

RIQUALIFICAZIONE COMPENSORIO EX POLSTRADA A ROIANO

STAZIONE APPALTANTE

COMUNE DI TRIESTE

Piazza dell'Unità d'Italia, 4
34121 Trieste
0406751

AREA LAVORI PUBBLICI

SERVIZI EDILIZIA SCOLASTICA E SPORTIVA

CIG: 7592120F9B

CUP:F99J13000580007

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI

CAPOGRUPPO
PROGETTAZIONE STRUTTURE,
ARCHITETTURA,
IMPIANTI,
ANTINCENDIO,
CORDINAMENTO SICUREZZA



GEOLOGIA, ACUSTICA, ENERGETICA



RAPPORTO CON GLI ENTI

ING. DENIS ZADNIK

ESPERTO PAESAGGIO



ESPERTO CAM

ARCH. COCCO CARLOTTA

ESPERTO FORESTALE

DOTT. SIARDI ENRICO

PROGETTO

**PROGETTO ASILO NIDO, AUTORIMESSA
SEMINTERRATA, AREA VERDE E BOSCO
URBANO ALL'INTERNO DEL COMPENSORIO
EX POLSTRADA A ROIANO**

DISCIPLINA

GEOLOGIA E GEOTECNICA

EMISSIONE

PROGETTO ESECUTIVO / lotto A

TITOLO

Relazione geotecnica e sismica

REV.	DATA	OGGETTO	DIS.	APPR.
1	04/05/20	Nuova emissione per integrazione note	AB	TT

ELABORATO N.

Ger_A001_1

DATA: 03/03/2020	SCALA: -----	FILE: 1247_Ger_A001_1	J.N. 1247
PROGETTO A.Bortoluzzi	DISEGNO	VERIFICA T. Tassi	APPROVAZIONE T. Tassi

1 INDICE

1	INDICE	2
2	PREMESSA.....	5
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	9
3.1	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI.....	9
3.2	NORMATIVA EUROPEA ED INTERNAZIONALE	9
3.3	RACCOMANDAZIONI.....	9
4	TESTI DI RIFERIMENTO.....	10
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	11
6	SOFTWARE DI CALCOLO UTILIZZATI.....	12
7	INDAGINI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE DI RIFERIMENTO.....	13
8	CONDIZIONI STRATIGRAFICHE.....	14
8.1	LIVELLO DI FALDA	16
9	CARATTERIZZAZIONE DEI DEPOSITI SUPERFICIALI.....	17
9.1	PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SUPERPESANTI (DPSH) E PROVE PENETROMETRICHE STATICHE (SPT)	17
9.1.1	Correlazione con N_{spt}	17
9.2	PROPRIETÀ MECCANICHE	20
9.3	PROPRIETÀ DEFORMATIVE.....	22
10	CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DELLO STRATO ROCCIOSO.....	24
11	INQUADRAMENTO SISMICO.....	29
11.1	RISCHIO SISMICO	29
11.2	CLASSIFICAZIONE SISMICA DELL'AREA	32
11.3	MAPPE DI PERICOLOSITA' SISMICA	35
11.4	ZONAZIONE SISMOGENETICA.....	42
11.5	SISMICITA' STORICA DELL'AREA	46
11.5.1	CATALOGO CPTI15.....	46
11.5.1	CATALOGO NTC4.1.1	50
11.5.1	BANCA DATI GNDT 1996	52
12	AZIONI SISMICHE DI PROGETTO DA NORMATIVA.....	56
12.1	VITA UTILE DELL'OPERA E PERIODO DI RIFERIMENTO	56
12.2	STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITA' DI SUPERAMENTO	57
12.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO.....	58
12.4	CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.....	59
12.5	PARAMETRI SU SITO DI RIFERIMENTO RIGIDO ORIZZONTALE	60
13	STABILITA' DEL SITO NEI CONFRONTI DELLE LIQUEFAZIONE	62
14	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO	67
15	CRITERI DI VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI NCT 2018.....	68
16	CRITERI DI VERIFICA NEI CONFRONTI DEL SOLLEVAMENTO NCT 2018	71

17	CRITERI DI VERIFICA OPERE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI NTC 2018	72
18	CRITERI DI VERIFICA OPERE DI FONDAZIONE SU PALI NTC 2018	73
19	CRITERI DI VERIFICA OPERE DI SOSTEGNO SCAVI NTC 2018.....	76
20	PROGETTAZIONE PER AZIONI SISIMICHE NTC 2018	77
21	CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI (TEORIA).....	81
22	CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI PROFONDE (TEORIA)	83
22.1	PORTANZA VERTICALE PALI DI FONDAZIONE (TEORIA)	83
22.2	PORTANZA ORIZZONTALE PALI DI FONDAZIONE (TEORIA)	88
23	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI DELLA BERLINESE DI MICROPALI 97	
23.1	PARATIA DI MICROPALI DI TIPO 1	100
23.1.1	PARATIA 1 - RISULTATI (SLE).....	102
23.1.2	PARATIA 1 - RISULTATI (SLU).....	102
23.2	PARATIA DI MICROPALI DI TIPO 2.....	105
23.2.1	PARATIA 2 - RISULTATI (SLE).....	106
23.2.2	PARATIA 2 - RISULTATI (SLU).....	107
23.3	PARATIA DI MICROPALI DI TIPO 3.....	110
23.3.1	PARATIA 3 - RISULTATI (SLE).....	111
23.3.1	PARATIA 3 - RISULTATI (SLU).....	112
23.4	PARATIA DI MICROPALI DI TIPO 4.....	115
23.4.1	PARATIA 4 - RISULTATI (SLE).....	116
23.4.2	PARATIA 4 - RISULTATI (SLU).....	117
23.5	PARATIA DI MICROPALI DI TIPO 4 – FOSSA ASCENSORI	120
23.5.1	PARATIA 4 fossa ascensore - RISULTATI (SLE)	121
23.5.2	PARATIA 4 fossa ascensore - RISULTATI (SLU)	122
23.6	BARRIERA IDRAULICA.....	125
23.6.1	BARRIERA IDRAULICA - RISULTATI (SLE)	126
23.6.1	BARRIERA IDRAULICA - RISULTATI (SLU)	126
23.7	TABELLA RIASSUNTIVE.....	129
23.8	VERIFICA MICROPALI BERLINESE	130
23.9	STIMA DEI CEDIMENTI SUPERFICIALI	131
23.9.1	PARATIA DI MICROPALI TIPO 1	133
23.9.2	PARATIA DI MICROPALI TIPO 2	134
23.9.3	PARATIA DI MICROPALI TIPO 3.....	135
23.9.4	PARATIA DI MICROPALI TIPO 4.....	142
23.9.5	PARATIA DI MICROPALI TIPO 4 (Fossa ascensore).....	143
23.9.6	BARRIERA IDRAULICA	144
23.10	VERIFICHE STRUTTURALI TRAVE DI CORONAMENTO	145
24	VERIFICHE STRUTTURALI TRAVI DI RIPARTIZIONE (PARATIA TIPO 1).....	147
24.1	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI TIRANTI DI ANCORAGGIO.....	148
24.1.1	Verifica barra	148
24.1.2	Verifica sfilamento del bulbo di ancoraggio.....	149

24.2	VERIFICHE STRUTTURALI PUNTONI.....	153
24.2.1	Puntoni HEA140.....	153
24.3	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE IDRAULICI.....	154
24.3.1	Verifica al sifonamento	154
25	CRITERI DI VERIFICA MURI DI SOSTEGNO	157
25.1	MURI DI SOSTEGNO IN CONDIZIONI STATICHE	157
25.2	MURI DI SOSTEGNO IN CONDIZIONI SISMICHE.....	159
25.3	DESCRIZIONE DELLA NORMATIVA SISMICA.....	160
25.3.1	Stabilità globale	162
25.4	DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO DELLE SPINTE	162
25.5	DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO DELLA PORTANZA	163
26	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI DEI MURI DI SOSTEGNO.....	165
26.1	ANALISI DEI CARICHI.....	165
26.1.1	Peso proprio	165
26.1.2	Carichi accidentali	165
26.1.3	Spinte statiche delle terre	165
26.1.4	Spinte sismiche delle terre.....	166
26.1.5	Geometria del muro	166
26.1.6	Rappresentazione analitica.....	166
26.1.7	Caratteristiche dei terreni.....	167
26.1.8	Carichi uniformi.....	167
26.1.9	Tensioni trasmesse sul terreno	167
26.1.10	Verifica allo scorrimento sul piano di posa	167
26.1.11	Verifica a ribaltamento	168
26.1.12	Verifica di collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno	168
27	VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	169
27.1	ASILO	169
27.1.1	Carichi agenti.....	170
27.1.2	Verifica di capacità portante.....	170
27.1.3	Calcolo cedimenti verticali	175
27.2	AUTORIMESSA – CORPO PRINCIPALE	181
27.2.1	Carichi agenti.....	181
27.2.1	Verifica di capacità portante.....	182
27.2.1	Verifica al sollevamento.....	206
27.3	AUTORIMESSA – CORPO SECONDARIO	208
27.3.1	Carichi agenti.....	208
27.3.2	Verifica di capacità portante platea sp. 500 mm.....	209
27.3.3	Calcolo cedimenti verticali della platea sp. 500 mm.....	212
27.3.1	Verifica di capacità portante micropali diametro 220 mm	213
27.3.2	Verifica strutturale micropali.....	216
27.3.1	Calcolo dei cedimenti verticali dei micropali.....	217

2 PREMESSA

Il presente documento è redatto nell'ambito della progettazione di "Riconversione dell'ex comprensorio industriale Stock UMI 4 e 5", che prevede la realizzazione di un asilo nido, di una autorimessa seminterrata con soprastante area gioco/area verde e di un bosco urbano all'interno del Compensorio ex Polstrada tra via Montorsino e via dei Moreri.

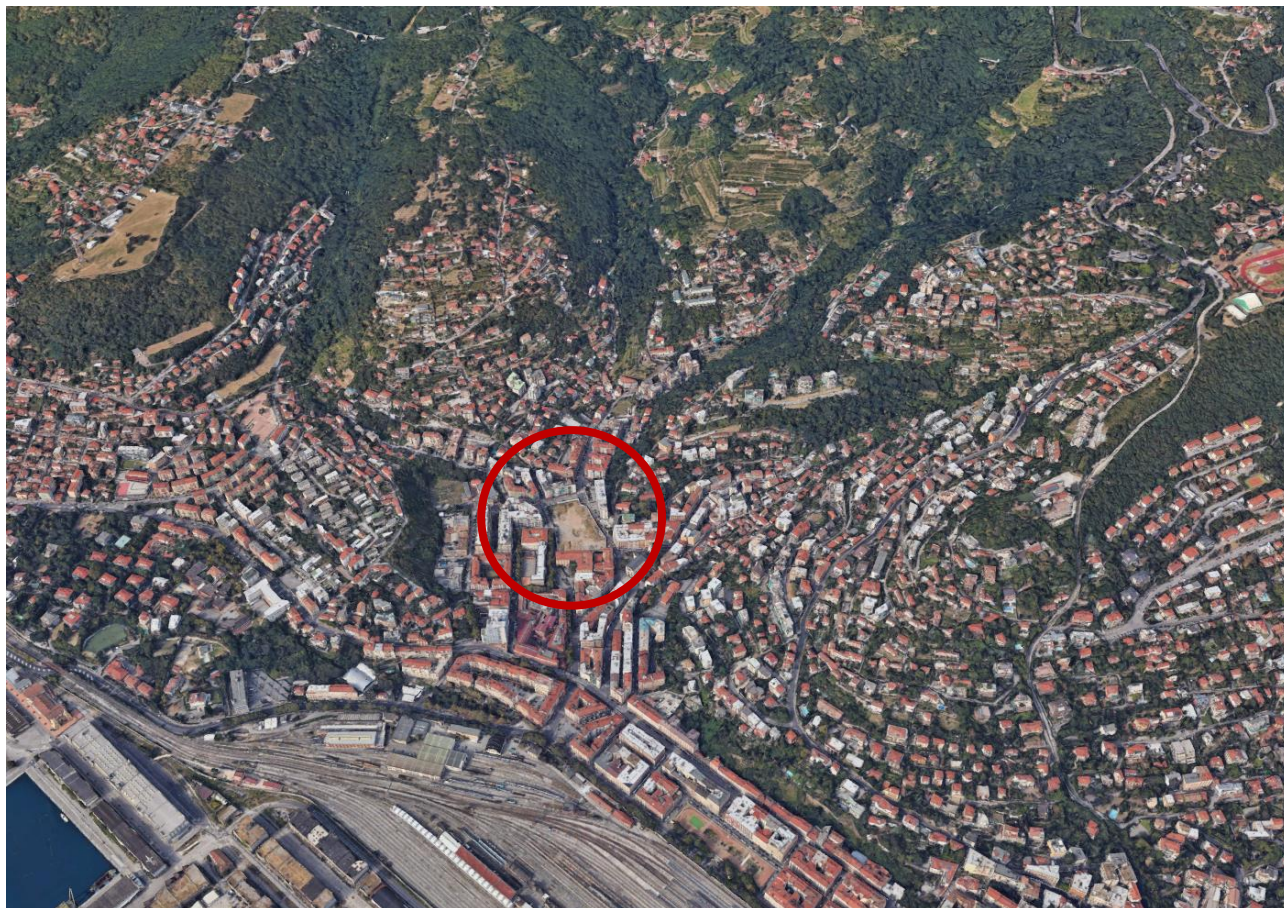


Figura 1 - Vista aerea dell'ubicazione dell'area di intervento.

