); il sondaggio S10 è stato attrezzato con inclinometro. Sono indicati nella planimetria anche i contorni approssimativi dei dissesti osservati nel 2019.

Le 2 prove *down-hole* e le prove MASW (1 e 2) sono state eseguite dal Dott. Geol. C. Cibella sempre per conto della GEO R.A.S.. I risultati delle indagini sono riportati negli elaborati a cura della stessa Impresa e sono in possesso del Committente.

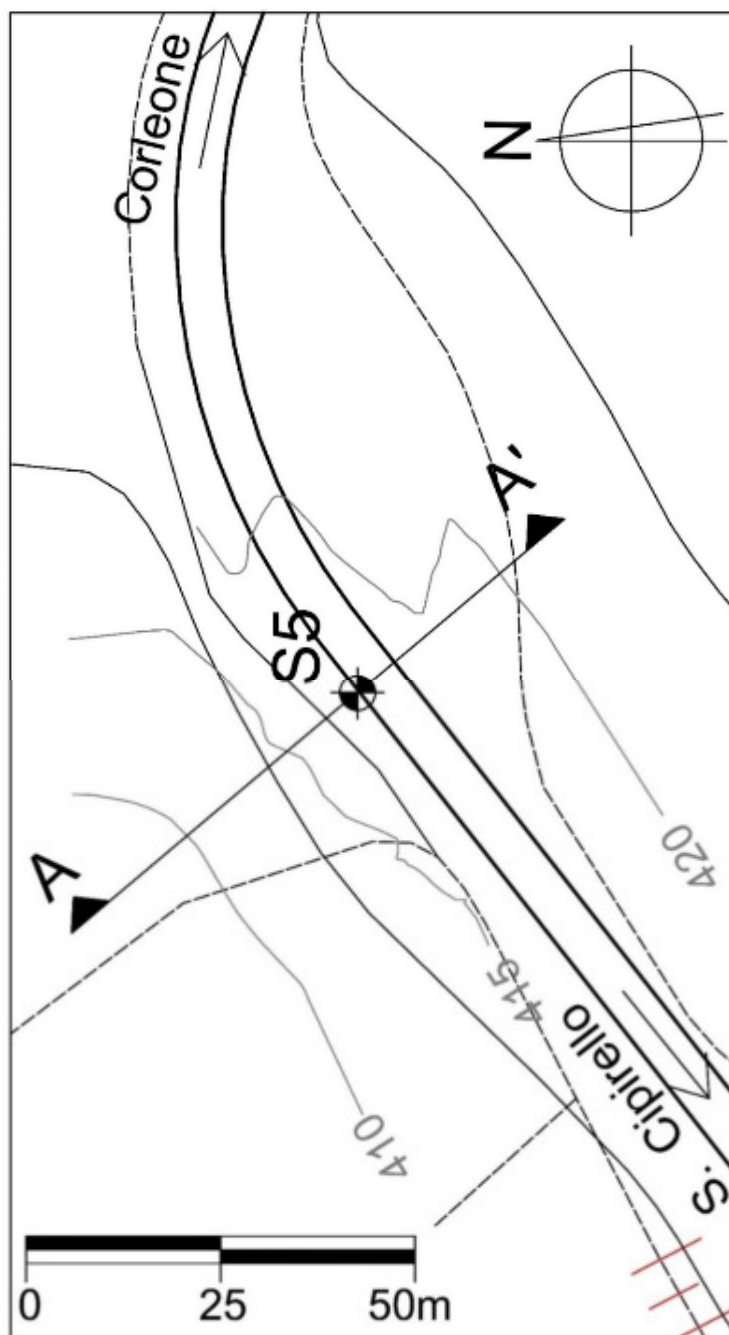


Figura 4. Strada provinciale n. 4. S.Cipirello-Corleone. Planimetria con indicazione della zona oggetto di interesse al km 9+800 (zona Pietralunga). Il rilievo topografico (ubicazione del sondaggio e curve livello ogni 5m) eseguito dalla Città Metropolitana di Palermo è stato sovrapposto alla Carta Tecnica Regionale.

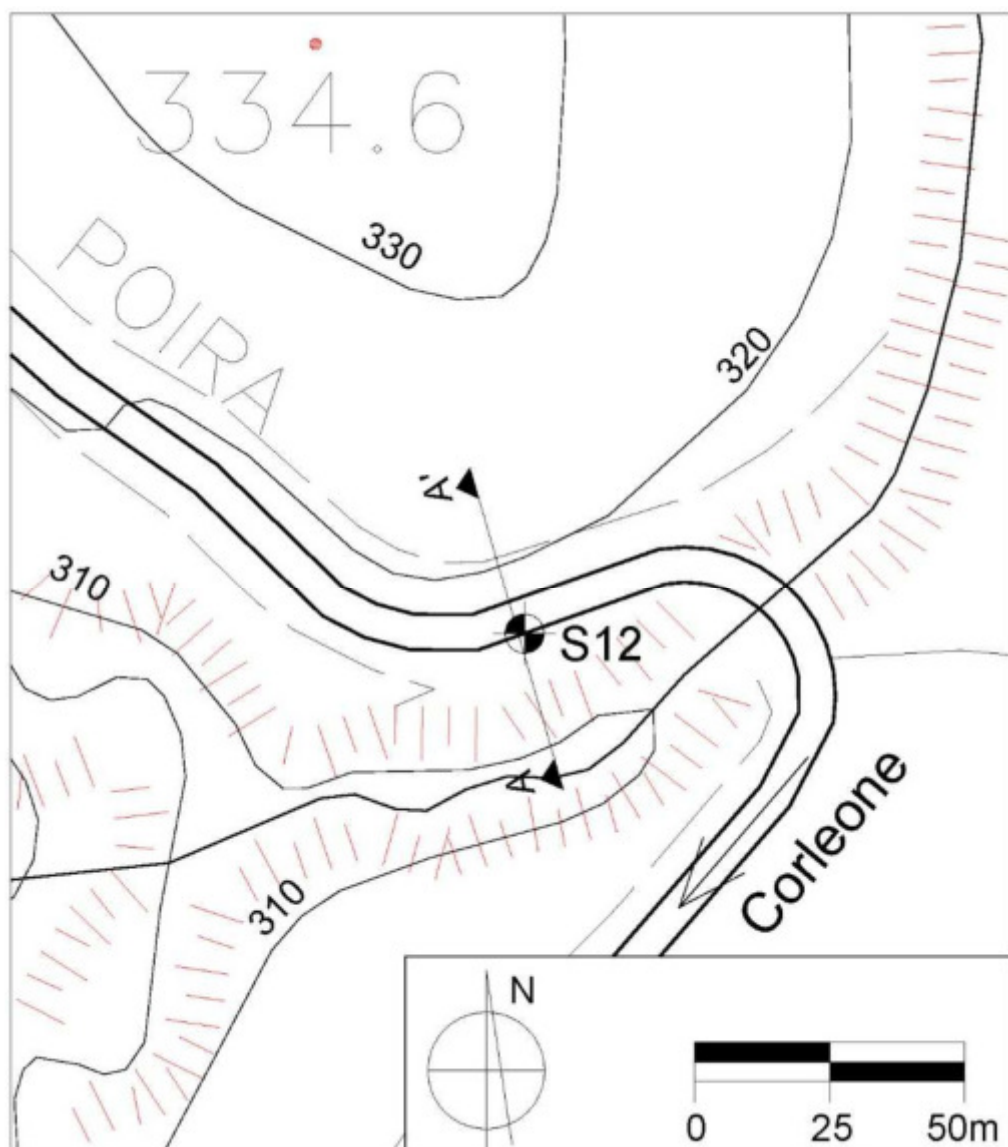


Figura 5. Strada provinciale n. 4. S.Cipirello-Corleone. Planimetria con indicazione della zona oggetto di interesse al km 18+400.

In tabella 1 sono riportate le caratteristiche principali dei sondaggi eseguiti e la strumentazione in essi installata, mentre nelle tabelle 2 e 3 sono riportati i risultati delle misure piezometriche nei sondaggi attrezzati a piezometro (piezometri a tubo aperto) e in tabella 4 le date delle misure inclinometriche sulle verticali S2 e S10 in corrispondenza delle quali sono stati installati gli inclinometri. Le misure piezometriche e quelle inclinometriche sono state eseguite dallo scrivente.

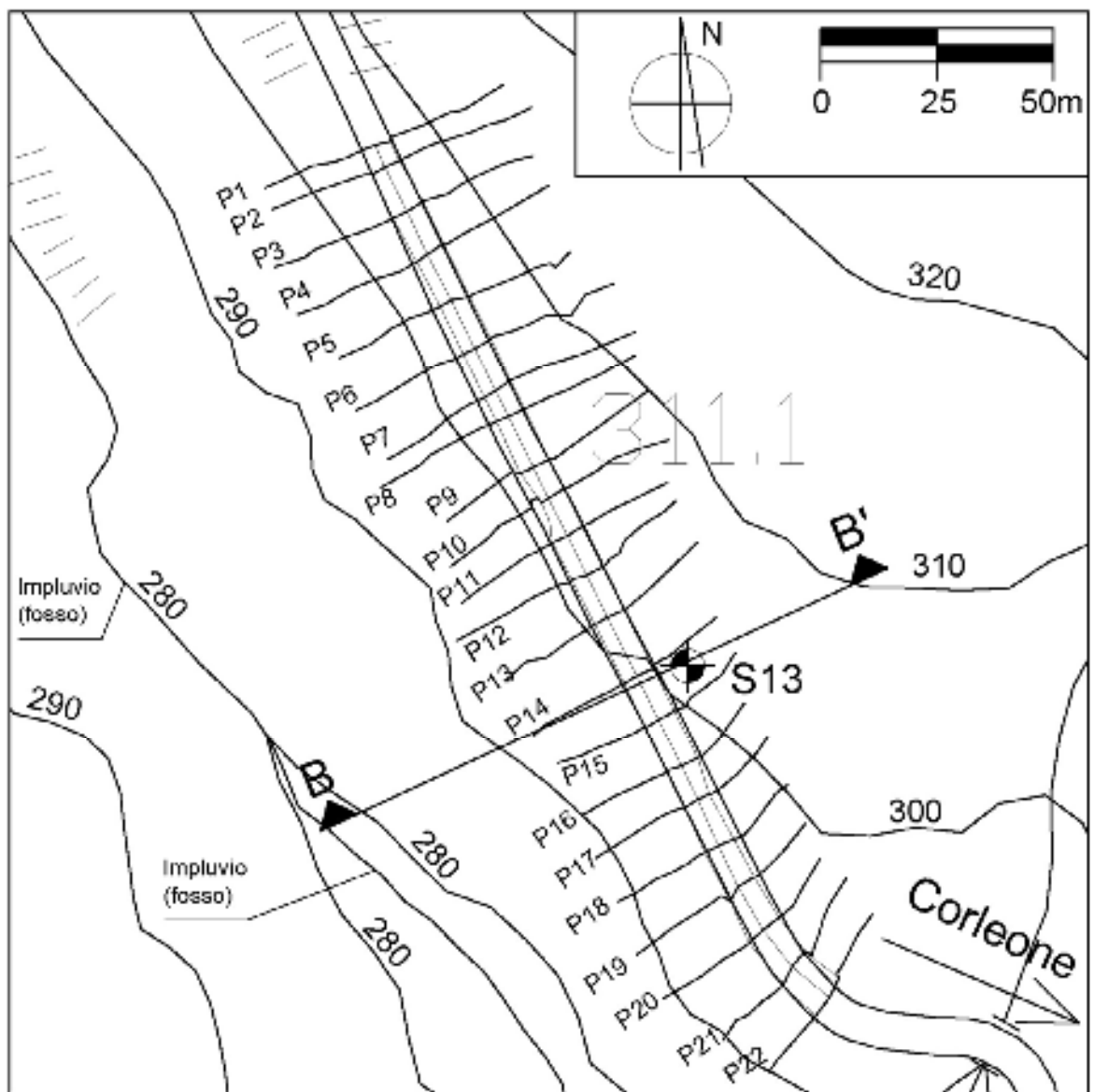


Figura 6. Strada provinciale n. 4. S.Cipirello-Corleone. Planimetria con indicazione della zona oggetto di interesse al km 19+000. Il rilievo topografico (ubicazione del sondaggio, profili topografici) eseguito dalla Città Metropolitana di Palermo è stato sovrapposto alla Carta Tecnica Regionale.

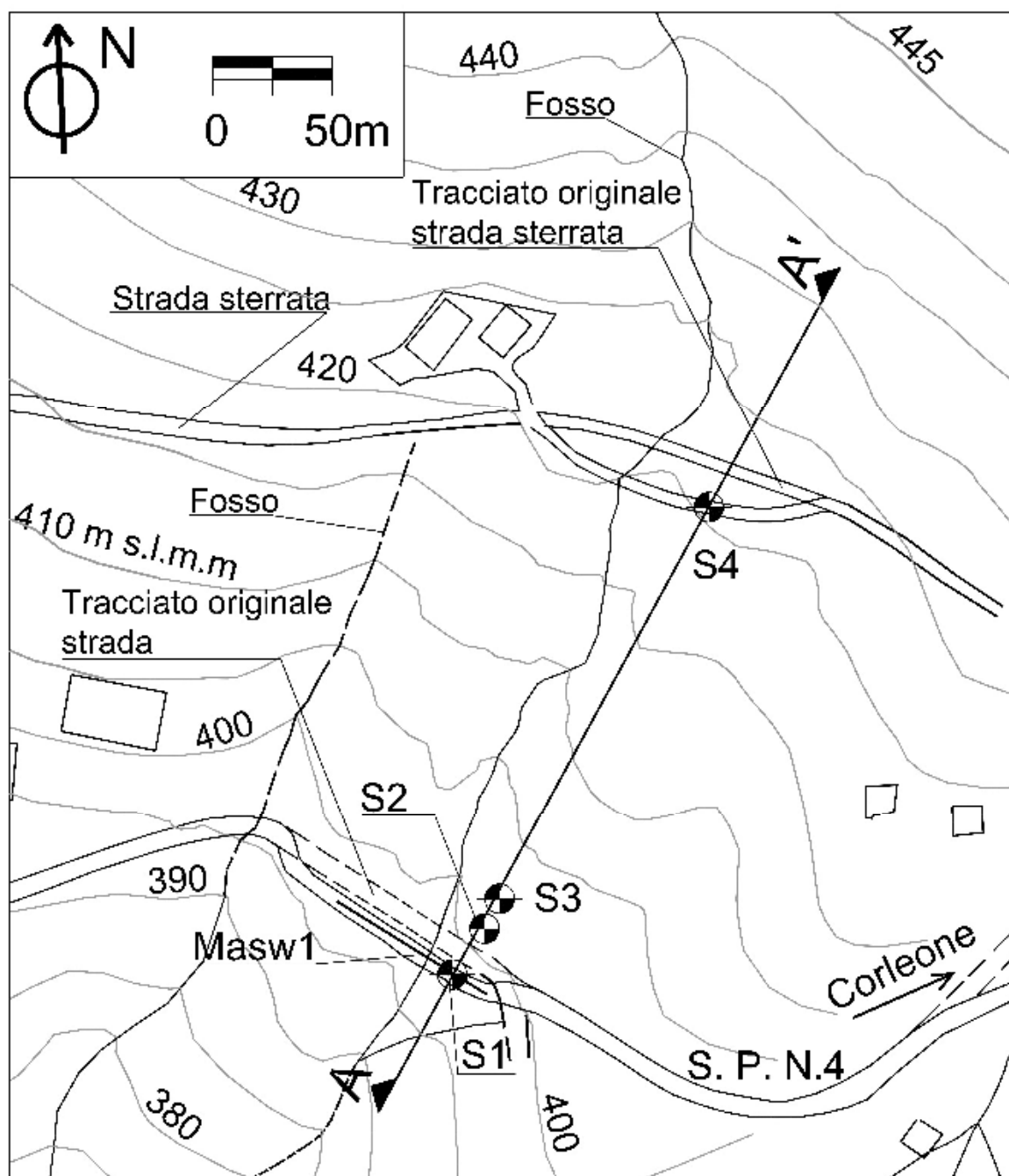


Figura 7. Strada provinciale n. 4. S.Cipirello-Corleone. Planimetria con indicazione della zona oggetto di interesse al km 27+700. Il rilievo topografico (ubicazione sondaggi e curve livello ogni 5m) eseguito dalla Città Metropolitana di Palermo è stato sovrapposto alla Carta Tecnica Regionale. Nel sondaggio S1 è stata eseguita una prova DH; il sondaggio S2 è stato attrezzato con inclinometro, i sondaggi S3 e S4 sono stati attrezzati con piezometro a tubo aperto.

Tab. 1. SP4. Sondaggi meccanici eseguiti, profondità raggiunte e prove eseguite o strumentazione installata.

Sondaggio	Profondità raggiunta dal piano campagna (m)	Progressiva chilometrica (approssimativa)	Strumentazione o prove eseguite
S1 (*)	15	0+500	Piezometro T.A.
S1	30	22+700	Down-hole
S2	20	"	Inclinometro
S3	15	"	Piezometro T.A.
S4	17	"	"
S5	20	9+800	/
S6	20	9+300	/
S7	18	"	Piezometro T.A.
S7bis	5.5	"	/
S8	15	"	/
S9	30	9+000	Down-hole
S10	20	"	Inclinometro
S11	20	"	/
S12	20	18+400	/
S13	20	19+000	/
S14	15	8+700	/

(*) Eseguito dall'Impresa Global-geo nell'ambito della campagna di indagini relativo alla SP2.

Tab. 2. SP4 - Risultati delle misurazioni del pelo libero della falda nelle verticali di sondaggio attrezzati a piezometro. Piezometri a tubo aperto. Misure eseguite nel 2018.

Sondaggio	Profondità sondaggio (m)	Profondità del pelo libero della falda rispetto al piano di campagna (m)						
		Anno 2018						
		26/4	31/5	27/6	12/9	24/10	27/11	14/12
S1 (*)	15	3.10	3.55	3.57	3.95	3.58	3.50	3.50
S3	15	/	/	/	/	0.30	0.30	0.07
S4	17	/	/	/	/	/	0.40	0.08
S7	15	/	/	/	/	2.40	0.70	0.34

(*) sondaggio ubicato al km 0+500 della SP4.

Tab. 3. SP4 - Risultati delle misurazioni del pelo libero della falda nelle verticali di sondaggio attrezzati a piezometro. Piezometri a tubo aperto. Misure eseguite nel 2019.

Sondaggio	Profondità sondaggio (m)	Profondità del pelo libero della falda rispetto al piano di campagna (m)							
		Anno 2019							
		30/1	14/2	20/3	10/4	16/5	26/6	24/7	17/10
S1 (*)	15	3.46	3.42	3.55	3.36	3.10	3.54	3.35	3.65
S3	15	0.06	0.09	0.10	0.35	0.46	0.50	0.56	0.40
S4	17	0.07	0.06	0.10	0.90	1.36	1.92	2.12	2.35
S7	15	0.34	0.25	0.40	0.71	1.96	2.10	2.99	3.35

(*) sondaggio ubicato al km 0+500 della SP4.

Tab. 4. SP4 – Date delle misure inclinometriche eseguite negli inclinometri S2 e S10.

2018			2019							
24/10	27/11	14/12	30/1	14/2	20/3	10/4	16/5	26/6	24/7	17/10

Le stratigrafie sintetiche dei sondaggi sono riportate sulle figure 8-23.

Per i dettagli delle prove *in situ* MASW e quelli delle prove *down-hole* si rimanda ai relativi elaborati a cura dell'Impresa esecutrice.

3.2 Indagini di laboratorio

Le indagini geotecniche di laboratorio sono state eseguite presso il laboratorio Geocima di Palermo del Dott. C. Cibella per conto dell'Impresa Geo.Ras. s.r.l.. I risultati delle indagini sono riportati nell'elaborato a cura della stessa Impresa e sono in possesso del Committente.

Alcune prove integrative mirate, programmate ed eseguite dallo scrivente, relative alla frana del km 22+700 e del km 9+00, sono state effettuate presso il laboratorio di Geotecnica dell'Università di Palermo. I risultati principali di queste prove sono riportati nella presente relazione.

0-1.00m	Terreno di riporto e di copertura eterogeneo, costituito di limo sabbioso, sabbie e ghiaia. È prevalente la parte sabbiosa-ghiaiosa. È in parte il materiale impiegato per la realizzazione del sottofondo/rilevato.
1.00-3.00m	Limo sabbioso di colore giallastro-marrone contenente intervalli rimaneggiati con elementi lapidei calcarei a spigoli vivi. Da poco a mediamente consistenti.
3.10-4.00m	Limo argilloso, di colore marrone giallastro-grigiastro.
4.50-5.70m	Argille grigie, mediamente consistenti.
5.70-15.00m	Argille grigie, consistenti.

Fig. 8. Profilo stratigrafico Sondaggio S1 (SP4, km 0+500). Installato piezometro a tubo aperto. (Sondaggio eseguito nell'ambito delle indagini per SP2).

0-2.00	Terreno di riporto eterogeneo (rilevato stradale).
2-3.20m	Terreno di riporto costituito di limo marrone; sono presenti elementi lapidei delle dimensioni massime di 1cm e “frammenti di vetro”.
3.20-4.00m	Limo argilloso marrone con chiazze nerastre, rimaneggiato a tratti molle, con presenza di diffusi elementi lapidei calcarei delle dimensioni massime di 2cm.
4-6.50m	Limo argilloso marrone a tratti grigio scuro-nerastro, rimaneggiato e con zone molto molli. Sono presenti elementi lapidei centimetrici.
6.50-8.50m	Argilla limosa, marrone-marrone chiaro. Mediamente consistente.
8.50-11.50m	Argilla limosa, marrone-marrone scuro con qualche nodulo grigio-azzurro. Il colore passa gradualmente dall’alto verso il basso dal marrone-giallastro al marrone scuro-grigiastro.
11.5-13.50m	Argilla limosa di colore dal marrone al grigiastro (zona di transizione alla formazione di base). Consistente.
13.5-30.00m	Argilla grigia a tratti grigio scuro molto consistente. A tratti carotata in dischi per effetto del carotaggio.

Fig. 9. Profilo stratigrafico Sondaggio S1 (SP4, km 22+700). Prova eseguita: down-hole.

0-1.80m	Terreno di copertura, costituito di limo di colore marrone-nerastro.
1.8-5.00m	Limo argilloso di colore marrone, destrutturato a tratti. Sono presenti rare chiazze di colore grigio-azzurro. In rari tratti si riconosce ancora la struttura del materiale. Sono presenti elementi lapidei calcarei e calcarenitici a spigoli vivi.
5-6.50m	Limo argilloso di colore marrone, molle. Tra 5 e 5.50m il terreno è oblitterato, molto molle.
6.50-11.40m	Limo argilloso a tratti destrutturato, di colore marrone con presenza di rare chiazze di colore grigio-azzurro. Fra 10.60m e 11m il materiale è rimaneggiato probabilmente per effetto del carotaggio.
11.4-20m	Argilla grigia consistente. A 11.60m è presente uno strato di 10cm circa poco consistente per effetto del carotaggio.

Fig. 10. Profilo stratigrafico Sondaggio S2 (SP4, km 22+700). Strumento installato: inclinometro.

0-1.50m	Terreno di copertura, costituito di limo argilloso di colore marrone scuro, molle nella parte superficiale.
1.5-8.50m	Limo argilloso marrone con venature grigiastre-azzurre.
8.5-8.60m	Trovante calcarenitico.
8.6-9.80m	Limo argilloso di colore marrone-grigiastro.
9.8-11.00m	Limo argilloso di colore marrone.
11-12.20m	Argilla limosa, di colore che dal marrone passa al grigio.
12.2-15.00m	Argilla grigia consistente.

Fig. 11. Profilo stratigrafico Sondaggio S3 (SP4, km 22+700). Strumento installato: piezometro a tubo aperto.

0-0.60m	Terreno di riporto costituito da misto granulare, sabbia, limo (rilevato della stradella).
0.6-1.00m	Terreno agrario costituito di limo argilloso sabbioso marrone-nerastro.
1-2.50m	Limo argilloso di colore marrone scuro passante verso il basso al marrone.
2.5-4.20m	Limo argilloso di colore marrone con chiazze grigie con presenza di tratti decimetrici molli.
4.2-5.30m	Limo argilloso di colore marrone con chiazze grigie. Mediamente consistente.
5.2-7.20m	Limo argilloso di colore marrone-grigiastro con chiazze grigio-azzurro. Mediamente consistente.
7.2-11.80m	Argilla limosa, marrone-giallastra, consistente.
11.8-17.00m	Argilla grigio-scuro, consistente, a struttura marnosa.

Fig. 12. Profilo stratigrafico Sondaggio S4 (SP4, km 22+700). Strumento installato: piezometro a tubo aperto.

0-1.00m	Rilevato stradale eterogeneo.
1-2.30m	Terreno di copertura e di riporto costituito di limo sabbioso e sabbia, di colore marrone. Sono presenti zone argillose poco consistenti decimetriche.
2.3-3.40m	Argilla limosa o limo argilloso poco consistente di colore dal marrone al grigiastro.
3.4-6.50m	Argille limosa o limo argilloso da mediamente a poco consistente, con zone sabbiose giallastro-marrone.
6.5-9.00m	Argilla sabbiosa grigio-giallastra da mediamente a molto consistente. Sono presenti livelli di colore grigio-ocraceo e striature dovute al carotaggio.
9.00-20.00m	Argilla grigio-giallastra molto consistente. Sono presenti livelli di colore grigio-ocraceo e striature dovute al carotaggio. Il grado di consistenza aumenta con la profondità.

Fig. 13. Profilo stratigrafico Sondaggio S5 (SP4, km 9+800).

0-1.00m	Rilevato stradale eterogeneo (misto granulare).
1-3.20m	Terreno di copertura e di riporto costituito di limo argilloso-sabbioso di colore marrone scuro.
3.2-4.00m	Argilla limosa o limo argilloso di colore marrone-giallastro.
4.0-15.00m	Argilla grigio-azzurra consistente.
15-15.30m	Argilla, sabbia e ghiaia (zona di passaggio) alla sottostante zona granulare.
15.3-17.00m	Sabbia e ghiaia (d _{max} =3cm), di origine calcarea o calcarenitica o calcarea, probabilmente è materiale frantumato dal carotaggio.
17-17.50m	Argilla con elementi lapidei calcarei (sabbia e ghiaia, zona di passaggio alla formazione argillosa di base).
17.5-20.00m	Argilla grigia consistente.

Fig. 14. Profilo stratigrafico Sondaggio S6 (SP4, km 9+300).

0-1.00m	Terreno di copertura costituito di limo con argilla e sabbia, di colore giallastro.
1-3.70m	Limo argilloso o argilla limosa marrone-giallastro a tratti grigiastro. Destrutturato e a tratti molle.
3.7-18.00m	Argilla grigio-azzurra consistente; il grado di consistenza aumenta con la profondità.

Fig. 15. Profilo stratigrafico Sondaggio S7 (SP4, km 9+300). Strumento installato: piezometro a tubo aperto.

0-0.50m	Terreno di copertura costituito di argilla grigia alterata.
0.5-3.60m	Argilla marrone con chiazze marroni, alterata, mediamente consistente.
3.6-5.00m	Argilla grigia consistente.

Fig. 16. Profilo stratigrafico Sondaggio S7bis (SP4, km 9+300).

0-1.00m	Terreno di copertura costituito di limo con argilla e sabbia, di colore marrone scuro.
1-2.70m	Limo argillosodi colore marrone chiaro.
2.7-3.80m	Limo argilloso di colore marrone chiaro passante verso il basso al grigio.
3.8-6.10m	Argilla grigio-chiaro, consistente.
6.1-20.00m	Argilla grigio-scuro, consistente, a struttura marnosa.

Fig. 17. Profilo stratigrafico Sondaggio S8 (SP4, km 9+300).

0-2.80m	Rilevato stradale eterogeneo.
2.8-3.60m	Limo argilloso o argilla limosa marrone chiaro, molle.
3.6-4.00m	Argilla limosa, molle, di colore marrone e venature grigiastre.
4-8.20m	Limo argilloso, di colore marrone e venature grigiastre, da mediamente a poco consistente.
8.2-30.00m	Argilla limosa, mediamente consistente, a tratti a struttura marnosa e a scaglie (scaglie minutissime).

Fig. 18. Profilo stratigrafico Sondaggio S9 (SP4, km 9+000). Prova eseguita: down-hole.

0-1.00m	Terreno di copertura costituito di limo marrone.
1-3.00m	Argilla limosa o limo argilloso-sabbioso, marrone.
3-4.00m	Limo argilloso o argilla limosa di colore marrone passante verso il basso al grigio.
4-20.00m	Argilla grigia consistente.

Fig. 19. Profilo stratigrafico Sondaggio S10 (SP4, km 9+000). Strumento installato: inclinometro.

0-1.00m	Terreno di copertura costituito di limo argilloso molle, di colore marrone scuro.
1-5.70m	Limo argilloso o argilla limosa, marrone scuro, molle.
5.7-8.00m	Limo argilloso o argilla limosa, marrone con chiazze grigiastre, mediamente consistente.
8-20.00m	Argilla grigia consistente.

Fig. 20. Profilo stratigrafico Sondaggio S11 (SP4, km 9+000).

0-4.00m	Rilevato stradale (misto granulare).
4-4.20m	Rilevato stradale (argilla con pietrisco).
4.2-6.00m	Argilla limosa grigio-giallastra (nelle carote sono presenti rari giunti).
6-20.00m	Argilla grigia consistente. Fra 7 e 7.50m e fra 8.80 e 10m il materiale è rammollito probabilmente per effetto delle operazioni di carotaggio.

Fig. 21. Profilo stratigrafico Sondaggio S12 (SP4, km 18+400)

0-1.00m	Terreno di copertura, di colore marrone scuro.
1-6.50m	Limo argilloso di colore marrone chiaro con chiazze grigio-azzurre. Fra 4 e 4.5m il terreno è molle.
6.5-20.00m	Argilla grigia, molto consistente.

Fig. 22. Profilo stratigrafico Sondaggio S13 (SP4, km 19+000)

0-1.30m	Rilevato stradale.
1.3-5.50m	Argilla limosa marrone con noduli grigi e zone ocracee, con presenza di elementi lapidei quarzarenitici delle dimensioni massime di 1 cm circa.
5.50-15.00m	Argilla grigia, molto consistente a struttura marnosa. Fra 7.30 e 7.50m il materiale è fortemente disturbato dal carotaggio.

Fig. 23. Profilo stratigrafico Sondaggio S14 (SP4, km 8+700).

4 CENNI GEOLOGICI

Il sottosuolo delle zone di interesse è costituito da rocce sciolte del Miocene inferiore – Oligocene, appartenenti alle marne e peliti della formazione Tavernola nella zona di Pietralunga al sistema di Capo Plaja quelle del km 18+400 e alla formazione delle marne grigio-azzurre di S. Cipirello quelle della zona di Contrada Poirà (km 19+000) e di Corleone (km 22+700, Contrada Catena).

Per tutti gli altri aspetti geologici, geomorfologici, idrogeologici e tipologici delle zone in frana, si rimanda alla Relazione Geologica a cura della Dott.ssa Geol. R. Di Natale. In detta relazioni non sono segnalate faglie attive degne di nota.

5 ZONA PIETRALUNGA (DAL KM 8+700 AL 9+800)

5.1 Caratterizzazione sismica del sito

Si fa riferimento alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018). Il tratto di strada entro il quale è compresa la zona oggetto di studio appartiene al Comune di Monreale, tuttavia dal punto di vista sismico si fa riferimento al Comune di S. Cipirello (PA) distando la zona in oggetto da S. Cipirello 9 km mentre la distanza da Monreale è di circa 40 km.

Per la caratterizzazione sismica del sito si sono considerati le seguenti grandezze.

- 1) Vita nominale dell'opera: $V_N=50$ anni;
- 2) Classe d'uso: III (coefficiente d'uso $C_U = 1.5$);
- 3) Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.5 = 75$ anni.

Per lo stato limite di danno (stato limite di esercizio, SLD; $T_R=75$ anni) per il sito in esame valgono i seguenti valori dei parametri sismici:

$$a_g=0.737 \text{ m/s}^2 (a_g/g=0.075);$$

$$T_c^*=0.259;$$

$$F_0=2.303.$$

essendo :

a_g l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g l'accelerazione di gravità;

T_c^* il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

F_0 il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per lo stato limite di salvaguardia della vita (stato limite ultimo, SLV; $T_R=712$ anni) si hanno i seguenti valori dei parametri sismici:

$$a_g=2.042 \text{ m/s}^2 (a_g/g=0.208);$$

$$T_c^*=0.304;$$

$$F_0=2.4.$$

Sulla base dei risultati delle prove di laboratorio, della prova Masw2 e della prova down-hole eseguita sulla verticale per S9, i terreni del sito in esame possono essere classificati come terreni di tipo B.

Il coefficiente di accelerazione orizzontale massima attesa al sito è dato dalla seguente espressione:

$$(a_{max}/g) = S (a_g/g) = S_S S_T (a_g/g) = 1.2 * 1 * 0.208 = 0.25, \text{ dalla quale si ottiene:}$$

$$a_{max} = 0.25 * 9.81 = 2.45 \text{ m/s}^2$$

essendo $S_T = 1$ per inclinazione del pendio $< 15^\circ$ l'amplificazione stratigrafica e

$$S_S = 1.4 - 0.6 F_0 \frac{a_g}{g} = 1.4 - 0.6 * 2.4 * 0.208 = 1.40 - 0.3 = 1.1$$

essendo

S_S calcolato minore di 1.2; si assume pertanto $S_S = 1.2$.

Il coefficiente sismico orizzontale per il calcolo dei muri di sostegno vale quindi

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g} = 1 * 0.25 = 0.25$$

essendo β_m unitario per muri fondati su pali. Il coefficiente sismico verticale si assume pari alla metà di quello verticale:

$$k_v = 0.5 * k_h = 0.125$$

5.2 Costituzione del sottosuolo e valori caratteristici dei parametri geotecnici

Considerato che in tutta la zona di Pietralunga i terreni sono costituiti da una coltre superficiale argilloso-limosa (AL) sovrastante la formazione di base delle argille grigie consistenti (AG) e in corrispondenza della sede stradale è presente uno strato di spessore variabile di terreni di riporto eterogenei (R), essenzialmente di natura calcarea, costituenti il rilevato stradale stesso, la caratterizzazione meccanica dei terreni (e quindi i valori caratteristici dei parametri geotecnici) è stata effettuata unitariamente considerando tutti i dati a disposizione sia delle prove di laboratorio sia di quelle in sito. In alcuni sondaggi è stato riscontrato uno strato alterato della formazione di base, di seguito indicata come AGA (argilla grigia alterata).

Materiale di riporto (rilevato stradale) R

Considerata la granulometria e la costituzione mineralogica di questi terreni, il basso livello tensionale e di addensamento (sono da poco a mediamente addensati) si possono considerare i seguenti prudenziali valori caratteristici:

- Peso dell'unità di volume asciutto $\gamma_d=16 \text{ kN/m}^3$;
- Peso dell'unità di volume saturo d'acqua $\gamma_{sat}=19 \text{ kN/m}^3$;
- Coesione intercetta $c'=0$;
- Angolo di resistenza a taglio $\varphi'=30-32^\circ$.

Argille limose della coltre superficiale AL

Questi terreni sono costituiti da limi, argille, limi argillosi e argille limose e in percentuale minore di sabbie. Dal punto di vista granulometrico si tratta generalmente di argille con limo debolmente sabbiose. Su questi terreni sono state eseguite prove di taglio diretto TD, i risultati delle quali sono diagrammati sulla figura 24. Per i dettagli delle prove si rimanda all'elaborato a cura della GEO. R.A.S..