Il documento riporta:

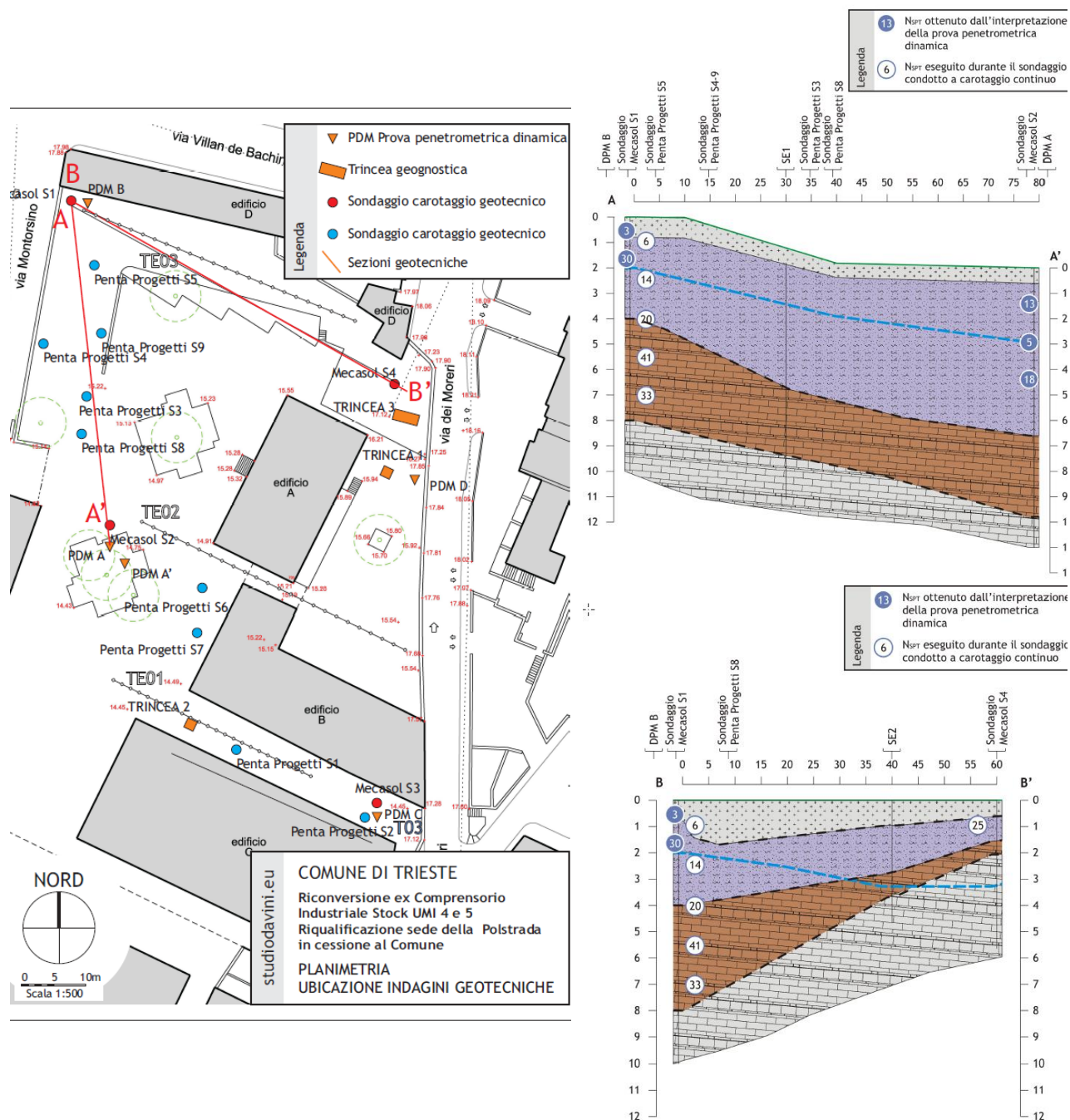
- inquadramento geologico geomorfologico dell'area;
- descrizione campagna di indagini geognostiche effettuate nell'area di intervento per la caratterizzazione geotecnica e sismica del terreno;
- rielaborazione risultati delle indagini e definizione del modello geotecnico di riferimento;
- verifiche geotecniche opere di fondazione e opere di sostegno scavi.

Per quanto riguarda la caratterizzazione delle zone d'interesse si fa riferimento ai risultati delle campagne di indagini svolte nel corso degli anni:

- 4 sondaggi geognostici integrati con 8 prove Nspt effettuate nel Dicembre 1999 dalla ditta Mecasol;
- 9 sondaggi geognostici ambientali eseguiti nei mesi di Giugno e Luglio 2015 dalla società Penta Progetti;
- 4 prove penetrometriche dinamiche realizzate dallo studio Geol. Davini nell'agosto 2015
- 3 profili MASW e misure HVSR realizzate dallo studio Geol. Davini nell'agosto 2015.

La zona d'interesse è sita nel rione di Roiano, situato nella città di Trieste, vallata digradante e delimitata dal ciglione carsico di Opicina, dal colle di Grotta da un lato e dalla collina di Scorcola verso la città. Le quote dell'attuale piano campagna variano tra +14 e +18 m slm.

L'area di imposta della nuova struttura è caratterizzata in affioramento da depositi costituiti principalmente dai ghiaie e limi argillosi sabbiosi per una profondità variabile tra 2 e 9 m. Tali depositi presentano un grado di addensamento variabile tra moderato e molto addensato con caratteristiche geotecniche complessivamente discrete (N_{sp} variabile tra 6 e 33). Al di sotto di tale strato è presente la formazione rocciosa sedimentaria denominata "Flysch di Trieste" costituita da un'alternanza di marne siltose ed arenarie con spessori variabili. La falda è stata riscontrata ad una profondità variabile da circa -2.15 a -4.10 m da piano campagna.



Data la non uniformità della profondità del flysch, ad integrazione delle indagini realizzate sono state richiesti ulteriori 3 sondaggi per coprire le aree non ancora investigate e alcune prove di laboratorio per definire più nel dettaglio le caratteristiche dei depositi incoerenti superficiali.

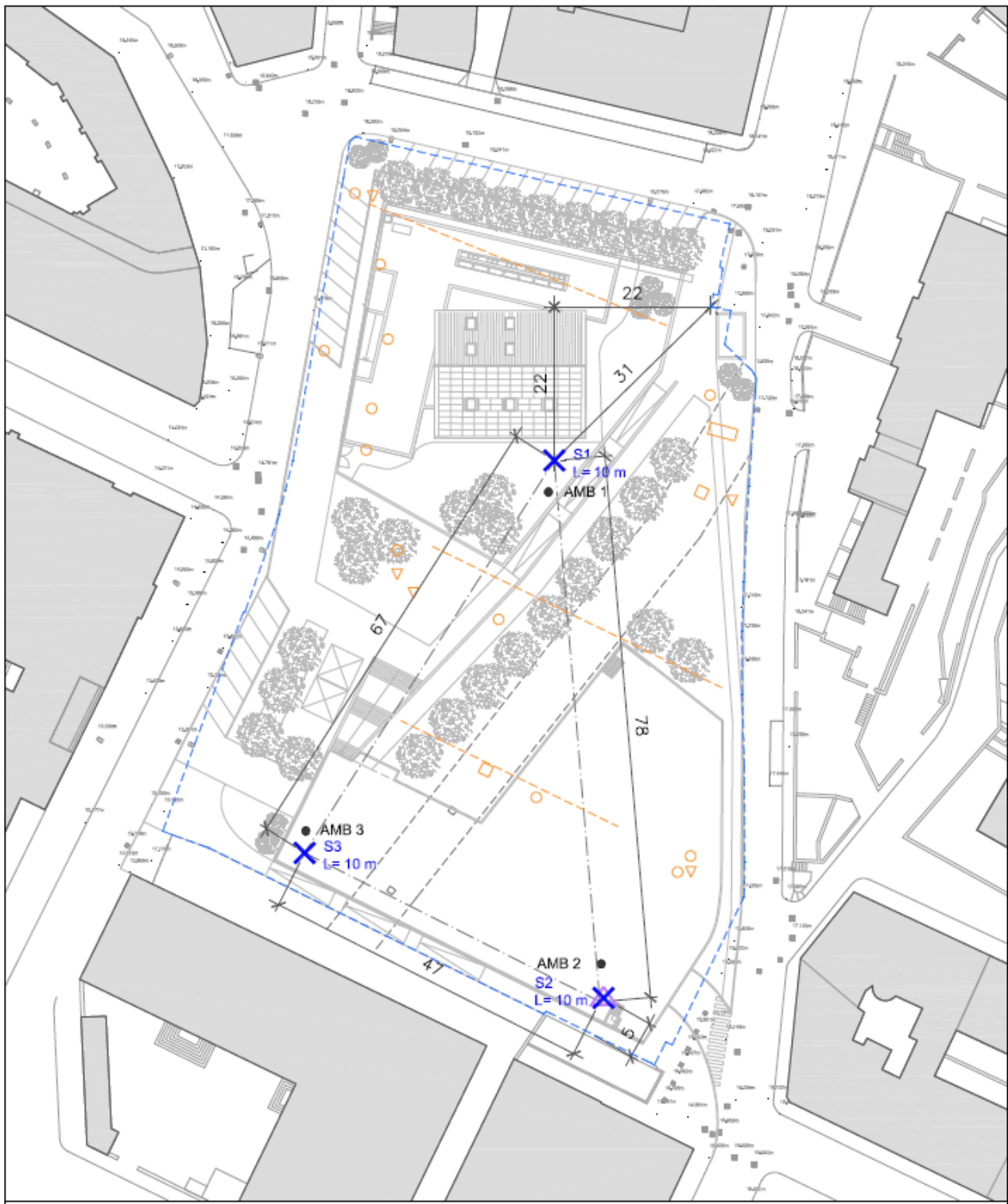
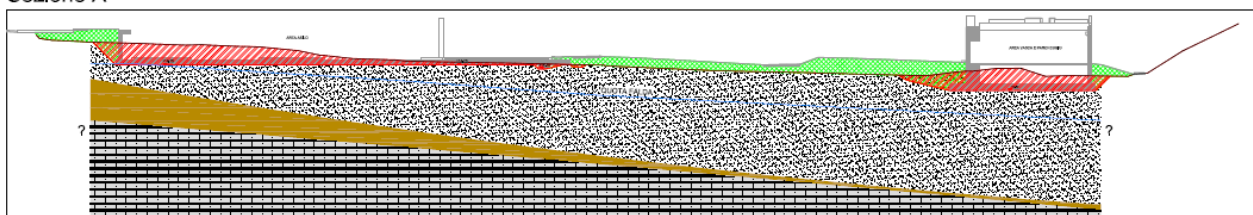


Figura 3 Planimetria delle indagini integrative richieste.

Sezione A



Sezione C

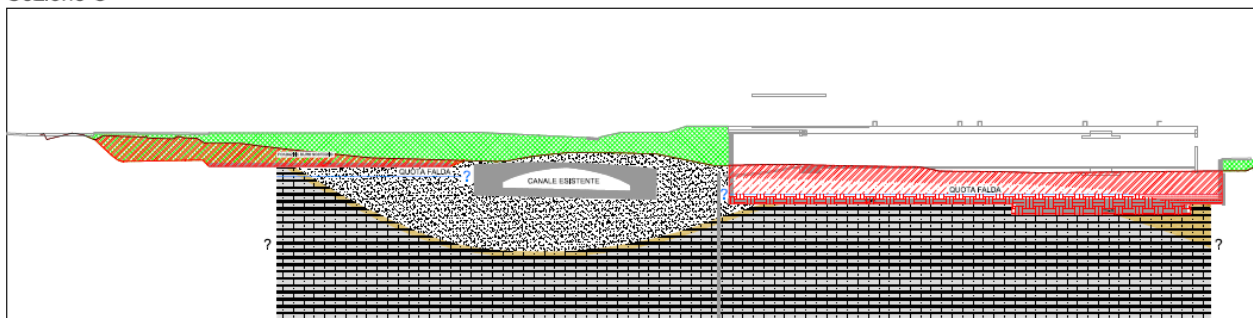


Figura 4 Sezioni geologiche.

La stratigrafia investigata presenta quindi un'elevata eterogeneità con una profondità del sottosuolo roccioso molto variabile.

Per l'asilo si suggerisce quindi l'adozione di una fondazione di tipo a platea e la realizzazione di rilevati di precarica al fine di uniformare il comportamento dei terreni in termini di cedimenti.

Per quanto riguarda il parcheggio questo si sviluppa in due aree aventi differente configurazione stratigrafica. La porzione di struttura che presenta un piano interrato poggia parzialmente sullo strato di flysh, che risulta abbastanza superficiale nella zona più a est lungo Via dei Moeri. La zona più ad ovest invece poggia interamente sui depositi superficiali che in quest'area raggiungono i 10 m di profondità; in questo caso si prevede una fondazione a platea di spessore 500 mm. Le due aree sono rese strutturalmente indipendenti dalla presenza di un giunto.

L'area oggetto di studio è individuata dalle seguenti coordinate geografiche (gradi decimali):

Latitudine: 45.66°

Longitudine: 13.77°

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I criteri di progettazione, dimensionamento e verifica sono conformi alle seguenti direttive:

3.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- [1] D.M. 17.01.2018 – “Norme tecniche per le costruzioni”.

3.2 NORMATIVA EUROPEA ED INTERNAZIONALE

- [2] UNI EN 1992-1-1 - Eurocodice 2 – “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”.
[3] UNI EN 1993-1-1 - Eurocodice 3 – “Progettazione delle strutture di acciaio”.
[4] UNI EN 1997-1 - Eurocodice 7 – “Progettazione geotecnica”.
[5] UNI EN 1998-5 - Eurocodice 8: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”

3.3 RACCOMANDAZIONI

- [6] Associazione Geotecnica Italiana (1977) “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”.
[7] Associazione Geotecnica Italiana (1994) “Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio”.
[8] Associazione Geotecnica Italiana (2005) “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”.
[9] Raccomandazioni A.I.C.A.P. (2012) “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce”.

4 TESTI DI RIFERIMENTO

Si riportano di seguito i testi di riferimento:

- [10] C. Viggiani – Fondazioni, 1999, Hevelius
- [11] J. E. Bowles – Fondazioni Progetto e Analisi, 1991 McGraw libri Italia
- [12] P. Colombo, Francesco Colleselli – Elementi di Geotecnica, 1996 Zanichelli
- [13] R. Lancellotta – Geotecnica, 2008 Zanichelli R. Lancellotta j. Calavera – Fondazioni, 1999 McGraw Hill
- [14] R. Nova – Fondamenti di Meccanica delle Terre, 2002 McGraw Hill
- [15] R. Sansoni – Pali e fondazioni su pali, 1988 Hoepli
- [16] M. Favaretti A. Mazzucato – Prove Geotecniche di Laboratorio, 1987 Cleup Editore
- [17] C. Cestelli Guidi – Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni, 1980 Hoepli
- [18] F. Cestari – Prove geotecniche in sito, 1990-205 Geograph
- [19] K. Terzaghi R.B. Peck – Soil Mechanics in Engineering Practice, 1967 Wiley
- [20] Poulos H.G. Davis E.H. – Analisi e Progettazione di Fondazioni su Pali, 1987 Dario Flacovio.
- [21] Ezio Faccioli, Roberto Paolucci - Elementi di sismologia applicata all'ingegneria.

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Il progetto delle opere provvisoriale e opere di fondazione prevede l'uso dei seguenti materiali:

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI OPERE DI SOSTEGNO

Calcestruzzo per cordoli berlinesi

(Secondo D.M. 17.01.18, UNI-EN 206-1-2006 e UNI 11104:2004)

- | | |
|---------------------------------|-----------------------|
| - Classe di esposizione: | XC2 |
| - Classe di resistenza: | C 25/30 |
| - Minimo rapporto a/c: | 0,60 |
| - Minimo contenuto cemento: | 300 kg/m ³ |
| - Dimensione massima aggregato: | 20 mm |
| - Classe di slump: | S4 |

Betoncino premiscelato per micropali tipo RS30

- | | |
|--|------------|
| - Dmax inerte: | < 3 mm |
| - Resistenza a compressione a 28gg (EN196) | >32 MPa |
| - Modulo di elasticità a 28gg | >30000 MPa |

Acciaio per armature

(Secondo D.M. 17.01.2018 e UNI EN 1992-1-1:2005)

Barre ad aderenza migliorata in acciaio tipo B450C laminato a caldo

- | | |
|--|-------------------------------|
| - Tensione caratteristica di snervamento: | $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$ |
| - Tensione caratteristica di rottura: | $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$ |
| - Valore minimo di $k = (f_t/f_y)_k$: | $1,15 \leq k < 1,35$ |
| - Tensione di snervamento nominale: | $(f_y/f_{y,nom})_k \leq 1,25$ |
| - Allungamento caratteristico al carico massimo: | $(A_{gt})_k \geq 7,5\%$ |
| - Modulo di elasticità medio: | $E_{sm} = 210 \text{ GPa}$ |

Acciaio da carpenteria metallica per laminati a caldo

(Secondo D.M. 17.01.2018)

Acciaio per costruzioni in carpenteria metallica S355 JO

- | | |
|---|-------------------------------|
| - Tensione caratteristica di snervamento per $t \leq 40 \text{ mm}$: | $f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$ |
| - Tensione caratteristica di rottura per $t \leq 40 \text{ mm}$: | $f_{tk} \geq 510 \text{ MPa}$ |
| - Modulo di elasticità medio: | $E_{sm} = 210 \text{ GPa}$ |

Acciaio per barre di ancoraggio tipo Dywidag o equivalente (ancoraggi passivi)

(Secondo D.M. 17-1-2018)

- | | |
|---|--------------------------------|
| - Tensione caratteristica di snervamento: | $f_{yk} \geq 950 \text{ MPa}$ |
| - Tensione caratteristica di rottura: | $f_{tk} \geq 1050 \text{ MPa}$ |
| - Modulo di elasticità medio: | $E_{sm} = 210 \text{ GPa}$ |

6 SOFTWARE DI CALCOLO UTILIZZATI

Il progetto e le verifiche delle opere geotecniche sono state eseguite con l'ausilio dei programmi indicati di seguito:

[X] **Plaxis 2D versione 2011.02** (copyright program by Plaxis bv P.O. Box 572, 2600 AN Delft, Netherlands) per il calcolo dei cedimenti in stato piano di deformazione. Licenza: CP110112 3140de7b 5e7311ff;

[] **Plaxis 3D versione 1.6** (copyright program by Plaxis bv P.O. Box 572, 2600 AN Delft, Netherlands) per il calcolo tridimensionale cedimenti in stato piano di deformazione. Licenza: NP501PK 3140de7b 97315c74;

[X] **SLIDE** versione 5.044 (2D limit equilibrium slope stability for soil and rock slopes) prodotto dalla Rocscience Inc., 31 Balsam Ave., Toronto, Ontario, M4E 1B2 Canada (www.rocscience.com). Licenza: HD66GH7AF568HGF2H;

[X] **Group Pile versione 7.0.16** (copyright 1985-2006, Produttore e autore Ensoft Inc., www.ensoftinc.com) per l'analisi degli stati deformativi e tensionali in gruppi di pali soggetti a carichi assiali, trasversali e di momento. Licenza: 154813648;

[] **APile versione 7.0.16** (copyright 1987-2015, Produttore e autore Ensoft Inc., www.ensoftinc.com) per l'analisi degli stati deformativi e tensionali di pali battuti soggetti a carichi assiali. Licenza: 154819624;

[] **Shaft versione 6.0 e Apile v5.0** (copyright 1987-2007, Produttore e autore Ensoft Inc., www.ensoftinc.com) per il calcolo della capacità portante verticale dei pali di fondazione. Licenza: 156316386;

[] **Lpile Plus versione 5.0.38** (copyright 1985-2007, Produttore e autore Ensoft Inc., www.ensoftinc.com) per il calcolo della capacità portante orizzontale dei pali di fondazione. Licenza: 154819750;

[X] **PresFLE+** versione 5.16.30, prodotto da CONCRETE s.r.l., via della Pieve 19, 35121 Padova. Questo software è utilizzato per il calcolo e la verifica delle sezioni in calcestruzzo armato e degli edifici monopiano. Licenza: 7219922;

[] **Straus7®**, versione 2.4.6, sviluppato da G+D Computing, Suite 1, Level 7, 541 Kent St, Sydney NSW 2000 Australia e distribuito in Italia dalla HSH, via N. Tommaseo 13, 35131 Padova. Questo software è utilizzato per l'analisi delle sollecitazioni negli elementi strutturali.

[] **Midas Gen 2015 v1.1** sviluppato in Corea del Sud e distribuito in Italia da CSP Fea s.c. via Zuccherificio, 5/D - 35042 Este (PD) Italy - P.I. 04057560288. Questo software è utilizzato per l'analisi delle sollecitazioni sugli elementi strutturali.

[X] **Settle 3D** versione 4.023, prodotto da Rocscience Inc., 54 St. Patrick St., Toronto, Ontario M5T 1V1, Canada. Questo software è utilizzato per il calcolo dei cedimenti per configurazione di carico tridimensionali;

[X] **WallCAD** versione 7.21.1, prodotto da CONCRETE s.r.l., via della Pieve 19, 35121 Padova. Questo software è utilizzato per il calcolo e la verifica dei muri di sostegno;

[X] **Paratie Plus 2012** (versione 10.3.1.0) prodotto da CeAS S.r.l. Milano e Deep Excavation LLC. Questo software è utilizzato per le verifiche geotecniche delle paratie.

[X] **Fogli di calcolo Microsoft Excel 2016 MSO** (16.0.7571.7095)

I programmi, sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti.

7 INDAGINI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE DI RIFERIMENTO

L'intera area è stata oggetto di tre differenti campagne di indagini geognostiche, con diverse finalità e caratteristiche.

La società Mecasol eseguì nel dicembre 1999 quattro sondaggi geognostici geotecnici condotti a carotaggio continuo. All'interno dei fori di sondaggio sono state disposte delle prove penetrometriche dinamiche SPT utili per la caratterizzazione meccanica dei livelli indagati.

La società Penta Progetti ha eseguito nel giugno e luglio 2015 nove sondaggi geognostici ambientali realizzati a carotaggio continuo senza circolazione di fluido.

Il Geol. Davini ha poi eseguito 4 prove penetrometriche nell'agosto 2015 utili per la caratterizzazione geotecnica dei depositi incoerenti più superficiali. Sono poi state realizzate anche 3 profili di tipo MASW e delle misure HVSR che hanno permesso di definire il parametro $V_{s,30}$ e la profondità del bedrock. In questa campagna di indagini, grazie a trincee geognostiche e rilievi endoscopici, è stato possibile poi individuare il tracciato plano altimetrico della volta della galleria interrata che attraversa l'area.

Data la elevata eterogeneità del sottosuolo, al fine di avere una visione completa della stratigrafia presente sono state prescritte ulteriori indagini realizzate da Italspurghi Ecologia nel giugno 2019.

Esse constano in 3 sondaggi a carotaggio continuo fino al substrato litoide e alcune prove di laboratorio.

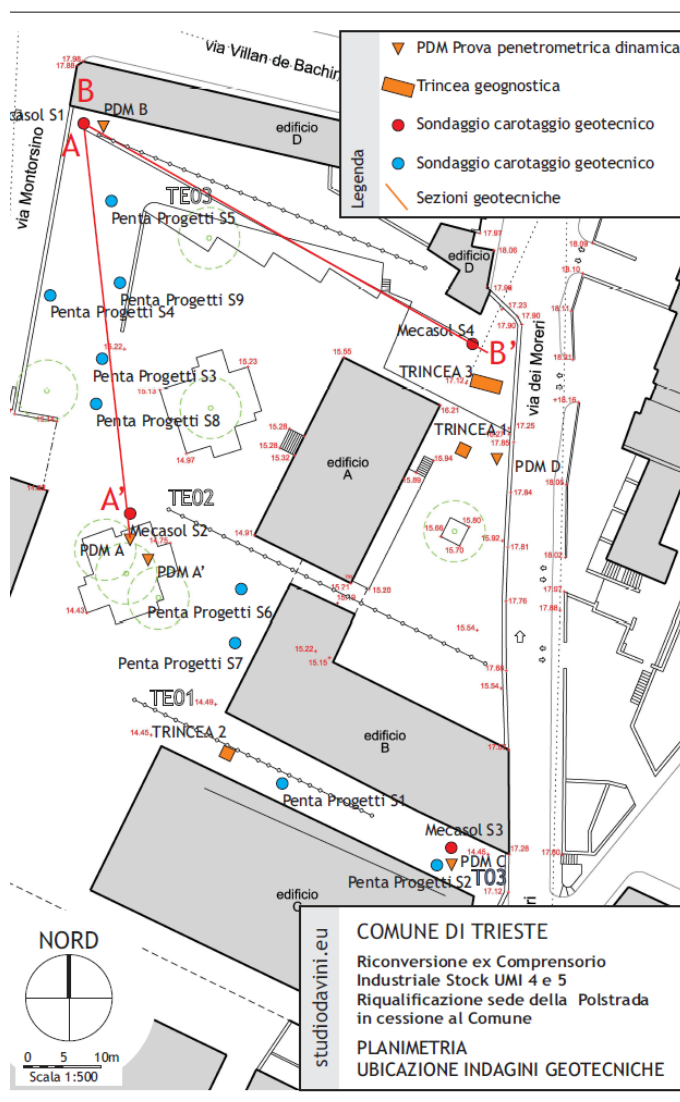


Figura 5 Planimetria indagini pregresse.

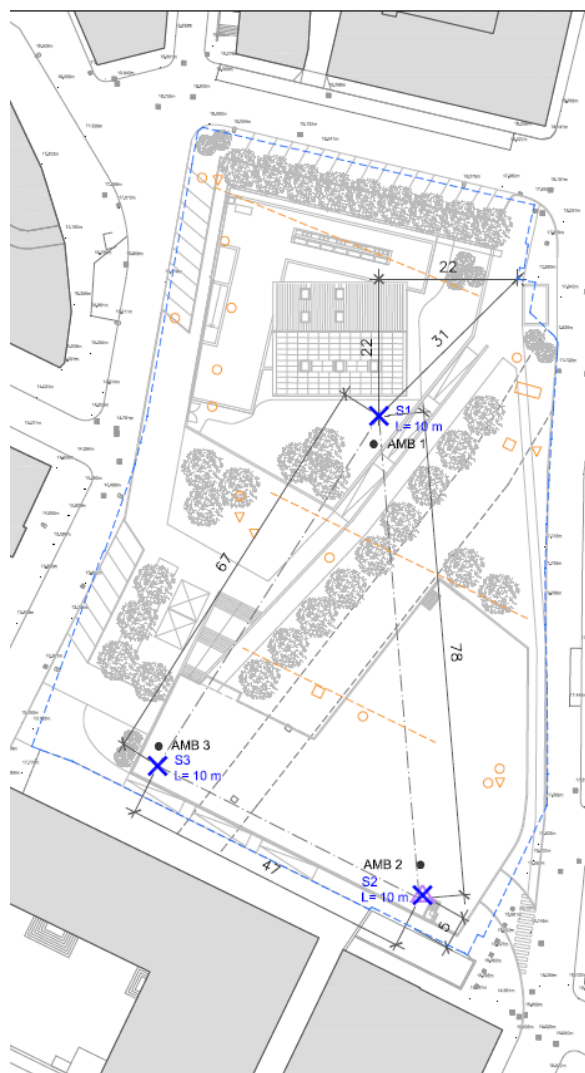


Figura 6 Planimetria indagini richieste

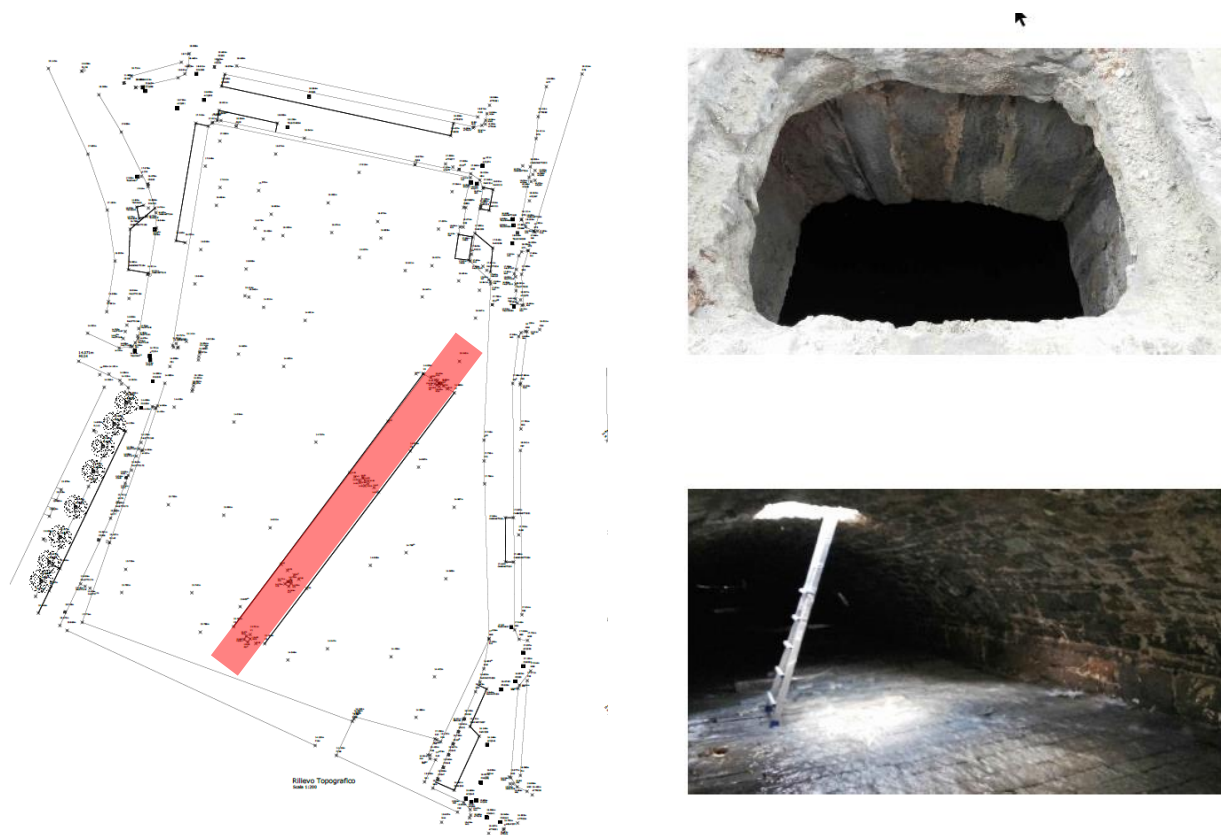


Figura 7 Planimetria con indicazione galleria sotterranea.

8 CONDIZIONI STRATIGRAFICHE

Le indagini eseguite hanno messo in evidenza la presenza, su tutta l'area indagata, di depositi di natura granulare costituiti principalmente in ghiaie con limo e limi sabbiosi provenienti dalla completa alterazione del Flysch. Non vi sono affioramenti del basamento litoide che è stato riscontrato a profondità variabili da -2 m fino a -12.70 nella zona più a Sud est.

Dalla superficie e fino a profondità variabili tra 1.60 a 12.20 m da p.c. i sedimenti sono costituiti da ghiaia in matrice limo sabbiosa passante in limi con ghiaia sabbie medio fini, aventi discrete caratteristiche geotecniche. Le prove Nspt hanno dato valori variabili tra 6 e 48 e quindi un grado di addensamento da medio a molto denso. Le campagne di indagini risalenti al 2015 hanno evidenziato la presenza in tutta l'area di un primo livello superficiale di terreni di riporto, eterogenei e con caratteristiche meccaniche scadenti. Sotto la coltre granulare si sviluppa il cappellaccio di alterazione del substrato roccioso; si tratta di una ghiaia con sabbia e limo i cui clasti sono costituita da arenarie di colore grigio-marrone aventi caratteristiche geotecniche molto buone (I valori di Nspt vanno da 33 al rifiuto).