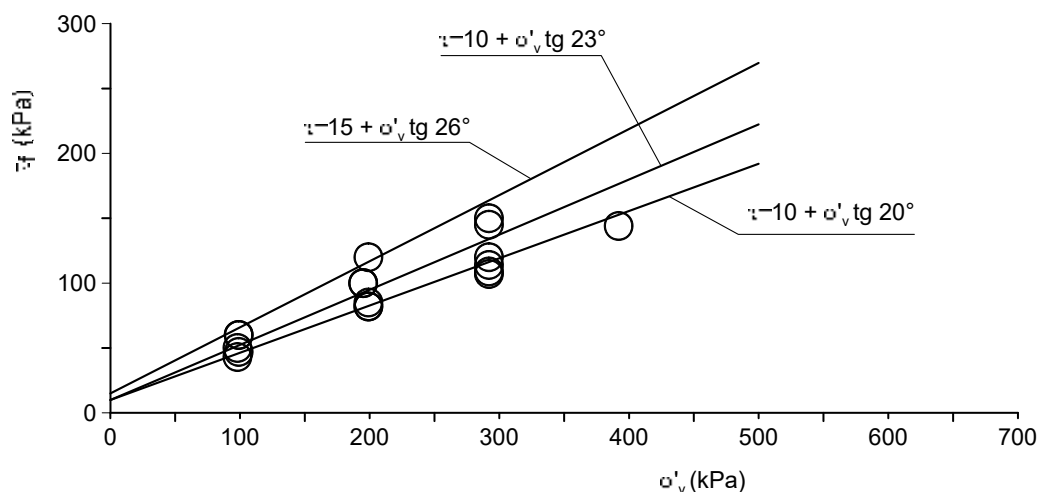


Fig. 24. Zona Pietralunga. Risultati delle prove di taglio diretto CD sui terreni argilloso-limosi della zona superficiale.

Considerata la granulometria e la costituzione di questi terreni, il basso livello tensionale e lo stato di consistenza (sono da poco a mediamente consistenti, con contenuto d'acqua naturale nell'intorno del limite di plasticità) si possono considerare i seguenti prudenziali valori caratteristici:

- $\gamma_d=16 \text{ kN/m}^3$;
- $\gamma_{sat}=20 \text{ kN/m}^3$;
- $c'=10-15 \text{ kPa}$;
- $\varphi' = 23-25^\circ$.

Argille grigie della formazione di base AG

Le argille grigie costituiscono la formazione di base di tutta la zona di Pietralunga. Dal punto di vista granulometrico si tratta generalmente di argille con limo in alcuni casi debolmente sabbiose. Su questi terreni sono state eseguite numerose prove di compressione triassiale del tipo UU (non consolidate non drenate) i cui risultati sono sintetizzati sulla figura 25 (per i dettagli si veda il corrispondente fascicolo a cura della GEO R.A.S.), e alcune prove di taglio diretto TD, i risultati delle quali sono diagrammati sulla figura 26.

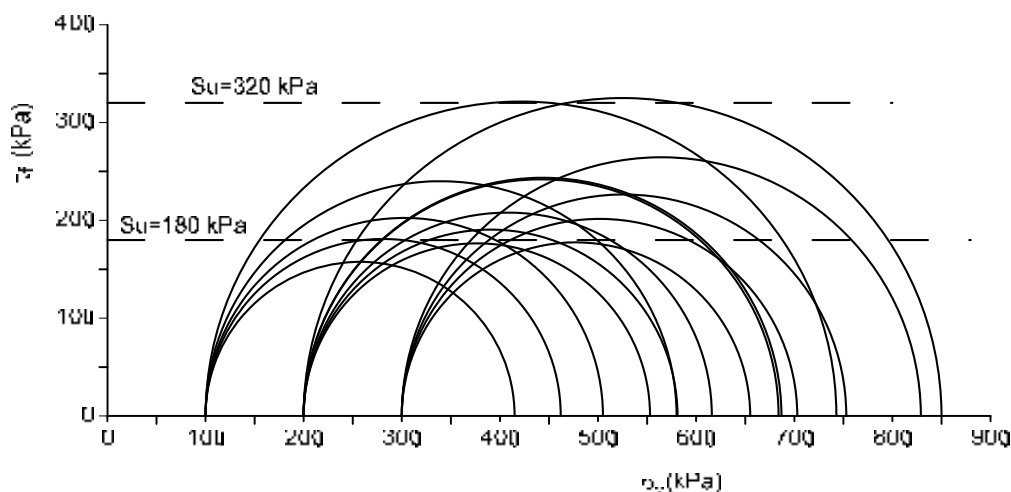


Figura 25. Zona Pietralunga. Risultati delle prove di compressione triassiale non consolidate non drenate (UU) sulle argille grigie di base (tutti i dati).

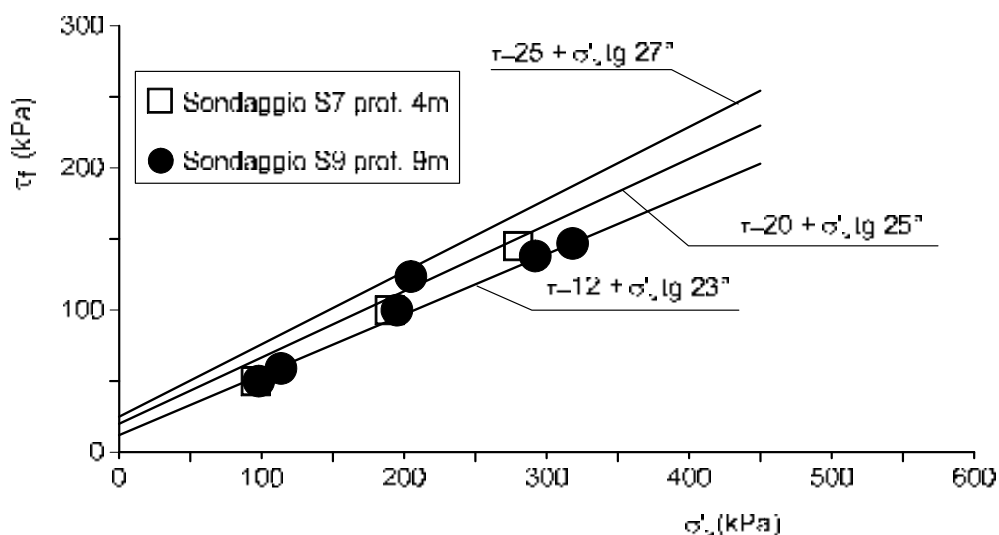


Figura 26. Zona Pietralunga. Risultati delle prove di taglio diretto TD sulle argille grigie di base. Le prove sui terreni del sondaggio S9 (indicate col pallino pieno) sono state eseguite dallo scrivente presso il laboratorio di Geotecnica dell'Università di Palermo.

I risultati delle prove di compressione triassiale UU indicano che la resistenza non drenata S_u dei terreni dell'argilla grigia AG della formazione di base è alta. Queste prove non forniscono i parametri di resistenza a taglio drenati dei terreni sui quali le prove sono state eseguite, tuttavia

sotto ipotesi particolari è possibile estrapolare i parametri di resistenza a taglio in termini di tensioni efficaci. Infatti, considerando la relazione seguente fra la resistenza a taglio non drenata ($q_f = 2 S_u$) e i parametri di resistenza a taglio drenati c' e φ'

$$q_f = \frac{c' \cos \varphi' + (p'_0 - 2A_f q_f) \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'}$$

essendo

- q_f la tensione deviatorica a rottura (misurata con le prove triassiali);
- p'_0 la tensione media efficace (pari alla tensione di cella iniziale utilizzata nelle prove);
- A_f il coefficiente di pressione interstiziale di Skempton a rottura;
- c' la coesione intercetta efficace di picco;
- φ' l'angolo di resistenza a taglio di picco.

Considerando il valore minimo di $S_u = 180$ kPa, i valori di p'_0 di 100, 200 e 300 kPa utilizzati per l'esecuzione delle prove, per $K_0 = 1$, e per $A_f = 0-0.5$ (argille sovraconsolidate) si ha un valore di c' di 45 kPa per $\varphi' = 30^\circ$. Considerando i valori più grandi di S_u ottenuti con le prove si avrebbero valori di c' e φ' ancora maggiori.

Considerando unitariamente i risultati delle prove di taglio diretto TD (figura 26) e quelli delle prove di compressione triassiale UU (figura 25), considerando lo stato di consistenza molto elevato delle argille in esame (contenuto naturale d'acqua compreso fra il 13 e il 24% mentre il limite di plasticità è compreso tra il 25 e il 30%, cfr. elaborato "Certificati analisi e prove di laboratorio geotecnico" a cura della Geo. R.A.S.), per le argille grigie AG della formazione si possono utilizzare i seguenti valori prudenziali dei parametri geotecnici.

- $\gamma_d = 18$ kN/m³;
- $\gamma_{sat} = 21$ kN/m³;
- $c' = 25-35$ kPa;
- $\varphi' = 27-30^\circ$.

Parte alterata delle argille grigie della formazione di base AGA

Nella parte più superficiale della formazione di base, in alcuni sondaggi è stato osservato che le argille si presentano leggermente alterate essenzialmente dal punto di vista cromatico. Per tenere conto di detta leggera alterazione, questi terreni (dove presenti) possono essere caratterizzati cautelativamente con i seguenti parametri geotecnici:

- $\gamma_d=17 \text{ kN/m}^3$;
- $\gamma_{sat}=20 \text{ kN/m}^3$;
- $c'=20\text{-}30 \text{ kPa}$;
- $\varphi' = 25\text{-}28^\circ$.

In corrispondenza delle opere di sostegno da realizzare, una parte dei terreni ivi presenti dovrà essere asportata (considerato che si tratta di materiale di corpi di frana quindi completamente rimaneggiato o di materiali di riporto). Questi terreni saranno sostituiti da materiale arido di grossa pezzatura (ghiaia grossa – pietrame), adeguatamente compattato e possibilmente inserito all'interno di geotessuto che fungerà da filtro. Per questi terreni si sono considerati, in via prudenziale, i seguenti parametri.

Materiale arido di riempimento (ghiaia grossa, pietrame) GH

- $\gamma_d=16 \text{ kN/m}^3$;
- $\gamma_{sat}=19 \text{ kN/m}^3$;
- $c'=0$;
- $\varphi' = 40\text{-}42^\circ$.

6 KM 8+700

In corrispondenza del km 8+700 è presente un dissesto che coinvolge la sede stradale con lesioni che interessano quasi tutta la strada (figura 27).



Fig. 27. Dissesto al km 8+700. Si osservano chiaramente le lesioni che si propagano verso monte e interessano quasi tutta la strada.

Il dissesto in esame è dovuto sia alla costituzione dei terreni di fondazione della strada e del sottofondo stradale, sia alla non sufficiente ed adeguata regimazione delle acque superficiali che arrivano nella zona del dissesto stesso anche dalla strada presente a monte della SP4.

6.1 Modello geotecnico di sottosuolo

Il modello geotecnico di sottosuolo è rappresentato schematicamente in figura 28; esso è stato ricostruito sulla base delle osservazioni in situ e sulla base del sondaggio (S14) ivi eseguito.

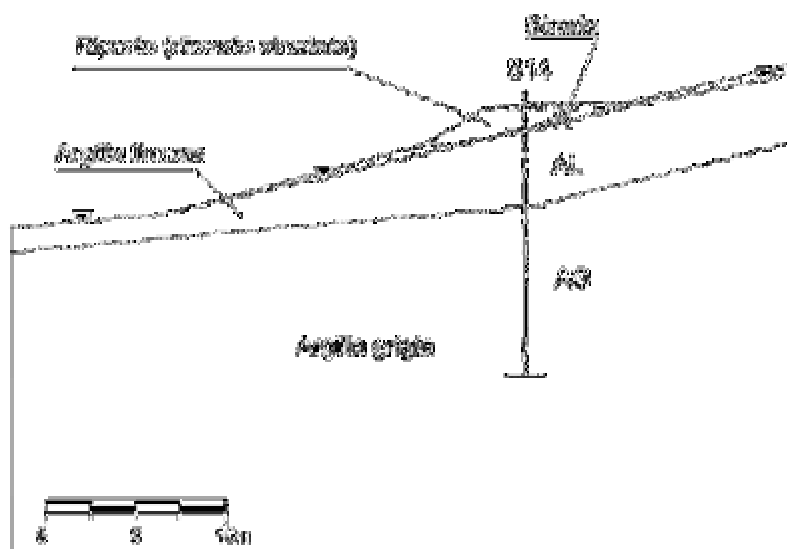


Fig. 28. Dissesto al km 8+700. Modello geotecnico di sottosuolo. Sezione A-A', cfr. figura 2.

6.2 Circolazione idrica e regime delle pressioni interstiziali

I terreni oggetto di studio sono sede di falda idrica in movimento da monte verso valle. Non si dispongono dati sulla falda e sulle pressioni interstiziali non avendo potuto installare per motivi di costi un piezometro nel sondaggio eseguito, tuttavia considerata la natura e costituzione dei terreni si può ragionevolmente ipotizzare che le pressioni interstiziali siano abbastanza alte e il pelo libero della falda prossimo al piano di campagna almeno nei periodi più piovosi, come indicato sulla figura 28.

6.3 Interventi previsti

In questa zona è prevista la realizzazione di un muro di sostegno a mensola in cemento armato fondato su pali di grande diametro. La planimetria schematica delle opere da realizzare è rappresentata sulla figura 29, mentre sulla figura 30 è rappresentata la sezione schematica A-A'.

Il muro sarà fondato su 9 pali ϕ 800mm lunghi 16m. L'interasse trasversale dei pali sarà di 2.90m mentre l'interasse longitudinale sarà di 2.40m.

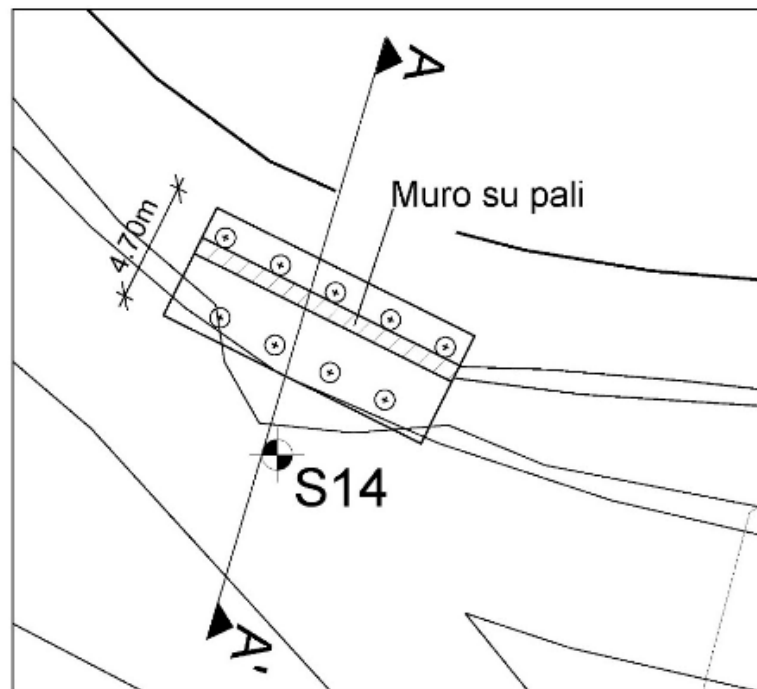


Figura 29. Zona Pietralunga, km 8+700. Planimetria schematica con indicazione del muro su pali. Il rilievo topografico è stato eseguito dalla Città Metropolitana di Palermo ed è stato sovrapposto alla Carta Tecnica Regionale.

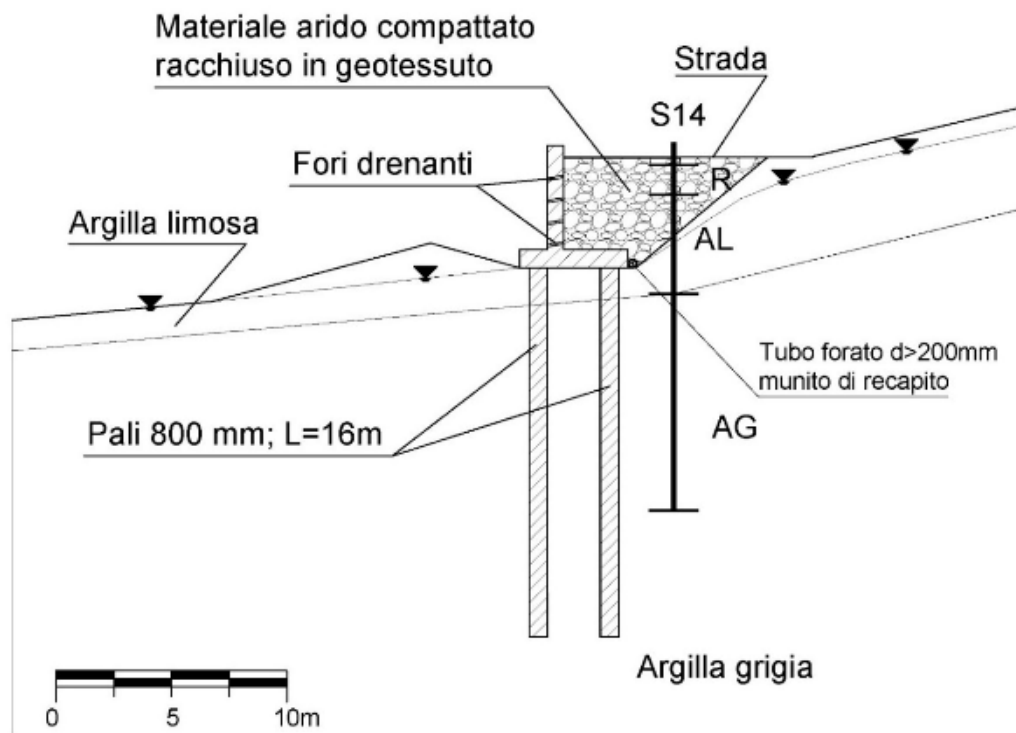


Figura 30. Zona Pietralunga, km 8+700. Sezione schematica A-A'.

6.4 Calcoli geotecnici

I calcoli geotecnici sono stati eseguiti col codice di calcolo MAX15 03 D dell'AZTEC Informatica, licenza N. AIU5592LJ intestata all'Università degli Studi di Palermo.

I calcoli sono stati eseguiti considerando un sovraccarico accidentale di 20 kPa applicato su tutta la superficie della strada. Sono state considerate le pressioni interstiziali associate alla superficie piezometrica rappresentata sulla figura 30, che ovviamente è condizionata dalla messa in opera del materiale di grossa pezzatura a tergo del muro di sostegno (racchiuso all'interno di geotessuto che assolve le funzioni di filtro) e dalla presenza del tubo drenante posizionato alla base del rilevato, subito a tergo della piastra di fondazione del muro. Detto tubo forato di diametro di almeno 200 mm sarà munito di adeguato recapito finale per l'efficace smaltimento delle eventuali acque drenate. Sulla parete del muro saranno predisposti fori drenanti.

Sono state esaminate 11 combinazioni di carico (6 per gli stati limite ultimi e 5 per gli stati limite di esercizio) come riportato in tabella 5.

I risultati dei calcoli riguardano le azioni trasmesse alla testa dei pali, le sollecitazioni nella mensola superiore, le sollecitazioni nella piastra di fondazione, le verifiche di stabilità generale, le verifiche geotecniche e strutturali dei pali, le verifiche strutturali della piastra di fondazione e quelle della mensola in elevazione. I risultati dei calcoli sono riportati nell'Allegato [1].

Di seguito è riportata la sintesi dei risultati principali dei calcoli eseguiti.

Le azioni in testa ai pali nelle combinazioni di carico significative sono riportate in tabella 6. I valori massimi delle sollecitazioni della mensola in elevazione del muro sono riportate in tabella 7, mentre in tabella 8 sono riportati i valori massimi delle sollecitazioni della piastra di fondazione.

Tabella 5. Combinazioni di carico utilizzate per il calcolo del muro di sostegno su pali. Legenda: SLER= stato limite di esercizio combinazione rara; SLEF= stato limite di esercizio combinazione frequente; SLEQ = stato limite di esercizio combinazione quasi permanente. Sisma (H): sisma orizzontale; Sisma (+V): sisma verticale concorde con forze peso; Sisma (-V): sisma verticale discorde con forze peso.

Combinazione	Tipo combinazione	Presenza di sovraccarico q (20 kPa)	Presenza di sisma
C1	STR (A1+M1+R1)	si	no
C2	STR (A1+M1+R1)	si	Si (H+V)
C3	STR (A1+M1+R1)	si	Si (H-V)
C4	GEO (A2+M2+R2)	si	no
C5	GEO (A2+M2+R2)	si	Si (H+V)
C6	GEO (A2+M2+R2)	si	Si (H-V)
C7	SLER	si	no
C8	SLEF	si	no
C9	SLEQ	si	no
C10	SLEQ	si	Si (H+V)
C11	SLEQ	si	Si (H-V)

Tabella 6. Azioni in testa ai pali per le combinazioni agli stati limite ultimi. Nz: sforzo normale (positivo: compressione); Mx: momento flettente (positivo: tende le fibre lato monte); Ty: sforzo di taglio (positivo: da monte verso valle). In neretto sono evidenziati i valori massimi.

Combinazione	Pali valle			Pali monte		
	Nz (kN)	Mx (kNm)	Ty (kN)	Nz (kN)	Mx (kNm)	Ty (kN)
C1	739.8	-310.9	170.5	383.7	-310.9	170.5
C2	1350.9	-621.2	386.3	-147.8	-550.4	346.3
C3	1176.1	-566.7	364.1	-267.9	-621.2	386.3

Tabella 7. Sollecitazioni alla base della mensola del muro in elevazione per le combinazioni agli stati limite ultimi. Nz: sforzo normale (positivo: compressione); Mx: momento flettente (positivo: tende le fibre lato monte); Ty: sforzo di taglio (positivo: da monte verso valle). In neretto sono evidenziati i valori massimi.

Combinazione	Nz (kN/m)	Mx (kNm/m)	Ty (kN/m)
C1	80.7	150.3	150.3
C2	80.7	297.8	139.5
C3	80.7	266.9	126.4

Tabella 8. Sollecitazioni massime nella piastra di fondazione per le combinazioni agli stati limite ultimi. M_x : momento flettente (asse momento trasversale, tende le fibre longitudinali, positivo: tende le fibre inferiori); M_y : momento flettente (asse momento longitudinale, tende le fibre trasversali, positivo: tende le fibre inferiori); T_x : sforzo di taglio (in direzione trasversale). T_y : sforzo di taglio (in direzione longitudinale).

Combinazione di carico	M_x (kNm/m)	M_y (kNm/m)	T_x (kN/m)	T_y (kN/m)
C2	312	684	948	1837

6.4.1 Verifica dei pali ad azioni verticali di compressione

La resistenza di progetto dei pali di fondazione è stata valutata come segue.

Calcolo della resistenza laterale limite R_c

I pali hanno lunghezza $L=16\text{m}$, 1.3m dei quali (L_1) nei terreni AL e 14.7m (L_2) nelle argille grigie di base AG. Il pelo libero della falda è stato considerato coincidente con la testa dei pali.

La resistenza laterale limite vale:

$$R_c = \pi D \left[(c'_{a1}L_1 + c'_{a2}L_2) + \frac{1}{2}\gamma'_1 K_1 \tan \delta'_1 L_1^2 + \gamma'_1 L_1 L_2 K_2 \tan \delta'_2 + \frac{1}{2}\gamma'_2 K_2 \tan \delta'_2 L_2^2 \right]$$

essendo

- $c'_{a1}=15$ kPa l'adesione palo-terreno nel tratto L_1 ;
- $c'_{a2}=30$ kPa l'adesione palo-terreno nel tratto L_2 ;
- $K_1=K_2=0.4$ il coefficiente di spinta laterale per pali trivellati;
- $\gamma'_1=10$ kN/m³ il peso immerso in acqua dei terreni del tratto L_1 ;
- $\gamma'_2=11$ kN/m³ il peso immerso in acqua dei terreni del tratto L_2 ;
- $\delta'_1=23^\circ$ l'angolo di resistenza a taglio all'interfaccia palo-terreno nel tratto L_1 ;
- $\delta'_2=28^\circ$ l'angolo di resistenza a taglio all'interfaccia palo-terreno nel tratto L_2 .

Si ha quindi:

$$R_c = \pi * 0.8 \left[(15 * 1.3 + 30 * 14.7) + \frac{1}{2} 10 * 0.4 * \tan 23^\circ * 1.3^2 + 10 * 1.3 * 14.7 * 0.4 * \tan 28^\circ + \frac{1}{2} 11 * 0.4 * \tan 28^\circ * 14.7^2 \right] =$$

$$R_c = \pi * 0.8 [(19.5 + 441) + 1.43 + 40.64 + 252.77] = \pi * 0.8 * 755.34 = 1898.4 \text{ kN}$$

Calcolo della resistenza laterale caratteristica $R_{c,k}$

Il valore caratteristico della resistenza laterale è

$$R_{c,k} = \frac{R_c}{\xi_3} = \frac{1898.4}{1.7} = 1116.7 \text{ kN}$$

Essendo ξ_3 il coefficiente di correlazione relativo ai parametri caratteristici medi per una sola verticale indagata avendo utilizzato i metodi teorici per la determinazione della resistenza limite.

Calcolo della resistenza alla punta limite R_p

La resistenza limite alla punta dei pali risulta:

$$R_p = A_p p_{lim}$$

Essendo

$A_p = 0.5 \text{ m}^2$ l'area della sezione della punta del palo;

p_{lim} la resistenza unitaria limite alla punta.

Risulta

$$p_{lim} = \sigma'_v N_q + c' N_c$$

essendo N_q il coefficiente di carico limite per pali di grande diametro secondo Berezantzev e N_c il relativo coefficiente di carico limite relativo alla coesione intercetta

$$- N_q = f \left(\varphi', \frac{L}{D} \right) = f \left(28^\circ, \frac{16}{0.8} \right) = 14$$

$$- N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \varphi' = 24.45 \text{ (per } \varphi' = 28^\circ)$$

e

$$- \sigma'_v = L_1 \gamma'_1 + L_2 \gamma'_2 = 1.3 * 10 + 14.7 * 11 = 13 + 161.7 = 174.7 \text{ kPa}$$

la tensione verticale efficace alla quota della punta del palo, essendo L_1 , L_2 le lunghezze dei tratti di palo installati nei terreni AL e AG rispettivamente.

Si ha quindi $p_{lim} = \sigma'_v N_q + c' N_c = 174.7 * 14 + 30 * 24.45 = 2445.8 + 733.5 = 3179.3 \text{ kPa}$ e quindi

$$R_p = A_p p_{lim} = 0.5 * 3179.3 = 1589.7 \text{ kN}.$$

Il valore caratteristico della resistenza alla punta è

$$R_{p,k} = \frac{R_p}{\xi_3} = \frac{1579.7}{1.7} = 935.1 \text{ kN}$$

essendo ξ_3 il coefficiente di correlazione precedentemente descritto.

Il valore di progetto R_d della resistenza per carichi verticali del singolo palo risulta quindi:

$$R_d = \frac{R_{p,k}}{\gamma_b} + \frac{R_{c,k}}{\gamma_s} = \frac{935.1}{1.35} + \frac{1116.7}{1.15} = 692.7 + 971 = 1663.7 \text{ kN}$$

essendo $\gamma_b=1.35$ e $\gamma_s=1.15$ i coefficienti di sicurezza parziali relativi alla resistenza alla punta e laterale rispettivamente.

Il peso proprio W_p del palo è pari a 200 kN, mentre la sottospinta alla base del palo risulta $S_{w,b}=80$ kN.

L'azione di progetto E_d sul palo più sollecitato è quindi

$$E_d = N_z + \gamma_1 W_p - \gamma_2 G_{S_{w,b}} = 1350.9 + 1.3 \cdot 200 - 1 \cdot 80 = 1530.9 \text{ kN}$$

essendo

- $\gamma_1=1.3$ il coefficiente di sicurezza parziale sulle azioni permanenti sfavorevoli;
- $\gamma_2=1$ il coefficiente di sicurezza parziale sulle azioni permanenti favorevoli;
- $N_z = 1350.9$ kN il massimo carico assiale di compressione (agente alla testa del palo) che si verifica per i pali della fila di valle nella combinazione di carico C2, cfr. tabella 6.

Il coefficiente di sicurezza nei riguardi della verifica per forze verticali di compressione del palo più sollecitato risulta quindi:

$$F = \frac{R_d}{E_d} = \frac{1663.7}{1530.9} = 1.09$$

La verifica è soddisfatta essendo $F > 1$.

L'efficienza E della palificata calcolata mediante l'espressione di Converse-Labarre, per $m=2$ file di pali e $n=4$ pali per fila per interasse i pari a 2.4m (interasse minimo pali) risulta pari a 0.916. Pertanto il carico limite per forze verticali di compressione della palificata risulta:

$(R_d)_g = E \cdot R_d \cdot m \cdot n = 0.916 \cdot 1663.7 \cdot 2 \cdot 4 = 12191.6$ kN, mentre l'azione verticale media risulta:

$$(E_d)_g = n \frac{(N_z)_v + (N_z)_m}{2}$$

essendo $n=4$ il numero minimo di pali delle file, $(N_z)_v$ e $(N_z)_m$ gli sforzi assiali alla testa dei pali di valle e di monte rispettivamente che nella condizione più gravosa ai fini di questa verifica (combinazione C2, cfr. tabella 6) risultano pari a 1350.9 kN e -147.6 kN.

Risulta quindi

$$(E_d)_g = n \frac{(N_z)_v + (N_z)_m}{2} = 4 \frac{1350.9 - 147.6}{2} = 2406.2 \text{ kN}$$

essendo $(R_d)_g > (E_d)_g$ la verifica è soddisfatta.

6.4.2 Verifica dei pali ad azioni verticali di trazione

La resistenza di progetto dei pali di fondazione è stata valutata come segue.

Calcolo della resistenza laterale limite R_t

La resistenza laterale limite è la stessa di quella calcolata al punto precedente relativo alla resistenza laterale di compressione.

$$R_t = \pi D \left[(c'_{a1} L_1 + c'_{a2} L_2) + \frac{1}{2} \gamma'_1 K_1 t g \delta'_1 L_1^2 + \gamma'_1 L_1 L_2 K_2 t g \delta'_2 + \frac{1}{2} \gamma'_2 K_2 t g \delta'_2 L_2^2 \right]$$
$$R_t = \pi * 0.8 [(19.5 + 441) + 1.43 + 40.64 + 252.77] = \pi * 0.8 * 755.34 = 1898.4 \text{ kN}$$

Calcolo della resistenza laterale caratteristica $R_{t,k}$

Il valore caratteristico della resistenza laterale diventa

$$R_{t,k} = \frac{R_t}{\xi_3} = \frac{1898.4}{1.7} = 1116.7 \text{ kN}$$

essendo anche in questo caso ξ_3 il coefficiente di correlazione relativo ai parametri caratteristici medi per una sola verticale indagata avendo utilizzato i metodi teorici per la determinazione della resistenza limite.

Il valore di progetto della resistenza per carichi verticali di trazione del singolo palo risulta quindi:

$$R_d = \frac{R_{t,k}}{\gamma_{s,t}} = \frac{1116.7}{1.25} = 893.4 \text{ kN}$$

essendo $\gamma_{s,t}=1.25$ il coefficiente di sicurezza parziali relativi alla resistenza laterale in trazione.

L'azione di progetto sul palo più sollecitato è $E_d=N_z=267.9 \text{ kN}$ (pali della fila di monte, combinazione di carico C3, cfr. tabella 6).

Trascurando tra le azioni resistenti il peso proprio del palo immerso in acqua, il coefficiente di sicurezza nei riguardi della verifica per forze verticali di trazione del palo più sollecitato risulta quindi:

$$F = \frac{R_d}{E_d} = \frac{893.4}{267.9} = 3.33$$

La verifica è soddisfatta essendo $F > 1$.

6.4.3 Verifica dei pali per azioni trasversali

La resistenza di progetto del singolo palo per forze orizzontali è pari a:

$$R_{tr,d} = \frac{R_{k,tr}}{\gamma_T}$$

essendo

- $R_{k,tr}$ la resistenza trasversale caratteristica;
- $\gamma_T=1.3$ il coefficiente di sicurezza parziale relativo alla resistenza trasversale.

Il palo sarà armato a partire dall'alto per un tratto L_1 di 8m con 21 ϕ 24 mm (95 cm²) (o armatura di area equivalente) e per i restanti 8m (L_2) con 12 ϕ 24 mm (54.29 cm²) (o armatura di area equivalente) che è maggiore dell'armatura minima regolamentare pari a: $0.3\% A_c = 0.003 \cdot (\pi D^2/4) = 15.08 \text{ cm}^2$. Il momento di plasticizzazione della sezione per armatura di 21 ϕ 24 mm e calcestruzzo C30/37 e per copriferro di 5cm è pari a 1053 kNm.

Considerando un meccanismo di rottura dei pali per forze orizzontali alla Broms, per pali installati nei terreni AL (terreni dotati di $c'=15 \text{ kPa}$ e $\phi'=23^\circ$ e con $\gamma'=10 \text{ kN/m}^3$), impediti di ruotare in testa, risulta un valore della profondità della seconda cerniera plastica (la prima si verifica in corrispondenza della sezione di attacco con la piastra di fondazione) misurata rispetto alla sezione di attacco pali-piastra $f=4.02\text{m}$. L'ipotesi di considerare i pali installati nei terreni AL è a vantaggio di sicurezza in quanto i pali a partire da una profondità di 1.3m sono installati nelle argille grigie AG della formazione di base. Risulta quindi un valore della resistenza trasversale di calcolo del singolo palo $R_{t,cal}=959.6 \text{ kN}$. Essendo $f=4.12\text{m}$ minore di $L_1=8\text{m}$ l'armatura nel tratto L_2 di 12 ϕ 24 mm è sufficiente.

La resistenza trasversale caratteristica R_{tk} risulta:

$$R_{ktr} = \frac{R_{tcalc}}{\xi_3} = \frac{959.6}{1.7} = 564.5 \text{ kN}$$

essendo $\xi_3=1.7$ il coefficiente di correlazione descritto in precedenza.

Il valore di progetto per carichi trasversali del singolo palo risulta quindi:

$$R_{tr,d} = \frac{R_{ktr}}{\gamma_T} = \frac{564.5}{1.3} = 434.2 \text{ kN}$$

Il valore massimo dell'azione trasversale (azione di progetto) E_d è pari a 386.3 kN (pali di entrambe le file di monte e di valle, nella combinazione di carico C3, cfr. tabella 6).

La verifica dei pali della palificata nei riguardi del raggiungimento dello stato limite per forze orizzontali dei pali della palificata è soddisfatta essendo soddisfatta la relazione

$$R_{d,tr} = 434.2 \text{ kN} > E_{d,tr} = 386.3 \text{ kN} \quad (F = R_{d,tr}/E_{d,tr} = 1.12 > 1).$$

Considerando l'efficienza della palificata, calcolata mediante l'espressione di Converse-Labarre (cfr. precedente punto 5.4.1), per $m=2$ file di pali e $n=4$ pali per fila per interasse i pari a 3.6m (interasse minimo) risulta un'efficienza E della palificata pari a 0.916. Pertanto il carico limite per forze trasversali della palificata risulta:

$$(R_{d,tr})_g = E * R_{d,tr} * m * n = 0.916 * 434.2 * 2 * 4 = 3181 \text{ kN} \text{ e l'azione trasversale di progetto è } (E_{d,tr})_g = E_{d,tr} * m * n = 386.3 * 2 * 4 = 3090.4 \text{ kN. La verifica è soddisfatta essendo } (R_{d,tr})_g > (E_{d,tr})_g \text{ (} F = (R_{d,tr})_g / (E_{d,tr})_g = 3181/3090.4 = 1.03 > 1 \text{)}.$$

6.4.4 Verifica dei pali a pressoflessione e taglio

La situazione più svantaggiosa si verifica per i pali della fila di monte nella combinazione di carico C2 (cfr. tabella 6) per la quale il momento flettente di calcolo è $M_{f,d} = 550.4 \text{ kNm}$ in corrispondenza del quale è presente uno sforzo normale di trazione $N = -147.8 \text{ kN}$ e uno sforzo di taglio di $T = 346.3 \text{ kN}$ (tutte le sollecitazioni massime si verificano nella sezione di attacco dei pali con la piastra di fondazione).

Per pali realizzati con calcestruzzo C 30/37 e acciaio B450C e per

$D = 80 \text{ cm}$ (diametro del palo);

$C = 5 \text{ cm}$ (copriferro);

$A_{s1} = 21 \phi 24 \text{ mm}$ (armatura longitudinale) (o armatura di area equivalente);

$A_{s2} = \text{spirale } \phi 12 \text{ mm}/20 \text{ cm}$ (armatura trasversale) (o armatura di area equivalente);

$N = -147.8 \text{ kN}$ (sforzo normale di trazione)

Si ha un momento flettente ultimo $M_u = 1031 \text{ kNm}$.

La resistenza di progetto del taglio portato dal conglomerato V_{red} è di 1140 kN mentre quella dell'armatura metallica V_{rsd} è di 669 kN.