Il substrato roccioso viene intercettato a profondità variabile; più superficiali ad ovest della galleria sotterranea mentre ad est il substrato lapideo parte da -8 m a nord per poi scendere fino a -12.70 m a sud lungo via Montorsini.

La roccia è riferibile al substrato T3.b secondo la classificazione adottata dal Prof. Onofri ("Caratteristiche geolitologiche e geomeccaniche del Flysch nella Provincia di Trieste") ovvero un Flysch in facies arenacea e marnosa al 50%circa molto tettonizzata.

Di seguito si riportano le principali sezioni geotecniche di riferimento.

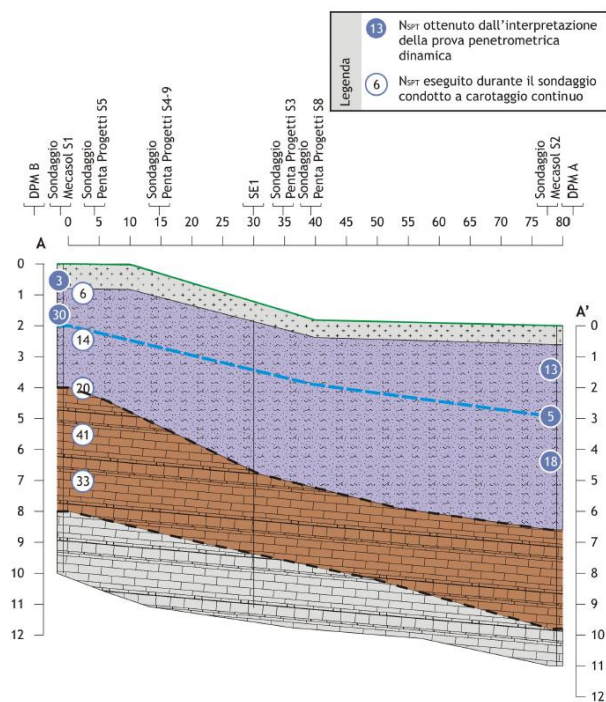


Figura 8 Sezione AA lungo via Montorsini ad est della galleria

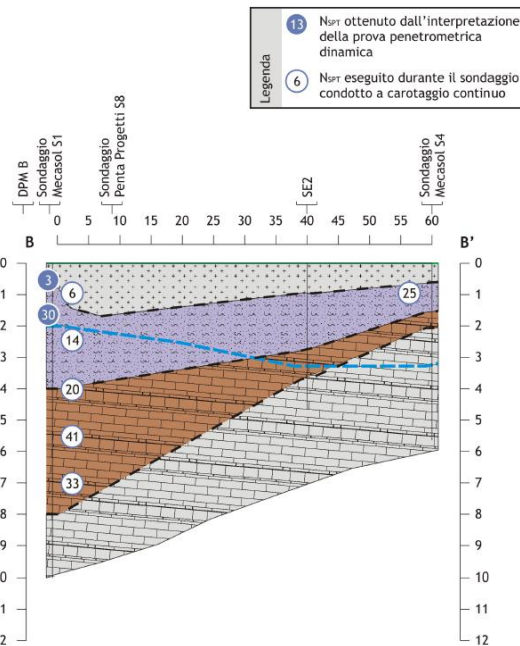


Figura 9 Sezione BB a nord tra Via Montorsini e Via dei Moreri.

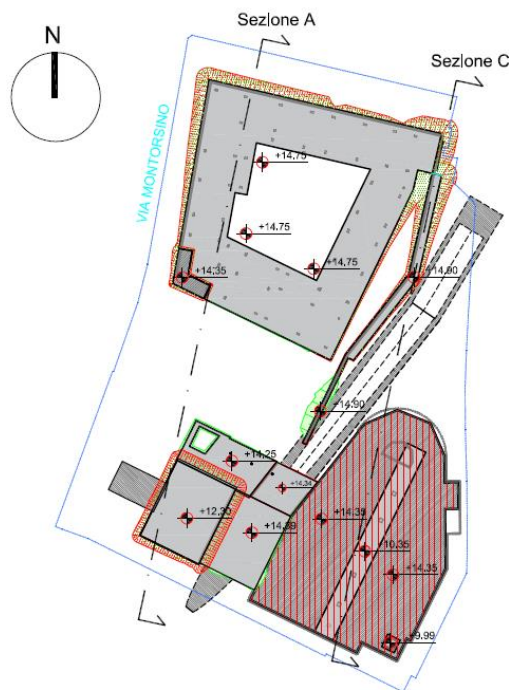


Figura 10 Planimetria con indicazione delle sezioni stratigrafiche (Campagna di indagine 2019 Italspurghi)

Sezione A

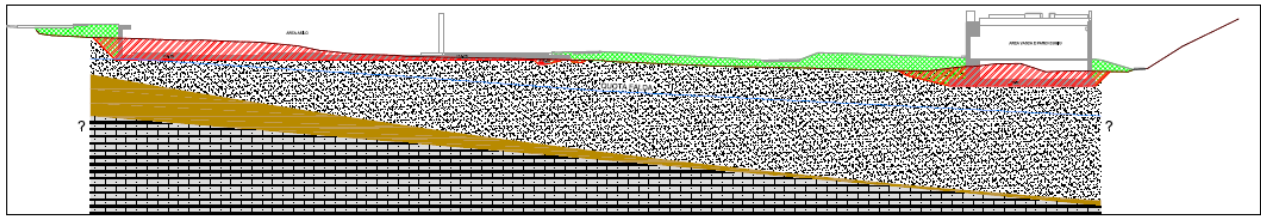


Figura 11 Sezione AA lungo via Montorsini.

Sezione C

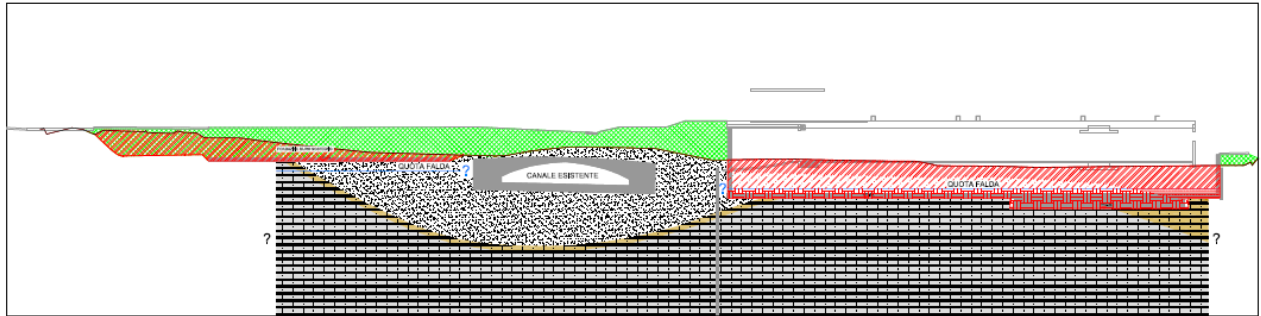


Figura 12 Sezione CC Via dei Moreri.

8.1 LIVELLO DI FALDA

La falda è stata riscontrata in tutti i sondaggi effettuati e si attesta generalmente tra 2.15 e 4.10 m dal piano campagna.

9 CARATTERIZZAZIONE DEI DEPOSITI SUPERFICIALI

9.1 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SUPERPESANTI (DPSH) E PROVE PENETROMETRICHE STATICHE (SPT)

Nell'area di intervento sono state eseguite 6+3 prove penetrometriche dinamiche continue con penetrometro pesante, rispettivamente nel 2012 e nel 2017, spinte fino ad una profondità massima di 10.2 metri dal p.c. Tali prove hanno permesso di investigare profondità fino a circa 10,0 metri dal piano campagna in ragione del raggiungimento degli strati più addensati di matrice sabbiosa ghiaiosa a pezzatura maggiore.

La prova consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica metallica, collegata ad un'asta di acciaio prolungabile con l'aggiunta di successive aste, di dimensioni standard, infissa verticalmente nel terreno per battitura, facendo cadere da un'altezza costante un maglio di dato peso. Le informazioni fornite dalla prova sono di tipo continuo, poiché le misure di resistenza alla penetrazione vengono eseguite durante tutta l'infissione. Si contano il numero di colpi necessari alla penetrazione di ciascun tratto di lunghezza stabilita. Le caratteristiche dell'attrezzatura e le modalità esecutive sono state standardizzate nelle procedure internazionali di riferimento elaborate dall'ISSMFE che contempla ben quattro tipi di penetrometro sulla base della massa del maglio (vedi Tabella 1).

TIPO	SIGLA DI RIFERIMENTO	MASSA BATTENTE (kg)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 < M < 60$
Super Pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

Tabella 1 Caratteristiche dei penetrometri dinamici

Per il cantiere in oggetto si è utilizzato un penetrometro con le seguenti caratteristiche:

MASSA BATTENTE	M	73 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H	75 cm
MASSA SISTEMA BATTUTA	Ms	36.5 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D	50.5 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A	20 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	α	60°
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La	0.9 m
PROF. GIUNZIONE 1° ASTA	P1	8.00 kg
AVANZAMENTO PUNTA	δ	0.30
NUMERO COLPI PUNTA	N(30)	Relativo ad un avanzamento di 30 cm
ENERGIA SPECIFICA X COLPO	$Q = (MH)/(A \delta)$	13.69 kg/cm ²

9.1.1 Correlazione con Nspt

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del

numero di colpi N_{spt} ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con N_{spt}.

Il passaggio viene dato da: $N_{SPT} = \beta_t N$

Dove: $\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}} = 1.165$

In cui Q è l'energia specifica per colpo della prova DPSH e Q_{SPT} è quella riferita alla prova SPT, che è pari a 7.83 kg/cm².

I valori del numero di colpi N_{spt} ricavati attraverso le correlazioni delle prove effettuate ad ottobre 2012 e nel Gennaio 2017 vengono riassunti nelle seguenti tabelle. Si riportano anche i valori di N_{spt} ricavati all'interno dei sondaggi a carotaggio continuo.

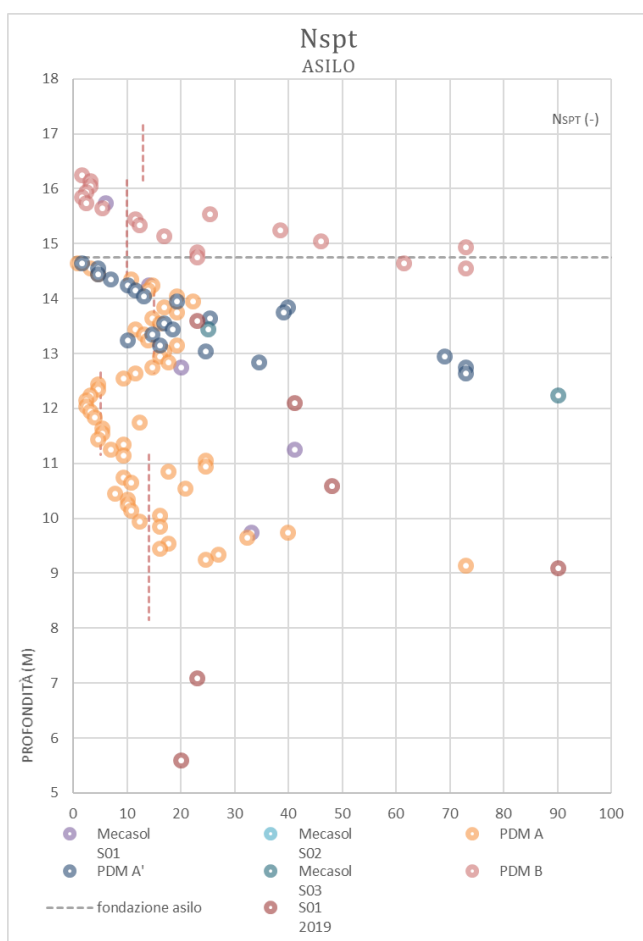


Figura 13 Valori di Npst al variare della profondità
Asilo

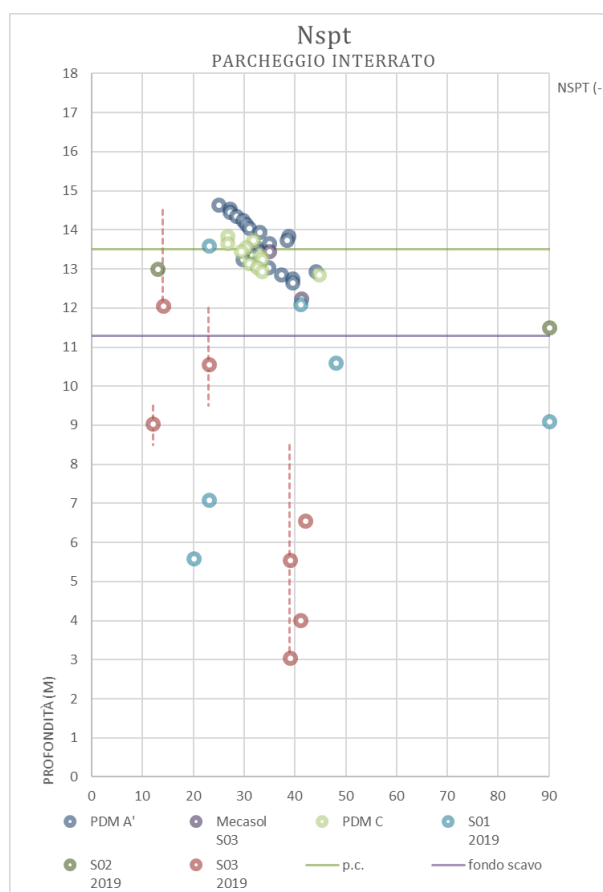


Figura 14 Valori di Npst al variare della profondità
Parcheggio.

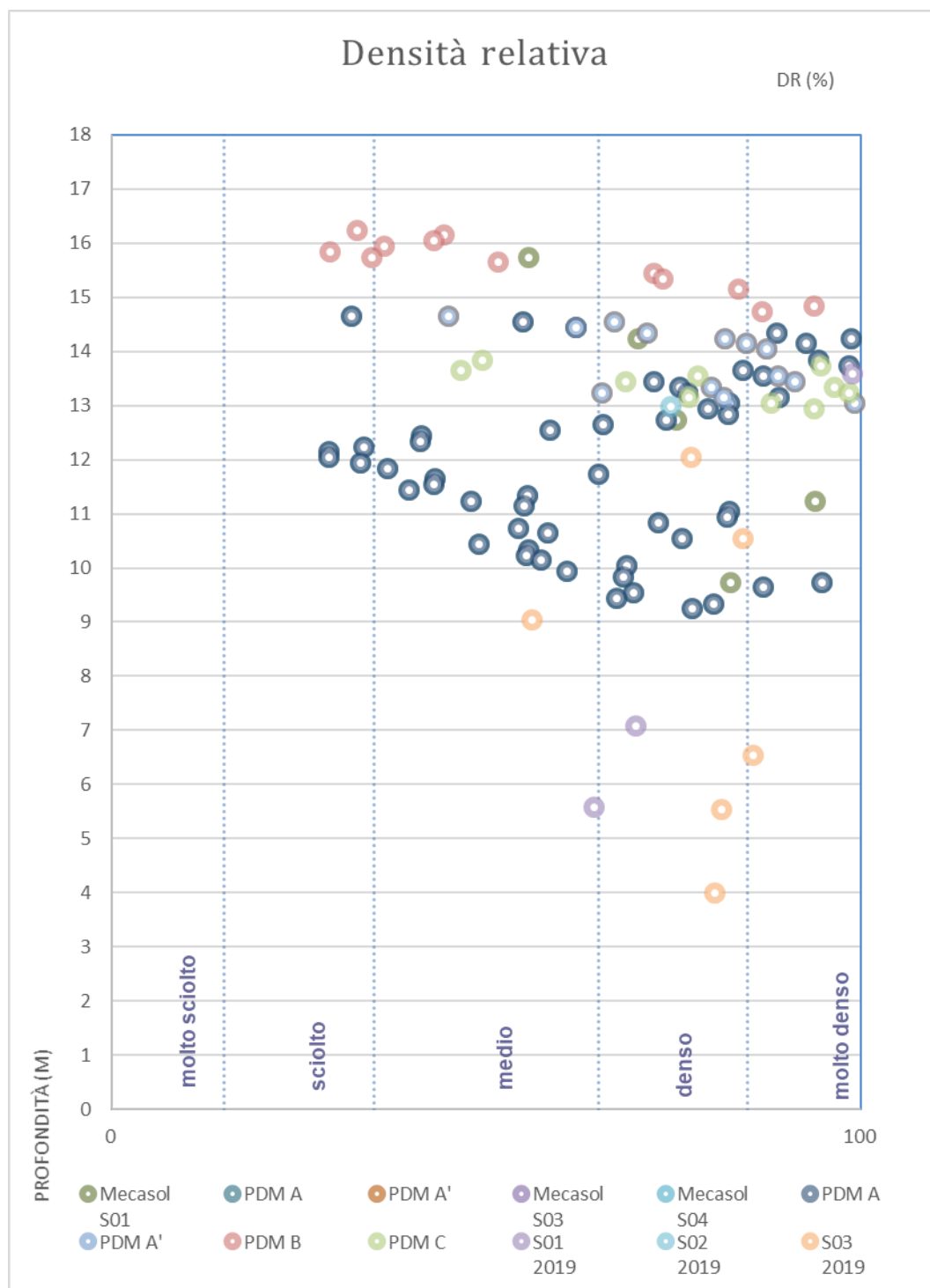


Figura 15 Valori di Densità Relativa al variare della profondità

9.2 PROPRIETÀ MECCANICHE

La resistenza a taglio degli orizzonti granulari è stata ricavata dalla rielaborazione delle prove penetrometriche DPSH e SPT. Per le formazioni granulari, l'angolo d'attrito (φ) è stato determinato mediando i valori ottenuti attraverso le correlazioni empiriche di vari autori quali: Shioi Fukuni, Japan Road Association (1990), De Mello (1971), Owasaki & Iwasaki, Sowers (1961), Peck Hanson e Tornburn, e Meyerof (1965). La tabella seguente riporta le correlazioni tra φ , NSPT e DR utilizzate.

AUTORE	FORMULA	TIPO DI TERRENO
Shoi & Fukuni Road Bridge Specification	$\varphi = \sqrt{15 \cdot N_{spt}} + 15$	Sabbie fini o limose
Japanese National Railway	$\varphi = 27 + 0,3 \cdot N_{spt}$	Da sabbie medio-grosse fino a sabbie ghiaiose
De Mello	$\varphi = 19 - 0,38 \cdot \sigma'_v + 8,73 \cdot \log(N_{spt})$ $\sigma'_v [kg/cm^2]$	Sabbie in genere
Owasaki & Iwasaki	$\varphi = \sqrt{20 \cdot N_{spt}} + 15$	Sabbie da medie a grossolane fino a debolmente ghiaiose
Sowers (1961)	$\varphi = 28 + 0,28 \cdot N_{spt}$	Per sabbie in genere
Peck-Hanson & Tornburn	$\varphi = 27,2 + 0,28 \cdot N_{spt}$	Per sabbie in genere
Meyehof (1965)	(<5% di limo) $\varphi = 29,47 + 0,46 \cdot N_{spt} - 0,004 \cdot N_{spt}^2$ (>5% di limo) $\varphi = 29,47 + 0,46 \cdot N_{spt} - 0,006 \cdot N_{spt}^2$	Per sabbie in genere

Tabella 2 Correlazioni empiriche tra Nspt e angolo d'attrito.

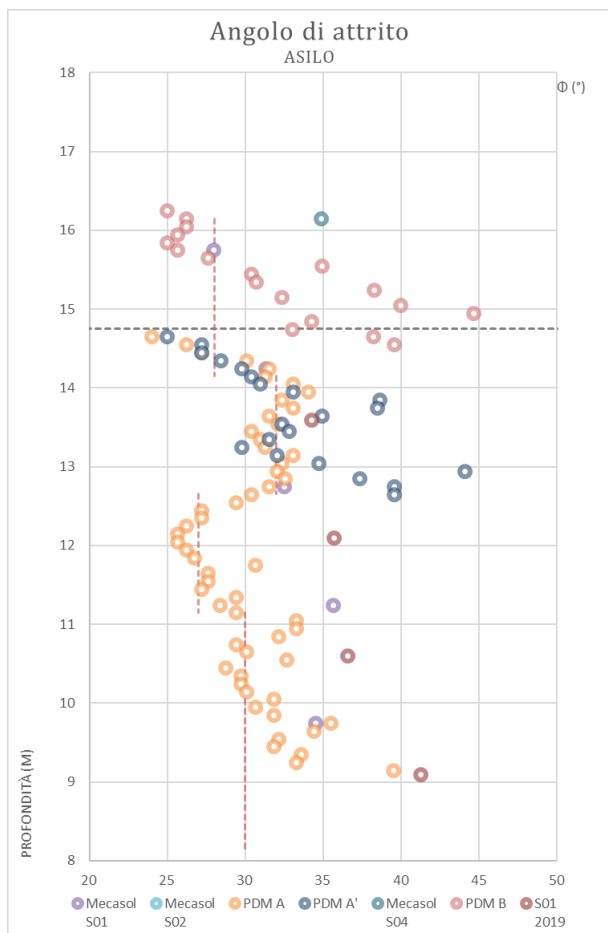


Figura 16 Angolo di attrito ϕ rispetto alla profondità.
Asilo.

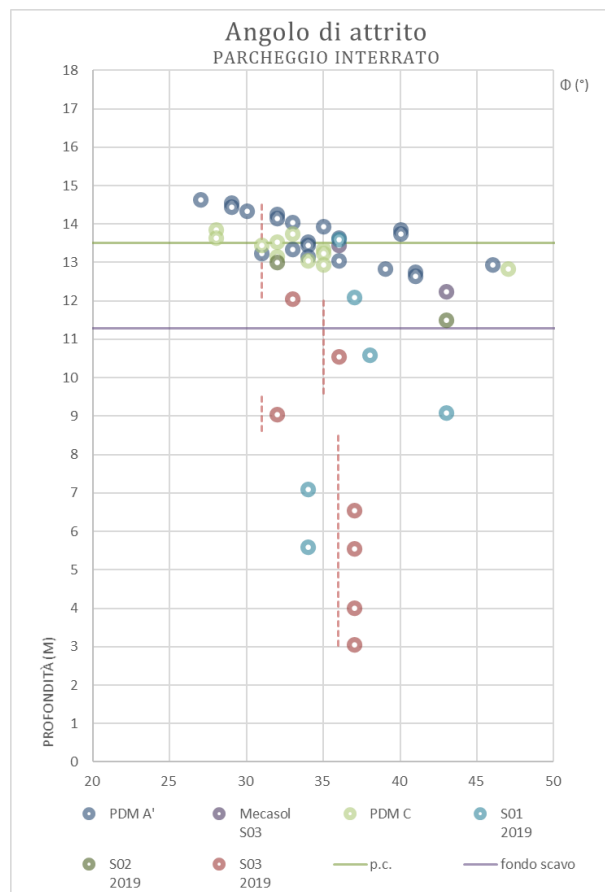


Figura 17 Angolo di attrito ϕ rispetto alla profondità.
Parcheggio

9.3 PROPRIETÀ DEFORMATIVE

Per le formazioni granulari, il modulo di elasticità (E) è stato determinato sulla base dei risultati delle prove DPSH mediando i valori ottenuti con la teoria di Jamiolkowski et al. (1988), e quelli ottenuti attraverso le correlazioni proposte da Schultze & Menzebach (1961) e Schemertmann.

AUTORE	FORMULA	TIPO DI TERRENO
Schultze & Menzebach (1961)	$E(\text{kg/cm}^2) = 5,27 \cdot N_{\text{SPT}} + 76$	Per Sabbia sotto falda
Jamiolkowski (1988)	$E(\text{kg/cm}^2) = (10,5 - 3,5 \cdot D_R) \cdot N_{\text{SPT}}$	
Schemertmann B = 4 (sabbia fine) B = 6 (sabbia media) B = 10 (sabbia grossolana)	$E(\text{kg/cm}^2) = 2 \cdot B \cdot N_{\text{SPT}}$	Sabbie in genere

Tabella 3. Correlazioni empiriche dirette $N_{\text{SPT}}-E$ proposte in letteratura

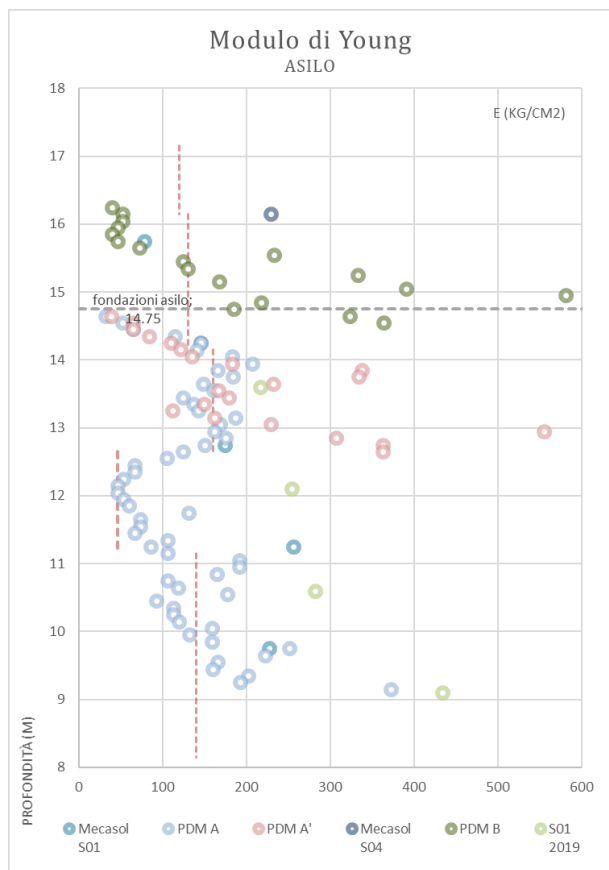


Figura 18 Modulo di Young rispetto alla profondità.
Asilo.



Figura 19 Modulo di Young rispetto alla profondità.
Parcheggio.









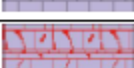
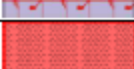
10 CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DELLO STRATO ROCCIOSO

Il substrato roccioso flyschoidale che si incontra al di sotto del materiale di riporto superficiale, è costituito da un orizzonte marnoso arenaceo in facies marnosa/arenacea fratturata.

Dalle indagini eseguite è emersa una situazione molto eterogenea dal punto di vista della profondità del substrato roccioso.

	Cappellaccio	Flysch
S01	-4.0 da p.c.	-8.0 da p.c.
S02	-9.0 da p.c.	-9.80 da p.c.
S03	-1.60 da p.c.	-2.50 da p.c.
S04	-1.75 da p.c.	-2.0 da p.c.

Dalla relazione geologica si evince che lo strato litoide appartiene alla categoria C3 di tipo T3.b ovvero un Flysch in facies arenacea e marnosa al 50% circa tettonizzata secondo la classificazione adottata dal Prof. Onofri (*Caratteristiche geolitologiche e geomeccaniche del Flysch nella Provincia di Trieste*, Studi Trentini, 1982).

C1		Top Soil - Terreno vegetale, riporti.
C2.1		Materiali provenienti dalla completa alterazione del Flysch, talora trasportati e risedimentati.
C2.2		Cappellaccio di alterazione del Flysch in situ.
C3-T2.a		Flysch in facies arenacea.
C3-T2.b		Flysch in facies arenacea tettonizzata.
C3-T3.a		Flysch in facies arenacea e marnosa al 50% circa.
C3-T3.b		Flysch in facies arenacea e marnosa al 50% circa tettonizzata.
C3-T4.a		Flysch in facies marnosa.
C3-T4.b		Flysch in facies marnosa tettonizzata.
C4		Materiale di faglia (milonisi).

In seguito, si riportano i parametri rappresentativi dei terreni indagati secondo le relazioni geologiche redatte a cura del Geol. Stefano Davini e del Geol. Roberto Chiappini.

COMPLESSO C2

C2.1

Terreni derivanti dalla completa alterazione della formazione marnoso - arenacea.

Principalmente limi argillosi e sabbiosi con frammenti litoidi da subangolosi ad angolosi di arenaria. Materiale ora coesivo, per la maggior presenza in origine delle marne, ora incoerente di colore marrone. La struttura originaria della roccia non è riconoscibile, il materiale talora ha subito un breve trasporto con risedimentazione.

Parametri	Simbolo	Unità	Valore
Peso di volume	γ	kN/m ³	16 - 20
Angolo di attrito in termini di tensioni efficaci	φ'	°	17 - 23
Coesione drenata	c'	kN/m ²	0 - 22
Modulo di Young a compressione	E_o	MN/m ²	40 - 150
Coefficiente di spinta a riposo	K_o		1 - sin(φ)
Modulo di Poisson	ν		0,40

C1 → Cappellaccio di alterazione della formazione marnoso arenacea

Materiali superficiali sciolti derivanti dalla totale degradazione della massa rocciosa.

Sono sedimenti prevalentemente coesivi costituiti da limi sabbioso-argillosi di colore nocciola che inglobano una frazione più o meno abbondante di clasti arenacei.

La porzione corticale di questi depositi ha subito un naturale trasporto con successiva risedimentazione ad opera di agenti gravitativi (colluvium) e ha una consistenza minore del prodotto di alterazione in posto (eluvium), soprattutto se raffrontata a quella del livello duro prossimo alla roccia facente parte del "cappellaccio" di alterazione.

Valori medi dei parametri geotecnici	Simbolo	Unità	Valore
Angolo di attrito efficace	φ'	°	30 ÷ 35
Coesione efficace	c'	kPa	0 ÷ 30
Peso dell'unità di volume	γ	kN/m ³	18 ÷ 20

C2.2

Alternanze di marne ed arenarie di colore marrone. Il materiale è alterato, degradato, fratturato e decementato, è però ben distinguibile l'originaria struttura della roccia con evidenti intercalazioni di strati di potenza centimetrica tettonizzati.