La verifica della sezione è soddisfatta essendo il $T = 346.3 \text{ kN}$ (sforzo di taglio)

6.4.5 Verifica della mensola in elevazione

Per la mensola in elevazione si hanno i seguenti valori delle caratteristiche della sollecitazione nella combinazione di carico più gravosa (combinazione C2, cfr. tabella 7).

$M_{f,d} = 297.8 \text{ kNm/m}$ (momento flettente, tende le fibre lato monte del muro);

$N_d = 80.7 \text{ kN/m}$ (sforzo normale di compressione);

$T_d = 139.5 \text{ kN/m}$ (sforzo di taglio);

Per muro realizzato con calcestruzzo C 30/37 e acciaio B450C si ha:

$B=100$ cm (larghezza della base della sezione resistente);

$H=70$ cm (altezza della sezione resistente);

$C=5$ cm (copriferro);

$A_{s1} = 7 \phi 20$ mm (armatura longitudinale lato monte) (o armatura di area equivalente);

$A_{s2} = 4 \phi 20$ mm (armatura longitudinale lato valle) (o armatura di area equivalente);

$A_{s3} =$ spilli $\phi 12$ mm (armatura trasversale, 4 spilli a metro di muro);

$N=80.7$ kN (sforzo normale di compressione)

$T=126.5$ kN (sforzo di taglio)

Si ha un momento flettente ultimo $M_u=556.3$ kNm.

La resistenza di progetto del taglio portato dal conglomerato V_{red} è di 1780 kN mentre quella dell'armatura metallica V_{rsd} è di 684 kN.

La verifica della sezione è soddisfatta.

6.4.6 Verifica della piastra di fondazione

La piastra di fondazione sarà armata con una $\phi 24$ mm/20 cm nella direzione trasversale (monte-valle) e $\phi 20$ mm/20 nella direzione longitudinale e spilli $\phi 12$ mm/20x20cm. La piastra sarà realizzata con calcestruzzo C 30/37 e acciaio B450C.

Verifica della sezione trasversale

Il massimo momento flettente si verifica nella combinazione di carico C2 ed è pari a $M_{f,d}=684$ kNm/m (ottenuto come media dei valori dei nodi 34 ($M=456$ kNm), 24 ($M=962$ kNm) e 16 ($M=635$ kNm); per i dettagli si veda la relazione di calcolo, allegato [1]), mentre il massimo sforzo di taglio (sempre combinazione C2) è pari a $T_d=1837$ kN/m (ottenuto come media dei valori dei nodi 34 ($T=1715$ kN), 24 ($T=2408$ kN) e 16 ($T=1388$ kN)). Il tratto che va dal nodo 16 al 34 è lungo 40cm. A vantaggio di sicurezza si considera agente sia il momento flettente che lo sforzo di taglio su un tratto di lunghezza di 1m.

$B=100$ cm (larghezza della base della sezione resistente);

$H=90$ cm (altezza della sezione resistente);

$C=4$ cm (copriferro);

$A_{s1} = 5 \phi 24$ mm (armatura superiore) (o armatura di area equivalente);

$A_{s2} = 5 \phi 24$ mm (armatura inferiore) (o armatura di area equivalente);

A_{s3} = spilli ϕ 12 mm/20cm/20cm (armatura trasversale, 5 spilli a metro nelle due direzioni trasversale e longitudinale);

Si ha un momento flettente ultimo $M_u=730.9$ kNm/m ($> M_{f,d}=684$ kNm/m).

La resistenza di progetto del taglio portato dal conglomerato V_{rd} è di 1929 kN mentre quella dell'armatura metallica V_{rsd} è di 2437 kN.

La verifica della sezione è soddisfatta.

Verifica della sezione longitudinale

Il massimo momento flettente si verifica nella combinazione di carico C2 ed è pari a $M_{f,d}=501$ kNm/m (considerato pari al valore massimo assoluto per l'intera sezione), mentre il massimo sforzo di taglio (sempre combinazione C2) è pari a $T_d=948$ kN/m (considerando anche in questo caso il valore medio pari al valore massimo assoluto per l'intera sezione).

$B=100$ cm (larghezza della base della sezione resistente);

$H=90$ cm (altezza della sezione resistente);

$C=4$ cm (copriferro);

$A_{s1} = 5 \phi$ 20 mm (armatura superiore) (o armatura di area equivalente);

$A_{s2} = 5 \phi$ 20 mm (armatura inferiore) (o armatura di area equivalente);

A_{s3} = spilli ϕ 12 mm/20cm/20cm (armatura trasversale, 5 spilli a metro nelle due direzioni trasversale e longitudinale);

Si ha un momento flettente ultimo $M_u=512$ kNm/m ($> M_{f,d}=462$ kNm/m).

La resistenza di progetto del taglio portato dal conglomerato V_{rd} è di 2437 kN mentre quella dell'armatura metallica V_{rsd} è di 1929 kN.

La verifica della sezione è soddisfatta.

6.5 Verifiche di stabilità generale

Le verifiche di stabilità generale sono state eseguite col metodo di Bishop, per stato piano di deformazione, in termini di tensioni efficaci. I dettagli dei calcoli sono riportati nell'Allegato [1]. Il valore minimo del coefficiente di sicurezza è pari a 2.21 in condizioni statiche (combinazione di carico C4, v. tabelle 5 e 9) e pari a 1.21 in condizioni sismiche (combinazione di carico C6). Le verifiche di stabilità generale sono soddisfatte essendo i valori minimi previsti dalle NTC2018 in condizioni statiche pari a 1.1 e in condizioni sismiche pari a 1.2.

Tabella 9. Valori minimi dei coefficienti di sicurezza nei riguardi della stabilità globale. Metodo di Bishop. In tutti i casi è presente un sovraccarico accidentale $q = 20$ kPa.

Combinazione	Tipo combinazione	Presenza di sisma	Coefficiente di sicurezza minimo F_{min}
C4	GEO (A2+M2+R2)	no	2.21
C5	GEO (A2+M2+R2)	si (H+V)	1.52
C6	GEO (A2+M2+R2)	si (H-V)	1.21

7 KM 9+000

In corrispondenza del km 9+000 è presente un ampio dissesto che coinvolge l'intera sede stradale, si estende a valle e in parte anche a monte. Nelle figure 31-37 sono riportate alcune foto della zona dissestata. Si osservano tratti di muri completamente divelti (figure 32-36), che hanno subito spostamenti di diversi metri e la presenza di un tubo armco che si presenta quasi completamente schiacciato e in contropendenza (figure 36 e 37). Detto tubo allo stato attuale è quasi del tutto inefficiente.

Il movimento franoso (dissesto) in esame è dovuto principalmente alla costituzione dei terreni di fondazione della strada (e dei muri dissestati) nella zona in oggetto, ed anche alla non sufficiente ed adeguata regimazione delle acque superficiali. L'acqua convogliata nelle cunette inizialmente veniva smaltita mediante un tubo armco, che per effetto del dissesto che ha investito la strada e parte dei terreni a monte di essa in occasione di eventi piovosi molto intensi e prolungati, si è inizialmente deformato e successivamente si è quasi del tutto schiacciato, è in parte in contropendenza e ha perso quasi del tutto la sua funzione diventando poco efficiente.

L'inefficienza del tubo armco è progressivamente progredita nel tempo e ha contribuito al peggioramento delle condizioni di stabilità del tratto stradale in oggetto.

È del tutto evidente che la regimazione delle acque superficiali, quelle convogliate nelle cunette e quelle derivanti dalle opere di drenaggio dei terreni (trincee drenanti, gabbionata) dovranno essere adeguatamente smaltite mediante il ripristino del tubo armco o di altro idoneo manufatto che sarà realizzato al posto del tubo armco attuale stesso.

La regimazione delle acque (superficiali e all'interno dei terreni) è di primaria importanza per il corretto funzionamento e la durabilità di tutte le altre opere che si realizzeranno nella zona dissestata.



Fig. 31. Dissesto al km 9+000. Si nota la deviazione della carreggiata stradale con il materiale di riporto impiegato per il ripristino della strada.



Fig. 32. Dissesto al km 9+000. A valle della strada si osservano tratti di muri di sostegno completamente divelti.



Fig. 33. Dissesto al km 9+000. A valle della strada si osservano tratti di muri di sostegno completamente divelti. Vista da valle.



Fig. 34. Dissesto al km 9+000. A valle della strada si osservano tratti di muri di sostegno completamente divelti. Vista da valle.



Fig. 35. Dissesto al km 9+000. Tronco di muro di sostegno completamente divolto che ha subito spostamento dell'ordine di 10m.



Fig. 36. Dissesto al km 9+000. Vista da valle dei muri dissestati e del tubo arco armco.



Fig. 37. Dissesto al km 9+000. Particolare del tubo armco, quasi completamente schiacciato e in contropendenza.

7.1 Modello geotecnico di sottosuolo

Il modello geotecnico di sottosuolo è rappresentato schematicamente in figura 38 ed è stato ricostruito sulla base delle osservazioni, delle misure e delle prove in situ e sulla base dei sondaggi S9, S10 e S11 eseguiti in questa zona.

7.2 Circolazione idrica e regime delle pressioni interstiziali

I terreni costituenti il pendio oggetto di studio sono sede di falda idrica in movimento da monte verso valle. Non si dispongono dati sulla falda e sulle pressioni interstiziali non avendo potuto installare per motivi di costi un piezometro nella verticale di sondaggio S11 (nella verticale del sondaggio S9 è stata eseguita una prova *down-hole*, mentre il sondaggio S10 è stato attrezzato con inclinometro).

Comunque, considerata la natura e costituzione dei terreni, le osservazioni dirette (visive) in situ per un periodo di più di un anno, si può ragionevolmente ipotizzare che le pressioni interstiziali siano abbastanza alte e il pelo libero della falda prossimo al piano di campagna almeno nei periodi più piovosi, come indicato sulla figura 38.

7.3 Misure inclinometriche

In questa zona in corrispondenza del sondaggio S10 è stato installato un inclinometro.

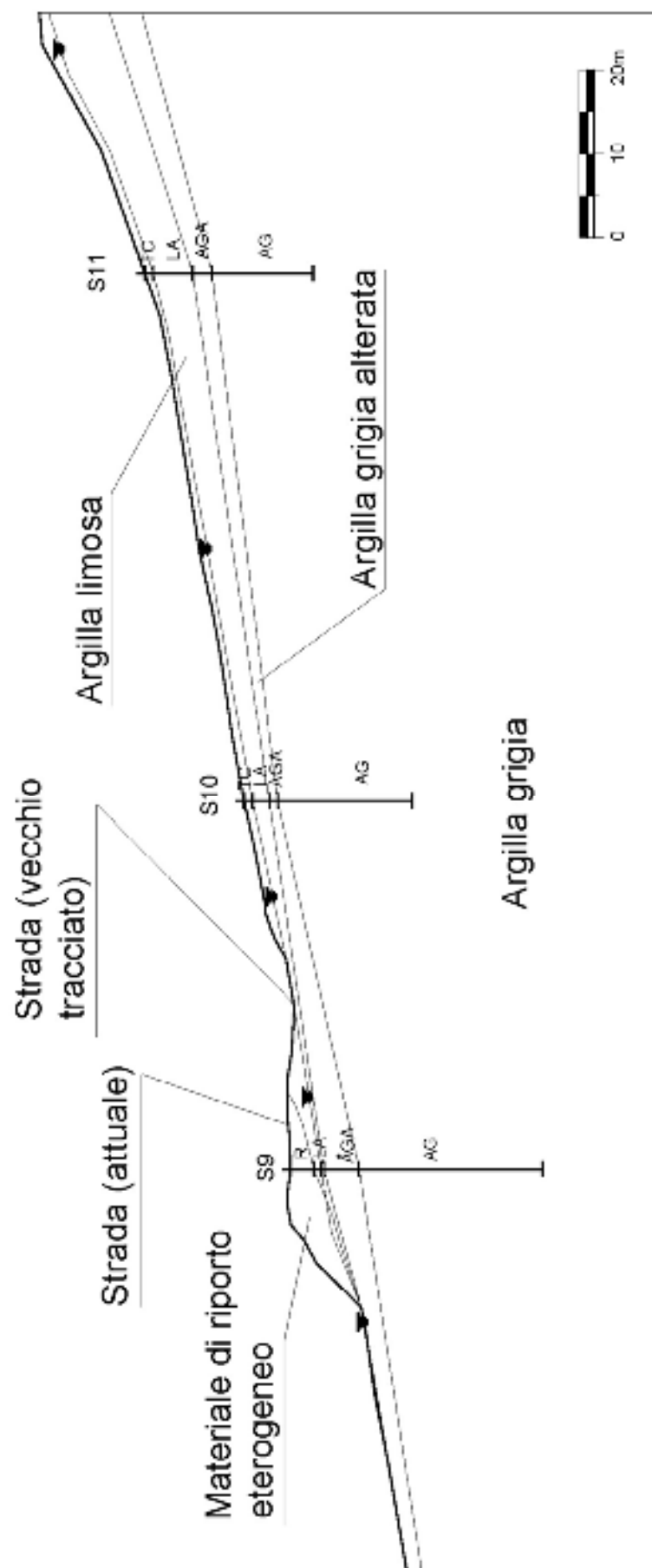


Fig. 38. Dissesto al km 9+000. Sezione A-A'. Modello geotecnico di sottosuolo.

Le misure inclinometriche sono state eseguite dallo scrivente ed hanno riguardato un periodo di tempo di 1 anno circa (dal 24 Ottobre 2018 al 17 Ottobre 2019) e consistono in 11 misure (cfr. tabella 4). I risultati delle misure sono diagrammati in figura 39. Essi indicano che in corrispondenza della verticale S10 non ci sono superfici di scivolamento ben definite. Tuttavia ci sono deformazioni e spostamenti significativi nella parte più superficiale (primi 2.5m). I risultati delle misure inclinometriche indicano anche che, soprattutto in corrispondenza di pressioni interstiziali elevate (inverno-primavera), si possono avere fenomeni locali che possono evolvere a colate. Fenomeni di questo tipo sono stati osservati a monte dell'inclinometro S10, e nel tratto a monte della strada fra le zone dissestate dei km 9+000 e 9+300, v. figura 40.

Questa tipologia di fenomeni, fortemente dipendenti dalle pressioni interstiziali e quindi dalle piogge, inducono nel periodo piovoso scorrimenti di terreni che spesso invadono la strada.

Queste osservazioni indicano che la riduzione permanente delle pressioni interstiziali mediante interventi di drenaggio sono consigliabili anche in questa zona sia per la stabilità della zona stessa sia per la salvaguardia degli interventi di consolidamento che si attueranno a valle in corrispondenza della strada.

7.4 Interventi previsti

In questa zona è prevista la realizzazione di un muro di sostegno a mensola in cemento armato fondato su pali di grande diametro, la realizzazione di trincee drenanti a monte della strada (in direzione monte-valle). Le acque raccolte nelle trincee drenanti saranno convogliate in un tubo forato che le smaltirà nel pozzetto del tubo armco ripristinato o di altra opera; per proteggere il tratto terminale delle trincee drenanti sarà realizzata una gabbionata parallelamente alla strada. A ridosso della gabbionata si disporrà materiale arido avvolto con geotessuto con funzione di protezione e di filtro.

La planimetria schematica delle opere da realizzare è rappresentata sulla figura 41, mentre sulla figura 42 è rappresentata la sezione schematica A-A' e sulla figura 43 un particolare della stessa sezione nella zona della strada. In questa figura si può notare l'effetto sulla falda della realizzazione delle opere drenanti a monte (trincee drenanti, materiale arido a tergo dei gabbioni, gabbioni) e del materiale arido a tergo del muro di sostegno.

Il muro sarà fondato su pali ϕ 1200mm lunghi 20m. L'interasse trasversale dei pali sarà di 3.80m mentre l'interasse longitudinale sarà di 3.60m. La disposizione dei pali sarà a quinconce. Lo spessore della mensola in elevazione del muro sarà di 80cm, mentre la piastra di fondazione avrà spessore di 130cm.

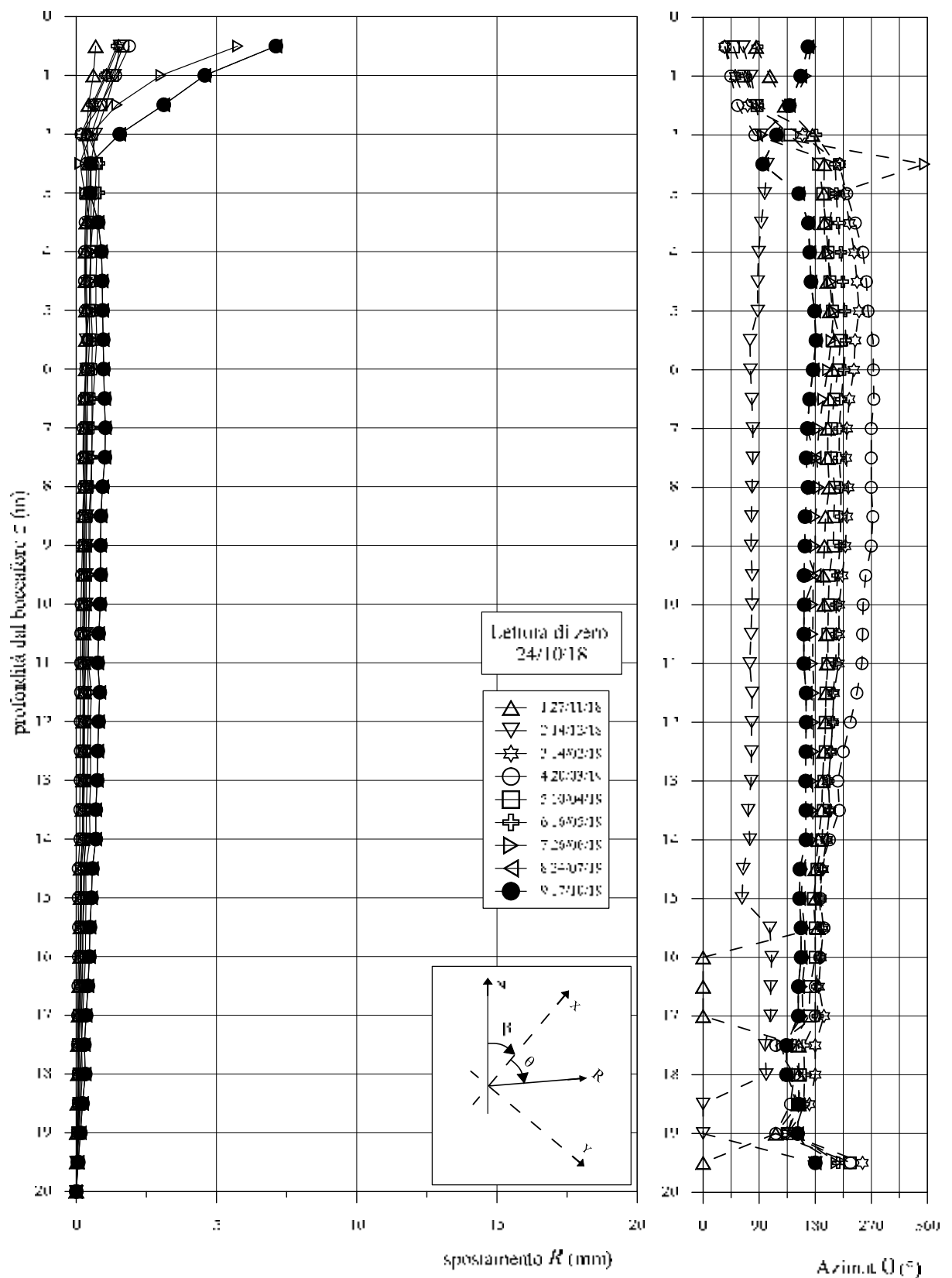


Fig. 39. Dissesto al km 9+000. Misure inclinometriche sulla verticale del sondaggio S10. Periodo di osservazione 24 Ottobre 2018 – 17 Ottobre 2019.



Fig. 40. Tratto fra i km 9+000 e 9+300. Per effetto delle elevate pressioni interstiziali nei periodi piovosi masse di terreno instabile evolvono in colate che invadono la strada.

7.5 Calcoli geotecnici

I calcoli geotecnici sono stati eseguiti col codice di calcolo MAX15 03 D dell'AZTEC Informatica, licenza N. AIU5592LJ intestata all' Università degli Studi di Palermo, analogamente al caso del muro del km 8+700.

I calcoli sono stati eseguiti considerando un sovraccarico accidentale di 20 kPa applicato su tutta la superficie della strada. Nei calcoli sono state considerate le pressioni interstiziali derivanti dalla superficie piezometrica rappresentata sulla figura 43, che ovviamente è condizionata dalla messa in opera del materiale di grossa pezzatura a tergo del muro di sostegno, dalla presenza del tubo drenante posizionato subito a tergo della piastra di fondazione (il tubo forato sarà munito di adeguato recapito finale) e alla base del rilevato, dalla realizzazione della gabbionata e delle trincee drenanti a monte della strada. Queste ultime avranno larghezza di 80-100cm, altezza variabile fino a 5m e interasse 12-20m.

Sono state esaminate 11 combinazioni di carico (6 per gli stati limite ultimi e 5 per gli stati limite di esercizio) come riportato in tabella 5.

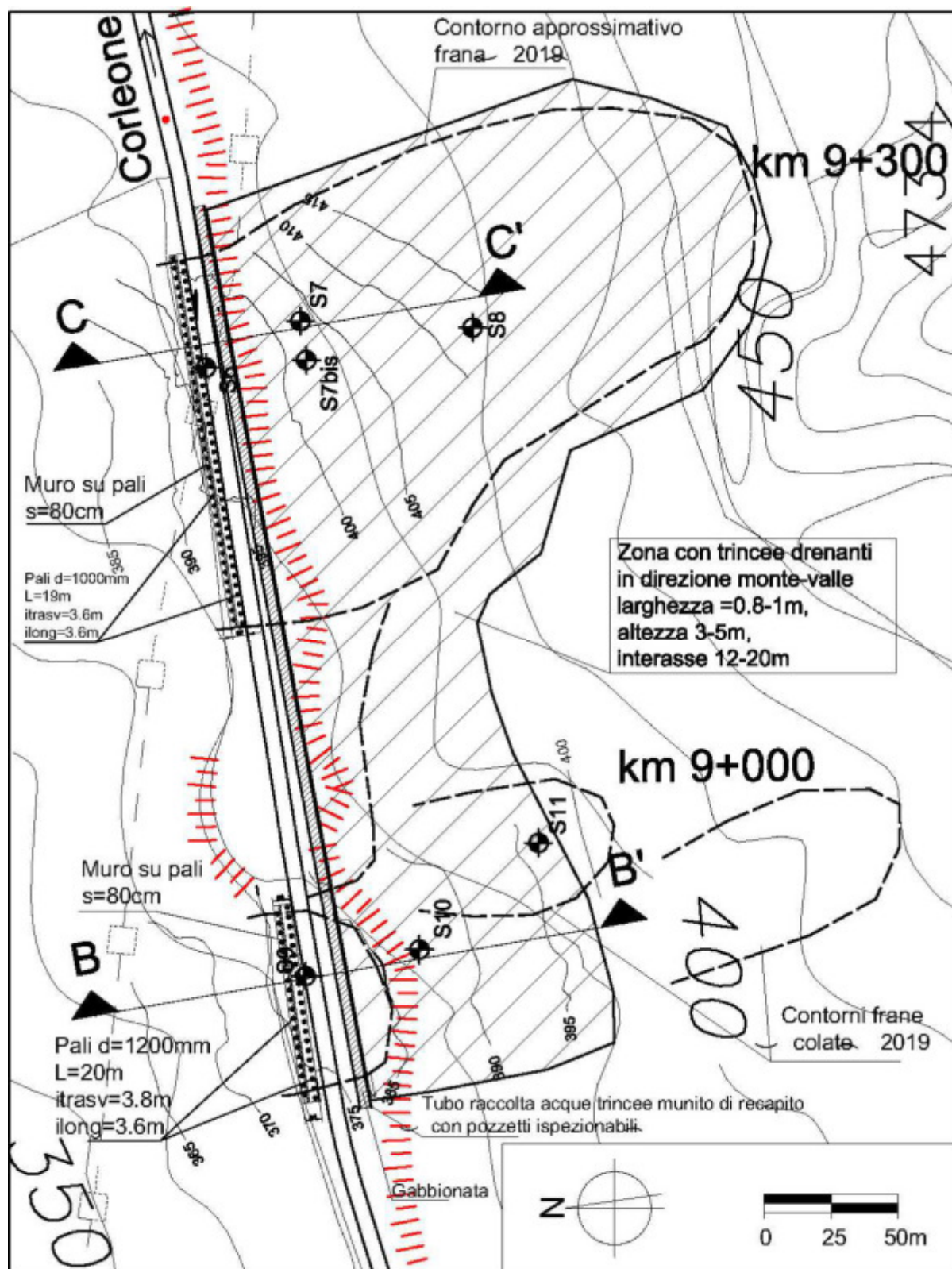


Fig. 41. Dissesto dal km 9+000 al km 9+300. Planimetria schematica degli interventi da realizzare.

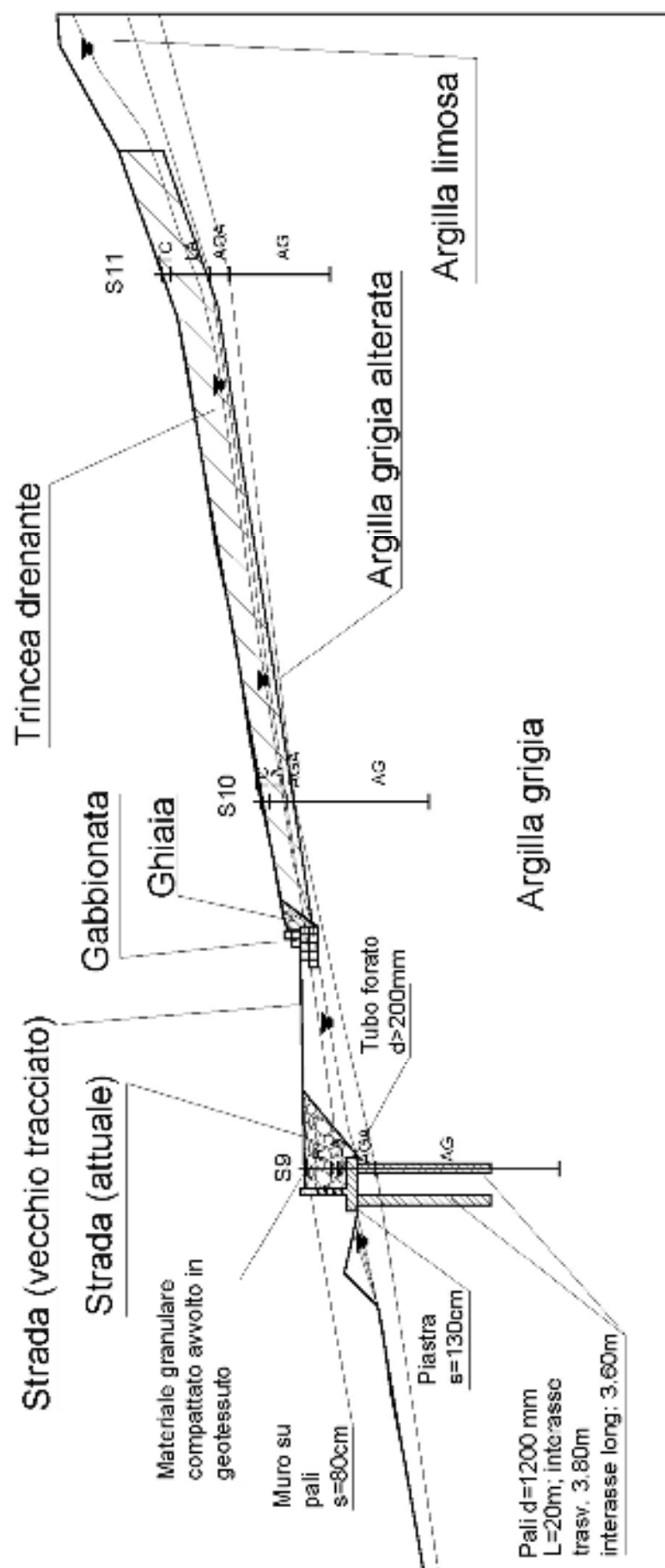


Fig. 42. Dissesto al km 9+000. Sezione A-A' con schema degli interventi di consolidamento.

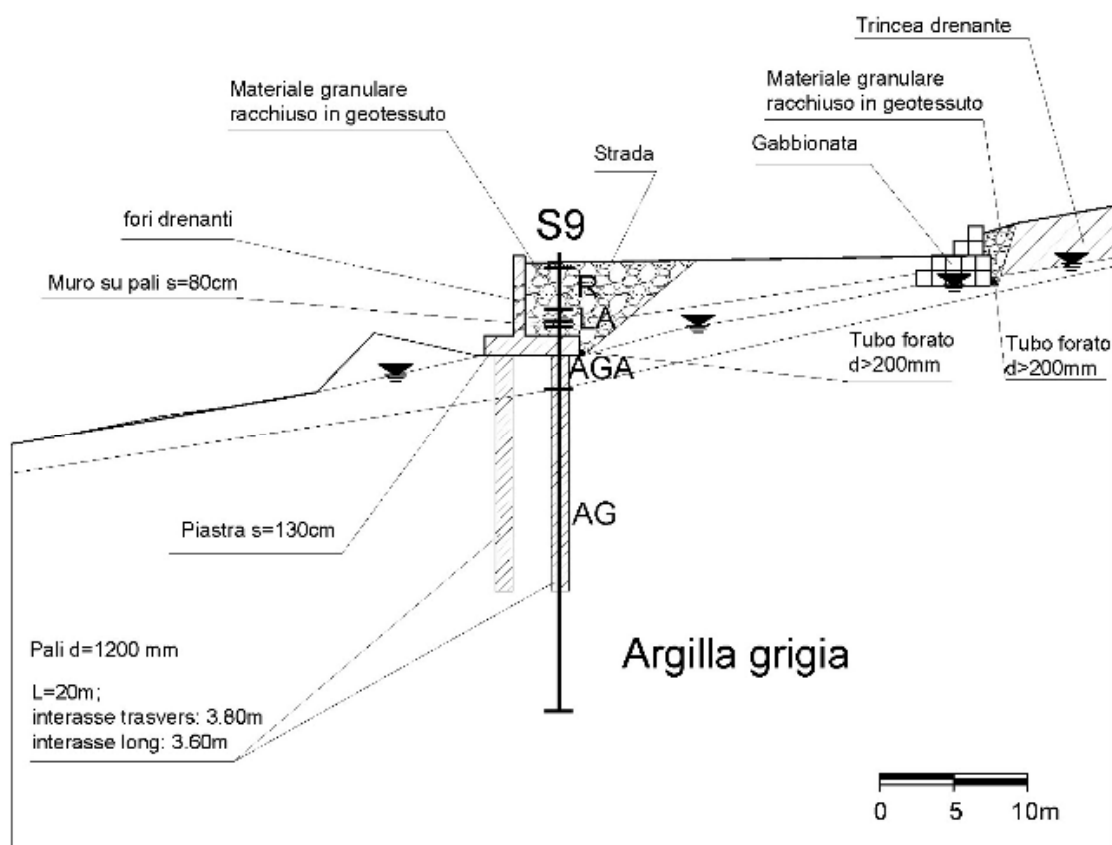


Fig. 43. Dissesto al km 9+000. Sezione con schema degli interventi di consolidamento. Particolare in corrispondenza della strada.

I risultati dei calcoli riguardano le azioni trasmesse alla testa dei pali, le sollecitazioni nella mensola superiore, le sollecitazioni nella piastra di fondazione, le verifiche di stabilità generale, le verifiche geotecniche e strutturali dei pali, le verifiche strutturali della piastra di fondazione e quelle della mensola in elevazione. I risultati dei calcoli sono riportati nell'Allegato [2].

Di seguito è riportata la sintesi dei risultati principali dei calcoli eseguiti.

Le azioni in testa ai pali nelle combinazioni di carico significative sono riportate in tabella 10. I valori massimi delle sollecitazioni della mensola in elevazione del muro sono riportate in tabella 11, mentre in tabella 12 sono riportati i valori massimi delle sollecitazioni della piastra di fondazione.

Tabella 10. Azioni in testa ai pali per le combinazioni agli stati limite ultimi. Nz: sforzo normale (positivo: compressione); Mx: momento flettente (positivo: tende le fibre lato monte); Ty: sforzo di taglio (positivo: da monte verso valle). In neretto sono evidenziati i valori massimi.

Combinazione	Pali valle			Pali monte		
	Nz (kN)	Mx (kNm)	Ty (kN)	Nz (kN)	Mx (kNm)	Ty (kN)
C1	1668.9	-698.9	320.7	1041.3	-698.9	320.7
C2	2833	-1406	710	122	-1406	710
C3	2474	-1288	668.7	-170	-1288	668.7

Tabella 11. Sollecitazioni alla base della mensola del muro in elevazione per le combinazioni agli stati limite ultimi. Nz: sforzo normale (positivo: compressione); Mx: momento flettente (positivo: tende le fibre lato monte); Ty: sforzo di taglio (positivo: da monte verso valle). In neretto sono evidenziati i valori massimi.

Combinazione	Nz (kN/m)	Mx (kNm/m)	Ty (kN/m)
C1	105.9	213.8	101.2
C2	105.9	381.5	158.2
C3	105.9	359.4	142.6

Tabella 12. Sollecitazioni massime nella piastra di fondazione per le combinazioni agli stati limite ultimi. Mx: momento flettente (asse momento trasversale, tende le fibre longitudinali, positivo: tende le fibre inferiori); My: momento flettente (asse momento longitudinale, tende le fibre trasversali, positivo: tende le fibre inferiori); Tx: sforzo di taglio (in direzione trasversale). Ty: sforzo di taglio (in direzione longitudinale).

Combinazione di carico	Mx (kNm/m)	My (kNm/m)	Tx (kN/m)	Ty (kN/m)
C2	962	1124	10	1590.7

7.5.1 Verifica dei pali ad azioni verticali di compressione

La resistenza di progetto dei pali di fondazione è stata valutata come segue.

Calcolo della resistenza laterale limite R_c

I pali hanno diametro D di 1.2m, lunghezza L=20m, 3m dei quali (L1) nelle argille AGA e 17m (L2) nelle argille grigie di base AG. Il pelo libero della falda è stato considerato coincidente con la testa dei pali.

La resistenza laterale limite vale:

$$R_l = \pi D \left[(c'_{a1}L_1 + c'_{a2}L_2) + \frac{1}{2} \gamma'_1 K_1 t g \delta'_1 L_1^2 + \gamma'_1 L_1 L_2 K_2 t g \delta'_2 + \frac{1}{2} \gamma'_2 K_2 t g \delta'_2 L_2^2 \right]$$

essendo

- c'_{a1} =20 kPa l'adesione palo-terreno nel tratto L₁ (terreni AGA);
- c'_{a2} =30 kPa l'adesione palo-terreno nel tratto L₂ (terreni AG);
- $K_1 = K_2 = 0.4$ il coefficiente di spinta laterale per pali trivellati;
- γ'_1 =10 kN/m³ il peso immerso in acqua dei terreni del tratto L₁;
- γ'_2 =11 kN/m³ il peso immerso in acqua dei terreni del tratto L₂;
- δ'_1 =25° l'angolo di resistenza a taglio all'interfaccia palo-terreno nel tratto L₁;
- δ'_2 =28° l'angolo di resistenza a taglio all'interfaccia palo-terreno nel tratto L₂.

Si ha quindi:

$$\begin{aligned}
- R_c &= \pi * 1.2 \left[(20 * 3 + 30 * 17) + \frac{1}{2} 10 * 0.4 * \operatorname{tg} 25^\circ * 3^2 + 10 * 3 * 17 * 0.4 * \right. \\
&\quad \left. \operatorname{tg} 28^\circ + \frac{1}{2} 11 * 0.4 * \operatorname{tg} 28^\circ * 17^2 \right] = \\
R_c &= \pi * 1.2 [(60 + 510) + 8.4 + 108.5 + 338.1] = \pi * 1.2 * 1025 = 3864.2 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Calcolo della resistenza laterale caratteristica $R_{c,k}$

Il valore caratteristico della resistenza laterale diventa

$$R_{c,k} = \frac{R_c}{\xi_3} = \frac{3864.2}{1.7} = 2273 \text{ kN}$$

Essendo ξ_3 il coefficiente di correlazione relativo ai parametri caratteristici medi per una sola verticale indagata avendo utilizzato i metodi teorici per la determinazione della resistenza limite.