Parametri	Simbolo	Unità	Valore
Peso di volume	γ	kl/m ³	18 - 20
Angolo di attrito in termini di tensioni efficaci	φ'	°	20 - 25
Coesione drenata	c'	kl/m ²	20 - 50
Modulo di Young a compressione	E_c	MN/m ²	300
Coefficiente di spinta a riposo	K_0		1 - sin (φ)
Modulo di Poisson	ν		0,30

C2 → Flysch litoide parzialmente alterato

Roccia flyschoidale parzialmente alterata di colore marrone ocraceo, talora decementata, disarticolata e decompressa, in cui è comunque riconoscibile la struttura originaria ed in particolare l'andamento della stratificazione.

Valori medi dei parametri geotecnici	Simbolo	Unità	Valore
Angolo di attrito efficace	φ'	°	30 ÷ 35
Coesione efficace	c'	kPa	30 ÷ 40
Peso dell'unità di volume	γ	kN/m ³	20 ÷ 22

COMPLESSO C3

C3-T3.b

Flysch in facies marnoso arenacea. Il materiale ha subito stress tettonico e si presenta fratturato, scaglioso con le marne fogliettate e sensibili alla dissoluzione.

Parametri	Simbolo	Unità	Valore
Peso di volume	γ	kl/m^3	21
Angolo di attrito in termini di tensioni efficaci	φ'	°	15 - 20
Coesione drenata	c'	kl/m^2	50 - 100
Modulo di Young a compressione	E_c	MN/m^2	250 - 500
Coefficiente di spinta a riposo	K_0		1 - $\sin(\varphi)$
Modulo di Poisson	ν		0,25

C3→ Flysch litoide sano

Roccia flyschoidale che da un punto di vista geotecnico può essere definita quasi integra, di colore tipicamente grigio che a volte in profondità diventa azzurro-blu; le arenarie si presenteranno compatte e ben cementate, le marne integre e tenaci.

Valori medi dei parametri geotecnici	Simbolo	Unità	Valore
Angolo di attrito efficace	φ'	°	35 ÷ 45
Coesione efficace	c'	kPa	50 ÷ 120
Peso dell'unità di volume	γ	kN/m^3	22 ÷ 24

Formazione II
"Cappellaccio"



Figura 20 – Sondaggio S2

Formazione III
"Strato Flyschoide"



Figura 21 – Sondaggio S2.

11 INQUADRAMENTO SISMICO

11.1 RISCHIO SISMICO

L'Italia è uno dei Paesi a maggiore rischio sismico del Mediterraneo, per la frequenza dei terremoti che hanno storicamente interessato il suo territorio e per l'intensità che alcuni di essi hanno raggiunto, determinando un impatto sociale ed economico rilevante. La sismicità della Penisola italiana è legata alla sua particolare posizione geografica, perché è situata nella zona di convergenza tra la zolla africana e quella eurasiatica ed è sottoposta a forti spinte compressive, che causano l'accavallamento dei blocchi di roccia.

In 2500 anni, l'Italia è stata interessata da più di 30.000 terremoti di media e forte intensità superiore al IV-V grado della scala Mercalli) e da circa 560 eventi sismici di intensità uguale o superiore all'VIII grado della scala Mercalli (in media uno ogni 4 anni e mezzo). Solo nel XX secolo, ben 7 terremoti hanno avuto una magnitudo uguale o superiore a 6.5 (con effetti classificabili tra il X e XI grado Mercalli). La sismicità più elevata si concentra nella parte centro-meridionale della penisola - lungo la dorsale appenninica (Val di Magra, Mugello, Val Tiberina, Val Nerina, Aquilano, Fucino, Valle del Liri, Beneventano, Irpinia) - in Calabria e Sicilia, ed in alcune aree settentrionali, tra le quali il Friuli, parte del Veneto e la Liguria occidentale.

Data	Area epicentrale	Intensità (MCS)	Magnitudo (Maw)	Vittime
8 settembre 1905	Calabria	XI	7.1	557
23 ottobre 1907	Calabria meridionale	VIII-IX	5.9	167
28 dicembre 1908	Reggio C. - Messina	XI	7.2	85.926
7 giugno 1910	Irpinia - Basilicata	VIII-IX	5.9	50 ca.
15 ottobre 1911	Area etnea	X	5.3	13
8 maggio 1914	Area etnea	IX	5.3	69
13 gennaio 1915	Marsica (Abruzzo)	XI	7.0	32.610
26 aprile 1917	Val Tiberina	IX	5.8	20 ca.
29 giugno 1919	Mugello	IX	6.2	100 ca.
7 settembre 1920	Garfagnana	IX-X	6.5	171
27 marzo 1928	Carnia (Friuli)	VIII-IX	5.7	11
23 luglio 1930	Alta Irpinia	X	6.7	1404
30 ottobre 1930	Senigallia	IX	5.9	18
26 settembre 1933	Maiella	VIII-IX	5.7	12
18 ottobre 1936	Veneto-Friuli	IX	5.9	19
21 agosto 1962	Irpinia	IX	6.2	17
15 gennaio 1968	Valle del Belice	X	6.1	296
6 maggio 1976	Friuli	IX-X	6.4	965
23 novembre 1980	Irpinia-Basilicata	X	6.9	2734
26 settembre 1997	Umbria-Marche	VIII-IX	6.1	11

Figura 22 I maggiori terremoti italiani del secolo

I terremoti che hanno colpito la Penisola hanno causato danni economici consistenti, valutati per gli ultimi quaranta anni in circa 135 miliardi di euro, che sono stati impiegati per il ripristino e la ricostruzione post-evento. A ciò si devono aggiungere le conseguenze non traducibili in valore economico sul patrimonio storico, artistico, monumentale.

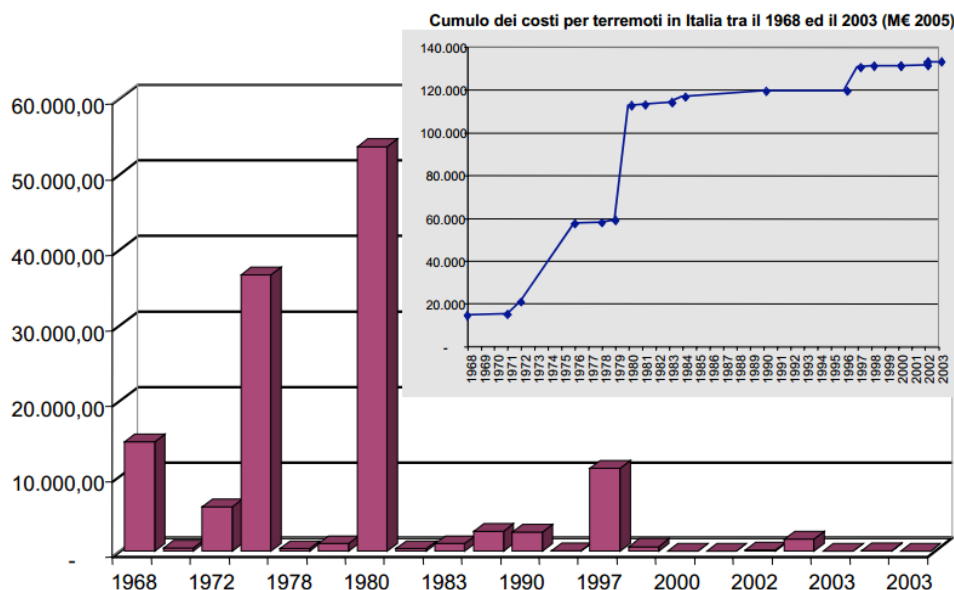


Figura 23 Costo dei terremoti dal 1968 al 2003.

In Italia, il rapporto tra i danni prodotti dai terremoti e l'energia rilasciata nel corso degli eventi è molto più alto rispetto a quello che si verifica normalmente in altri Paesi ad elevata sismicità, quali la California o il Giappone. Ad esempio, il terremoto del 1997 in Umbria e nelle Marche ha prodotto un quadro di danneggiamento (senza tetto: 32.000; danno economico: circa 10 miliardi di Euro) confrontabile con quello della California del 1989 (14.5 miliardi di \$ USA), malgrado fosse caratterizzato da un'energia circa 30 volte inferiore. Ciò è dovuto principalmente all'elevata densità abitativa e alla notevole fragilità del nostro patrimonio edilizio.

La sismicità (frequenza e forza con cui si manifestano i terremoti) è una caratteristica fisica del territorio, al pari del clima, dei rilievi montuosi e dei corsi d'acqua. Conoscendo la frequenza e l'energia (magnitudo) associate ai terremoti che caratterizzano un territorio ed attribuendo un valore di probabilità al verificarsi di un evento sismico di una certa magnitudo, in un certo intervallo di tempo, possiamo definire la sua pericolosità sismica. Un territorio avrà una pericolosità sismica tanto più elevata quanto più probabile sarà, a parità di intervallo di tempo considerato, il verificarsi di un terremoto di una certa magnitudo. Le conseguenze di un terremoto, tuttavia, non sono sempre gravi: molto dipende dalle caratteristiche di resistenza delle costruzioni alle azioni di una scossa sismica. Questa caratteristica, o meglio la predisposizione di una costruzione ad essere danneggiata da una scossa sismica, si definisce vulnerabilità. Quanto più un edificio è vulnerabile (per tipologia, progettazione inadeguata, scadente qualità dei materiali e modalità di costruzione, scarsa manutenzione), tanto maggiori saranno le conseguenze che ci si deve aspettare in seguito alle oscillazioni cui la struttura sarà sottoposta.

Infine, la maggiore o minore presenza di beni a rischio e, dunque, la conseguente possibilità di subire un danno (economico, in vite umane, ai beni culturali, ecc.), viene definita esposizione (di vite umane, beni economici, beni culturali). Il rischio sismico è determinato da una combinazione della pericolosità, della vulnerabilità e dell'esposizione ed è la misura dei danni che, in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione (natura, qualità e quantità dei beni esposti), ci si può attendere in un dato intervallo di tempo. In Italia, possiamo attribuire alla pericolosità sismica un livello medio-alto, per la frequenza e l'intensità dei

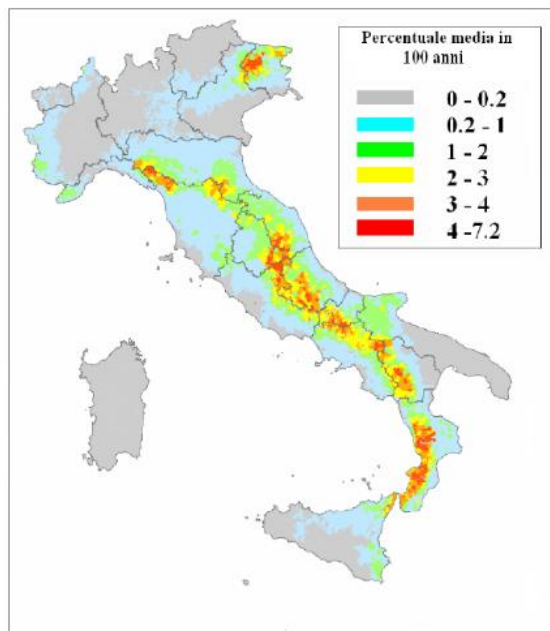
Data	Paese	Morti	Magnitudo
31/05/1970	Peru	66.000	7,8
09/02/1971	California, S.Fernando	65	6,5
23/12/1972	Nicaragua, Managua	5.000	6,2
04/02/1976	Guatemala	22.000	7,9
06/05/1976	Italy, Friuli	965	6,4
27/07/1976	Cina, Tangshan	250.000	7,6
04/03/1977	Romania, Vrancea	2.000	7,2
10/10/1980	Algeria, El Asnam	3.500	7,7
23/11/1980	Italy, Irpinia	2.734	6,9
11/06/1981	Southern Iran	3.000	6,9
13/12/1982	Yemen	2.800	6,0
19/09/1985	Mexico, Michoacan	9.500	7,9
07/12/1988	Turkey	25.000	7,0
17/10/1989	California, Loma Prieta	62	7,1
20/06/1990	Iran	50.000	7,7
17/01/1994	California, Northridge	57	6,7
17/01/1995	Japan, Kobe	5.466	7,2
26/09/1997	Umbria-Marche	11	5,8
17/08/1999	Turkey, Izmit	17.000	7,4
20/09/1999	Taiwan	2295	7,6
26/01/2001	India	20.000	7,6
21/05/2003	Algeria	2250	6,7
26/12/2003	Iran, Bam	25.000	6,6
23/10/2004	Japan, Niigata	36	6,8
26/12/2004	Sumatra	290.000	9,0
15/08/2007	Perù, Pisco	500	8,0
12/05/2008	China, Wenchuan	Oltre 70.000	8,0

fenomeni che si susseguono. La Penisola italiana, però, rispetto ad altri Paesi, come la California o il Giappone, nei quali la pericolosità è anche maggiore, ha una vulnerabilità molto elevata, per la notevole fragilità del suo patrimonio edilizio, nonché del sistema infrastrutturale, industriale, produttivo e delle reti dei servizi. Il terzo fattore, l'esposizione, si attesta su valori altissimi, in considerazione dell'alta densità abitativa e della presenza di un patrimonio storico, artistico e monumentale unico al mondo. In questo senso è significativo l'evento del 1997 in Umbria e Marche, che ha fortemente danneggiato circa 600 chiese e, emblematicamente, la Basilica di S. Francesco d'Assisi.

L'Italia è dunque un Paese ad elevato rischio sismico, inteso come perdite attese a seguito di un terremoto, in termini di vittime, danni alle costruzioni e conseguenti costi diretti e indiretti.

Probabilità di crolli

Mappa della probabilità di crolli per comune espressa in percentuale media in 100 anni (dati sulle abitazioni del censimento 2001). I valori riportati nella figura rappresentano la percentuale di edifici soggetti a possibili lesioni o parziali crolli a causa di eventi sismici.



Fonte: Dipartimento della Protezione Civile - www.protezionecivile.it

11.2 CLASSIFICAZIONE SISMICA DELL'AREA

Il panorama legislativo in materia sismica è stato profondamente trasformato dalle recenti normative nazionali ovvero dall'OPCM n°3274/2003 che è entrata in vigore dal 25 ottobre 2005, data coincidente con la pubblicazione della prima stesura delle norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14 settembre 2005) e dalla successiva OPCM n°3519/2006. La riclassificazione sismica del territorio nazionale prevede che tutto il territorio sia classificato sismico sulla base della Mappa di Pericolosità Sismica del Territorio Nazionale espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi. In relazione alla pericolosità sismica, il territorio nazionale è stato suddiviso in quattro zone con livelli decrescenti di pericolosità in funzione a quattro differenti valori di accelerazione orizzontale massima al suolo a_{g475} , ossia quella riferita al 50esimo percentile, ad una vita di riferimento di 50 anni e ad una probabilità di superamento del 10% riferiti a suoli rigidi caratterizzati da $V_{s30} > 800$ m/s.