Calcolo della resistenza alla punta limite R_p

La resistenza limite alla punta dei pali risulta:

$$R_p = A_p p_{lim}$$

essendo

$A_p = 1.13 \text{ m}^2$ l'area della sezione della punta del palo;

p_{lim} la resistenza unitaria limite alla punta.

Risulta

$$p_{lim} = \sigma'_v N_q + c' N_c$$

essendo N_q il coefficiente di carico limite per pali di grande diametro secondo Berezantzev e N_c il relativo coefficiente di carico limite relativo alla coesione intercetta

$$- N_q = f \left(\varphi', \frac{L}{D} \right) = f \left(28^\circ, \frac{20}{1.2} \right) = 14.4$$

$$- N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \varphi' = 25.2 \text{ (per } \varphi' = 28^\circ)$$

e

$$- \sigma'_v = L_1 \gamma'_1 + L_2 \gamma'_2 = 3 * 10 + 17 * 11 = 30 + 187 = 217 \text{ kPa}$$

la tensione verticale efficace alla quota della punta del palo, essendo L_1 , L_2 le lunghezze dei tratti di palo installati nei terreni AGA e AG rispettivamente.

Si ha quindi

$$p_{lim} = \sigma'_v N_q + c' N_c = 217 * 14.4 + 30 * 25.2 = 3124.8 + 756 = 3880.8 \text{ kPa e quindi}$$

$$R_p = A_p p_{lim} = 1.13 * 3880.8 = 4385.3 \text{ kN.}$$

Il valore caratteristico della resistenza alla punta diventa

$$R_{p,k} = \frac{R_p}{\xi_3} = \frac{4385.3}{1.7} = 2579.6 \text{ kN}$$

Essendo ξ_3 il coefficiente di correlazione precedentemente richiamato.

Il valore di progetto della resistenza per carichi verticali del singolo palo risulta quindi:

$$R_d = \frac{R_{p,k}}{\gamma_b} + \frac{R_{l,k}}{\gamma_s} = \frac{2579.6}{1.35} + \frac{2273}{1.15} = 1910.8 + 1976.5 = 3887 \text{ kN}$$

essendo $\gamma_b=1.35$ e $\gamma_s=1.15$ i coefficienti di sicurezza parziali relativi alla resistenza alla punta e laterale rispettivamente.

Il peso proprio W_p del palo è pari a 565 kN, mentre la sottospinta alla base del palo risulta $S_{w,b}=226$ kN.

L'azione di progetto sul palo più sollecitato è quindi

$$E_d = N_z + \gamma_1 W_p - \gamma_2 G_{S_{w,b}} = 2833 + 1.3 * 565 - 1 * 226 = 3341.5 \text{ kN}$$

Essendo

- $\gamma_{1G}=1.3$ il coefficiente di sicurezza parziale sulle azioni permanenti sfavorevoli;
- $\gamma_{2G}=1$ il coefficiente di sicurezza parziale sulle azioni permanenti favorevoli;
- $N_z = 2833$ kN il massimo carico assiale di compressione (agente alla testa del palo) che si verifica per i pali della fila di valle nella combinazione di carico C2, cfr. tabella 9.

Il coefficiente di sicurezza nei riguardi della verifica per forze verticali di compressione del palo più sollecitato risulta quindi:

$$F = \frac{R_d}{E_d} = \frac{3887}{3341.5} = 1.16$$

La verifica è soddisfatta essendo $F > 1$.

Considerando l'efficienza della palificata calcolata mediante l'espressione di Converse-Labarre, per $m=2$ file di pali e $n=20$ pali per fila per interasse i pari a 3.6m (interasse minimo)

risulta un'efficienza E della palificata pari a 0.9. Pertanto il carico limite per forze verticali di compressione della palificata risulta:

$(R_d)_g = E * R_d * m * n = 0.9 * 3887 * 2 * 20 = 139932 \text{ kN}$, mentre l'azione verticale media risulta:

$$(E_d)_g = n \frac{(N_z)_v + (N_z)_m}{2}$$

essendo $n=20$ il numero minimo di pali delle file, $(N_z)_v$ e $(N_z)_m$ gli sforzi assiali alla testa dei pali di valle e di monte rispettivamente che nella condizione più gravosa (combinazione C2, cfr. tabella 9) risultano pari a 1668.9 kN e 1041.3 kN.

Risulta quindi

$$(E_d)_g = n \frac{(N_z)_v + (N_z)_m}{2} = 20 \frac{2883 + 122}{2} = 30050 \text{ kN}$$

Essendo $(R_d)_g > (E_d)_g$ la verifica è soddisfatta.

7.5.2 Verifica dei pali ad azioni verticali di trazione

La resistenza di progetto dei pali di fondazione è stata valutata come segue.

Calcolo della resistenza laterale limite R_t

La resistenza laterale limite è la stessa di quella calcolata al punto precedente relativo alla resistenza laterale di compressione.

$$R_t = \pi D \left[(c'_{a1} L_1 + c'_{a2} L_2) + \frac{1}{2} \gamma'_1 K_1 \tan \delta'_1 L_1^2 + \gamma'_1 L_1 L_2 K_2 \tan \delta'_2 + \frac{1}{2} \gamma'_2 K_2 \tan \delta'_2 L_2^2 \right]$$

$$- R_t = \pi * 1.2 \left[(20 * 3 + 30 * 17) + \frac{1}{2} 10 * 0.4 * \tan 25^\circ * 3^2 + 10 * 3 * 17 * 0.4 * \tan 28^\circ + \frac{1}{2} 11 * 0.4 * \tan 28^\circ * 17^2 \right] =$$

$$R_t = \pi * 1.2 [(60 + 510) + 8.4 + 108.5 + 338.1] = \pi * 1.2 * 1025 = 3864.2 \text{ kN}$$

Calcolo della resistenza laterale caratteristica $R_{t,k}$

Il valore caratteristico della resistenza laterale diventa

$$R_{t,k} = \frac{R_t}{\xi_3} = \frac{3864.2}{1.7} = 2273 \text{ kN}$$

essendo ξ_3 il coefficiente di correlazione relativo ai parametri caratteristici medi per una sola verticale indagata avendo utilizzato i metodi teorici per la determinazione della resistenza limite.

Il valore di progetto della resistenza per carichi verticali di trazione del singolo palo risulta quindi:

$$R_d = \frac{R_{t,k}}{\gamma_{s,t}} = \frac{2273}{1.25} = 1818.4 \text{ kN}$$

essendo $\gamma_{s,t}=1.25$ il coefficiente di sicurezza parziali relativi alla resistenza laterale in trazione.

L'azione di progetto sul palo più sollecitato è $E_d=N_z=170 \text{ kN}$ (pali della fila di monte, combinazione di carico C3, cfr. tabella 9).

Trascurando tra le azioni resistenti il peso proprio del palo immerso in acqua la verifica nei riguardi di forze di trazione del singolo palo è ampiamente soddisfatta essendo $R_d > E_d$.

7.5.3 Verifica dei pali per azioni trasversali

La resistenza di progetto del singolo palo per forze orizzontali è pari a:

$$R_{tr,d} = \frac{R_{k,tr}}{\gamma_T}$$

Essendo

- $R_{k,tr}$ la resistenza trasversale caratteristica;
- $\gamma_T=1.3$ il coefficiente di sicurezza parziale relativo alla resistenza trasversale.

Il palo sarà armato a partire dall'alto per un tratto L_1 di 10m con 24 ϕ 24 mm e per i restanti 10m (L_2) con 12 ϕ 24 mm. Il momento di plasticizzazione della sezione per armatura di 24 ϕ 24 mm e calcestruzzo C30/37 e per copriferro di 5cm è pari a 2014 kNm.

Considerando un meccanismo di rottura dei pali per forze orizzontali alla Broms, per pali installati nelle argille grigie consistenti AG (terreni dotati di $c'=20 \text{ kPa}$ e $\phi'=25^\circ$ e con $\gamma'=10 \text{ kN/m}^3$) per pali impediti di ruotare in testa, risulta un valore della profondità della seconda cerniera plastica misurata rispetto alla sezione di attacco pali-piastra $f=4.32\text{m}$. Risulta un valore della resistenza trasversale di calcolo del singolo palo $R_{t,cal}=1804.2 \text{ kN}$. Essendo $f=4.32\text{m}$ minore di $L_1=10\text{m}$ l'armatura nel tratto L_2 di 12 ϕ 24 mm è sufficiente. L'ipotesi semplificativa di considerare i pali installati (ai fini di questa verifica) nei terreni AGA è a vantaggio di sicurezza.

La resistenza trasversale caratteristica $R_{k,tr}$ risulta:

$$R_{k,tr} = \frac{R_{t,calc}}{\xi_3} = \frac{1804.2}{1.7} = 1061.3 \text{ kN}$$

essendo $\xi_4=1.7$ il coefficiente di correlazione con riferimento a una sola verticale con profondità maggiore alla profondità della punta dei pali e parametri medi di resistenza a taglio dei terreni.

Il valore di progetto per carichi trasversali del singolo palo risulta quindi:

$$R_{tr,d} = \frac{R_{ktr}}{\gamma_T} = \frac{1061.3}{1.3} = 816.4 \text{ kN}$$

La massima azione trasversale di progetto E_d è pari a 710 kN (pali di entrambe le file di monte e di valle, nella combinazione di carico C2, cfr. tabella 9).

La verifica dei pali della palificata nei riguardi del raggiungimento dello stato limite per forze orizzontali dei pali della palificata è soddisfatta essendo soddisfatta la relazione

$$R_{d,tr} = 816.4 \text{ kN} > E_{d,tr}=710 \text{ kN} \quad (F= R_{d,tr}/E_{d,tr}=1.15 > 1).$$

Considerando l'efficienza della palificata calcolata mediante l'espressione di Converse-Labarre (cfr. precedente punto 6.4.1), per $m=2$ file di pali e $n= 20$ pali per fila per interasse i pari a 3.6m (interasse minimo) risulta un'efficienza E della palificata pari a 0.9. Pertanto il carico limite per forze trasversali della palificata risulta:

$$(R_{d,tr})_g = E * R_{d,tr} * m * n = 0.9 * 816.4 * 2 * 20 = 29390.4 \text{ kN}, \text{ mentre l'azione trasversale di progetto è } (E_{d,tr})_g = E_{d,tr} * m * n = 710 * 2 * 20 = 28400 \text{ kN}. \text{ La verifica è soddisfatta essendo } (R_{d,tr})_g > (E_{d,tr})_g \text{ (} F = (R_{d,tr})_g / (E_{d,tr})_g = 29390.4 / 28400 = 1.03 > 1 \text{)}.$$

7.5.4 Verifica dei pali a pressoflessione e taglio

La situazione più svantaggiosa si verifica per i pali della fila di monte nella combinazione di carico C2 (cfr. tabella 9) per la quale il momento flettente di calcolo $M_{f,d}=1647 \text{ kNm}$ in corrispondenza del quale è presente uno sforzo normale di trazione $N=-170 \text{ kN}$ e uno sforzo di taglio di $T_d=809.4 \text{ kN}$.

Per pali realizzati con calcestruzzo C 30/37 e acciaio B450C e per

$D=120 \text{ cm}$ (diametro del palo);

$C=5 \text{ cm}$ (copriferro);

$A_{s1} = 24 \phi 24 \text{ mm}$ (armatura longitudinale) (o armatura equivalente);

A_{s2} = spirale ϕ 12 mm/20 cm (armatura trasversale);

$M_d=1406$ kN (momento flettente)

$N=-170$ kN (sforzo di trazione)

Il momento flettente allo stato limite ultimo è: $M_u=2014$ kNm.

La resistenza di progetto del taglio portato dal conglomerato V_{red} è di 2683 kN mentre quella dell'armatura metallica V_{rsd} è di 728.7 kN.

La verifica della sezione è soddisfatta essendo $T_d=710$ kN.

7.5.5 Verifica della mensola in elevazione

Per la mensola in elevazione si hanno i seguenti valori delle caratteristiche della sollecitazione nella combinazione di carico più gravosa (combinazione C2, cfr. tabella 10).

$M_{f,d}=381.5$ kNm/m (momento flettente, tende le fibre lato monte del muro);

$N_d=105.9$ kN/m (sforzo normale di compressione);

$T_d=158.2$ kN/m (sforzo di taglio);

Per muro realizzato con calcestruzzo C 30/37 e acciaio B450C si ha:

$B=100$ cm (larghezza della base della sezione resistente);

$H=80$ cm (altezza della sezione resistente);

$C=5$ cm (copriferro);

$A_{s1} = 8 \phi$ 20 mm (armatura longitudinale lato monte) (o armatura equivalente);

$A_{s2} = 4 \phi$ 20 mm (armatura longitudinale lato valle) (o armatura equivalente);

$A_{s3} =$ spilli ϕ 12 mm (armatura trasversale, 4 spilli a metro di muro);

$N=105.9$ kN (sforzo normale di compressione)

$T=158.2$ kN (sforzo di taglio)

Si ha un momento flettente ultimo $M_u=722$ kNm.

La resistenza di progetto del taglio portato dal conglomerato V_{red} è di 2021 kN mentre quella dell'armatura metallica V_{rsd} è di 688 kN.

La verifica della sezione è soddisfatta.

7.5.6 Verifica della piastra di fondazione

La piastra di fondazione sarà armata con una $\phi 26$ mm/20 cm nella direzione trasversale (monte-valle) e $\phi 24$ mm/20 nella direzione longitudinale e spilli ϕ 12mm/20x20cm. La piastra sarà realizzata con calcestruzzo C 30/37 e acciaio B450C.

Verifica della sezione trasversale

Il massimo momento flettente si verifica nella combinazione di carico C2 (cfr. tabella 11) ed è pari a $M_{f,d}=1124 \text{ kNm/m}$, mentre il massimo sforzo di taglio è $T_d=1590 \text{ kN/m}$.

$B=100 \text{ cm}$ (larghezza della base della sezione resistente);

$H=130 \text{ cm}$ (altezza della sezione resistente);

$C=4 \text{ cm}$ (copriferro);

$A_{s1} = 5 \phi 26 \text{ mm}$ (armatura superiore) (o armatura equivalente);

$A_{s2} = 5 \phi 26 \text{ mm}$ (armatura inferiore) (o armatura equivalente);

$A_{s3} = \text{spilli } \phi 12 \text{ mm}/20 \text{ cm}/20 \text{ cm}$ (armatura trasversale, 5 spilli a metro nelle due direzioni trasversale e longitudinale);

Si ha un momento flettente ultimo $M_u=1262 \text{ kNm/m}$ ($> M_{f,d}=1124 \text{ kNm/m}$).

La resistenza di progetto del taglio portato dal conglomerato V_{rd} è di 3216 kN mentre quella dell'armatura metallica V_{rsd} è di 1929 kN .

La verifica della sezione è soddisfatta.

Verifica della sezione longitudinale

Il massimo momento flettente si verifica nella combinazione di carico C2 ed è pari a $M_{f,d}=962 \text{ kNm/m}$, mentre $T_d=1590 \text{ kN/m}$.

$B=100 \text{ cm}$;

$H=110 \text{ cm}$;

$C=4 \text{ cm}$ (copriferro);

$A_{s1} = 5 \phi 24 \text{ mm}$ (armatura superiore);

$A_{s2} = 5 \phi 24 \text{ mm}$ (armatura inferiore);

$A_{s3} = \text{spilli } \phi 12 \text{ mm}/20 \text{ cm}/20 \text{ cm}$ (armatura trasversale, 5 spilli a metro nelle due direzioni trasversale e longitudinale);

Si ha un momento flettente ultimo $M_u=1090 \text{ kNm/m}$ ($> M_{f,d}=962 \text{ kNm/m}$).

La resistenza di progetto del taglio portato dal conglomerato V_{rd} è di 3284 kN mentre quella dell'armatura metallica V_{rsd} è di 1969 kN .

La verifica della sezione è soddisfatta.

7.6 Verifiche di stabilità generale

Le verifiche di stabilità generale sono state eseguite col metodo di Bishop, per stato piano di deformazione, in termini di tensioni efficaci. I dettagli dei calcoli sono riportati nell'Allegato [2].

Il valore minimo del coefficiente di sicurezza è pari a 2.66 in condizioni statiche (combinazione di carico C4, v. tabelle 5 e 13) e pari a 1.45 in condizioni sismiche (combinazione di carico C6). Le verifiche di stabilità generale sono soddisfatte essendo i valori minimi previsti dalle NTC2018 in condizioni statiche pari a 1.1 e in condizioni sismiche pari a 1.2.

Tabella 13. Valori minimi dei coefficienti di sicurezza nei riguardi della stabilità globale. Metodo di Bishop. In tutti i casi è presente un sovraccarico accidentale $q = 20$ kPa.

Combinazione	Tipo combinazione	Presenza di sisma	Coefficiente di sicurezza minimo F_{min}
C4	GEO (A2+M2+R2)	no	2.65
C5	GEO (A2+M2+R2)	si (H+V)	1.78
C6	GEO (A2+M2+R2)	si (H-V)	1.45

8 KM 9+300

In corrispondenza del km 9+300 è presente un ampio dissesto che coinvolge l'intera sede stradale, si estende a valle e a monte. Nelle figure 44-47 sono riportate alcune foto della zona dissestata. A monte della strada è presente un ampio movimento franoso che si estende fino al vigneto ubicato a monte, v. figure 45-46.



Fig. 44. Dissesto al km 9+300. Si nota la deviazione della carreggiata stradale con il materiale franato in più riprese accumulato a valle, e materiale in movimento nella parte di monte della strada.



Fig. 45. Dissesto al km 9+300. Si nota materiale rimaneggiato sul lato di monte della strada che in occasione di piogge intense o prolungate si rimobilita e invade la strada. Vista verso monte.



Fig. 46. Dissesto al km 9+300. Vista dalla strada del movimento franoso che si estende fino al vigneto visibile nella parte alta della foto per una lunghezza di 215m circa. Si osservano inoltre vari cigli di frana.



Fig. 47. Dissesto al km 9+300. Si osserva il tratto di strada non asfaltato per effetto dei dissesti e i grandi spostamenti verso valle subiti dalla carreggiata.

Il movimento franoso che interessa il tratto di strada in esame è dovuto alla costituzione dei terreni di fondazione della strada nella zona in oggetto e di quelli del pendio a monte, sia alle elevatissime pressioni interstiziali legate alle piogge che in alcuni periodi dell'anno sono presenti nell'area a monte della strada.

È del tutto evidente la riduzione permanente delle pressioni interstiziali e la regimazione delle acque superficiali e di quelle drenate dai terreni è fondamentale per il corretto funzionamento e per la durata di tutte le altre opere di consolidamento che si realizzeranno in questa zona.

8.1 Modello geotecnico di sottosuolo

Il modello geotecnico di sottosuolo è rappresentato schematicamente in figura 48 ed è stato ricostruito sulla base dei sondaggi S6, S7, S7bis e S8 eseguiti in questa zona e sulla base delle osservazioni, delle prove e delle misure in situ.

8.2 Circolazione idrica e regime delle pressioni interstiziali

I terreni costituenti il pendio oggetto di studio sono sede di falda idrica in movimento da monte verso valle. Nel sondaggio S7 è stato installato un piezometro a tubo aperto. Le misure eseguite dallo scrivente nel periodo di osservazione che va dal 24 Ottobre 2018 al 17 Ottobre 2019 (un anno) indicano che la superficie libera della falda nei periodi piovosi è prossima al piano

campagna (34 cm dal piano campagna il 14 Dicembre 18 e il 30 Gennaio 19, e 25 cm il 14 Febbraio 2019), mentre nei periodi secchi la piezometrica minima è stata riscontrata il 17 Ottobre 19 (a 3.15m dal p.c.). Nelle figure 49 e 50 sono riportate le fotografie (scattate il 14 Febbraio 19) della zona in prossimità del sondaggio S7 (v. planimetria di figura 3), dalle quali si osservano ristagni d'acqua sul pendio e falda quindi a piano campagna.

8.3 Interventi previsti

In questa zona è prevista la realizzazione di un muro di sostegno a mensola in cemento armato fondato su pali di grande diametro, la realizzazione di trincee drenanti a monte della strada (in direzione monte-valle). Le acque raccolte nelle trincee drenanti saranno convogliate in un tubo forato che le smaltirà nel sistema di raccolta delle acque superficiali che si realizzerà in tale tratto di strada. Per proteggere il tratto terminale delle trincee drenanti sarà realizzata una gabbionata parallelamente alla strada, analogamente a quanto descritto per il tratto del km 9+000.

La planimetria schematica delle opere da realizzare è rappresentata sulla figura 51 (che è la stessa della figura 41 che qui si riporta per facilità di consultazione). Le trincee drenanti sono necessarie anche nel tratto fra i dissesti del km 9+000 e 9+300 (in tale zona la strada non è direttamente interessata da dissesti profondi), infatti in detta zona a monte della strada si verificano nei periodi piovosi fenomeni di colate come si osserva dalle fotografie delle figure 52 e 53. Le trincee drenanti avranno larghezza compresa tra 80 e 100cm, interasse compreso tra 12 e 20m e altezza massima di 4.5-5m anche in questa zona.

In corrispondenza del lato monte della strada si realizzerà una gabbionata di adeguate dimensioni, a ridosso della quale si disporrà materiale drenante compattato e un tubo forato (di diametro di almeno 200mm per lo smaltimento delle acque drenate) munito di recapito finale adeguato. La gabbionata proteggerà il sistema di raccolta delle acque drenate con le trincee drenanti.

In figura 54 è rappresentata la sezione schematica C-C' e sulla figura 55 un particolare di detta sezione nella zona della strada. In questa figura si può notare l'effetto sulla falda della realizzazione delle opere drenanti a monte (trincee drenanti, materiale arido a tergo dei gabbioni, gabbioni) e del materiale arido a tergo del muro di sostegno. Si sottolinea che la realizzazione degli interventi di drenaggio sono prioritari, indispensabili e determinanti per l'efficacia, la durata e il buon funzionamento delle opere di consolidamento.

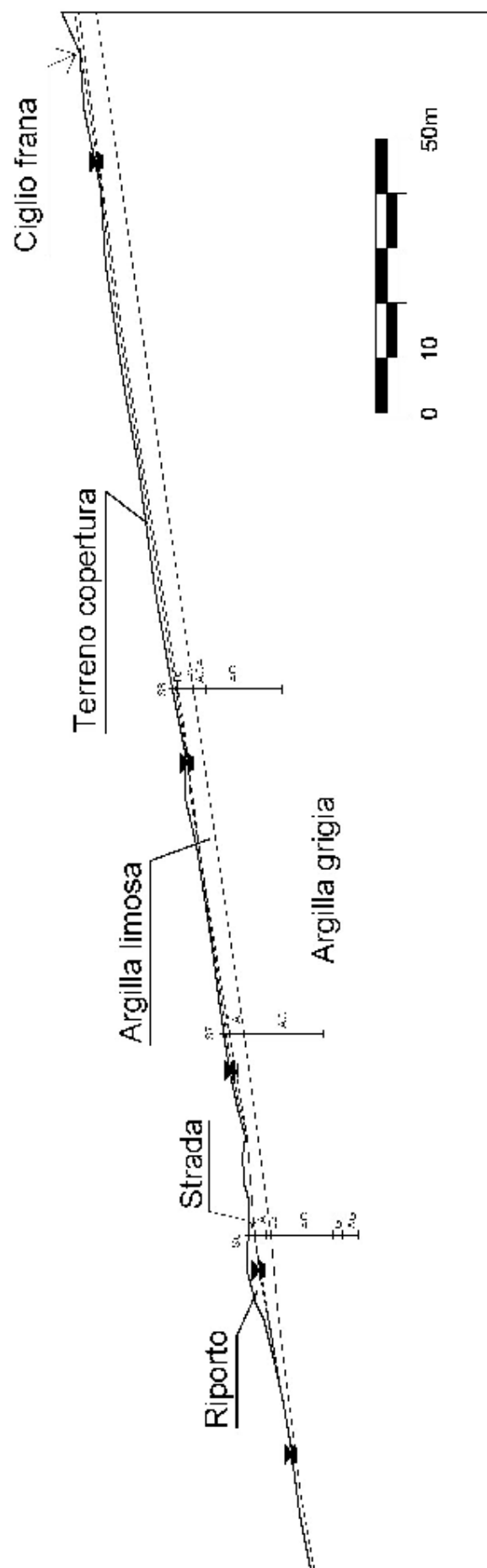


Fig. 48. Dissesto al km 9+300. Modello geotecnico di sottosuolo.



Fig. 49. Dissesto al km 9+300. Falda a piano campagna in prossimità del sondaggio S7 (ubicato a monte della strada, cfr. planimetria di figura 3). Foto scattata il 14 Febbraio 2019.



Fig. 50. Dissesto al km 9+300. Si osserva il ristagno di acqua con falda a piano campagna in prossimità del sondaggio S7 (ubicato a monte della strada, cfr. planimetria di figura 3). Foto scattata il 14 Febbraio 2019.

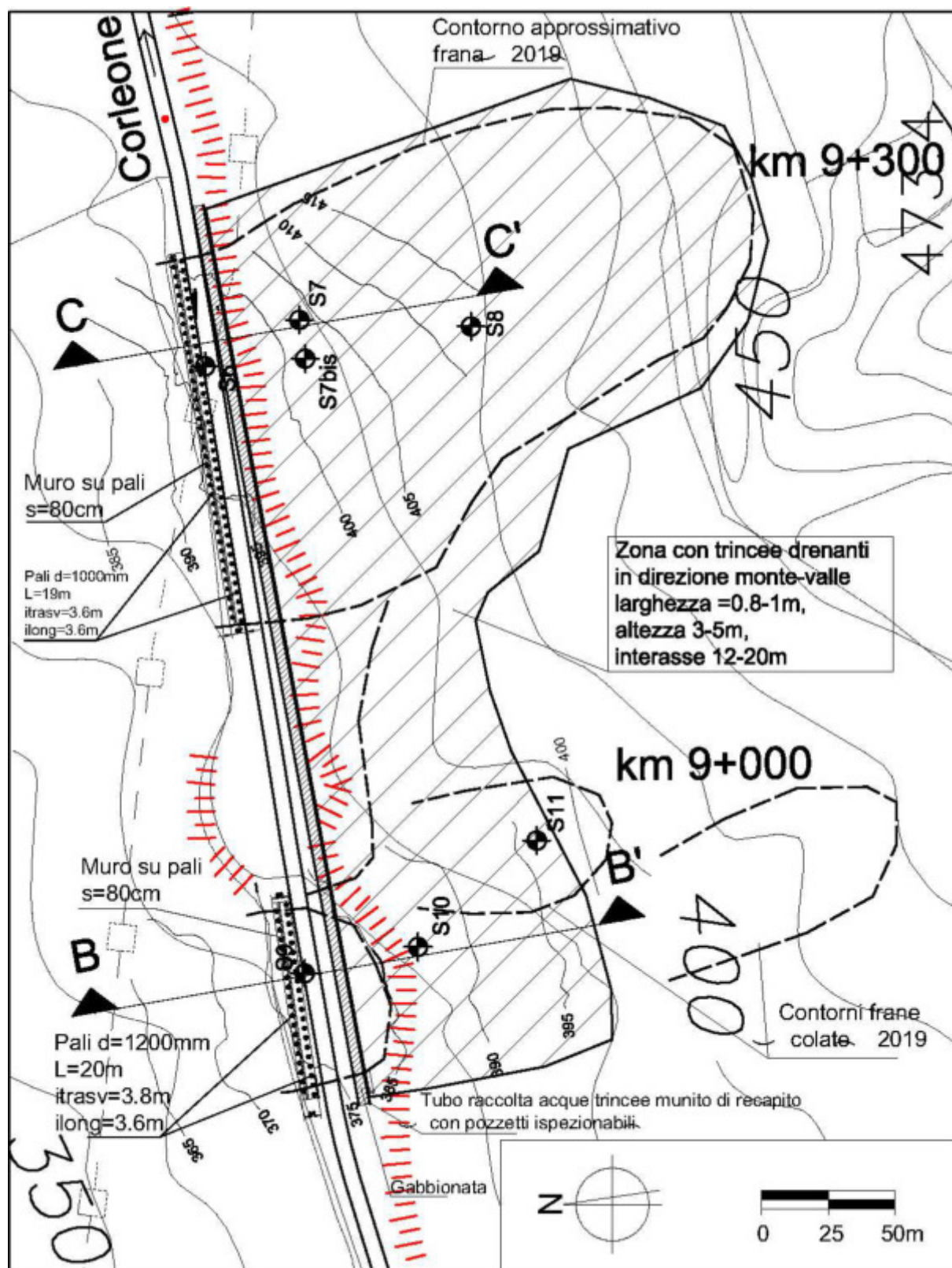


Fig. 51. Dissesto dal km 9+000 al km 9+300. Planimetria schematica degli interventi da realizzare.



Fig. 52. Tratto fra i dissesti dal km 9+000 al km 9+300. Si osserva materiale franato sulla strada e materiale completamente mobilizzato e in procinto di franare.



Fig. 53. Tratto fra i dissesti dal km 9+000 al km 9+300. Materiale completamente mobilizzato nei periodi invernali. Foto del 14 Febbraio 2019. Detto materiale nei periodi piovosi si mobilita, frana a valle e invade periodicamente la strada.

Il muro sarà fondato su pali ϕ 1000mm lunghi 19m. L'interasse dei pali sarà di 3.60m in direzione longitudinale mentre sarà 3.10 in direzione trasversale. La disposizione dei pali sarà a quinconce. Lo spessore della mensola in elevazione del muro sarà di 80cm, mentre la piastra di fondazione avrà spessore di 110cm.

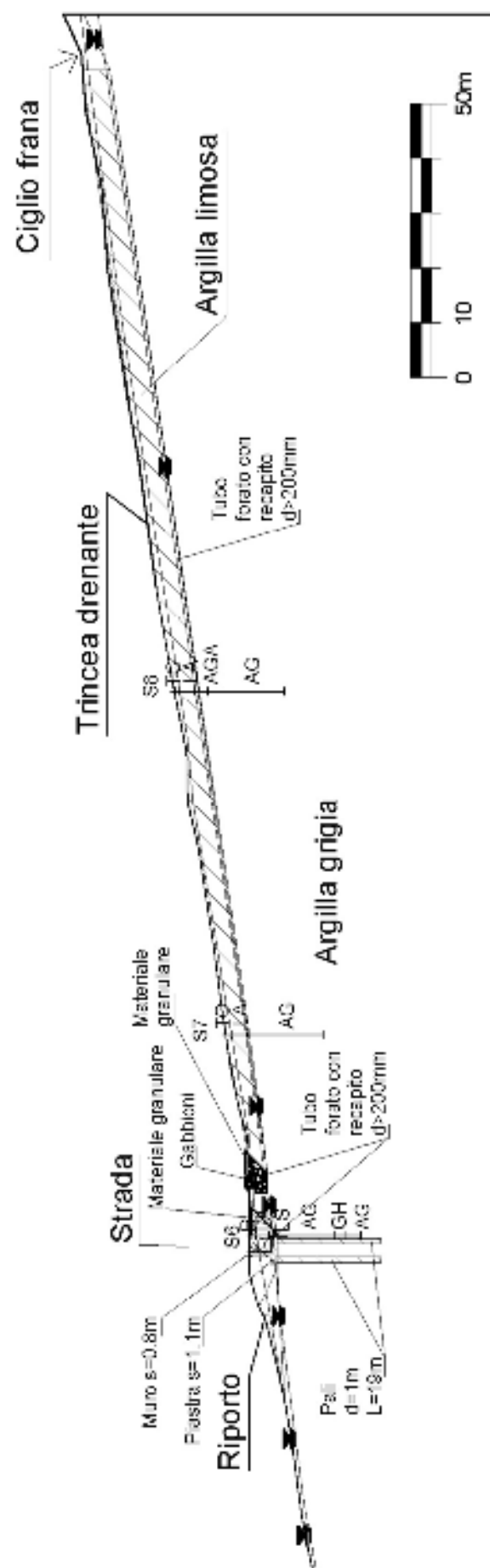


Fig. 54. Dissesto al km 9+300. Sezione con schema degli interventi di consolidamento.

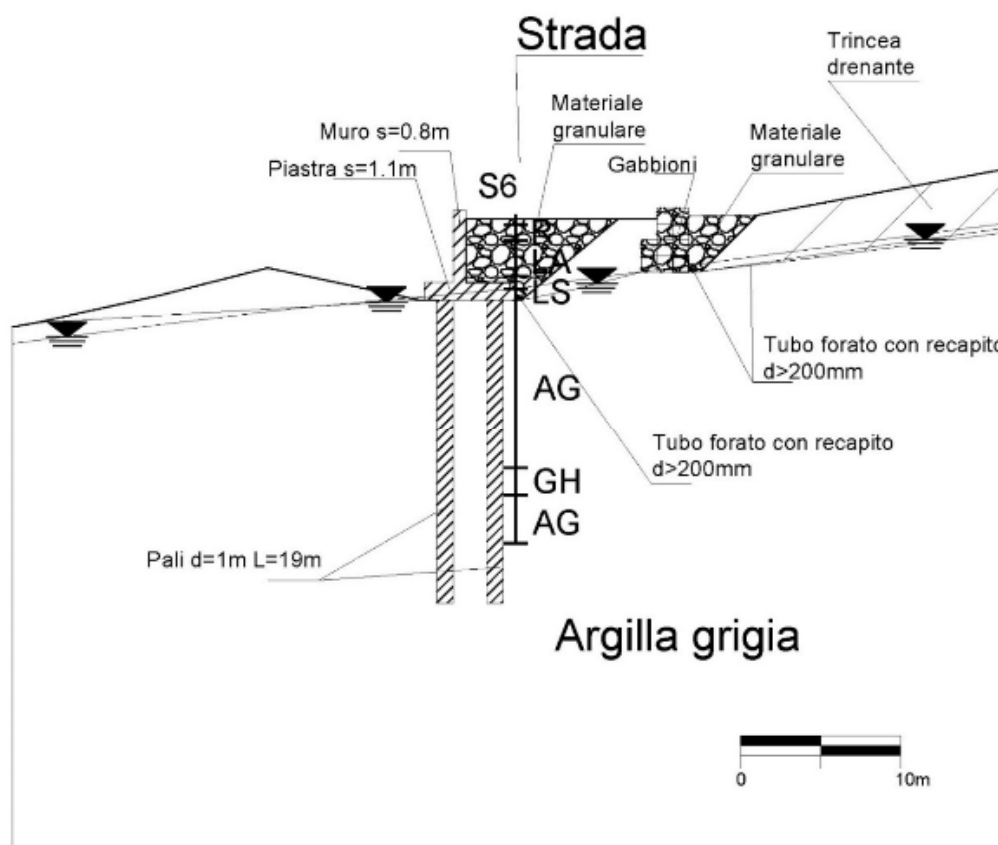


Fig. 55. Dissesto al km 9+300. Sezione con schema degli interventi di consolidamento. Particolare in corrispondenza della strada. Sulla mensola verticale del muro si predisporranno fori drenanti.

8.4 Calcoli geotecnici

I calcoli geotecnici sono stati eseguiti col codice di calcolo MAX15 03 D dell'AZTEC Informatica, licenza N. AIU5592LJ intestata all'Università degli Studi di Palermo, analogamente ai casi dei muri dei km 8+700 e 9+000.

I calcoli sono stati eseguiti considerando un sovraccarico accidentale di 20 kPa applicato su tutta la superficie della strada. Nei calcoli sono state considerate le pressioni interstiziali derivanti dalla superficie piezometrica rappresentata sulle figure 54 e 55, che ovviamente è condizionata dalla messa in opera del materiale di grossa pezzatura a tergo del muro di sostegno, dalla presenza del tubo drenante posizionato subito a tergo della piastra di fondazione (il tubo forato sarà munito di adeguato recapito finale) e alla base del rilevato, dalla realizzazione della gabbionata e delle trincee drenanti a monte della strada. Sono state esaminate 11 combinazioni di carico (6 per gli stati limite ultimi e 5 per gli stati limite di esercizio) come riportato in tabella 5.

I risultati dei calcoli riguardano le azioni trasmesse alla testa dei pali, le sollecitazioni nella mensola superiore, le sollecitazioni nella piastra di fondazione, le verifiche di stabilità generale, le verifiche geotecniche e strutturali dei pali di fondazione, le verifiche strutturali della piastra di

fondazione e della mensola in elevazione del muro. I risultati dei calcoli sono riportati nell'Allegato [3]. Di seguito sono sintetizzati i risultati principali dei calcoli.

Le azioni in testa ai pali nelle combinazioni di carico significative sono riportate in tabella 14. I valori massimi delle sollecitazioni della mensola in elevazione del muro sono riportate in tabella 15, mentre in tabella 16 sono riportati i valori massimi delle sollecitazioni della piastra di fondazione.

Tabella 14. Azioni in testa ai pali per le combinazioni agli stati limite ultimi. Nz: sforzo normale (positivo: compressione); Mx: momento flettente (positivo: tende le fibre lato monte); Ty: sforzo di taglio (positivo: da monte verso valle). In neretto sono evidenziati i valori massimi.

Combinazione	Pali valle			Pali monte		
	Nz (kN)	Mx (kNm)	Ty (kN)	Nz (kN)	Mx (kNm)	Ty (kN)
C1	1212.9	-462.1	239.4	836.2	-462.1	239.4
C2	2019.1	-904.7	530.4	106.4	-904.7	530.4
C3	1831.8	-823	500	-117	-823	500

Tabella 15. Sollecitazioni alla base della mensola del muro in elevazione per le combinazioni agli stati limite ultimi. Nz: sforzo normale (positivo: compressione); Mx: momento flettente (positivo: tende le fibre lato monte); Ty: sforzo di taglio (positivo: da monte verso valle). In neretto sono evidenziati i valori massimi.

Combinazione	Nz (kN/m)	Mx (kNm/m)	Ty (kN/m)
C1	88.3	134.7	75.2
C2	88.3	242.1	119.3
C3	88.3	226.3	107.3

Tabella 16. Sollecitazioni massime nella piastra di fondazione per le combinazioni agli stati limite ultimi. Mx: momento flettente (asse momento trasversale, tende le fibre longitudinali, positivo: tende le fibre inferiori); My: momento flettente (asse momento longitudinale, tende le fibre trasversali, positivo: tende le fibre inferiori); Tx: sforzo di taglio (in direzione trasversale). Ty: sforzo di taglio (in direzione longitudinale).

Combinazione di carico	Mx (kNm/m)	My (kNm/m)	Tx (kN/m)	Ty (kN/m)
C2	697.3	831.4	10	1390

8.4.1 Verifica dei pali ad azioni verticali di compressione

La resistenza di progetto dei pali di fondazione è stata valutata come segue.

Calcolo della resistenza laterale limite R_c

I pali hanno diametro D di 1m, lunghezza $L_2=19m$ e saranno installati nelle argille grigie di base AG. Il pelo libero della falda è stato considerato coincidente con la testa dei pali. Ai fini della

determinazione della resistenza sulla superficie laterale di pali si è assimilata lo strato di ghiaia (probabilmente il risultato della frantumazione col carotaggio di calcarenite) riscontrato col sondaggio S6 in quanto non se ne conosce l'estensione (potrebbe trattarsi di un trovante). Non si può escludere, tuttavia, la presenza di strati di tale materiale in altre zone del tratto di interesse e anche nel tratto del km 9+000 per cui nella previsione del costo dello scavo dei pali si consiglia di prevedere una percentuale di scavo in roccia calcarenitica.

La resistenza laterale limite vale:

$$R_c = \pi D \left[(c'_{a2} L) + \frac{1}{2} \gamma'_2 K_2 \operatorname{tg} \delta'_2 L^2 \right]$$

essendo

- $c'_{a2}=30$ kPa l'adesione palo-terreno;
- $K_2=0.4$ il coefficiente di spinta laterale per pali trivellati;
- $\gamma'_2=11$ kN/m³ il peso immerso in acqua dei terreni;
- $\delta'_2=28^\circ$ l'angolo di resistenza a taglio all'interfaccia palo-terreno.

Si ha quindi:

$$\begin{aligned} - R_c &= \pi * 1.0 \left[(30 * 19) + \frac{1}{2} 11 * 0.4 * \operatorname{tg} 28^\circ * 19^2 \right] = \\ R_c &= \pi * 1.0 [(570) + 422.3] = \pi * 1.0 * 992.3 = 3117.4 \text{ kN} \end{aligned}$$

Calcolo della resistenza laterale caratteristica $R_{c,k}$

Il valore caratteristico della resistenza laterale diventa

$$R_{c,k} = \frac{R_c}{\xi_3} = \frac{3117.4}{1.7} = 1869.1 \text{ kN}$$

Essendo ξ_3 il coefficiente di correlazione relativo ai parametri caratteristici medi per una sola verticale indagata avendo utilizzato i metodi teorici per la determinazione della resistenza limite.

Calcolo della resistenza alla punta limite R_p

La resistenza limite alla punta dei pali risulta:

$$R_p = A_p p_{lim}$$

essendo

$$A_p = 0.785 \text{ m}^2 \text{ l'area della sezione della punta del palo;}$$

p_{lim} la resistenza unitaria limite alla punta.

Risulta

$$p_{lim} = \sigma'_v N_q + c' N_c$$

essendo N_q il coefficiente di carico limite per pali di grande diametro secondo Berezantzev e N_c il relativo coefficiente di carico limite relativo alla coesione intercetta

$$- N_q = f \left(\varphi', \frac{L}{D} \right) = f \left(28^\circ, \frac{19}{1.0} \right) = 13.9$$

$$- N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \varphi' = 26.26 \quad (\text{per } \varphi' = 28^\circ)$$

e

$$- \sigma'_v = L_2 \gamma'_2 = 19 * 11 = 209 \text{ kPa}$$

la tensione verticale efficace alla quota della punta del palo.

Si ha quindi

$$p_{lim} = \sigma'_v N_q + c' N_c = 209 * 13.9 + 30 * 26.26 = 2905.1 + 787.8 = 3692.9 \text{ kPa e quindi}$$

$$R_p = A_p p_{lim} = 0.785 * 3692.9 = 2898.9 \text{ kN.}$$

Il valore caratteristico della resistenza alla punta diventa

$$R_{p,k} = \frac{R_p}{\xi_3} = \frac{2898.1}{1.7} = 1705.3 \text{ kN}$$

Essendo ξ_3 il coefficiente di correlazione precedentemente richiamato.

Il valore di progetto della resistenza per carichi verticali del singolo palo risulta quindi:

$$R_d = \frac{R_{p,k}}{\gamma_b} + \frac{R_{c,k}}{\gamma_s} = \frac{1705.3}{1.35} + \frac{1869.1}{1.15} = 1263.1 + 1625.3 = 2888.4 \text{ kN}$$

essendo $\gamma_b = 1.35$ e $\gamma_s = 1.15$ i coefficienti di sicurezza parziali relativi alla resistenza alla punta e laterale rispettivamente.

Il peso proprio W_p del palo è pari a 372.9 kN, mentre la sottospinta alla base del palo risulta $S_{w,b} = 149.2 \text{ kN}$.

L'azione di progetto sul palo più sollecitato è quindi

$$E_d = N_z + \gamma_1 W_p - \gamma_2 G \quad S_{w,b} = 2019.1 + 1.3 * 372.9 - 1 * 149.2 = 2354.7 \text{ kN}$$

Essendo

- $\gamma_{1G} = 1.3$ il coefficiente di sicurezza parziale sulle azioni permanenti sfavorevoli;
- $\gamma_{2G} = 1$ il coefficiente di sicurezza parziale sulle azioni permanenti favorevoli;

- $N_z = 2019.1$ kN il massimo carico assiale di compressione (agente alla testa del palo) che si verifica per i pali della fila di valle nella combinazione di carico C2, cfr. tabella 14.

Il coefficiente di sicurezza nei riguardi della verifica per forze verticali di compressione del palo più sollecitato risulta quindi:

$$F = \frac{R_d}{E_d} = \frac{2888.4}{2354.7} = 1.23$$

La verifica è soddisfatta essendo $F > 1$.

Considerando l'efficienza della palificata calcolata mediante l'espressione di Converse-Labarre, per $m=2$ file di pali e $n= 38$ pali per fila per interasse i pari a 3.1m (interasse minimo) risulta un'efficienza E della palificata pari a 0.904. Pertanto il carico limite per forze verticali di compressione della palificata risulta:

$(R_d)_g = E * R_d * m * n = 0.904 * 2888.4 * 2 * 38 = 198444.6$ kN, mentre l'azione verticale media risulta:

$$(E_d)_g = n \frac{(N_z)_v + (N_z)_m}{2}$$

essendo $n=38$ il numero minimo di pali delle file, $(N_z)_v$ e $(N_z)_m$ gli sforzi assiali alla testa dei pali di valle e di monte rispettivamente che nella condizione più gravosa (combinazione C2, cfr. tabella 12) risultano pari a 1212.9 kN e 836.2 kN.

Risulta quindi

$$(E_d)_g = n \frac{(N_z)_v + (N_z)_m}{2} = 38 \frac{2019.1 + 106.4}{2} = 40384.5 \text{ kN}$$

Essendo $(R_d)_g > (E_d)_g$ la verifica è soddisfatta.

8.4.2 Verifica dei pali ad azioni verticali di trazione

La resistenza di progetto dei pali di fondazione è stata valutata come segue.

Calcolo della resistenza laterale limite R_t

La resistenza laterale limite è la stessa di quella calcolata al punto precedente relativo alla resistenza laterale di compressione.

$$R_c = \pi D \left[(c'_{a2} L) + \frac{1}{2} \gamma'_2 K_2 \tan \delta'_2 L^2 \right]$$

$$R_t = \pi * 1.0 \left[(30 * 19) + \frac{1}{2} 11 * 0.4 * \operatorname{tg} 28^\circ * 19^2 \right] =$$

$$R_t = \pi * 1.0 [(570) + 422.3] = \pi * 1.0 * 992.3 = 3117.4 \text{ kN}$$

Calcolo della resistenza laterale caratteristica $R_{t,k}$

Il valore caratteristico della resistenza laterale diventa

$$R_{t,k} = \frac{R_t}{\xi_3} = \frac{3117.4}{1.7} = 1869.1 \text{ kN}$$

Il valore di progetto della resistenza per carichi verticali di trazione del singolo palo risulta quindi:

$$R_d = \frac{R_{t,k}}{\gamma_s} = \frac{1869.1}{1.25} = 1512.9 \text{ kN}$$

essendo $\gamma_{s,t}=1.25$ il coefficiente di sicurezza parziali relativi alla resistenza laterale in trazione.

L'azione di progetto sul palo più sollecitato è $E_d=N_z=117 \text{ kN}$ (pali della fila di monte, combinazione di carico C3, cfr. tabella 14).

Trascurando tra le azioni resistenti il peso proprio del palo immerso in acqua, il coefficiente di sicurezza nei riguardi della verifica per forze verticali di trazione del palo più sollecitato risulta quindi:

$$F = \frac{R_d}{E_d} = \frac{1512.9}{117} = 12.9$$

La verifica è soddisfatta essendo $F > 1$.

8.4.3 Verifica dei pali per azioni trasversali

La resistenza di progetto del singolo palo per forze orizzontali è pari a:

$$R_{tr,d} = \frac{R_{k,tr}}{\gamma_T}$$

Essendo

- $R_{k,tr}$ la resistenza trasversale caratteristica;
- $\gamma_T=1.3$ il coefficiente di sicurezza parziale relativo alla resistenza trasversale.

Il palo sarà armato a partire dall'alto per un tratto L_1 di 10m con 18 ϕ 24 mm e per i restanti 9m (L_2) con 10 ϕ 24 mm. Il momento di plasticizzazione della sezione per armatura di 18 ϕ 24 mm e calcestruzzo C30/37 e per copriferro di 5cm è pari a 1240 kNm.

Considerando un meccanismo di rottura dei pali per forze orizzontali alla Broms, per pali installati nelle argille grigie consistenti AG (terreni dotati di $c'=30$ kPa e $\phi'=28^\circ$ e con $\gamma'=11$ kN/m³) per pali impediti di ruotare in testa, risulta un valore della profondità della seconda cerniera plastica misurata rispetto alla sezione di attacco pali-piastra $f=3.31$ m. Risulta un valore della resistenza trasversale di calcolo del singolo palo $R_{t,cal}=1492.3$ kN. Essendo $f=3.31$ m minore di $L_1=10$ m l'armatura nel tratto L_2 di 12 ϕ 24 mm è sufficiente.

La resistenza trasversale caratteristica R_{tk} risulta:

$$R_{ktr} = \frac{R_{tcalc}}{\xi_3} = \frac{1492.3}{1.7} = 877.8 \text{ kN}$$

essendo $\xi_4=1.7$ il coefficiente di correlazione con riferimento a una sola verticale con profondità maggiore alla profondità della punta dei pali e parametri medi di resistenza a taglio dei terreni.

Il valore di progetto per carichi trasversali del singolo palo risulta quindi:

$$R_{tr,d} = \frac{R_{ktr}}{\gamma_T} = \frac{877.8}{1.3} = 675.2 \text{ kN}$$

La massima azione trasversale di progetto E_d è pari a 530.4 kN (pali di entrambe le file di monte e di valle, nella combinazione di carico C2, cfr. tabella 14).

La verifica dei pali della palificata nei riguardi del raggiungimento dello stato limite per forze orizzontali dei pali della palificata è soddisfatta essendo soddisfatta la relazione

$$R_{d,tr} = 675.2 \text{ kN} > E_{d,tr}=530.4 \text{ kN} \quad (F= R_{d,tr}/E_{d,tr}=1.27 > 1).$$

Considerando l'efficienza della palificata calcolata mediante l'espressione di Converse-Labarre, per $m=2$ file di pali e $n= 38$ pali per fila per interasse i pari a 3.1m (interasse minimo) risulta un'efficienza E della palificata pari a 0.904. Pertanto il carico limite per forze verticali di compressione della palificata risulta:

$(R_d)_g = E * R_d * m * n = 0.904 * 675.2 * 2 * 38 = 46388.9$ kN, mentre l'azione trasversale media risulta:

$(E_{d,tr})_g = E_{d,tr} * m * n = 530.4 * 2 * 38 = 40410.4$ kN. La verifica è soddisfatta essendo $(R_{d,tr})_g > (E_{d,tr})_g$ ($F= (R_{d,tr})_g / (E_{d,tr})_g = 46388.9 / 40410.4 = 1.15 > 1$).

8.4.4 Verifica dei pali a pressoflessione e taglio

La situazione più svantaggiosa si verifica per i pali della fila di monte nella combinazione di carico C2 (cfr. tabella 12) per la quale il momento flettente di calcolo $M_{f,d}=904.7$ kNm in corrispondenza del quale è presente uno sforzo normale di trazione $N=-117$ kN e uno sforzo di taglio di $T=530.4$ kN.

Per pali realizzati con calcestruzzo C 30/37 e acciaio B450C e per

$D=100$ cm (diametro del palo);

$C=5$ cm (copriferro);

$A_{s1} = 18 \phi 24$ mm (armatura longitudinale);

$A_{s2} =$ spirale $\phi 12$ mm/20 cm (armatura trasversale);

$M_d=904.7$ kN (momento flettente)

$N=-117$ kN (sforzo di trazione)

$T=530.4$ kN (sforzo di taglio)

Il momento flettente allo stato limite ultimo è: $M_u=1240$ kNm.

La resistenza di progetto del taglio portata dal conglomerato V_{red} è di 1852 kN mentre quella dell'armatura metallica V_{rsd} è di 869 kN.

La verifica della sezione è soddisfatta.

8.4.5 Verifica della mensola in elevazione

Per la mensola in elevazione si hanno i seguenti valori delle caratteristiche della sollecitazione nella combinazione di carico più gravosa (combinazione C2, cfr. tabella 13).

$M_{f,d}=242.1$ kNm/m (momento flettente, tende le fibre lato monte del muro);

$N_d=88.3$ kN/m (sforzo normale di compressione);

$T_d=119.3$ kN/m (sforzo di taglio);

Per muro realizzato con calcestruzzo C 30/37 e acciaio B450C si ha:

$B=100$ cm (larghezza della base della sezione resistente);

$H=80$ cm (altezza della sezione resistente);

$C=5$ cm (copriferro);

$A_{s1} = 8 \phi 18$ mm (armatura longitudinale lato monte) (o armatura di area equivalente);

$A_{s2} = 4 \phi 18$ mm (armatura longitudinale lato valle) (o armatura di area equivalente);

$A_{s3} =$ spilli $\phi 12$ mm (armatura trasversale, 4 spilli a metro di muro);

$N=88.3$ kN (sforzo normale di compressione)

$T=133.8$ kN (sforzo di taglio)

Si ha un momento flettente ultimo $M_u=323.7$ kNm.

La resistenza di progetto del taglio portato dal conglomerato V_{rd} è di 2034 kN mentre quella dell'armatura metallica V_{rsd} è di 787 kN.

La verifica della sezione è soddisfatta.

8.4.6 Verifica della piastra di fondazione

La piastra di fondazione sarà armata con una $\phi 24\text{mm}/20$ cm nella direzione trasversale (monte-valle) e $\phi 22\text{mm}/20$ nella direzione longitudinale e spilli $\phi 12\text{mm}/20\times 20\text{cm}$. La piastra sarà realizzata con calcestruzzo C 30/37 e acciaio B450C.

Verifica della sezione trasversale

Il massimo momento flettente si verifica nella combinazione di carico C2 (cfr. tabella 14) ed è pari a $M_{f,d}=831.4$ kNm/m, mentre il massimo sforzo di taglio è $T_d=1393.2$ kN/m.

$B=100$ cm (larghezza della base della sezione resistente);

$H=110$ cm (altezza della sezione resistente);

$C=4\text{cm}$ (copriferro);

$A_{s1} = 5 \phi 24$ mm (armatura superiore) (o armatura di area equivalente);

$A_{s2} = 5 \phi 24$ mm (armatura inferiore) (o armatura di area equivalente);

$A_{s3} =$ spilli $\phi 12$ mm/20cm/20cm (armatura trasversale, 5 spilli a metro nelle due direzioni trasversale e longitudinale);

Si ha un momento flettente ultimo $M_u=900.5$ kNm/m ($> M_{f,d}=831.4$ kNm/m).

La resistenza di progetto del taglio portato dal conglomerato V_{rd} è di 2721 kN mentre quella dell'armatura metallica V_{rsd} è di 1929 kN.

La verifica della sezione è soddisfatta.

Verifica della sezione longitudinale

Il massimo momento flettente si verifica nella combinazione di carico C2 (v. tabella 14) ed è pari a $M_{f,d}=697.3$ kNm/m, mentre $T_d=1393.2$ kN/m.

$B=100$ cm;

$H=110$ cm;

$C=4\text{cm}$ (copriferro);

$A_{s1} = 5 \phi 22$ mm (armatura superiore) (o armatura di area equivalente);

$A_{s2} = 5 \phi 22 \text{ mm}$ (armatura inferiore) (o armatura di area equivalente);

$A_{s3} =$ spilli $\phi 12 \text{ mm}/20\text{cm}/20\text{cm}$ (armatura trasversale, 5 spilli a metro nelle due direzioni trasversale e longitudinale);

Si ha un momento flettente ultimo $M_u=759.8 \text{ kNm/m}$ ($> M_{f,d}=697.3 \text{ kNm/m}$).

La resistenza di progetto del taglio portato dal conglomerato V_{rd} è di 2721 kN mentre quella dell'armatura metallica V_{rsd} è di 1929 kN.

La verifica della sezione è soddisfatta.

8.5 Verifiche di stabilità generale

Le verifiche di stabilità generale sono state eseguite col metodo di Bishop, per stato piano di deformazione, in termini di tensioni efficaci. I dettagli dei calcoli sono riportati nell'allegato [3]. Il valore minimo del coefficiente di sicurezza è pari a 2.59 in condizioni statiche (combinazione di carico C4, v. tabelle 5 e 17) e pari a 1.41 in condizioni sismiche (combinazione di carico C6). Le verifiche di stabilità generale sono soddisfatte essendo i valori minimi previsti dalle NTC2018 in condizioni statiche pari a 1.1 e in condizioni sismiche pari a 1.2.

Tabella 17. Valori minimi dei coefficienti di sicurezza nei riguardi della stabilità globale. Metodo di Bishop. In tutti i casi è presente un sovraccarico accidentale $q = 20 \text{ kPa}$.

Combinazione	Tipo combinazione	Presenza di sisma	Coefficiente di sicurezza minimo F_{min}
C4	GEO (A2+M2+R2)	no	2.59
C5	GEO (A2+M2+R2)	si (H+V)	1.74
C6	GEO (A2+M2+R2)	si (H-V)	1.41

8.6 Effetti delle trincee drenanti

Il movimento franoso che interessa il pendio a monte della strada e che periodicamente nel periodo invernale si mobilita a seguito delle intense precipitazioni, per effetto delle conseguenti elevate pressioni interstiziali (periodi nei quali il pelo libero della falda raggiunge il piano di campagna, come ampiamente documentato in precedenza). È stato considerato il modello di pendio indefinito, molto appropriato vista la lunghezza della frana (oltre 200m), e con superficie di scivolamento ubicata in corrispondenza dell'interfaccia fra la formazione di base delle argille grigie AG e le argille limose AL superiori. Prendendo come riferimento i sondaggi S7 e S8, l'interfaccia AL-AG è ubicata a profondità compresa tra 3.7 e 3.8m dal piano di campagna rispettivamente.

Sotto le ipotesi sopra formulate, per inclinazione del pendio di 8.2° , per $c'=0$ (considerati gli spostamenti avvenuti in precedenza), si ha un valore dell'angolo di resistenza a taglio operativo, corrispondente a un coefficiente di sicurezza unitario, di 17.1° . Questo valore dell'angolo di resistenza a taglio è molto probabilmente pari al valore corrispondente alla resistenza residua all'interfaccia terreni AL – terreni AG.

Dopo la realizzazione delle trincee, a lungo termine, considerando l'interasse delle trincee di 15m, lo spessore delle stesse di 1m e la profondità di 4.5m, si ha un abbassamento medio del pelo libero della falda di 1.3m al quale corrisponde un valore del coefficiente di sicurezza di 1.34, che è adeguato (per la stessa superficie di scivolamento e per $\phi'=17.1^\circ$).

9 KM 9+800

In corrispondenza del km 9+800 è presente un dissesto che coinvolge parte della sede stradale e si estende a valle per una decina di metri, cfr. figure 56-58.



Fig. 56. Dissesto al km 9+800. Si nota la parziale rottura della sede stradale e i resti divelti di un muro di sostegno a valle (parte sinistra della foto). Vista in direzione Corleone.



Fig. 57. Dissesto al km 9+800. Si nota la parziale rottura della sede stradale e i resti divelti di un muro di sostegno a valle (parte destra della foto). Vista in direzione S. Cipirello.



Fig. 58. Dissesto al km 9+800. Vista del muro di sostegno completamente ruotato e traslato più di 10m.

Il dissesto in esame è dovuto essenzialmente alla costituzione dei terreni di fondazione della parte di valle strada nella zona in oggetto, e alle elevate pressioni interstiziali che si verificano nei periodi particolarmente piovosi ed in parte anche alla non adeguata regimazione delle acque superficiali.

È evidente che anche in questo caso la regimazione delle acque superficiali, quelle convogliate nelle cunette dovranno essere adeguatamente smaltite a valle nei fossi di scolo naturali. La regimazione delle acque è di fondamentale importanza per la buona riuscita degli interventi di consolidamento che si realizzeranno e per la loro durata.

9.1 Modello geotecnico di sottosuolo

Il modello geotecnico di sottosuolo è rappresentato schematicamente in figura 59 ed è stato ricostruito sulla base delle osservazioni in situ e sulla base dei sondaggi S5 eseguiti in questa zona.

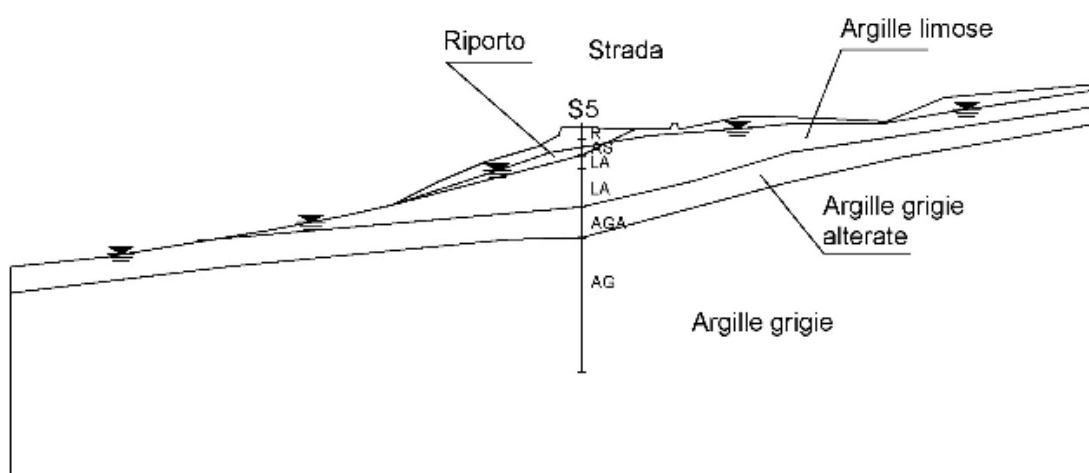


Fig. 59. Dissesto al km 9+800. Modello geotecnico di sottosuolo.

9.2 Circolazione idrica e regime delle pressioni interstiziali

I terreni costituenti il pendio oggetto di studio sono sede di falda idrica in movimento da monte verso valle. Non si dispongono dati sulla falda e sulle pressioni interstiziali non avendo potuto installare per motivi di costi un piezometro nella verticale del sondaggio S5.

Comunque, considerata la natura e costituzione dei terreni si può ragionevolmente ipotizzare che le pressioni interstiziali siano abbastanza alte e il pelo libero della falda prossimo al piano di campagna almeno nei periodi più piovosi, come indicato sulla figura 59.

9.3 Interventi previsti

In questa zona è prevista la realizzazione di un muro di sostegno a mensola in cemento armato fondato su pali di grande diametro.

La planimetria schematica delle opere da realizzare è rappresentata sulla figura 60, mentre sulla figura 61 è rappresentata la sezione schematica D-D'. A seguito della realizzazione del muro,

della messa in opera del materiale arido a tergo del muro di sostegno e la regimazione efficace delle acque superficiali, la superficie libera della falda si abbasserà come indicato in figura 61.

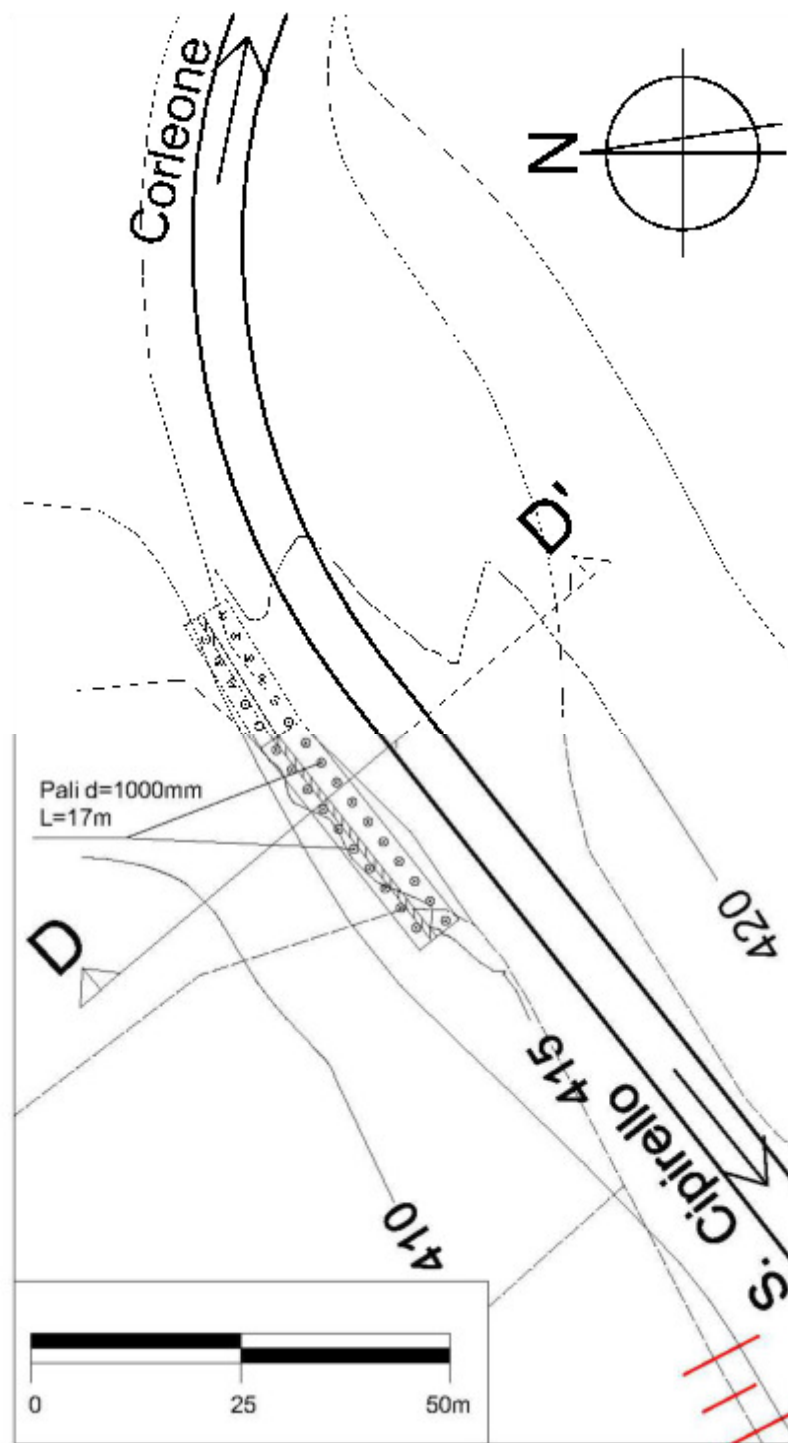


Fig. 60. Dissesto al km 9+800. Planimetria schematica degli interventi da realizzare.

Il muro sarà fondato su pali ϕ 1000mm lunghi 17m. L'interasse trasversale dei pali sarà di 3.30m mentre l'interasse longitudinale sarà di 3.00m. La disposizione dei pali sarà a quinconce. Lo spessore della mensola in elevazione del muro sarà di 70cm, mentre la piastra di fondazione avrà spessore di 110cm.

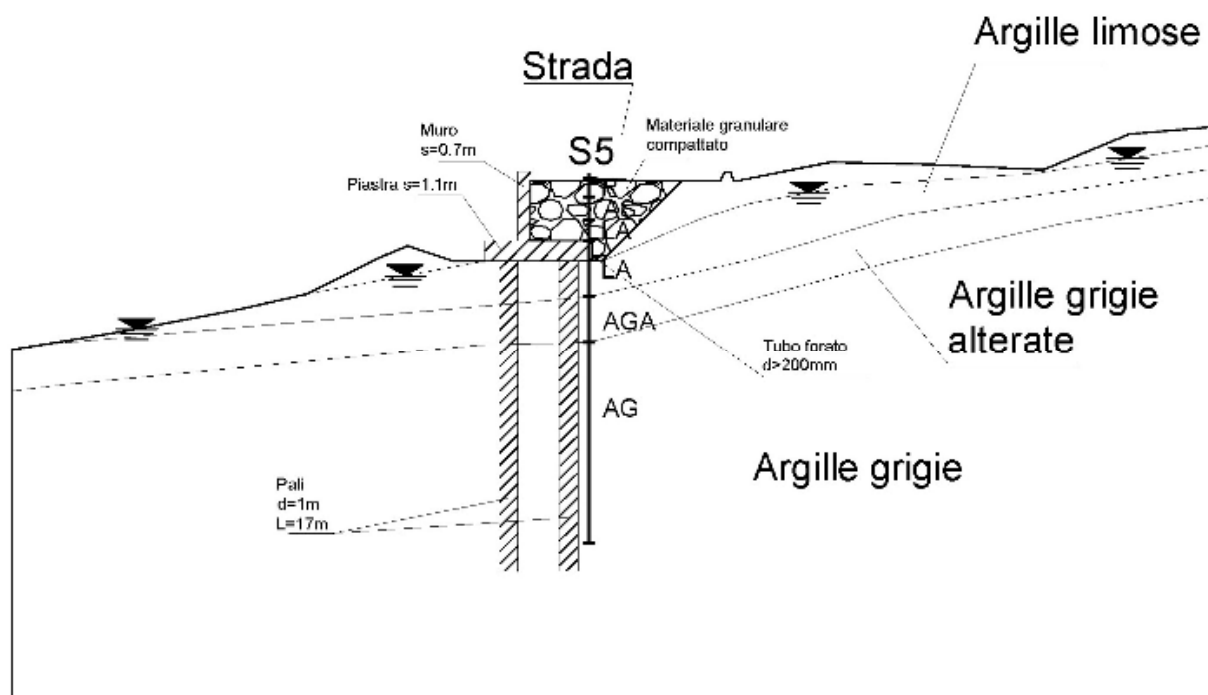


Fig. 61. Dissesto al km 9+800. Sezione con schema degli interventi di consolidamento. Sulla parete verticale del muro saranno predisposti fori drenanti.

9.4 Calcoli geotecnici

I calcoli geotecnici sono stati eseguiti col codice di calcolo MAX15 03 D dell'AZTEC Informatica, licenza N. AIU5592LJ intestata all'Università degli Studi di Palermo, analogamente ai casi dei km 8+700, 9+000, 9+300.

I calcoli sono stati eseguiti considerando un sovraccarico accidentale di 20 kPa applicato su tutta la superficie della strada. Nei calcoli sono state considerate le pressioni interstiziali derivanti dalla superficie piezometrica rappresentata sulla figura 61, che ovviamente è condizionata dalla messa in opera del materiale di grossa pezzatura a tergo del muro di sostegno, dalla presenza del tubo drenante posizionato subito a tergo della piastra di fondazione (il tubo forato sarà munito di adeguato recapito finale) e alla base del rilevato, e dalla regimazione delle acque superficiali.

Sono state esaminate 11 combinazioni di carico (6 per gli stati limite ultimi e 5 per gli stati limite di esercizio) come riportato in tabella 5.

I risultati dei calcoli riguardano le azioni trasmesse alla testa dei pali, le sollecitazioni nella mensola superiore, le sollecitazioni nella piastra di fondazione, le verifiche di stabilità generale. I risultati dei calcoli sono riportati nell'Allegato [4]. Di seguito sono sintetizzati i risultati principali dei calcoli.

Le azioni in testa ai pali nelle combinazioni di carico significative sono riportate in tabella 18. I valori massimi delle sollecitazioni della mensola in elevazione del muro sono riportate in

tabella 19, mentre in tabella 20 sono riportati i valori massimi delle sollecitazioni della piastra di fondazione.

Tabella 18. Azioni in testa ai pali per le combinazioni agli stati limite ultimi. Nz: sforzo normale (positivo: compressione); Mx: momento flettente (positivo: tende le fibre lato monte); Ty: sforzo di taglio (positivo: da monte verso valle). In neretto sono evidenziati i valori massimi.

Combinazione	Pali valle			Pali monte		
	Nz (kN)	Mx (kNm)	Ty (kN)	Nz (kN)	Mx (kNm)	Ty (kN)
C1	926	-367.6	161.3	717.6	-367.6	161.3
C2	1759.6	-926	450.4	20.3	-926	450.4
C3	1417.2	-764.9	376	-29	-764.9	376

Tabella 19. Sollecitazioni alla base della mensola del muro in elevazione per le combinazioni agli stati limite ultimi. Nz: sforzo normale (positivo: compressione); Mx: momento flettente (positivo: tende le fibre lato monte); Ty: sforzo di taglio (positivo: da monte verso valle). In neretto sono evidenziati i valori massimi.

Combinazione	Nz (kN/m)	Mx (kNm/m)	Ty (kN/m)
C1	65.2	88.5	57.5
C2	65.2	155.5	90.2
C3	65.2	138.9	81.5

Tabella 20. Sollecitazioni massime nella piastra di fondazione per le combinazioni agli stati limite ultimi. Mx: momento flettente (asse momento trasversale, tende le fibre longitudinali, positivo: tende le fibre inferiori); My: momento flettente (asse momento longitudinale, tende le fibre trasversali, positivo: tende le fibre inferiori); Tx: sforzo di taglio (in direzione trasversale). Ty: sforzo di taglio (in direzione longitudinale).