Zona sismica	Fenomeni riscontrati	Accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni
1	Zona con pericolosità sismica alta. Indica la zona più pericolosa, dove possono verificarsi forti terremoti.	$a_{g475} \geq 0,25g$
2	Zona con pericolosità sismica media, dove possono verificarsi terremoti abbastanza forti.	$0,15 \leq a_{g475} < 0,25g$
3	Zona con pericolosità sismica bassa, che può essere soggetta a scuotimenti modesti.	$0,05 \leq a_{g475} < 0,15g$
4	Zona con pericolosità sismica molto bassa. E' la zona meno pericolosa, dove le possibilità di danni sismici sono basse.	$a_{g475} < 0,05g$

Si riporta tabella di riepilogo con classificazione sismica dell'area oggetto di studio a partire dal 1984 fino al 2015.

Provincia	Comune	Coordinate geografiche	Codice Istat	Classificazione			
				Decreti fino al 1984	Proposta GdL 1998	O.P.C.M 3274/03	Aggiornamento al 2015
Trieste	Trieste	Latitudine: 45.66°, Longitudine: 13.77°	58120	-	-	4	3

Classificazione sismica del territorio italiano (Proposta GdL 1998).

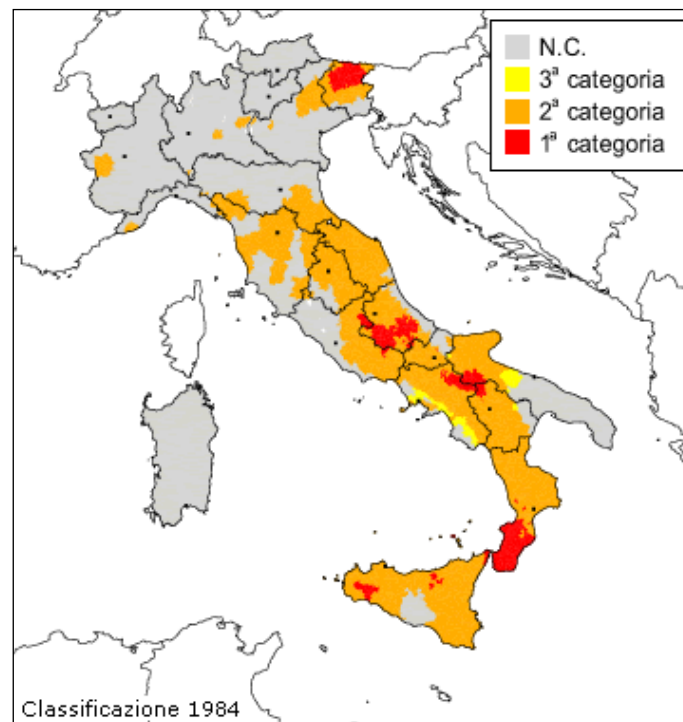


Figura 24 Classificazione sismica del territorio italiano (1984)

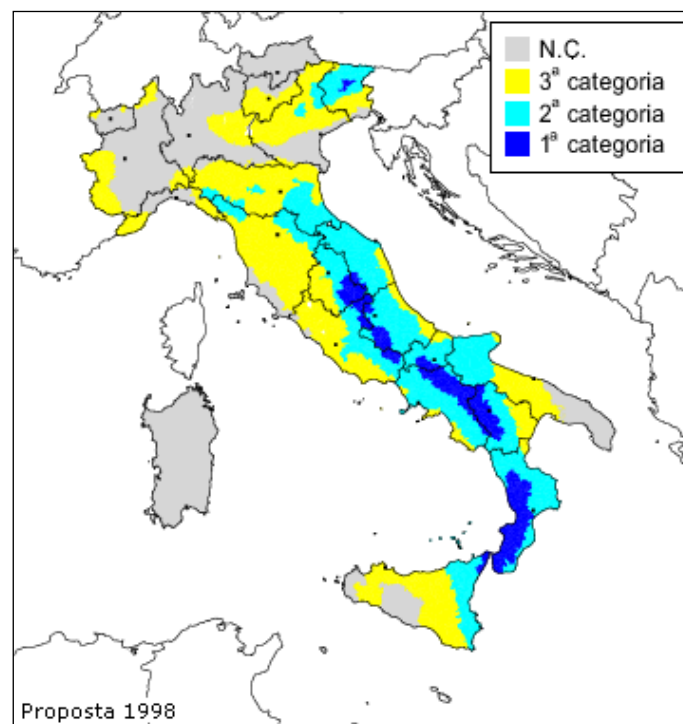


Figura 25 Classificazione sismica del territorio italiano (Proposta GdL 1998).

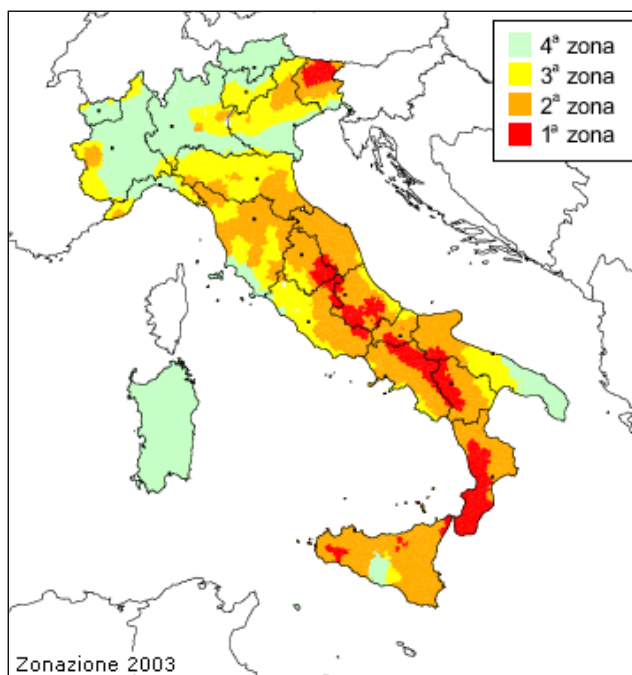


Figura 26 Classificazione sismica del territorio italiano (OPCM 3274/03).

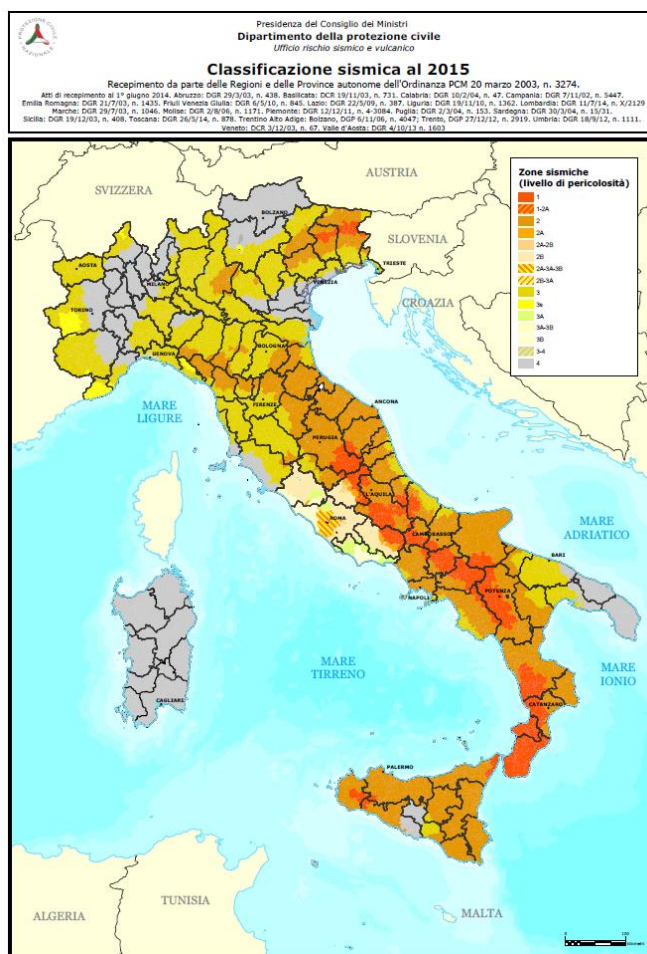


Figura 27 Classificazione sismica del territorio italiano (2015).

11.3 MAPPE DI PERICOLOSITA' SISMICA

Dal sito INGV è possibile consultare la mappa di pericolosità sismica del territorio italiano (riferimento: Ordinanza PCM del 28 aprile 2006 n.3519, All.1b) espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi ($V_s > 800$ m/s; cat.A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005).

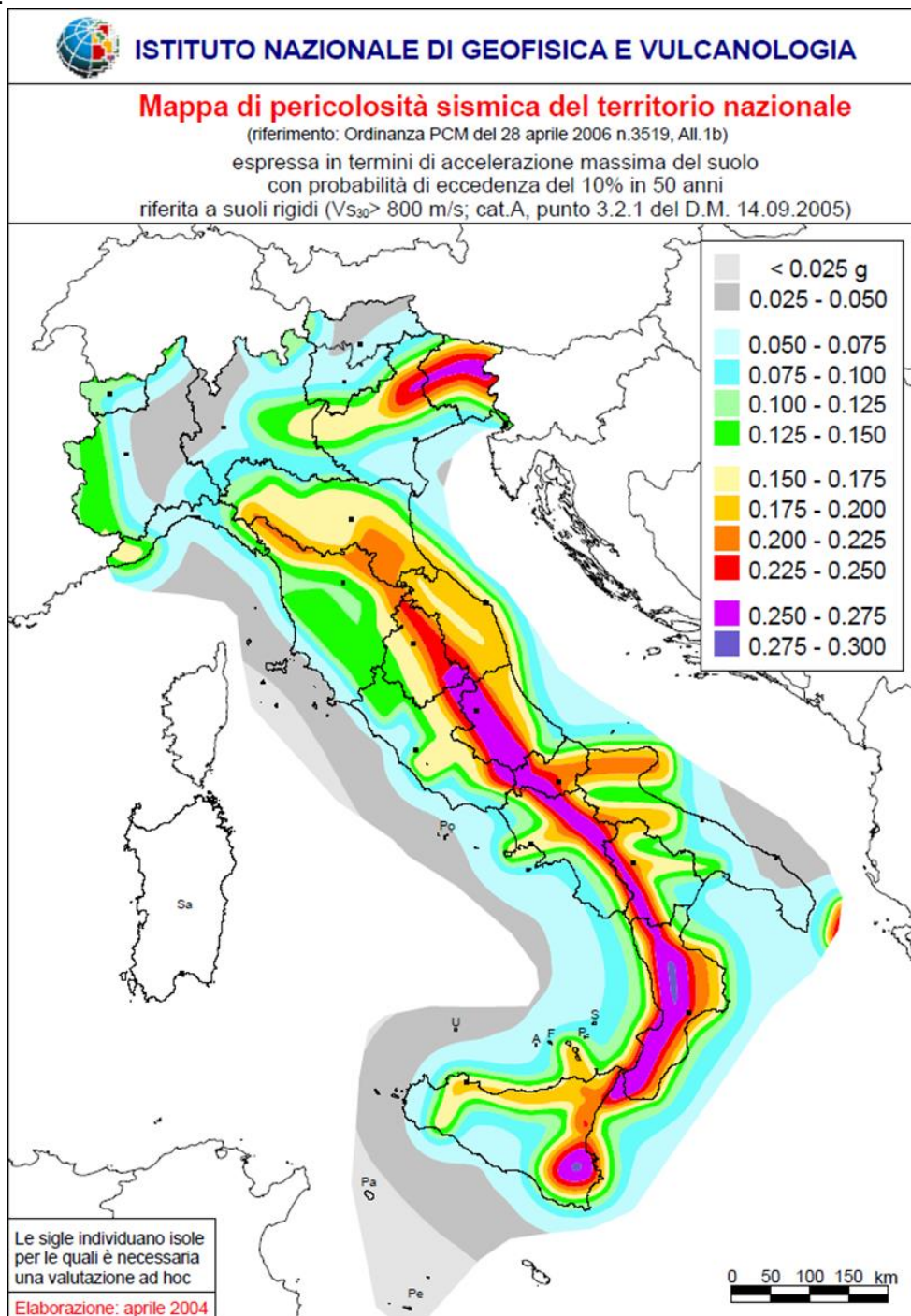


Figura 28 Mappa cromatica pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale (Ordinanza PCM 3519 del 28 aprile 2006, All. 1b)

Dal sito http://emidius.mi.ingv.it/GNDT/ogs_int.html è possibile consultare le mappe di pericolosità sismiche del territorio italiano in termini di accelerazione orizzontale di picco (T = 475 anni) e in termini di intensità macrosismica (MCS scale).

Il gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT) è uno dei Gruppi Nazionali di ricerca scientifica di cui si avvale il Servizio Nazionale della Protezione Civile (Legge 24 febbraio 1992, n. 225, art. 17).

Di seguito si riportano le mappe di pericolosità sismica in Italia.

Mappa della pericolosità sismica in Italia

Mappa della pericolosità sismica in Italia

Accelerazione orizzontale di picco con T = 475 anni

Intensità macrosismica con T = 475 anni

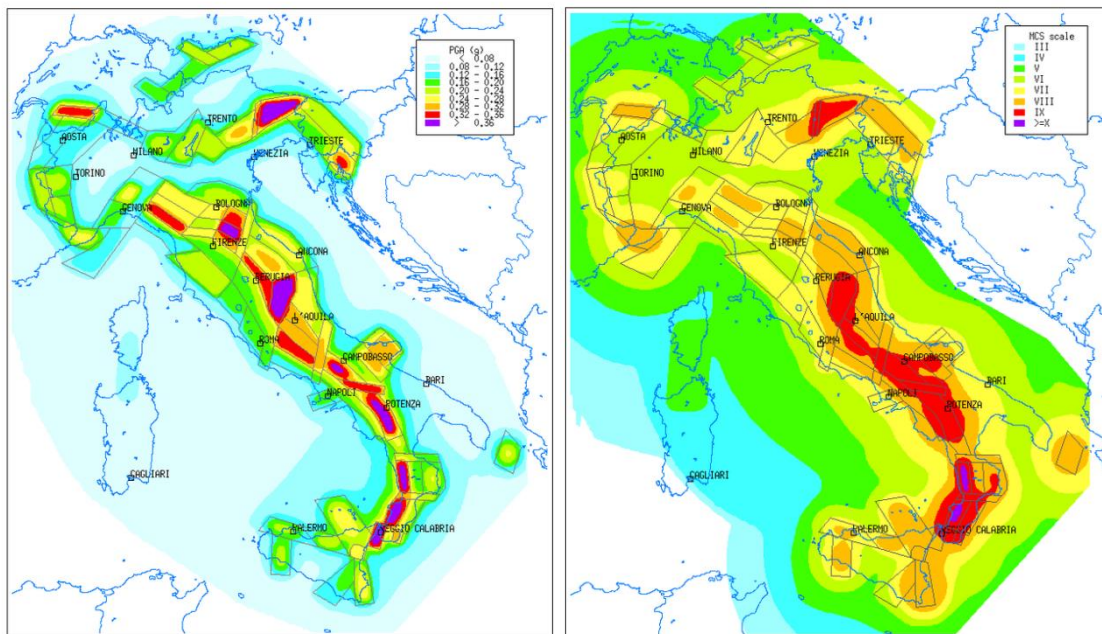


Figura 29 Mappe di pericolosità sismica accelerazione orizzontale di picco e intensità macrosismica T=475 anni.

magnitudo Richter	energia joule	grado Mercalli
< 3.5	< 1.6 E+7	I
3.5	1.6 E+7	II
4.2	7.5 E+8	III
4.5	4 E+9	IV
4.8	2.1 E+10	V
5.4	5.7 E+11	VI
6.1	2.8 E+13	VII
6.5	2.5 E+14	VIII
6.9	2.3 E+15	IX
7.3	2.1 E+16	X
8.1	> 1.7 E+18	XI
> 8.1	.	XII

Figura 30 Confronto scala Richter e Scala Mercalli

Dal sito <http://esse1-gis.mi.ingv.it/> è inoltre possibile, per il comune interessato, consultare le mappe interattive di pericolosità sismica; di seguito si riportano degli estratti della mappa interattiva considerando rispettivamente una probabilità di eccedenza del 10%, del 5%, del 2% in 50 anni.