Combinazione di carico	Mx (kNm/m)	My (kNm/m)	Tx (kN/m)	Ty (kN/m)
C2	578	722.6	10	1777.8

9.4.1 Verifica dei pali ad azioni verticali di compressione

La resistenza di progetto dei pali di fondazione è stata valutata come segue.

Calcolo della resistenza laterale limite R_c

I pali hanno diametro D di 1m, lunghezza L=17m, 2m dei quali (L1) nelle argille limose Al, 2.50m (L2) nelle argille alterate AGA e 12.5m (L3) nelle argille grigie di base AG. Il pelo libero della falda è stato considerato coincidente con la testa dei pali.

La resistenza laterale limite vale:

$$R_c = \pi D \left[(c'_{a1}L_1 + c'_{a2}L_2 + c'_{a3}L_3) + \frac{1}{2}\gamma'_1 K_1 \operatorname{tg} \delta'_1 L_1^2 + \gamma'_1 L_1 L_2 K_2 \operatorname{tg} \delta'_2 + \frac{1}{2}\gamma'_2 K_2 \operatorname{tg} \delta'_2 L_2^2 \right. \\ \left. + (\gamma'_1 L_1 + \gamma'_2 L_2) L_3 K_3 \operatorname{tg} \delta'_3 + \frac{1}{2}\gamma'_3 K_3 \operatorname{tg} \delta'_3 L_3^2 \right]$$

essendo

- $c'_{a1}=15$ kPa l'adesione palo-terreno nel tratto L_1 ;
- $c'_{a2}=25$ kPa l'adesione palo-terreno nel tratto L_2 ;
- $c'_{a3}=30$ kPa l'adesione palo-terreno nel tratto L_3 ;
- $K_1= K_2= K_3=0.4$ il coefficiente di spinta laterale per pali trivellati;
- $\gamma'_1=10$ kN/m³ il peso immerso in acqua dei terreni del tratto L_1 ;
- $\gamma'_2=10$ kN/m³ il peso immerso in acqua dei terreni del tratto L_2 ;
- $\gamma'_3=11$ kN/m³ il peso immerso in acqua dei terreni del tratto L_3 ;
- $\delta'_1=23^\circ$ l'angolo di resistenza a taglio all'interfaccia palo-terreno nel tratto L_1 ;
- $\delta'_2=25^\circ$ l'angolo di resistenza a taglio all'interfaccia palo-terreno nel tratto L_2 ;
- $\delta'_3=28^\circ$ l'angolo di resistenza a taglio all'interfaccia palo-terreno nel tratto L_3 .

Si ha quindi:

$$- R_c = \pi * 1.2 \left[(15 * 2 + 25 * 2.5 + 30 * 12.5) + \frac{1}{2} 10 * 0.4 * \operatorname{tg} 23^\circ * 2^2 + 10 * 2 * \right. \\ \left. 2.5 * 0.4 * \operatorname{tg} 27^\circ + \frac{1}{2} 10 * 0.4 * \operatorname{tg} 25^\circ * 2.5^2 + (10 * 2 + 10 * 2.5) * 12.5 * 0.4 * \right. \\ \left. \operatorname{tg} 28^\circ + \frac{1}{2} 11 * 0.4 * \operatorname{tg} 28^\circ * 12.5^2 + \right] =$$

$$R_c = \pi * 1.0 [(30 + 62.5 + 375) + 3.4 + 10.2 + 5.8 + 119.6 + 182.8] = \pi * 1.0 * 789.9 \\ = 2480.9 \text{ kN}$$

Calcolo della resistenza laterale caratteristica $R_{c,k}$

Il valore caratteristico della resistenza laterale diventa

$$R_{c,k} = \frac{R_c}{\xi_3} = \frac{2480.9}{1.7} = 1459.4 \text{ kN}$$

Essendo ξ_3 il coefficiente di correlazione relativo ai parametri caratteristici medi per una sola verticale indagata avendo utilizzato i metodi teorici per la determinazione della resistenza limite.

Calcolo della resistenza alla punta limite R_p

La resistenza limite alla punta dei pali risulta:

$$R_p = A_p p_{lim}$$

Essendo

$A_p = 0.785 \text{ m}^2$ l'area della sezione della punta del palo;

p_{lim} la resistenza unitaria alla punta.

Risulta

$$p_{lim} = \sigma'_v N_q + c' N_c$$

essendo N_q il coefficiente di carico limite per pali di grande diametro secondo Berezantzev e N_c il relativo coefficiente di carico limite relativo alla coesione intercetta

$$- N_q = f \left(\varphi', \frac{L}{D} \right) = f \left(28^\circ, \frac{17}{1.0} \right) = 14.2$$

$$- N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \varphi' = 24.83$$

e

$$- \sigma'_v = L_1 \gamma'_1 + L_2 \gamma'_2 + L_3 \gamma'_3 = 2 * 10 + 2.5 * 10 + 12.5 * 11 = 182.5 \text{ kPa}$$

la tensione verticale efficace alla quota della punta del palo, essendo L_1 , L_2 e L_3 le lunghezze dei tratti di palo installati nei terreni AL, AGA e AG rispettivamente.

Si ha quindi

$$p_{lim} = \sigma'_v N_q + c' N_c = 182.5 * 14.2 + 30 * 24.83 = 2591.5 + 744.9 = 3336.4 \text{ kPa e quindi}$$

$$R_p = A_p p_{lim} = 0.785 * 3336.4 = 2619.1 \text{ kN.}$$

Il valore caratteristico della resistenza alla punta diventa

$$R_{p,k} = \frac{R_p}{\xi_3} = \frac{2619.1}{1.7} = 1540.6 \text{ kN}$$

Essendo ξ_3 il coefficiente di correlazione precedentemente richiamato.

Il valore di progetto della resistenza per carichi verticali del singolo palo risulta quindi:

$$R_d = \frac{R_{p,k}}{\gamma_b} + \frac{R_{c,k}}{\gamma_s} = \frac{1540.6}{1.35} + \frac{1459.4}{1.15} = 1141.2 + 1269 = 2410.2 \text{ kN}$$

essendo $\gamma_b=1.35$ e $\gamma_s=1.15$ i coefficienti di sicurezza parziali relativi alla resistenza alla punta e laterale rispettivamente.

Il peso proprio W_p del palo è pari a 333.6 kN, mentre la sottospinta alla base del palo risulta $S_{w,b}=133.4$ kN.

L'azione di progetto sul palo più sollecitato è quindi

$$E_d = N_z + \gamma_1 W_p - \gamma_2 G_{S_{w,b}} = 1759.6 + 1.3 * 333.6 - 1 * 133.4 = 2059.9 \text{ kN}$$

Essendo

- $\gamma_1 = 1.3$ il coefficiente di sicurezza parziale sulle azioni permanenti sfavorevoli;
- $\gamma_2 = 1$ il coefficiente di sicurezza parziale sulle azioni permanenti favorevoli;
- $N_z = 1759.6$ kN il massimo carico assiale di compressione (agente alla testa del palo) che si verifica per i pali della fila di valle nella combinazione di carico C2, cfr. tabella 18.

Il coefficiente di sicurezza nei riguardi della verifica per forze verticali di compressione del palo più sollecitato risulta quindi:

$$F = \frac{R_d}{E_d} = \frac{2410.2}{2059.9} = 1.17$$

La verifica è soddisfatta essendo $F > 1$.

Considerando l'efficienza della palificata calcolata mediante l'espressione di Converse-Labarre, per $m=2$ file di pali e $n=15$ pali per fila per interasse i pari a 3.0m (interasse minimo) risulta un'efficienza E della palificata pari a 0.903. Pertanto il carico limite per forze verticali di compressione della palificata risulta:

$(R_d)_g = E * R_d * m * n = 0.903 * 2410.2 * 2 * 15 = 65292.3$ kN, mentre l'azione verticale media risulta:

$$(E_d)_g = n \frac{(N_z)_v + (N_z)_m}{2}$$

essendo $n=15$ il numero minimo di pali delle file, $(N_z)_v$ e $(N_z)_m$ gli sforzi assiali alla testa dei pali di valle e di monte rispettivamente che nella condizione più gravosa (combinazione C2, cfr. tabella 15) risultano pari a 1759 kN e 20.3 kN.

Risulta quindi

$$(E_d)_g = n \frac{(N_z)_v + (N_z)_m}{2} = 15 \frac{1759 + 20.3}{2} = 12349.3 \text{ kN}$$

Essendo $(R_d)_g > (E_d)_g$ la verifica è soddisfatta.

9.4.2 Verifica dei pali ad azioni verticali di trazione

La resistenza di progetto dei pali di fondazione è stata valutata come segue.

Calcolo della resistenza laterale limite R_t

La resistenza laterale limite è la stessa di quella calcolata al punto precedente relativo alla resistenza laterale di compressione.

$$R_t = 2480.9 \text{ kN}$$

Calcolo della resistenza laterale caratteristica a trazione $R_{t,k}$

Il valore caratteristico della resistenza laterale diventa

$$R_{t,k} = \frac{R_t}{\xi_3} = \frac{2480.9}{1.7} = 1459.4 \text{ kN}$$

Essendo ξ_3 il coefficiente di correlazione relativo ai parametri caratteristici medi per una sola verticale indagata avendo utilizzato i metodi teorici per la determinazione della resistenza limite.

Il valore di progetto della resistenza per carichi verticali di trazione del singolo palo risulta quindi:

$$R_d = \frac{R_{t,k}}{\gamma_{s,t}} = \frac{1459.4}{1.25} = 1167.5 \text{ kN}$$

essendo $\gamma_{s,t}=1.25$ il coefficiente di sicurezza parziali relativi alla resistenza laterale in trazione.

L'azione di progetto sul palo più sollecitato è $E_d=N_z=29 \text{ kN}$ (pali della fila di monte, combinazione di carico C3, cfr. tabella 18).

La verifica per forze di trazione del singolo palo è ampiamente soddisfatta.

9.4.3 Verifica dei pali per azioni trasversali

La resistenza di progetto del singolo palo per forze orizzontali è pari a:

$$R_{tr,d} = \frac{R_{k,tr}}{\gamma_T}$$

Essendo

- $R_{k,tr}$ la resistenza trasversale caratteristica;
- $\gamma_T=1.3$ il coefficiente di sicurezza parziale relativo alla resistenza trasversale.

Il palo sarà armato a partire dall'alto per un tratto L_1 di 11m con 18 ϕ 24 mm e per i restanti 7m (L_2) con 10 ϕ 24 mm. Il momento di plasticizzazione della sezione per armatura di 18 ϕ 24 mm e calcestruzzo C30/37 e per copriferro di 5cm è pari a 1240 kNm.

Considerando un meccanismo di rottura dei pali per forze orizzontali alla Broms, per pali installati nelle argille limose (ipotesi semplificativa e a vantaggio di sicurezza) AL (terreni dotati di $c'=15$ kPa e $\phi'=23^\circ$ e con $\gamma'=10$ kN/m³) per pali impediti di ruotare in testa, risulta un valore della profondità della seconda cerniera plastica misurata rispetto alla sezione di attacco pali-piastra $f=4.12$ m. Risulta un valore della resistenza trasversale di calcolo del singolo palo $R_{t,cal}=1141.4$ kN. Essendo $f=4.12$ minore di $L_1=11$ m l'armatura nel tratto L_2 (7m) di 10 ϕ 24 mm è sufficiente.

La resistenza trasversale caratteristica R_{tk} risulta:

$$R_{ktr} = \frac{R_{tcalc}}{\xi_3} = \frac{1141.4}{1.7} = 671.4 \text{ kN}$$

essendo $\xi_4=1.7$ il coefficiente di correlazione con riferimento a una sola verticale con profondità maggiore alla profondità della punta dei pali e parametri medi di resistenza a taglio dei terreni.

Il valore di progetto per carichi trasversali del singolo palo risulta quindi:

$$R_{tr,d} = \frac{R_{ktr}}{\gamma_T} = \frac{671.4}{1.3} = 516.5 \text{ kN}$$

La massima azione trasversale di progetto E_d è pari a 450.4 kN (pali di entrambe le file di monte e di valle, nella combinazione di carico C2, cfr. tabella 18).

La verifica dei pali della palificata nei riguardi del raggiungimento dello stato limite per forze orizzontali dei pali della palificata è soddisfatta essendo soddisfatta la relazione

$$R_{d,tr} = 516.5 \text{ kN} > E_{d,tr}=450.4 \text{ kN} \quad (F = R_{d,tr}/E_{d,tr}=1.15 > 1).$$

Considerando l'efficienza della palificata calcolata mediante l'espressione di Converse-Labarre (cfr. precedente punto 8.4.1), per $m=2$ file di pali e $n=15$ pali per fila per interasse i pari a 3.6m (interasse minimo) risulta un'efficienza E della palificata pari a 0.9. Pertanto il carico limite per forze trasversali della palificata risulta:

$$(R_{d,tr})_g = E * R_{d,tr} * m * n = 0.903 * 516.5 * 2 * 15 = 13992 \text{ kN} \text{ e l'azione trasversale di progetto è}$$

$$(E_{d,tr})_g = E_{d,tr} * m * n = 450.4 * 2 * 15 = 13512 \text{ kN. La verifica è soddisfatta essendo } (R_{d,tr})_g > (E_{d,tr})_g \text{ (} F = (R_{d,tr})_g / (E_{d,tr})_g = 13992/13512 = 1.04 > 1 \text{)}.$$

9.4.4 Verifica dei pali a pressoflessione e taglio

La situazione più svantaggiosa si verifica per i pali della fila di monte nella combinazione di carico C2 (cfr. tabella 15) per la quale il momento flettente di calcolo $M_{f,d}=926$ kNm in corrispondenza del quale è presente uno sforzo normale di trazione $N=-29$ kN e uno sforzo di taglio di $T=450.4$ kN.

Per pali realizzati con calcestruzzo C 30/37 e acciaio B450C e per

$D=100$ cm (diametro del palo);

$C=5$ cm (copriferro);

$A_{s1} = 18 \phi 24$ mm (armatura longitudinale);

$A_{s2} =$ spirale $\phi 12$ mm/20 cm (armatura trasversale);

$M_d=926$ kN (momento flettente)

$N=-29$ kN (sforzo di trazione)

$T=450.4$ kN (sforzo di taglio)

Il momento flettente allo stato limite ultimo è: $M_u=1240$ kNm.

La resistenza di progetto del taglio portato dal conglomerato V_{rd} è di 1852 kN mentre quella dell'armatura metallica V_{rsd} è di 869 kN.

La verifica della sezione è soddisfatta.

9.4.5 Verifica della mensola in elevazione

Per la mensola in elevazione si hanno i seguenti valori delle caratteristiche della sollecitazione nella combinazione di carico più gravosa (combinazione C2, cfr. tabella 19).

$M_{f,d}=155.5$ kNm/m (momento flettente, tende le fibre lato monte del muro);

$N_d=65.2$ kN/m (sforzo normale di compressione);

$T_d=90.2$ kN/m (sforzo di taglio);

Per muro realizzato con calcestruzzo C 30/37 e acciaio B450C si ha:

$B=100$ cm (larghezza della base della sezione resistente);

$H=70$ cm (altezza della sezione resistente);

$C=5$ cm (copriferro);

$A_{s1} = 8 \phi 20$ mm (armatura longitudinale lato monte) (o armatura di area equivalente);

$A_{s2} = 4 \phi 20$ mm (armatura longitudinale lato valle) (o armatura di area equivalente);

$A_{s3} =$ spilli $\phi 10$ mm (armatura trasversale, 4 spilli a metro di muro);

$N=65.2$ kN (sforzo normale di compressione)

$T=90.2$ kN (sforzo di taglio)

Si ha un momento flettente ultimo $M_u=329$ kNm.

La resistenza di progetto del taglio portato dal conglomerato V_{red} è di 1778 kN mentre quella dell'armatura metallica V_{rsd} è di 684 kN.

La verifica della sezione è soddisfatta.

9.4.6 Verifica della piastra di fondazione

La piastra di fondazione sarà armata con una $\phi 24\text{mm}/20\text{ cm}$ nella direzione trasversale (monte-valle) e $\phi 22\text{mm}/20$ (che corrisponde alla minima regolamentare per strutture inflesse) nella direzione longitudinale e spilli $\phi 12\text{mm}/20\times 20\text{cm}$. La piastra sarà realizzata con calcestruzzo C 30/37 e acciaio B450C.

Verifica della sezione trasversale

Il massimo momento flettente si verifica nella combinazione di carico C2 (cfr. tabella 11) ed è pari a $M_{f,d}=722.6\text{ kNm/m}$, mentre il massimo sforzo di taglio è $T_d=1778.8\text{ kN/m}$.

$B=100\text{ cm}$ (larghezza della base della sezione resistente);

$H=110\text{ cm}$ (altezza della sezione resistente);

$C=4\text{cm}$ (copriferro);

$A_{s1} = 5\ \phi\ 24\text{ mm}$ (armatura superiore) (o armatura di area equivalente);

$A_{s2} = 5\ \phi\ 24\text{ mm}$ (armatura inferiore) (o armatura di area equivalente);

$A_{s3} = \text{spilli } \phi\ 12\text{ mm}/20\text{cm}/20\text{cm}$ (armatura trasversale, 5 spilli a metro nelle due direzioni trasversale e longitudinale);

Si ha un momento flettente ultimo $M_u=912\text{ kNm/m}$ ($> M_{f,d}=722.6\text{ kNm/m}$).

La resistenza di progetto del taglio portato dal conglomerato V_{red} è di 2722 kN mentre quella dell'armatura metallica V_{rsd} è di 1929 kN.

La verifica della sezione è soddisfatta.

Verifica della sezione longitudinale

Il massimo momento flettente si verifica nella combinazione di carico C2 ed è pari a $M_{f,d}=522.3\text{ kNm/m}$, mentre $T_d=1778.8\text{ kN/m}$.

$B=100\text{ cm}$;

$H=110\text{ cm}$;

$C=4\text{cm}$ (copriferro);

$A_{s1} = 5\ \phi\ 22\text{ mm}$ (armatura superiore) (o armatura di area equivalente);

$A_{s2} = 5 \phi 22 \text{ mm}$ (armatura inferiore) (o armatura di area equivalente);

$A_{s3} =$ spilli $\phi 12 \text{ mm}/20\text{cm}/20\text{cm}$ (armatura trasversale, 5 spilli a metro nelle due direzioni trasversale e longitudinale);

Si ha un momento flettente ultimo $M_u=769 \text{ kNm/m}$ ($> M_{f,d}=522.3 \text{ kNm/m}$).

La resistenza di progetto del taglio portato dal conglomerato V_{rd} è di 2721 kN mentre quella dell'armatura metallica V_{rsd} è di 1929 kN.

La verifica della sezione è soddisfatta.

9.5 Verifiche di stabilità generale

Le verifiche di stabilità generale sono state eseguite col metodo di Bishop, per stato piano di deformazione, in termini di tensioni efficaci. I dettagli dei calcoli sono riportati nell'allegato [4]. Il valore minimo del coefficiente di sicurezza è pari a 2.80 in condizioni statiche (combinazione di carico C4, v. tabelle 5 e 21) e pari a 1.53 in condizioni sismiche (combinazione di carico C6). Le verifiche di stabilità generale sono soddisfatte essendo i valori minimi previsti dalle NTC2018 in condizioni statiche pari a 1.1 e in condizioni sismiche pari a 1.2.

Tabella 21. Valori minimi dei coefficienti di sicurezza nei riguardi della stabilità globale. Metodo di Bishop. In tutti i casi è presente un sovraccarico accidentale $q = 20 \text{ kPa}$.

Combinazione	Tipo combinazione	Presenza di sisma	Coefficiente di sicurezza minimo F_{min}
C4	GEO (A2+M2+R2)	no	2.80
C5	GEO (A2+M2+R2)	si (H+V)	1.85
C6	GEO (A2+M2+R2)	si (H-V)	1.53

10 KM 18+4000

In corrispondenza del km 18+400 è presente un dissesto che coinvolge parte della sede stradale e si estende anche a valle, cfr. figure 62 e 63.

Il dissesto in esame è legato essenzialmente alla costituzione dei terreni della parte di valle strada nella zona in oggetto, alle elevate pressioni interstiziali dovute alle piogge nelle stagioni piovose, e in parte anche alla non sufficiente ed adeguata regimazione delle acque superficiali. Anche in questo caso la regimazione delle acque superficiali, quelle convogliate nelle cunette, dovranno essere adeguatamente smaltite a valle nei fossi di scolo naturali. Questi interventi di

regimazione delle acque è di fondamentale importanza per la buona riuscita e la durata degli interventi di consolidamento che si realizzeranno.

È da segnalare a valle della zona dissestata la presenza di un fosso significativo sul quale è presente il ponticello osservabile dalla foto di figura 63. Detto fosso in situazioni eccezionali può rappresentare causa di erosione della scarpata a valle della strada nel tratto di interesse.



Fig. 62. Dissesto al km 18+400. Si nota la parziale rottura della sede stradale. Vista in direzione S. Cipirello.



Fig. 63. Dissesto al km 18+400. Si nota la parziale rottura della sede stradale e il cedimento verso valle di parte della sede stradale. Vista in direzione Corleone.

10.1 Caratterizzazione sismica del sito

Si fa riferimento alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018). Il tratto di strada entro il quale è compresa la zona oggetto di studio appartiene al Comune di Corleone (PA).

Per la caratterizzazione sismica del sito si sono considerati le seguenti grandezze.

- 4) Vita nominale dell'opera: $V_N=50$ anni;
- 5) Classe d'uso: III (coefficiente d'uso $C_U = 1.5$);
- 6) Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.5 = 75$ anni.

Per lo stato limite di danno (stato limite di esercizio, SLD; $T_R=75$ anni) per il sito in esame valgono i seguenti valori dei parametri sismici:

$$a_g = 0.568 \text{ m/s}^2 \quad (a_g/g = 0.059);$$

$$T_c^* = 0.268;$$

$$F_0 = 2.41.$$

essendo :

a_g l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g l'accelerazione di gravità;

T_c^* il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

F_0 il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per lo stato limite di salvaguardia della vita (stato limite ultimo, SLV; $T_R=712$ anni) si hanno i seguenti valori dei parametri sismici:

$$a_g = 1.456 \text{ m/s}^2 \quad (a_g/g = 0.148);$$

$$T_c^* = 0.324;$$

$$F_0 = 2.48.$$

Non avendo a disposizione dati per la caratterizzazione sismica, i terreni cautelativamente si possono classificare come terreni di tipo C.

Il coefficiente di accelerazione orizzontale massima attesa al sito è dato dalla seguente espressione:

$$(a_{max}/g) = S(a_g/g) = S_S S_T(a_g/g) = 1.5 * 1.2 * 0.148 = 0.266, \text{ dalla quale si ottiene:}$$

$$a_{max} = 0.266 * 9.81 = 2.61 \text{ m/s}^2$$

essendo

$S_T=1$ per inclinazione del pendio $< 15^\circ$ l'amplificazione stratigrafica e

$$s_s = 1.7 - 0.6 F_0 \frac{a_g}{g} = 1.7 - 0.6 * 2.48 * 0.148 = 1.48$$

Essendo s_s calcolato minore di 1.5; si assume pertanto $s_s=1.5$.

Il coefficiente sismico orizzontale per il calcolo della paratia vale quindi

$$k_h = \alpha \beta \frac{a_{max}}{g} = 0.748 * 0.532 * 0.266 = 0.11$$

essendo α e β i coefficienti di riduzione dell'azione sismica relativi alla deformabilità dei terreni e dalla capacità dell'opera di subire spostamenti senza perdita di resistenza rispettivamente.

10.2 Costituzione del sottosuolo e valori caratteristici dei parametri geotecnici

I terreni riscontrati col sondaggio S12 sono dall'alto verso il basso.

Materiale di riporto (rilevato stradale) R

Considerata la granulometria e la costituzione mineralogica di questi terreni, il basso livello tensionale e di addensamento (sono da poco a mediamente addensati) si possono considerare i seguenti prudenziali valori caratteristici:

- Peso dell'unità di volume asciutto $\gamma_d=16 \text{ kN/m}^3$;
- Peso dell'unità di volume saturo d'acqua $\gamma_{sat}=19 \text{ kN/m}^3$;
- Coesione intercetta $c'=0$;
- Angolo di resistenza a taglio $\phi'=30-32^\circ$.

Parte alterata delle argille grigie della formazione di base AGA

Nella parte più superficiale della formazione di base (costituita dalle argille grigie) è stata riscontrata la parte alterata AGA.

Su questi terreni sono state eseguite prove di taglio diretto TD (consolidate, drenate). I risultati delle prove sono rappresentati sulla figura 64.

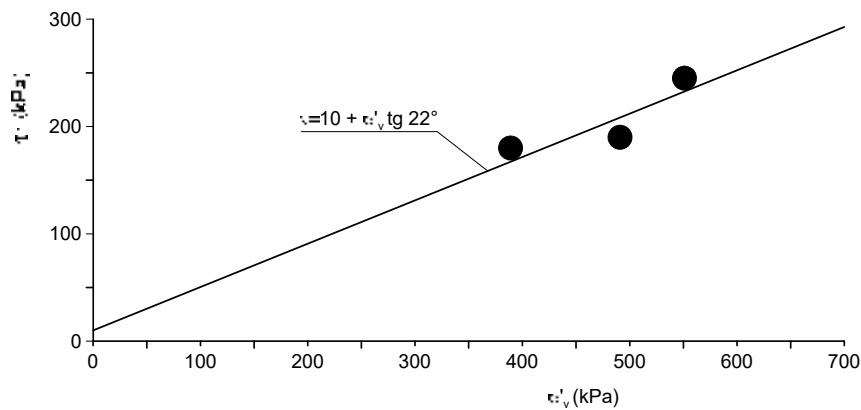


Figura 64. Km 18+400. Risultati delle prove di taglio diretto CD. Profondità campione 3.60m.

I parametri geotecnici caratteristici prudenziali sono i seguenti:

- $\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$;
- $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$;
- $c' = 10 \text{ kPa}$;
- $\phi' = 22^\circ$.

Argille grigie della formazione di base AG

La formazione di base è costituita dalle argille grigie consistenti.

Non avendo a disposizione dati sperimentali diretti, considerando i risultati ottenuti sui terreni di costituzione simile (ad es. Pietralunga) si possono considerare prudenzialmente i seguenti valori caratteristici dei parametri geotecnici:

- $\gamma_d = 17 \text{ kN/m}^3$;
- $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$;
- $c' = 25\text{-}30 \text{ kPa}$;
- $\phi' = 25\text{-}27^\circ$.

10.3 Modello geotecnico di sottosuolo

Il modello geotecnico di sottosuolo è rappresentato schematicamente in figura 65 ed è stato ricostruito sulla base delle osservazioni in situ e sulla base dei sondaggi S12 eseguito in questa zona.

10.4 Circolazione idrica e regime delle pressioni interstiziali

I terreni costituenti il pendio oggetto di studio sono sede di falda idrica in movimento da monte verso valle.

Non si dispongono dati sulla falda e sulle pressioni interstiziali non avendo potuto installare per motivi di costi nel piezometro S12.

Comunque, considerata la natura e costituzione dei terreni si può ragionevolmente ipotizzare che le pressioni interstiziali siano abbastanza alte e il pelo libero della falda prossimo al piano di campagna almeno nei periodi più piovosi, come indicato sulla figura 65.

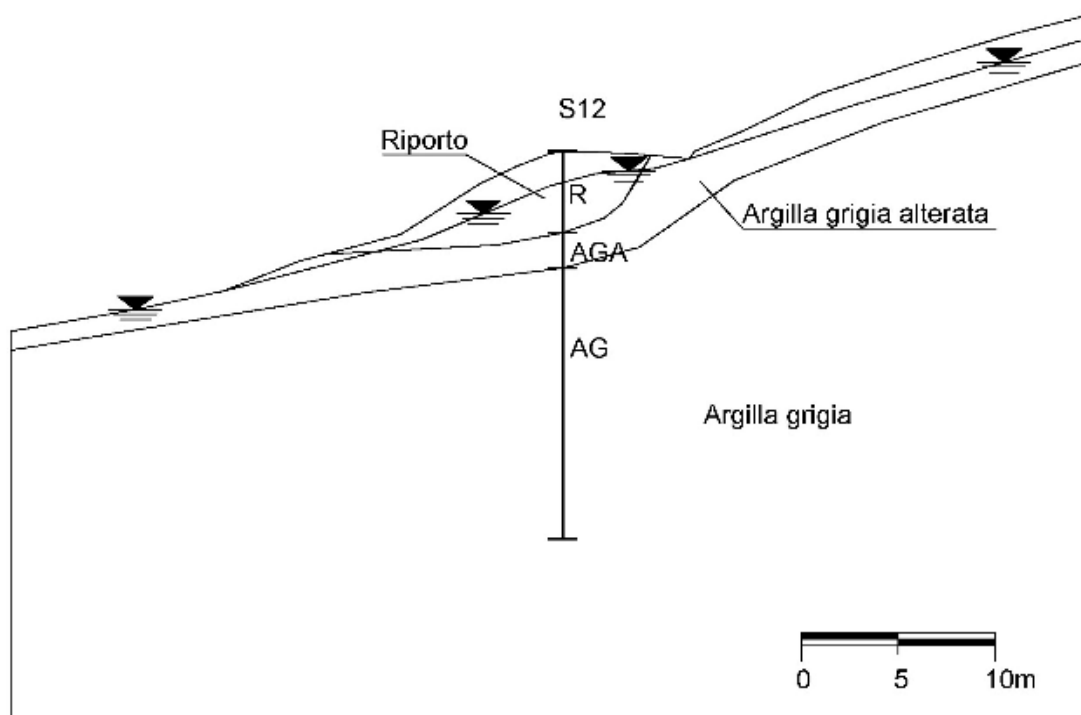


Fig. 65. Dissesto al km 9+800. Modello geotecnico di sottosuolo.

10.5 Interventi previsti

In questa zona si realizzerà una paratia di pali di diametro di 1000 mm.

La planimetria schematica delle opere da realizzare è rappresentata sulla figura 66, mentre sulla figura 67 è rappresentata la sezione schematica A-A'.

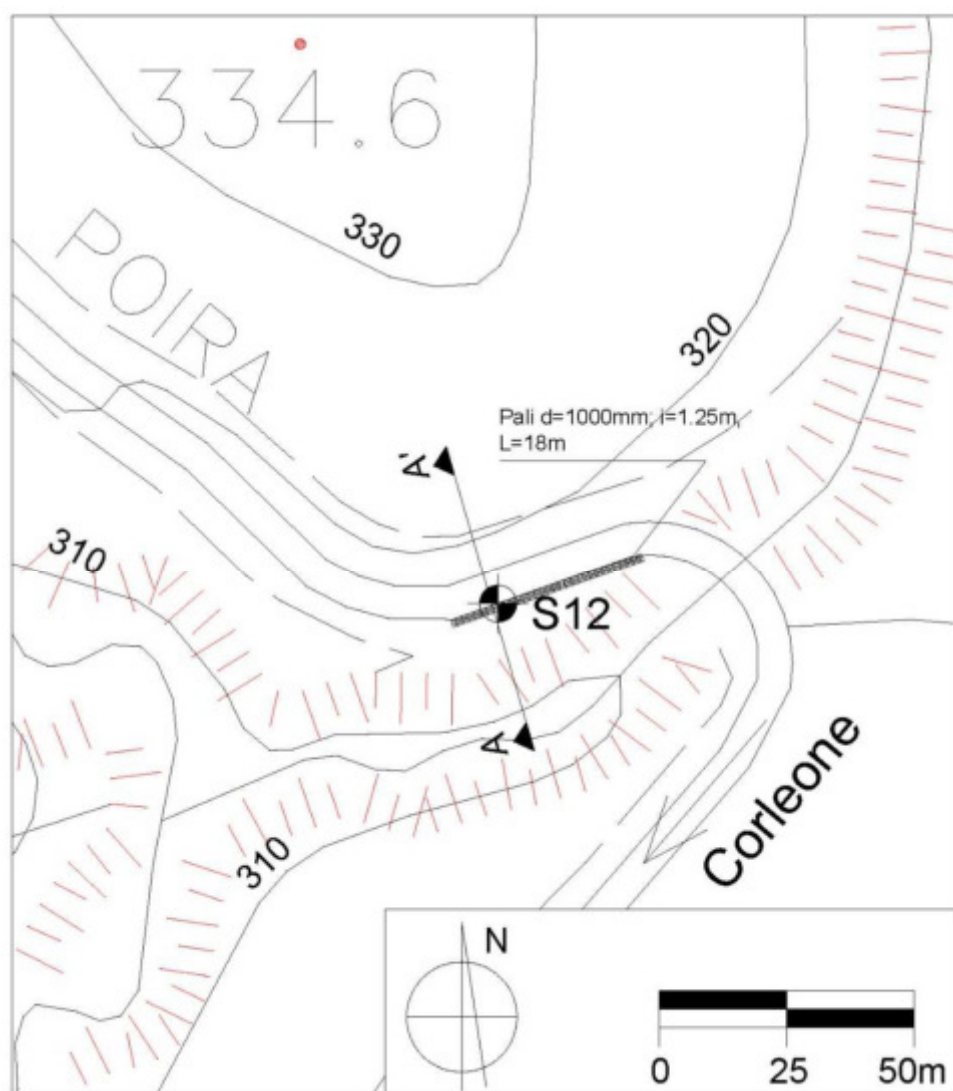


Fig. 66. Dissesto al km 18+400. Planimetria schematica degli interventi da realizzare.

I pali della paratia avranno diametro $d = \phi 1000\text{mm}$, saranno lunghi 18m, e avranno interasse di 1.25m. In questo modo consentiranno alle acque presenti nei terreni di continuare a filtrare.

I pali saranno collegati in testa da un cordolo in cemento armato largo 1.50m e alto 1.20m.

La lunghezza complessiva della paratia risulta quindi $18 + 1.2 = 19.2\text{m}$.

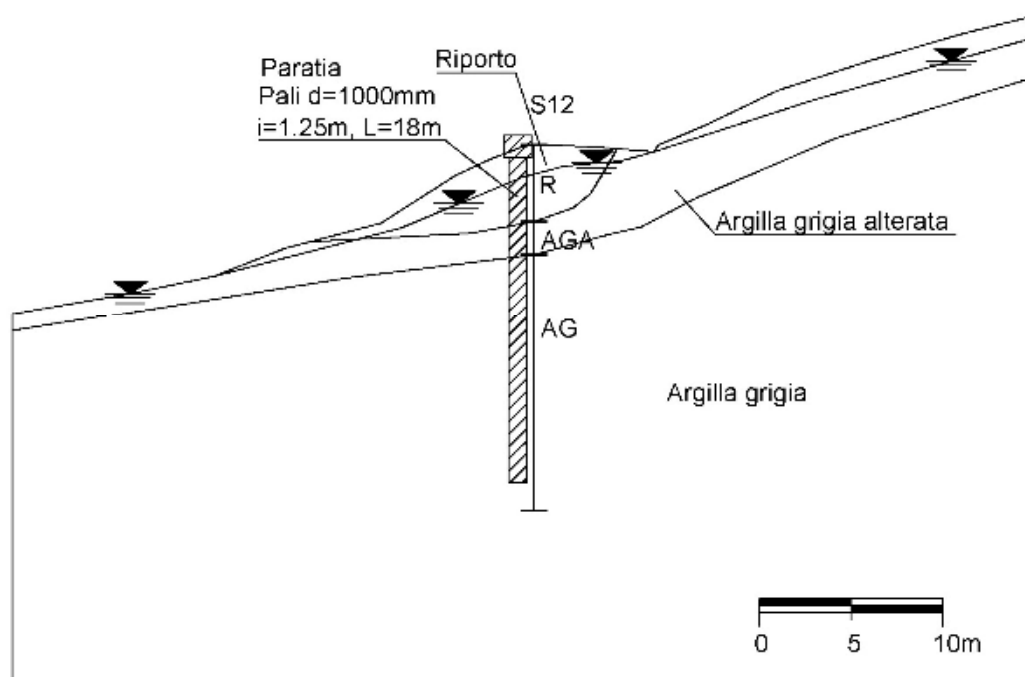


Fig. 67. Dissesto al km 18+400. Sezione con schema degli interventi di consolidamento.

10.6 Calcoli geotecnici

I calcoli geotecnici sono stati eseguiti col codice di calcolo PAC 14.01.d dell'AZTEC Informatica, licenza N. AIU5592LJ intestata all'Università degli Studi di Palermo.

I calcoli sono stati eseguiti considerando un sovraccarico accidentale di 20 kPa applicato su tutta la superficie della strada. Nei calcoli sono state considerate le pressioni interstiziali derivanti dalla superficie piezometrica rappresentata sulla figura 67. È opportuno evidenziare che anche in questo caso la regimazione delle acque superficiali è di fondamentale importanza per il buon funzionamento e la durata degli interventi di consolidamento.

Lo schema di calcolo è riportato in figura 68. Si è ipotizzato, prudenzialmente, che avvenga a valle uno scalzamento fino alla quota dell'interfaccia argille grigie alterate-argille grigie di base riscontrata col sondaggio S12. Questa ipotesi è stata fatta seguendo quanto riportato nelle NTC2018 (6.5.2.2 Modello geometrico di riferimento) riguardo a possibili modifiche del profilo del terreno a monte e a valle dell'opera di sostegno. È da tenere presente a questo scopo che a valle dell'opera di sostegno è presente un importante fosso, v. planimetria di figura 66 e foto di figura 63. I pali della paratia avranno lunghezza di 18m; l'interasse dei pali sarà di 1.25 m; il cordolo di collegamento dei pali sarà largo 1.50m e sarà alto 1.20m. L'altezza complessiva della paratia (pali + cordolo) sarà quindi di 19.20 m.

I risultati dei calcoli geotecnici sono riportati nell'Allegato [5]. Le combinazioni di carico esaminate sono sintetizzate nella tabella 22.

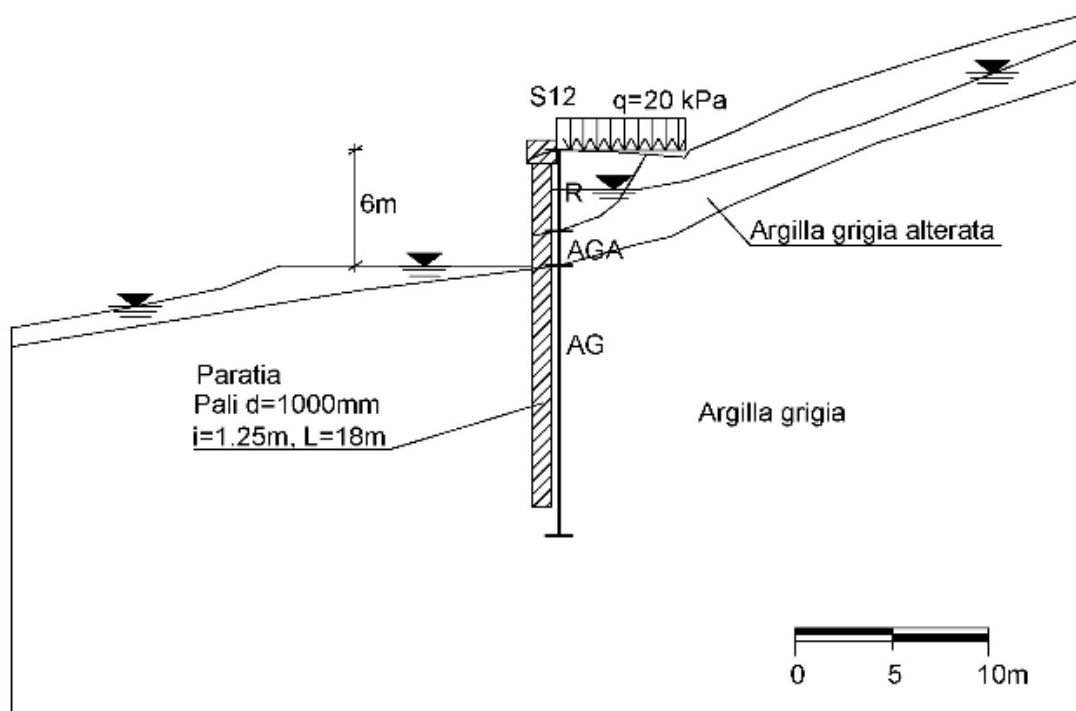


Fig. 68. Disesto al km 18+400. Schema di calcolo della paratia.

Tabella 22. Combinazioni di carico utilizzate per il calcolo delle paratie di pali di grande diametro (A e B). Legenda: SLER= stato limite di esercizio combinazione rara; SLEF= stato limite di esercizio combinazione frequente; SLEQ = stato limite di esercizio combinazione quasi permanente.

Combinazione	Tipo combinazione	Presenza di sovraccarico q (20 kPa)	Presenza di sisma
C1	A1+M1	no	no
C2	A1+M1	si	no
C3	A2+M2	no	no
C4	A2+M2	si	no
C5	A2+M2	si	si
C6	SLER	si	no
C7	SLEF	si	no
C8	SLEQ	si	no
C9	SLEQ	si	si

Il massimo momento flettente si verifica nella combinazione di carico 5 (A2+M2 sismica), vale 1152.2 kNm/m (ossia 1440.3 kNm/palo, essendo l'interasse 1.25m), alla profondità di 10.80m misurata a partire dalla testa della paratia e tende le fibre lato monte.

Il massimo sforzo di taglio si verifica sempre nella combinazione di carico 5 (A2+M2 sismica), vale 239 kN/m (ossia 298.75 kN/palo), alla profondità di 13.80m misurata a partire dalla testa della paratia.

Lo sforzo normale varia linearmente con la profondità ed è dovuto al peso proprio del palo non essendo presenti azioni verticali. In corrispondenza della sezione di momento massimo $N=211.9$ kN (compressione).

Per pali realizzati con calcestruzzo C 30/37 e acciaio B450C e per

$D=100$ cm (diametro del palo);

$C=5$ cm (copriferro);

$A_{s1} = 23 \phi 24$ mm (armatura longitudinale) (o armatura di area equivalente);

$A_{s2} =$ spirale $\phi 12$ mm/20cm (armatura trasversale);

$M_d=1440.3$ kNm (momento flettente)

$N=211.9$ kN (sforzo di compressione)

Il momento flettente allo stato limite ultimo è: $M_u=1608$ kNm.

La resistenza di progetto del taglio portato dal conglomerato V_{red} è di 1884 kN mentre quella dell'armatura metallica V_{rsd} è di 869 kN.

La verifica della sezione è soddisfatta.

10.7 Verifiche di stabilità generale

Le verifiche di stabilità generale sono state eseguite col metodo di Bishop, per stato piano di deformazione, in termini di tensioni efficaci. I dettagli dei calcoli sono riportati nell'Allegato [5]. Il valore minimo del coefficiente di sicurezza è pari a 1.90 in condizioni statiche (combinazione di carico C4, v. tabelle 22 e 23) e pari a 1.72 in condizioni sismiche (combinazione di carico C5). Le verifiche di stabilità generale sono soddisfatte essendo i valori minimi previsti dalle NTC2018 in condizioni statiche pari a 1.1 e in condizioni sismiche pari a 1.2.

Tabella 23. Valori minimi dei coefficienti di sicurezza nei riguardi della stabilità globale. Metodo di Bishop. In tutti i casi è presente un sovraccarico accidentale $q = 20$ kPa.

Combinazione	Tipo combinazione	Presenza di sisma	Coefficiente di sicurezza minimo F_{min}
C3	(A2+M2)	no	1.91
C4	(A2+M2)	no	1.90
C5	(A2+M2)	si	1.72

Nel caso si verificasse uno scalzamento a valle della paratia significativo ($> 3\text{m}$) si dovrà intervenire per evitare l'ulteriore approfondimento dello scalzamento stesso con opere di protezione adeguate a questi scopi. Queste opere serviranno anche per proteggere i terreni a ridosso della paratia (e quindi della strada) da possibili erosioni che si potranno propagare verso monte dagli interspazi tra i pali.

11 KM 19+000

In corrispondenza del km 19+000 sono presenti una serie di dissesti per un lungo tratto di strada, che interessano sia la parte valle che quella di monte della strada, cfr. figure 69-71.

Il dissesto in esame è legato essenzialmente alla costituzione dei terreni entro i quali la strada è realizzata, alle elevate pressioni interstiziali dovute alle piogge nelle stagioni piovose, e in parte anche alla non sufficiente ed adeguata regimazione delle acque superficiali. Anche in questo caso la regimazione delle acque superficiali, quelle convogliate nelle cunette, dovranno essere adeguatamente smaltite a valle nei fossi di scolo naturali. Questi interventi di regimazione delle acque sono di fondamentale importanza per la buona riuscita e la durata degli interventi di consolidamento che si realizzeranno.



Fig. 69. Dissesto al km 19+000. Si nota il muro di sostegno e i gabbioni sconnessi e la parziale rottura della sede stradale. Vista in direzione Corleone.



Fig. 70. Dissesto al km 19+000. Si nota il muro di sostegno e i gabbioni sconnessi e l'avvallamento della sede stradale. Vista in direzione S. Cipirello.



Fig. 71. Dissesto al km 19+000. Scarpata a valle della strada. Si nota un pezzo di muro di sostegno divelto a circa 4-5m dalla strada.

11.1 Caratterizzazione sismica del sito

Si fa riferimento alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018). Il tratto di strada entro il quale è compresa la zona oggetto di studio appartiene al Comune di Corleone (PA).

Per la caratterizzazione sismica del sito si sono considerati le seguenti grandezze.

- 1) Vita nominale dell'opera: $V_N=50$ anni;
- 2) Classe d'uso: III (coefficiente d'uso $C_U = 1.5$);
- 3) Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.5 = 75$ anni.

Per lo stato limite di danno (stato limite di esercizio, SLD; $T_R=75$ anni) per il sito in esame valgono i seguenti valori dei parametri sismici:

$$a_g = 0.568 \text{ m/s}^2 \quad (a_g/g=0.059);$$

$$T_c^* = 0.268;$$

$$F_0 = 2.41.$$

essendo :

a_g l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g l'accelerazione di gravità;

T_c^* il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

F_0 il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per lo stato limite di salvaguardia della vita (stato limite ultimo, SLV; $T_R=712$ anni) si hanno i seguenti valori dei parametri sismici:

$$a_g = 1.456 \text{ m/s}^2 \quad (a_g/g=0.148);$$

$$T_c^* = 0.324;$$

$$F_0 = 2.48.$$

Non avendo a disposizione dati per la caratterizzazione sismica, i terreni cautelativamente si possono classificare come terreni di tipo C.

Il coefficiente di accelerazione orizzontale massima attesa al sito è dato dalla seguente espressione:

$$(a_{max}/g) = S(a_g/g) = S_S S_T (a_g/g) = 1.5 * 1.2 * 0.148 = 0.266, \text{ dalla quale si ottiene:}$$

$$a_{max} = 0.266 * 9.81 = 2.61 \text{ m/s}^2$$

essendo

$S_T=1$ per inclinazione del pendio $< 15^\circ$ l'amplificazione stratigrafica e

$$S_S = 1.7 - 0.6 F_0 \frac{a_g}{g} = 1.7 - 0.6 * 2.48 * 0.148 = 1.48$$

Essendo S_S calcolato minore di 1.5; si assume pertanto $S_S=1.5$.

Il coefficiente sismico orizzontale per il calcolo della paratia vale quindi

$$k_h = \alpha \beta \frac{a_{max}}{g} = 0.738 * 0.52 * 0.266 = 0.09$$

essendo α e β i coefficienti di riduzione dell'azione sismica relativi alla deformabilità dei terreni e dalla capacità dell'opera di subire spostamenti senza perdita di resistenza rispettivamente.

11.2 Costituzione del sottosuolo e valori caratteristici dei parametri geotecnici

La costituzione del sottosuolo è stata ricostruita sulla base delle osservazioni in situ e sulla base del sondaggio S13 ivi eseguito.

I terreni riscontrati col sondaggio S13 sono dall'alto verso il basso.

Limi argillosi LA

Sui terreni di questo sondaggio è stata eseguita, oltre alle prove di identificazione e delle proprietà indice, una prova di compressione triassiale del tipo UU (non consolidata non drenata) i cui risultati sono sintetizzati sulla figura 72 (per i dettagli si veda il corrispondente fascicolo a cura della GEO R.A.S.).

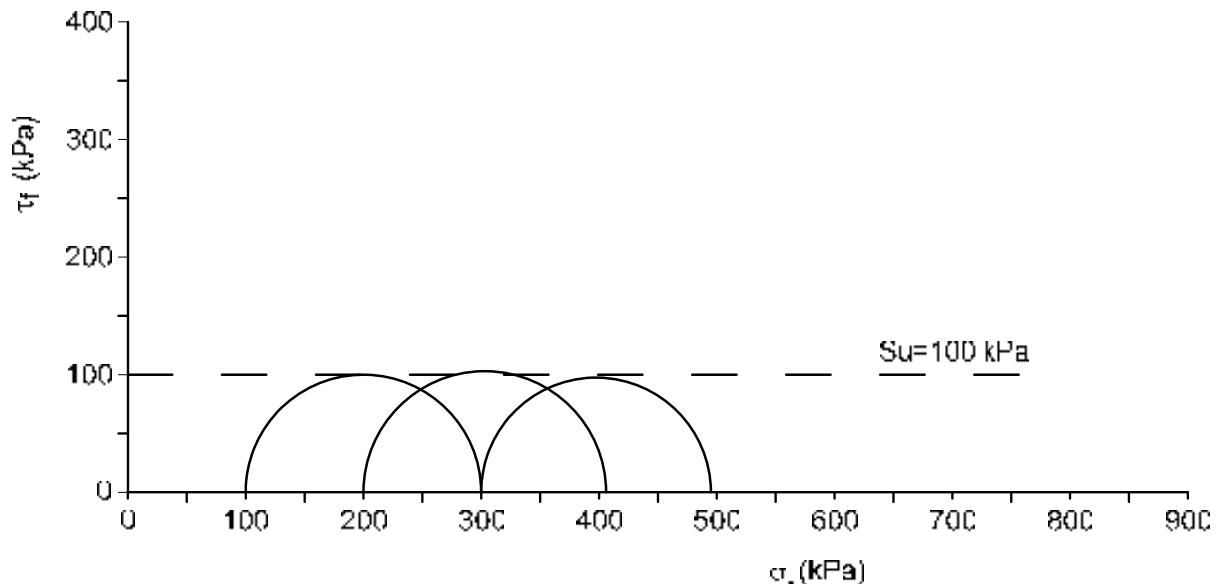


Figura 72. Km 19+000. Risultati delle prove di compressione triassiale non consolidate non drenate (UU). Campione a profondità 6m.

Come detto in precedenza queste prove non forniscono i parametri di resistenza a taglio drenati dei terreni sui quali le prove sono state eseguite. Tuttavia sotto ipotesi particolari è possibile estrapolare i parametri di resistenza a taglio in termini di tensioni efficaci. Infatti, considerando la

relazione fra la resistenza a taglio non drenata ($q_f=2 S_u$) e i parametri di resistenza a taglio drenati c' e φ' seguente (relativa a prove di compressione triassiali UU)

$$q_f = \frac{c' \cos \varphi' + (p'_0 - 2A_f q_f) \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'}$$

essendo

- q_f la tensione deviatorica a rottura (misurata con le prove triassiali);
- p'_0 la tensione media efficace (pari alla tensione di cella iniziale utilizzata nelle prove);
- A_f è il coefficiente di pressione interstiziale di Skempton a rottura;
- c' è la coesione intercetta efficace di picco;
- φ' è l'angolo di resistenza a taglio di picco.

Considerando il valore di $S_u=100$ kPa, i valori di p'_0 di 100 kPa utilizzati per l'esecuzione delle prove, per $K_0=1$, e per $A_f = 0.5$ (argille mediamente consistenti) si ha un valore di c' di 15 kPa per $\varphi'=20^\circ$.

Per questi terreni, considerato lo stato di consistenza ($w_n=24\%$ mentre $w_p=28\%$), si possono utilizzare i seguenti valori prudenziali dei parametri geotecnici.

- $\gamma_d=16$ kN/m³;
- $\gamma_{sat}=20$ kN/m³;
- $c'=10-15$ kPa;
- $\varphi' = 20-22^\circ$.

Argille grigie della formazione di base AG

La formazione di base è costituita dalle argille grigie consistenti.

Non avendo a disposizione dati sperimentali diretti, considerando i risultati ottenuti sui terreni di costituzione simile (ad es. Pietralunga) si possono considerare prudenzialmente i seguenti valori caratteristici dei parametri geotecnici:

- $\gamma_d=17$ kN/m³;
- $\gamma_{sat}=20$ kN/m³;
- $c'=25-30$ kPa;
- $\varphi' = 25-28^\circ$.

11.3 Modello geotecnico di sottosuolo

Il modello geotecnico di sottosuolo è rappresentato schematicamente in figura 73 ed è stato ricostruito sulla base delle osservazioni in situ e sulla base dei sondaggi S12 eseguito in questa zona. La geometria è riferita alla situazione più svantaggiosa corrispondente al profilo P9 fornito dal Committente.

11.4 Circolazione idrica e regime delle pressioni interstiziali

I terreni costituenti il pendio oggetto di studio sono sede di falda idrica in movimento da monte verso valle. Non si dispongono dati sulla falda e sulle pressioni interstiziali non avendo potuto installare per motivi di costi nel piezometro S13.

Comunque, considerata la natura e costituzione dei terreni si può ragionevolmente ipotizzare che le pressioni interstiziali siano abbastanza alte e il pelo libero della falda prossimo al piano di campagna almeno nei periodi più piovosi, come indicato sulla figura 73.

11.5 Interventi previsti

La planimetria schematica delle opere da realizzare è rappresentata sulla figura 74, mentre sulla figura 75 è rappresentata la sezione schematica A-A'.

In questa zona si realizzerà una paratia di pali di diametro di 1200 mm, la realizzazione di una gabbionata sul lato monte della strada a ridosso della quale sarà posto in opera materiale arido, un tubo drenante (tubo forato) per lo smaltimento delle acque drenate. È prevista l'esecuzione di trincee drenanti in direzione normale alla strada (di altezza variabile fino a zero) come rappresentato sulle figure 74 e 75 ad interasse di 5-8m e di lunghezza di 5-6m. Il materiale arido a ridosso della gabbionata e quello da introdurre nelle trincee drenanti sarà inserito all'interno di geotessuto drenante.

I pali della paratia avranno diametro $d = \phi 1200\text{mm}$, saranno lunghi 20m, e avranno interasse di 1.50m. In questo modo consentiranno alle acque presenti nei terreni di continuare a filtrare.

I pali saranno collegati in testa da un cordolo in cemento armato largo 1.60m e alto 1.40m.

L'altezza complessiva della paratia è quindi: $20 + 1.4 = 21.4\text{m}$.

11.6 Calcoli geotecnici

I calcoli geotecnici sono stati eseguiti col codice di calcolo PAC 14.01.d dell'AZTEC Informatica, licenza N. AIU5592LJ intestata all'Università degli Studi di Palermo, analogamente al caso della paratia del km 18+400.

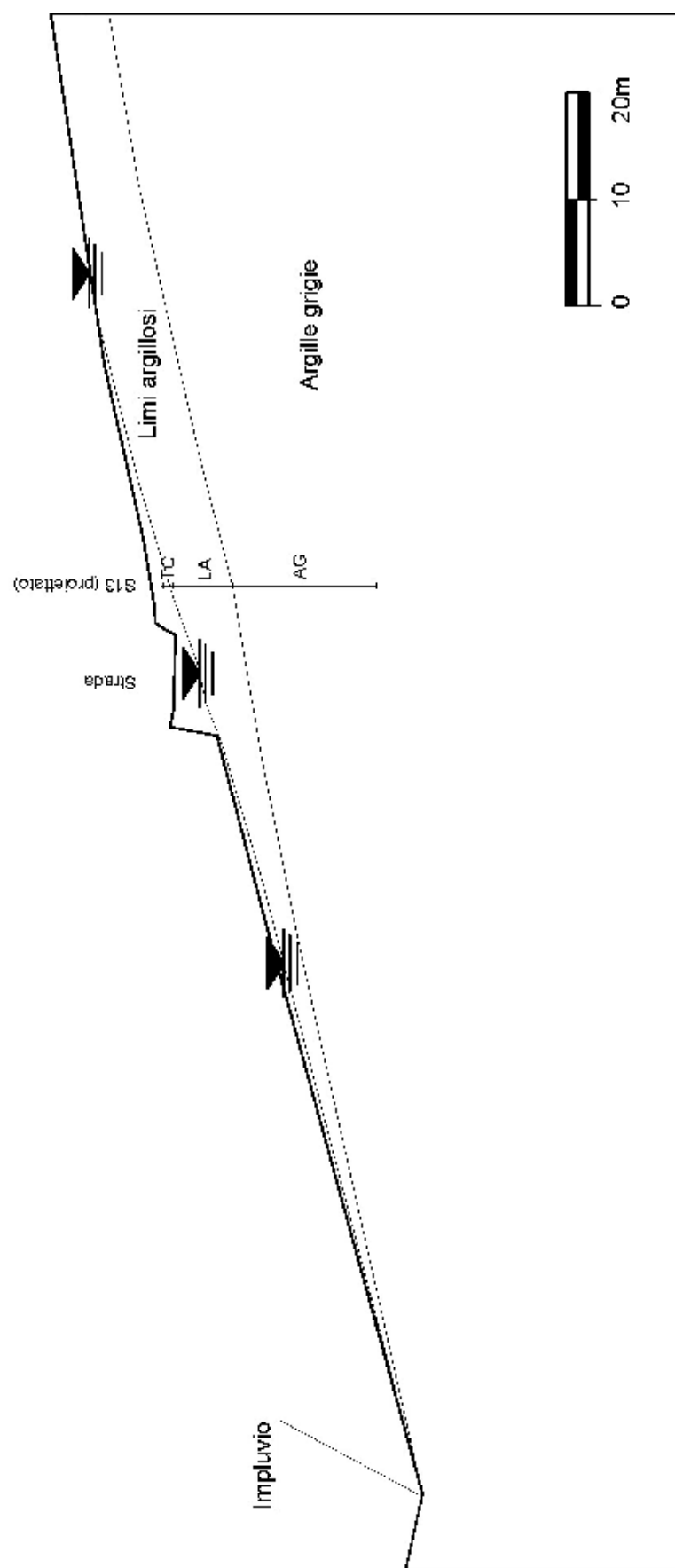


Fig. 73. Dissesto al km 19+000. Modello geotecnico di sottosuolo.

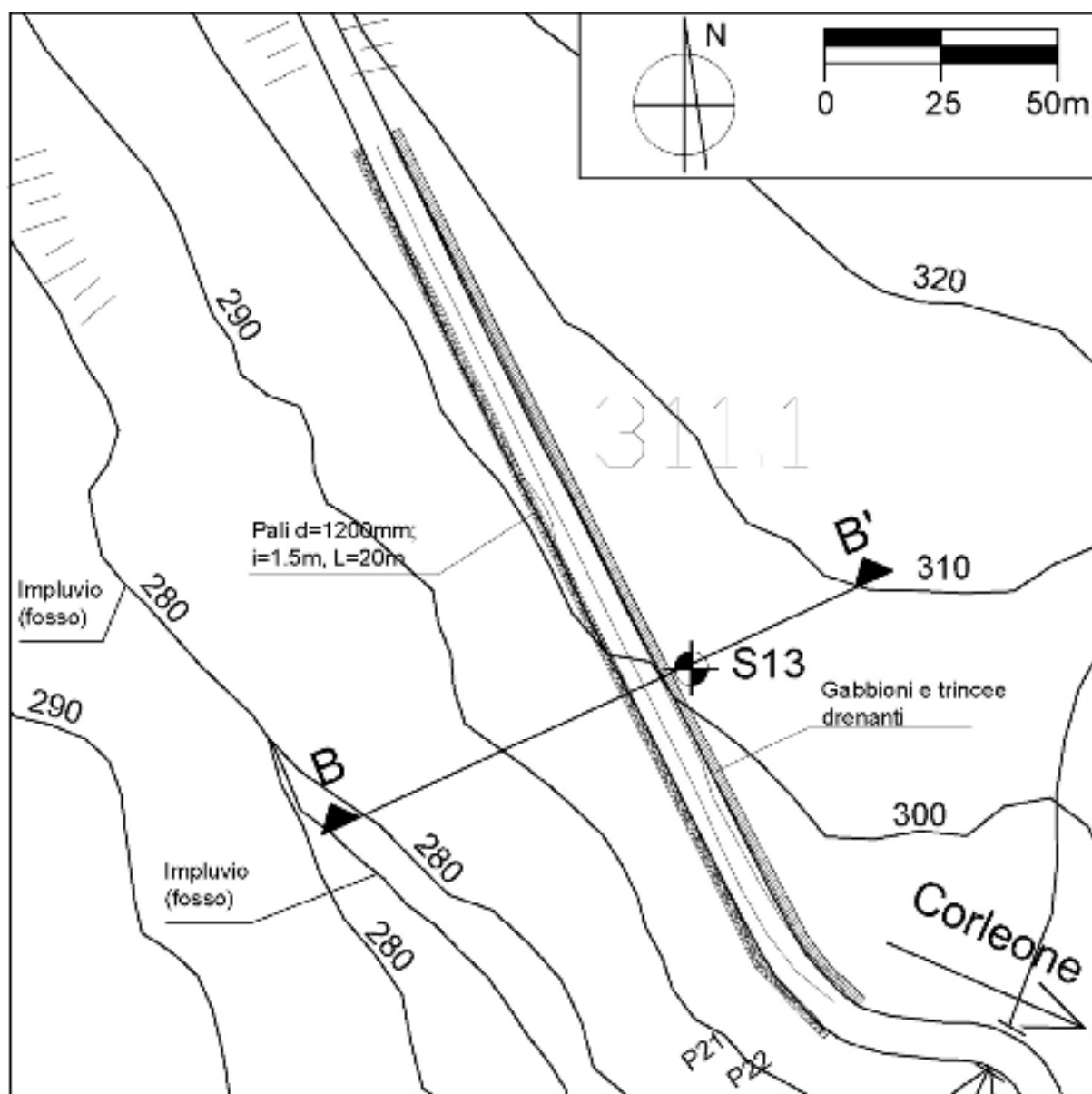


Fig. 74. Dissesto al km 19+000. Planimetria schematica degli interventi da realizzare.

I calcoli sono stati eseguiti considerando un sovraccarico accidentale di 20 kPa applicato su tutta la superficie della strada. Nei calcoli sono state considerate le pressioni interstiziali derivanti dalla superficie piezometrica rappresentata sulla figura 75. È opportuno evidenziare che anche in questo caso la regimazione delle acque superficiali è di fondamentale importanza per il buon funzionamento e la durata degli interventi di consolidamento.

Lo schema di calcolo è riportato in figura 76. Si è ipotizzato, prudenzialmente, che avvenga a valle uno scalzamento di 6m misurati a partire dalla testa della paratia. I pali della paratia avranno lunghezza di 20m; l'interasse dei pali sarà di 1.5 m; il cordolo di collegamento dei pali sarà largo 1.60m e sarà alto 1.40m. L'altezza complessiva della paratia (pali + cordolo) sarà quindi di 21.4 m.

I risultati dei calcoli geotecnici sono riportati nell'Allegato [6]. Le combinazioni di carico esaminate sono sintetizzate nella tabella 24.

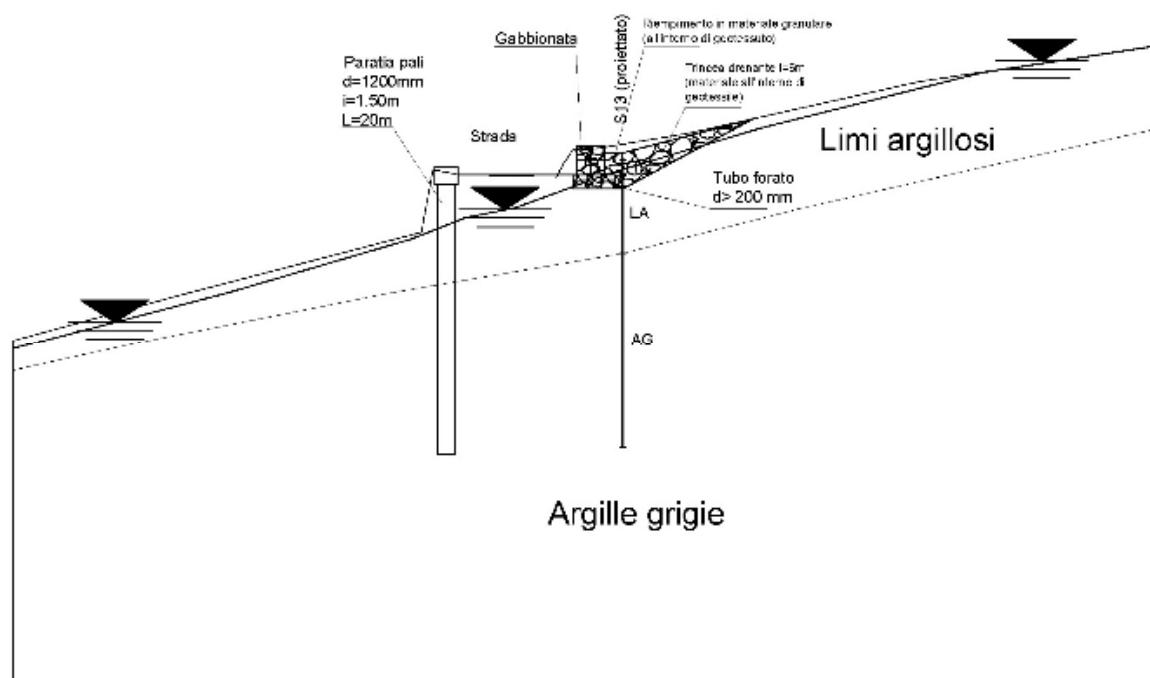


Fig. 75. Disesto al km 19+000. Sezione con schema degli interventi di consolidamento.

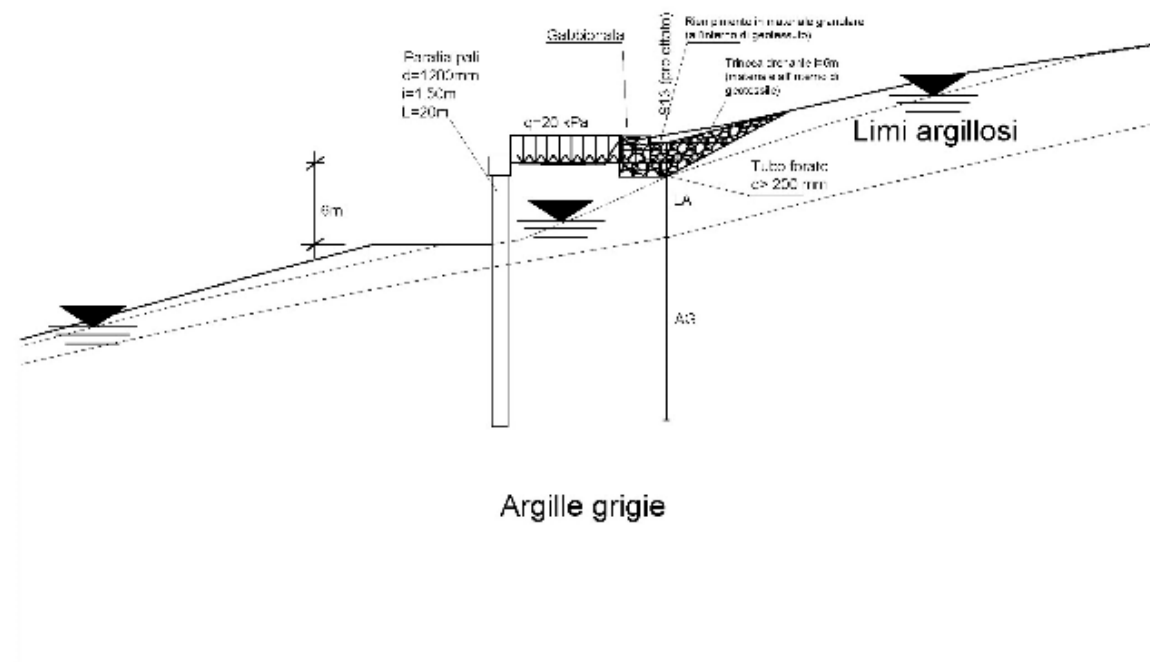


Fig. 76. Disesto al km 19+000. Schema di calcolo della paratia.

Tabella 24. Combinazioni di carico utilizzate per il calcolo delle paratie di pali di grande diametro (A e B). Legenda: SLER= stato limite di esercizio combinazione rara; SLEF= stato limite di esercizio combinazione frequente; SLEQ = stato limite di esercizio combinazione quasi permanente.

Combinazione	Tipo combinazione	Presenza di sovraccarico q (20 kPa)	Presenza di sisma
C1	A1+M1	no	no
C2	A1+M1	si	no
C3	A2+M2	no	no
C4	A2+M2	si	no
C5	A2+M2	si	si
C6	SLER	si	no
C7	SLEF	si	no
C8	SLEQ	si	no
C9	SLEQ	si	si

Il massimo momento flettente si verifica nella combinazione di carico C5 (A2+M2 sismica), vale 1890.1 kNm/m (ossia 2835.2 kNm/palo, essendo l'interasse 1.5m), alla profondità di 12.3m misurata a partire dalla testa della paratia e tende le fibre lato monte.

Il massimo sforzo di taglio si verifica sempre nella combinazione di carico C5 (A2+M2 sismica), vale 405 kN/m (ossia 607 kN/palo), alla profondità di 16.00m misurata a partire dalla testa della paratia.

Lo sforzo normale varia linearmente con la profondità ed è dovuto al peso proprio del palo non essendo presenti azioni verticali. In corrispondenza della sezione di momento massimo $N=347$ kN (compressione).

Per pali realizzati con calcestruzzo C 30/37 e acciaio B450C e per

$D=120$ cm (diametro del palo);

$C=5$ cm (copriferro);

$A_{s1} = 30 \phi 26$ mm (armatura longitudinale) (o armatura di area equivalente);

$A_{s2} =$ spirale $\phi 12$ mm/20 cm (armatura trasversale);

$M_d=2835.2$ kNm (momento flettente)

$N=347$ kN (sforzo normale di compressione)

Il momento flettente allo stato limite ultimo è: $M_u=2993$ kNm.

La resistenza di progetto del taglio portato dal conglomerato V_{red} è di 2742 kN mentre quella dell'armatura metallica V_{rsd} è di 1049 kN.

La verifica della sezione è soddisfatta.

Nel caso si verificasse uno scalzamento a valle della paratia significativo ($> 3-4\text{m}$) si dovrà intervenire per evitare l'ulteriore approfondimento dello scalzamento stesso con opere di protezione adeguate a questi scopi. Queste opere serviranno anche per proteggere i terreni a ridosso della paratia (e quindi della strada) da possibili erosioni che si potranno propagare verso monte dagli interspazi tra i pali.

11.7 Verifiche di stabilità generale

Le verifiche di stabilità generale sono state eseguite col metodo di Bishop, per stato piano di deformazione, in termini di tensioni efficaci. I dettagli dei calcoli sono riportati nell'Allegato [6]. Il valore minimo del coefficiente di sicurezza è pari a 1.52 in condizioni statiche (combinazione di carico C4, v. tabelle 24 e 25) e pari a 1.24 in condizioni sismiche (combinazione di carico C5). Le verifiche di stabilità generale sono soddisfatte essendo i valori minimi previsti dalle NTC2018 in condizioni statiche pari a 1.1 e in condizioni sismiche pari a 1.2.

Tabella 25. Valori minimi dei coefficienti di sicurezza nei riguardi della stabilità globale. Metodo di Bishop. In tutti i casi è presente un sovraccarico accidentale $q = 20 \text{ kPa}$.

Combinazione	Tipo combinazione	Presenza di sisma	Coefficiente di sicurezza minimo $F_{\min}$
C3	(A2+M2)	no	1.52
C4	(A2+M2)	no	1.51
C5	(A2+M2)	si	1.24

12 KM 22+700 (CORLEONE)

In corrispondenza del km 22+800 è presente un dissesto che ha coinvolto un tratto di strada di circa 130m, cfr. figura 77. La frana ha comportato spostamenti del corso stradale dell'ordine dei 10-12m. La frana si estende a valle (figura 78) e a monte della strada (figura 79). Sulla figura 80 è riportata una planimetria col contorno della frana.

Il movimento franoso che interessa il pendio e il tratto di strada in esame è dovuto alla costituzione dei terreni del pendio e della strada nella zona in oggetto e alle elevate pressioni interstiziali che in alcuni periodi dell'anno sono presenti nell'area a monte della strada. In alcune zone (in corrispondenza del sondaggio S3 attrezzato a piezometro) il pelo libero falda è prossimo

al piano di campagna anche nei periodi secchi (estate-autunno), come si può osservare dai dati piezometrici riportati nelle tabelle 2 e3.



Fig. 77. Dissesto al km 22+700. Vista (in direzione S. Cipirello) della strada dissestata. Gli spostamenti subiti dalla strada sono di metri.



Fig. 78. Dissesto al km 22+700. Vista da valle (in direzione S. Cipirello) della strada dissestata. Gli spostamenti subiti dalla strada sono di metri.



Fig. 79. Dissesto al km 22+700. Vista della zona a monte della strada in corrispondenza della pista ciclabile in corrispondenza della quale gli spostamenti sono superiori ai 10m.

12.1 Modello geotecnico di sottosuolo

Il modello geotecnico di sottosuolo è rappresentato schematicamente in figura 81 ed è stato ricostruito sulla base dei sondaggi S1, S2, S3, S4, della prova *down-hole* eseguita nel sondaggio S1, della prova Masw1 eseguita lungo la strada in prossimità del sondaggio S1 (cfr. figura 7), delle misure inclinometriche nell'inclinometro installato nel sondaggio S2 e delle misure piezometriche eseguite nei piezometri S3 e S4 e sulla base di numerose osservazioni *in situ*.

12.2 Circolazione idrica e regime delle pressioni interstiziali

I terreni costituenti il pendio oggetto di studio sono sede di falda idrica in movimento da monte verso valle. Nei sondaggi S3 e S4 sono stati installati piezometri a tubo aperto. Le misure eseguite nel periodo di osservazione che va dal 24 Ottobre 2018 al 17 Ottobre 2019 (un anno, cfr. tabelle 2 e 3) indicano che la superficie libera della falda nei periodi piovosi è prossima al piano campagna. Nel sondaggio S3 è sempre prossima al piano di campagna (anche in estate). I dettagli di tali misure

12.3 Misure inclinometriche

In questa zona in corrispondenza del sondaggio S2 è stato installato un inclinometro. Le misure inclinometriche (eseguite dallo scrivente) hanno riguardato un periodo di tempo di 1 anno

circa (dal 24 Ottobre 2018 al 17 Ottobre 2018) e consistono in 11 misure (cfr. tabella 4). I risultati delle misure sono diagrammati in figura 82.

I risultati delle misure individuano chiaramente una zona di scivolamento compresa fra le profondità 6 e 6.50 m a partire dal piano di campagna.

Le velocità di scivolamento dipendono dalle pressioni interstiziali che sono elevate in gran parte dell'anno, come riscontrato con le misure nel vicino piezometro S3.

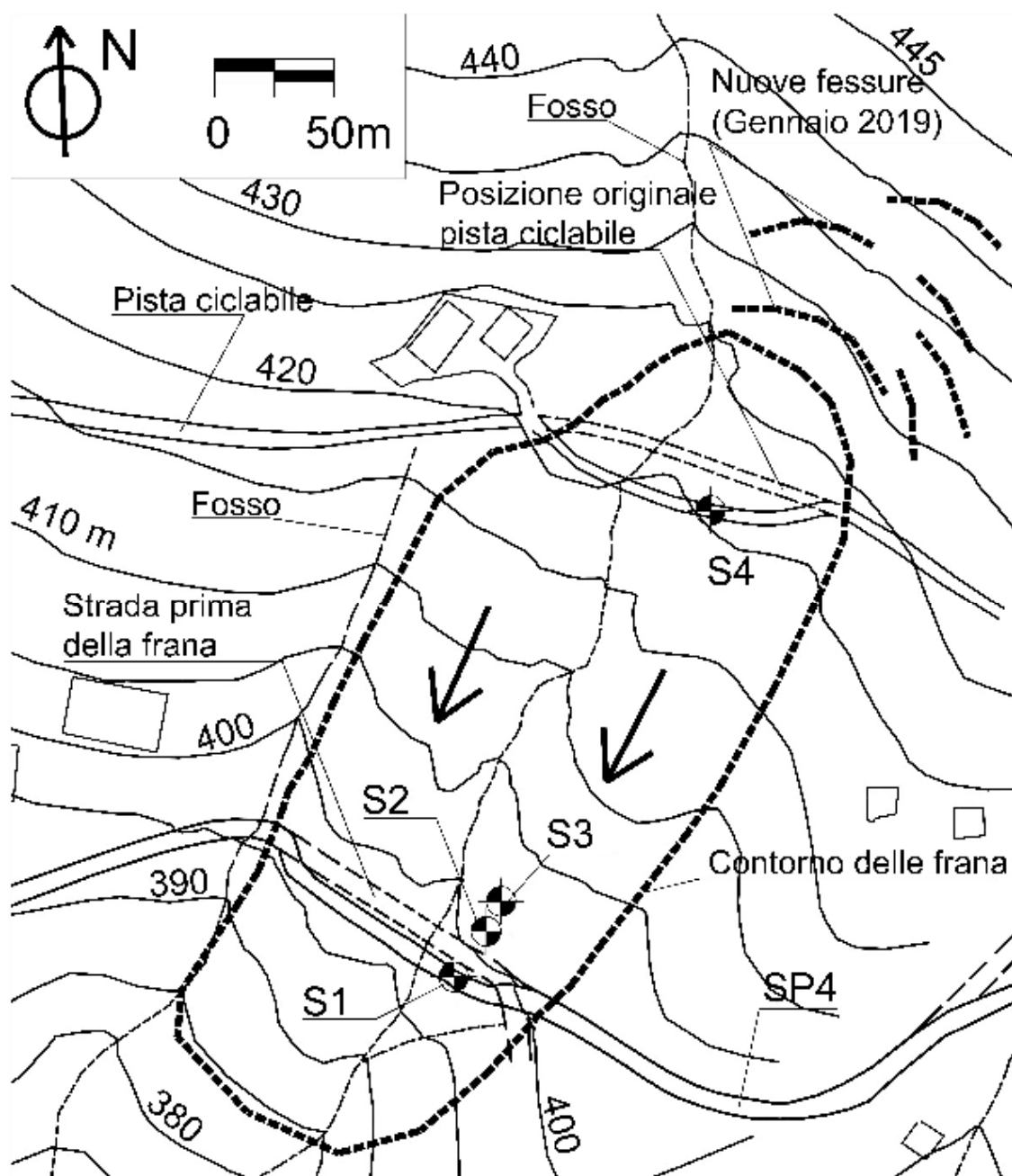


Fig. 80. Dissesto al km 22+800. Planimetria con estensione della sona in frana.

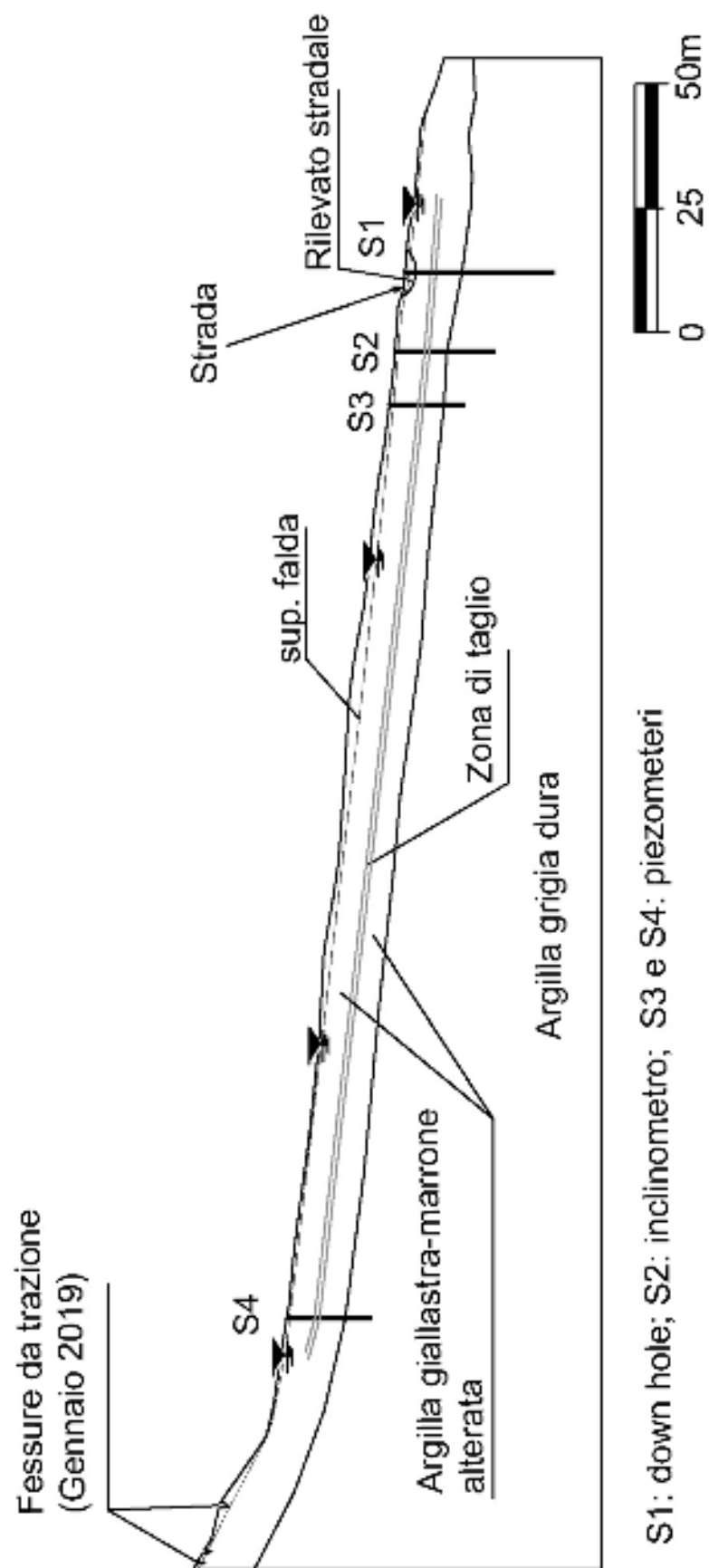


Fig. 81. Dissesto al km 22+800. Modello geotecnico di sottosuolo.

12.4 Interventi previsti

Considerato che le cause principale del movimento sono le elevate pressioni interstiziali, insieme alla costituzione dei terreni formano il pendio, l'intervento di consolidamento principale riguarda la riduzione permanente delle pressioni interstiziali stesse. Questo potrà avvenire mediante la realizzazione di trincee drenanti in direzione monte-valle. Le trincee avranno larghezza di 80-100cm, l'interasse sarà fra 10 e 15m e si estenderanno a monte almeno fino (sarebbe meglio oltre) alla stradella sterrata (pista ciclabile). L'altezza delle trincee sarà variabile, col massimo valore sui 5m.

La planimetria schematica delle opere da realizzare è rappresentata sulle figure 83 e 84, mentre la sezione schematica è riportata sulla figura 85.

Le trincee drenanti attraverseranno la strada e continueranno a valle, dove saranno realizzate trincee collettori. Lo sbocco nei fossi naturali delle trincee collettori sarà protetto mediante gabbioni. Le trincee saranno riempite di materiale arido di grossa pezzatura, all'interno di geocomposito che avrà anche la funzione di filtro. Alla base della trincea sarà realizzato un cuscinetto di sabbia. Alla base della trincea (al di sopra del geocomposito) si installerà un tubo forellato di diametro maggiore o uguale a 200 mm con lo scopo di convogliare le portate filtranti e di smaltirle a valle.

Le trincee nel tratto che attraversa la sede stradale saranno realizzate con gabbionate, come rappresentato schematicamente sulla figura 87.

La parte di materiale che costituisce l'attuale sede stradale e che è rimaneggiato sarà completamente asportata.

In corrispondenza della strada sia lato valle che lato monte si realizzerà una gabbionata di adeguate dimensioni, a ridosso della quale si disporrà materiale drenante compattato.

È necessaria la sistemazione del fosso, che corre in direzione monte-valle (e che in alcuni periodi convoglia portate d'acqua significative), sia a monte che a valle della strada per evitare fenomeni erosivi e trasporto di materiale a valle con accumulo del materiale stesso e possibile ostruzione dell'attraversamento della strada e quindi l'ostruzione al passaggio dell'acqua. A tale scopo l'attuale attraversamento (che è costituito da tubo armco), risulta del tutto insufficiente come si può osservare dalla foto di figura 86, anche per il deposito del materiale eroso dalle acque del fosso nella zona di monte, dovrà essere sostituito da idoneo manufatto.

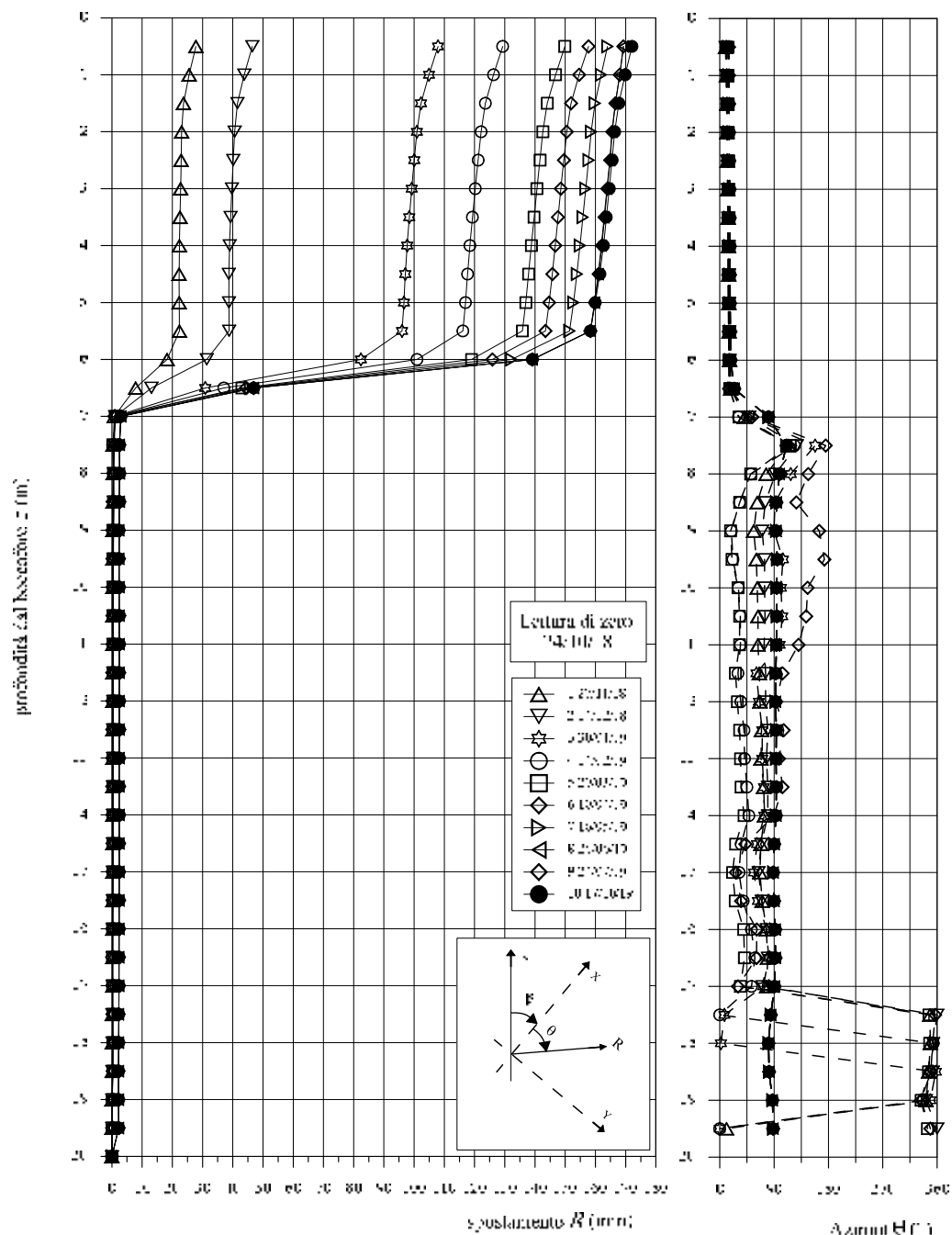


Fig. 82. Dissesto al km 22+800. Misure inclinometriche sulla verticale del sondaggio S2. Periodo di osservazione: 24 Ottobre 2018 – 17 Ottobre 2019.

12.5 Effetti delle trincee drenanti

Il movimento franoso che interessa il pendio a monte della strada, la strada e parte del pendio a valle della stessa, è stato innescato (e poi ripetutamente riattivato) dalle elevate pressioni interstiziali dovute alle piogge e alla costituzione di dettaglio dei terreni del pendio. Dette pressioni interstiziali sono molto elevate in tutto il pendio nel periodo piovoso, e come dimostrano i risultati delle misure piezometriche, in alcune zone in quasi tutto il periodo dell'anno.

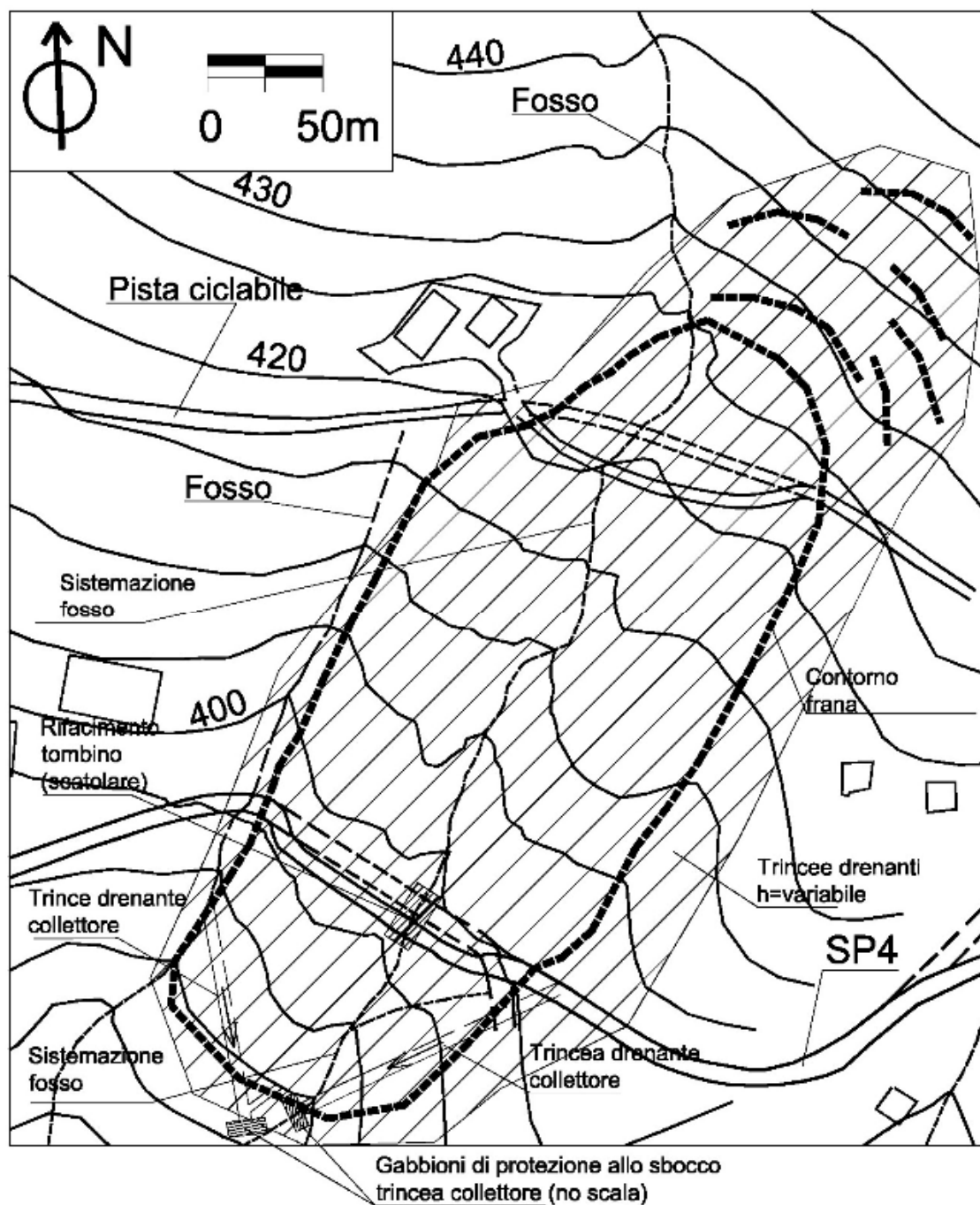


Fig. 83. Dissesto al km 22+700. Planimetria con indicazione dell'area in cui realizzare le trincee drenanti.

Considerando il modello di pendio indefinito, molto appropriato nel caso in esame vista la lunghezza della frana e la profondità della superficie di scivolamento accertata con le misure inclinometriche, con superficie di scivolamento ubicata mediamente a 6.5m, per inclinazione media del pendio di 5.7° risulta un valore dell'angolo di resistenza a taglio operativo, corrispondente a un coefficiente di sicurezza unitario e per coesione nulla, di 11.3° . Questo valore dell'angolo di resistenza a taglio è molto prossimo all'angolo di resistenza a taglio residua dei

terreni della banda di taglio ($\phi'_r=10.4^\circ$), come si può osservare dai risultati di prove di taglio anulare riportate in figura 88 (prove eseguite dallo scrivente presso il laboratorio di Geotecnica dell'Università di Palermo). Questi risultati sono anche congruenti con i grandi spostamenti subiti dal corpo di frana.

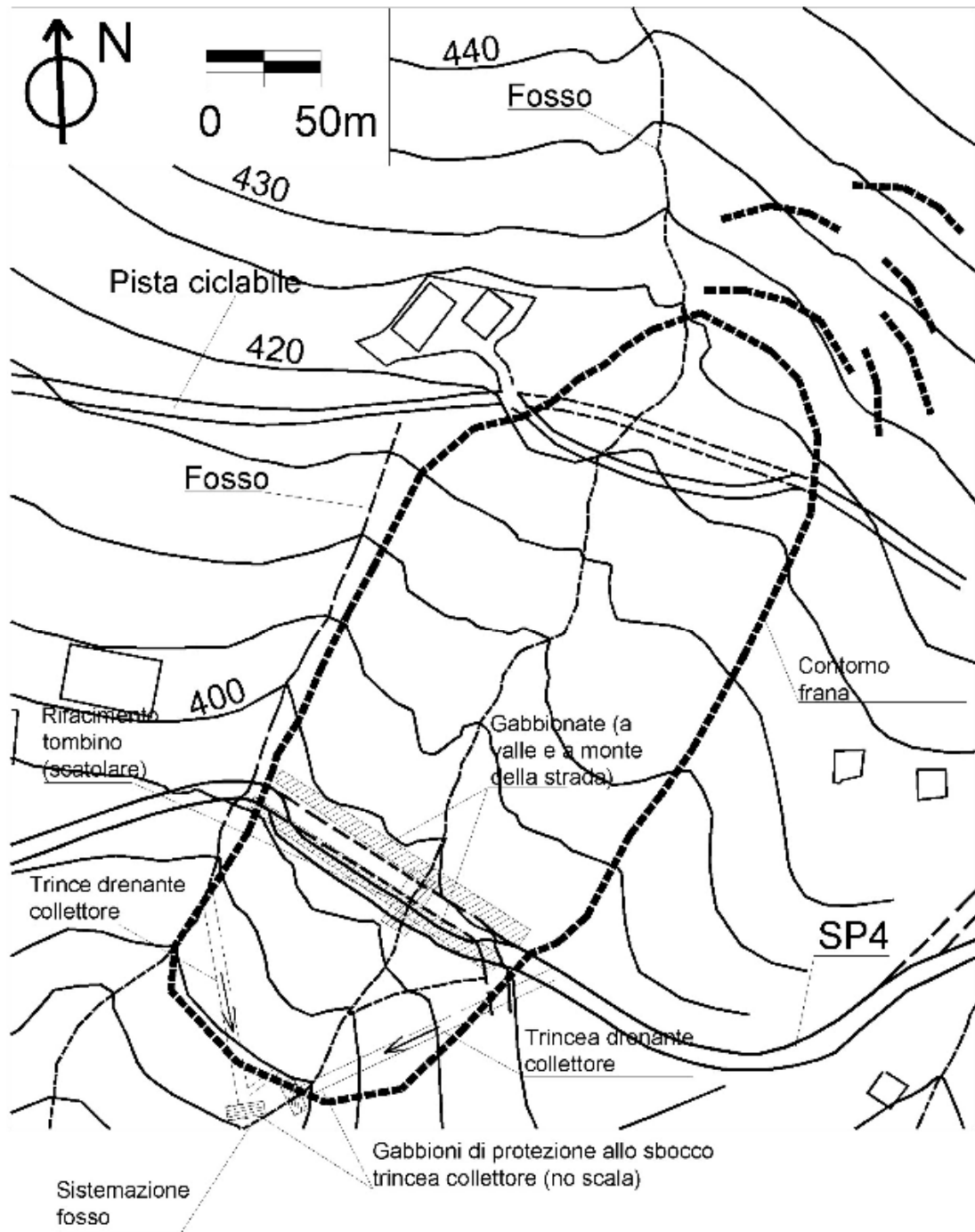


Fig. 84. Dissesto al km 22+700. Planimetria con indicazione dell'area in cui realizzare le gabbionate a monte e a valle della strada.

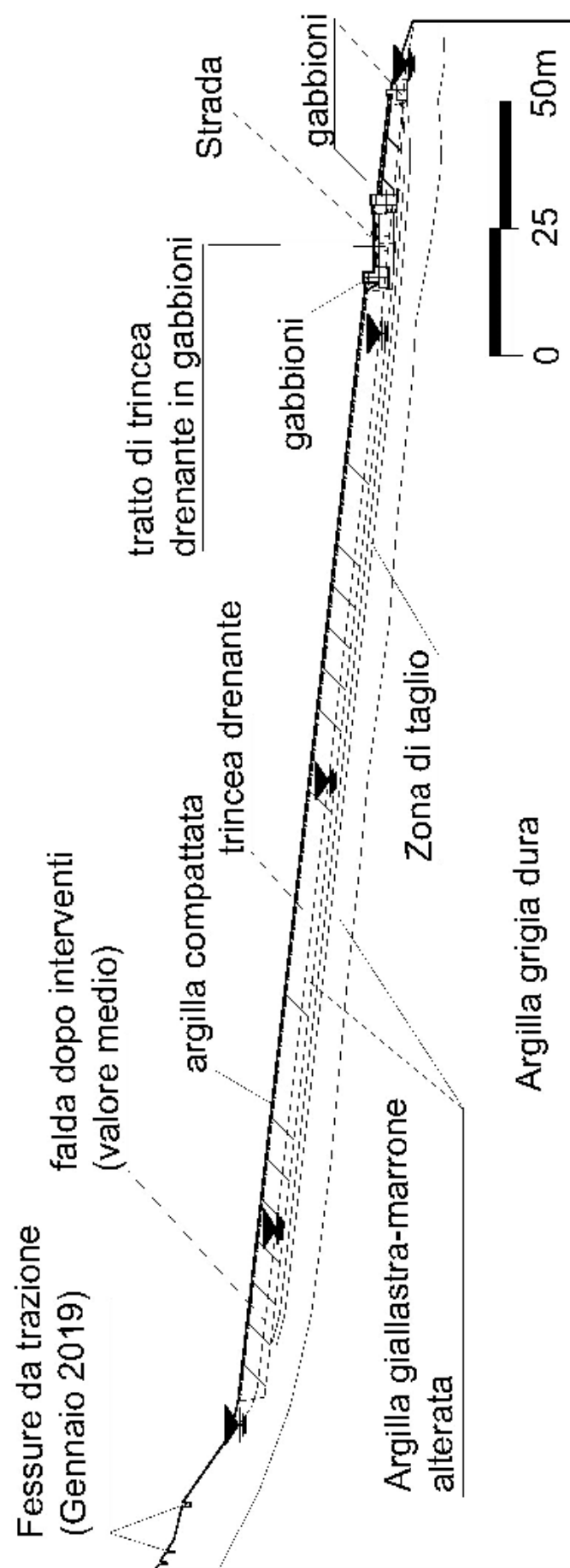


Fig. 85. Dissesto al km 22+700. Sezione schematica degli interventi di consolidamento.



Fig. 86. Dissesto al km 22+800. Tubo armco esistente all'uscita quasi del tutto ostruito.

Dopo la realizzazione delle trincee, a lungo termine, considerando l'interasse delle trincee di 10-15m, lo spessore delle stesse di 1m e la profondità di 5m (per la stessa superficie di scivolamento e per $\phi'=11.3^\circ$), si ha un abbassamento medio del pelo libero della falda compreso fra 2 e 1.6m ai quali corrispondono valori del coefficiente di sicurezza di 1.31 e 1.25 rispettivamente. Questi valori del coefficiente di sicurezza sono adeguati.

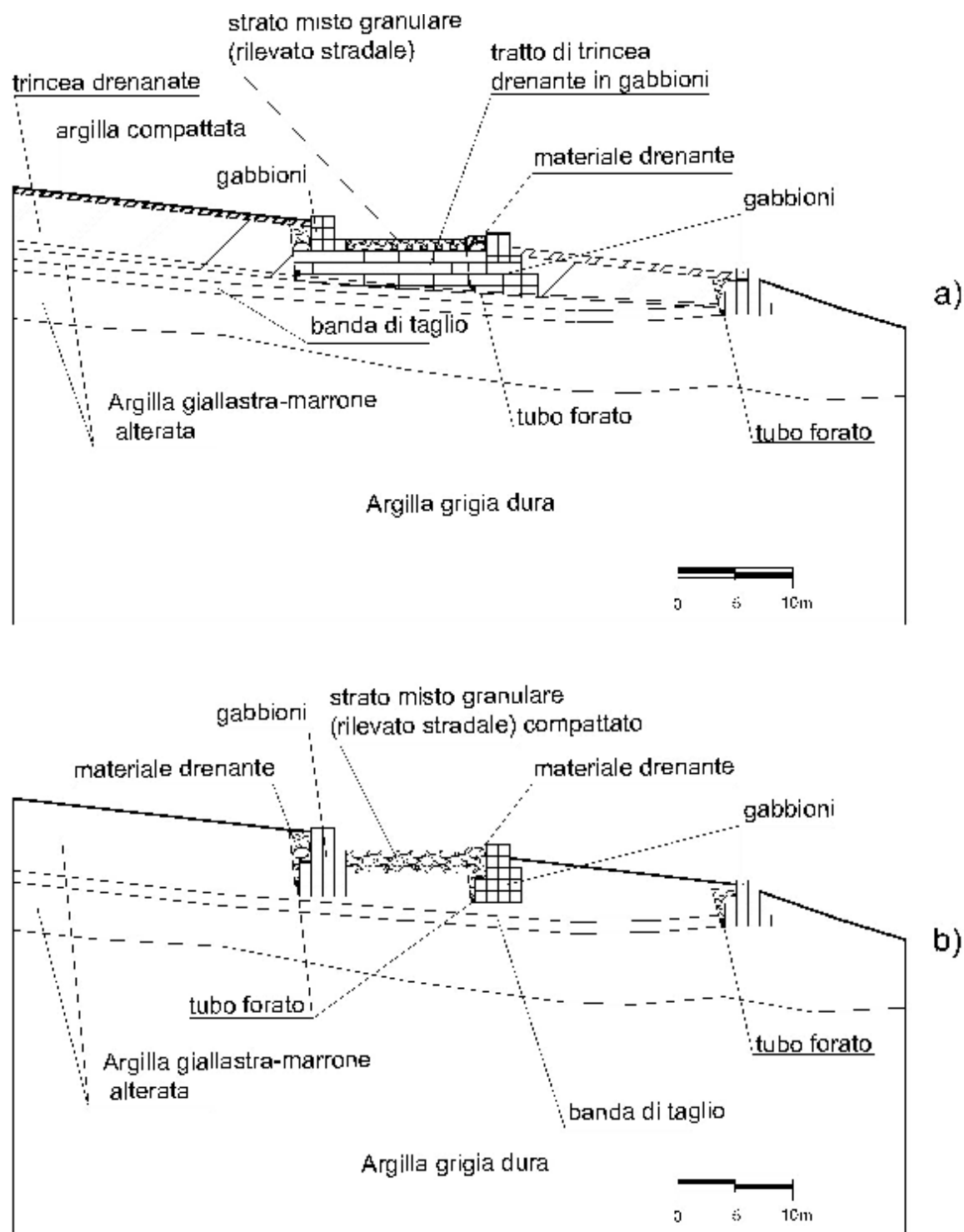


Fig. 87. Dissesto al km 22+700. Sezione schematica degli interventi di consolidamento. Particolare in corrispondenza della strada. A) sezione in corrispondenza di una trincea drenante; b) sezione fra due trincee drenanti.

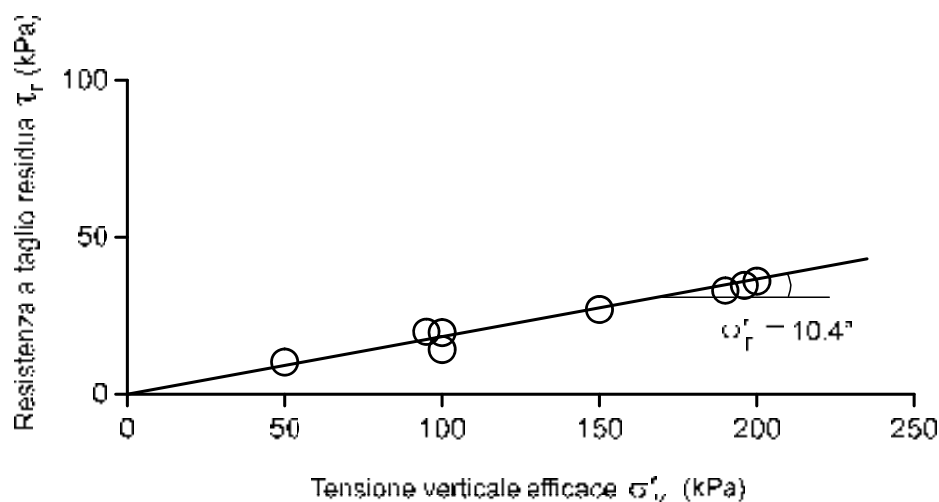


Fig. 88. Dissesto al km 22+700. Risultati delle prove di taglio anulare sui terreni della banda di taglio (prove eseguite presso il laboratorio di Geotecnica del Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Palermo).

13 MISURE, CONTROLLI GEOTECNICI E RACCOMANDAZIONI

Per la verifica dell'efficacia delle soluzioni di consolidamento dei vari tratti di strada interessati da dissesti proposte e illustrate nella presente relazione, si consiglia di installare idonea strumentazione per il monitoraggio della superficie libera della falda e degli spostamenti dei terreni in superficie e in profondità. In tutti i tratti studiati, si consiglia di installare piezometri e inclinometri in numero adeguato alla complessità delle problematiche dei tratti stessi. In particolare nei tratti nei quali sono necessarie le trincee drenanti (allo scopo di ridurre in maniera permanente le pressioni interstiziali), si consiglia di strumentare almeno due sezioni orizzontali (parallelamente alla strada e a diverse distanze dalla strada) installando fra due trincee successive tre piezometri, uno a metà fra le due trincee stesse e gli altri due piezometri vicino alle trincee adiacenti; è consigliabile l'installazione di un inclinometro sulla stessa sezione.

È consigliabile il controllo non distruttivo dei pali delle paratie e dei muri di sostegno, ad esempio mediante l'esecuzione di prove *cross-hole*, degli spostamenti in testa delle paratie e dei muri di sostegno mediante la messa in opera di punti per misure topografiche di precisione.

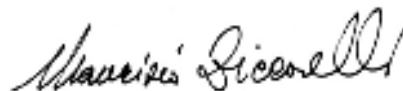
È consigliabile altresì l'installazione di tubi inclinometrici all'interno di almeno due pali delle paratie.

Tutte le operazioni nelle quali sono previsti scavi si devono eseguire nei periodi non piovosi (ad es. tarda primavera – estate).

Tutte le operazioni di posa in opera della sabbia, del geotessuto, del tubo forato e del riempimento con materiale arido per la realizzazione delle trincee drenanti, dovranno essere eseguite dall'alto, senza mai consentire la presenza di operatori all'interno dello scavo delle trincee stesse.

Palermo, 30 Ottobre 2019

Prof. Ing. Maurizio Zicarelli

A handwritten signature in black ink, reading "Maurizio Zicarelli". The signature is written in a cursive style with a large, stylized initial 'M'.