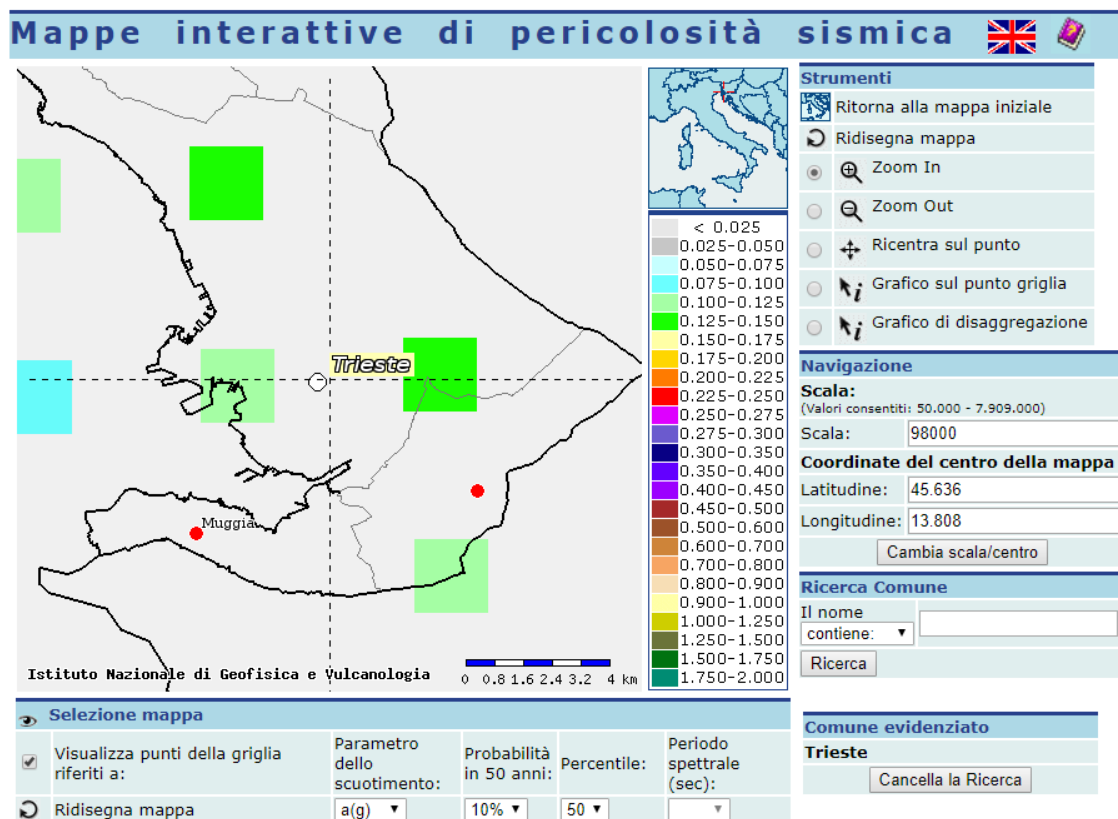


Figura 31 Mappa interattiva (Pvr =10% , Tr = 474 anni)

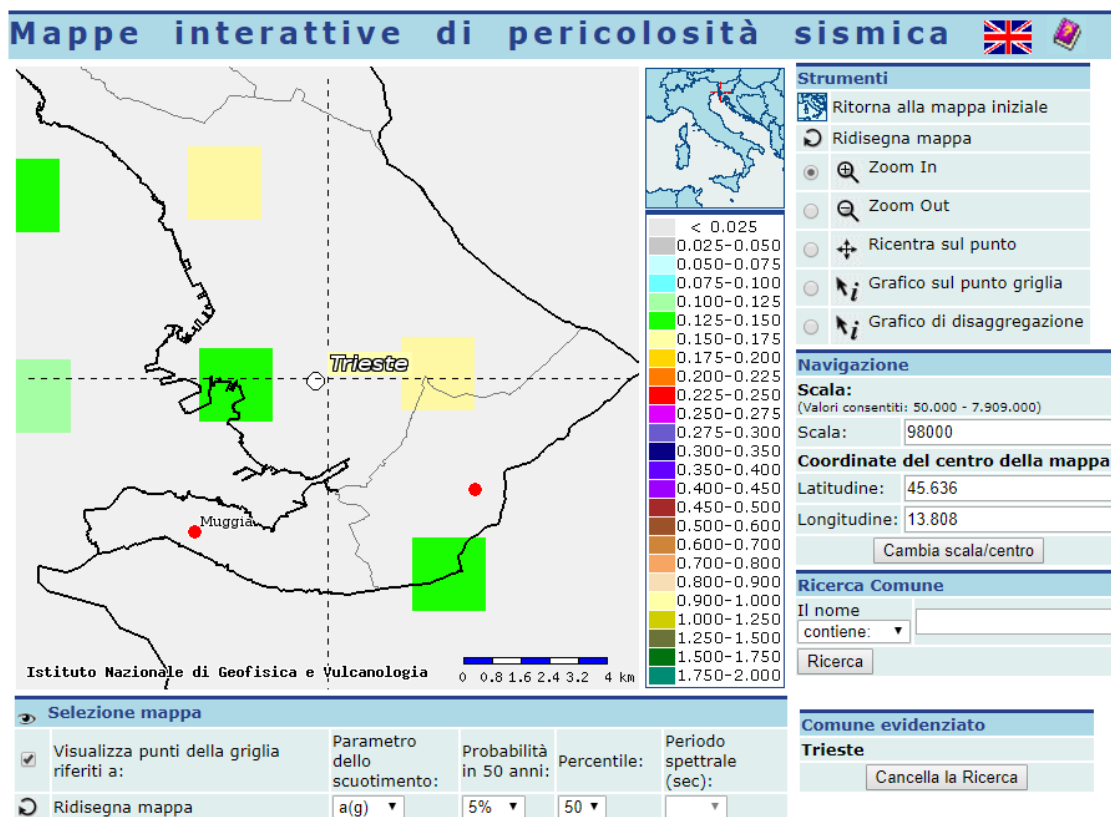


Figura 32 Mappa interattiva (Pvr =5% , Tr = 974 anni)

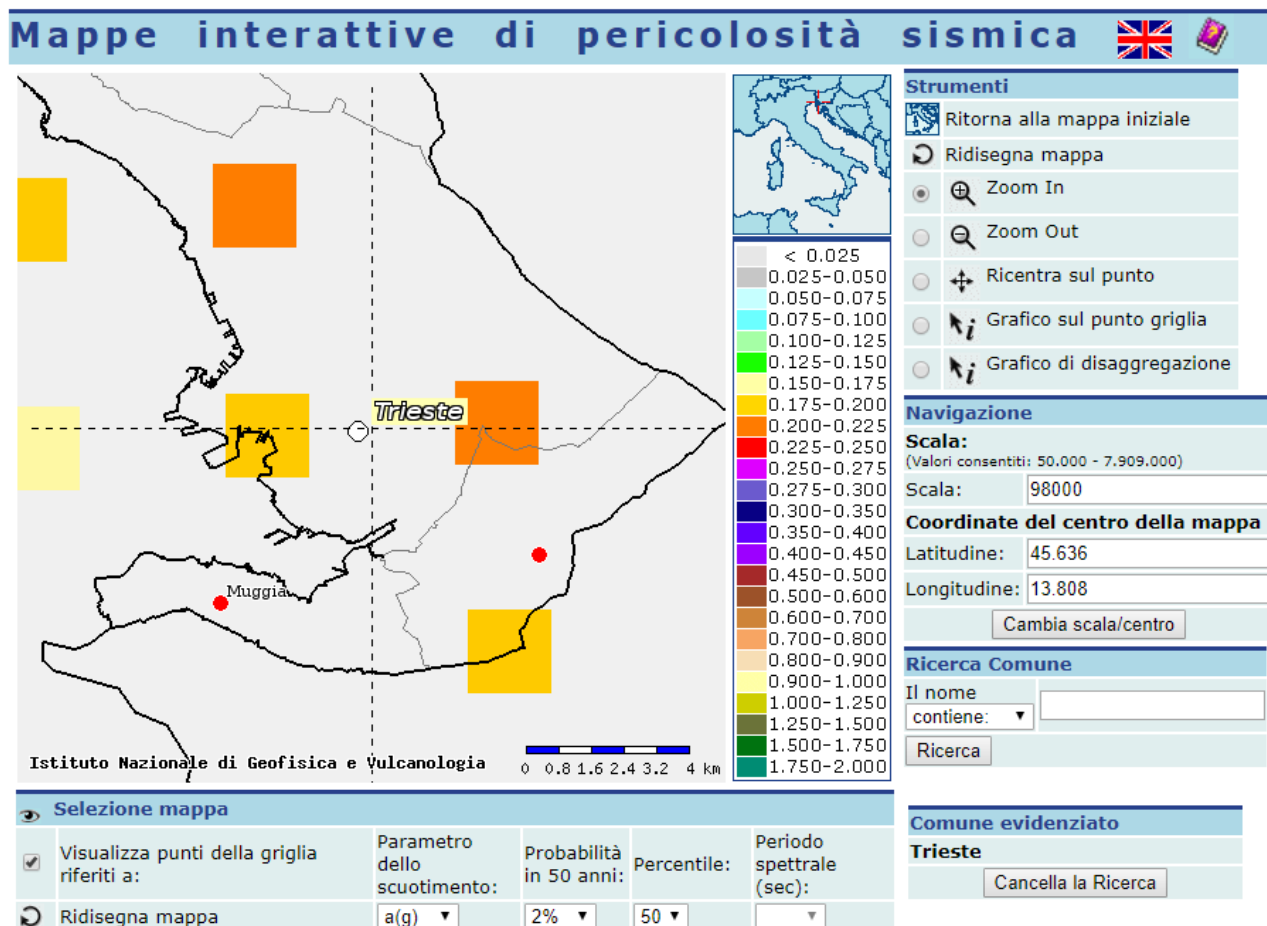


Figura 33 Mappa interattiva (Pvr =2%, Tr = 2475 anni)

Studi recenti per la determinazione della Magnitudo sono quelli di D. Spallarossa e S. Basani, anno 2007, relativi alla "Disaggregazione della pericolosità sismica in termini M-R-ε".

La disaggregazione è un processo che permette di valutare il contributo di differenti scenari M- R-ε alla pericolosità sismica. E' pertanto utile alla definizione del terremoto di scenario (scenario che contribuisce maggiormente alla pericolosità sismica) per studi di microzonazione, analisi di liquefazione, studi di stabilità dei versanti.

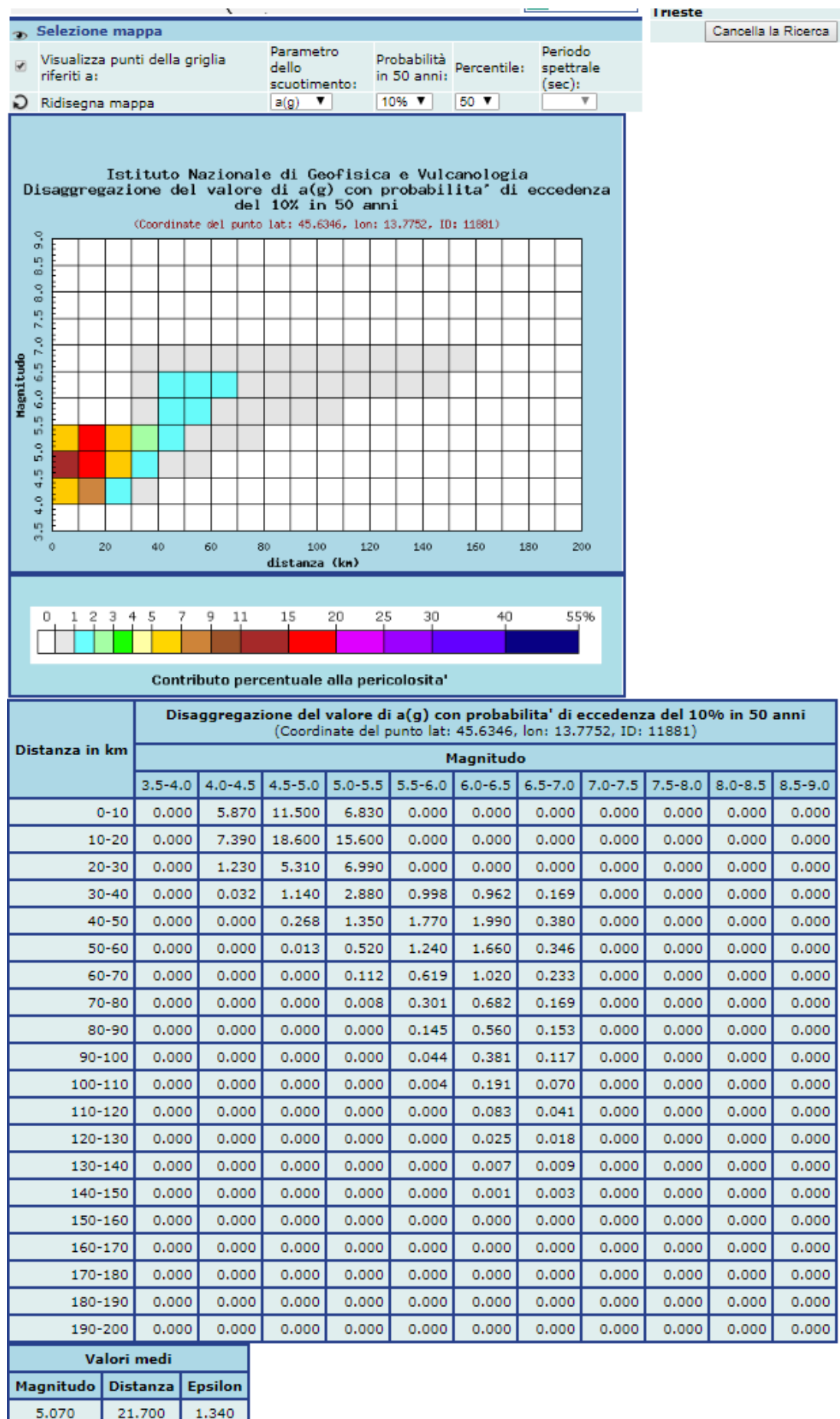
Le immagini seguenti riportano, per l'area in oggetto, la disaggregazione del valore di a(g) con i contributi alla pericolosità sismica determinati con probabilità di eccedenza rispettivamente per:

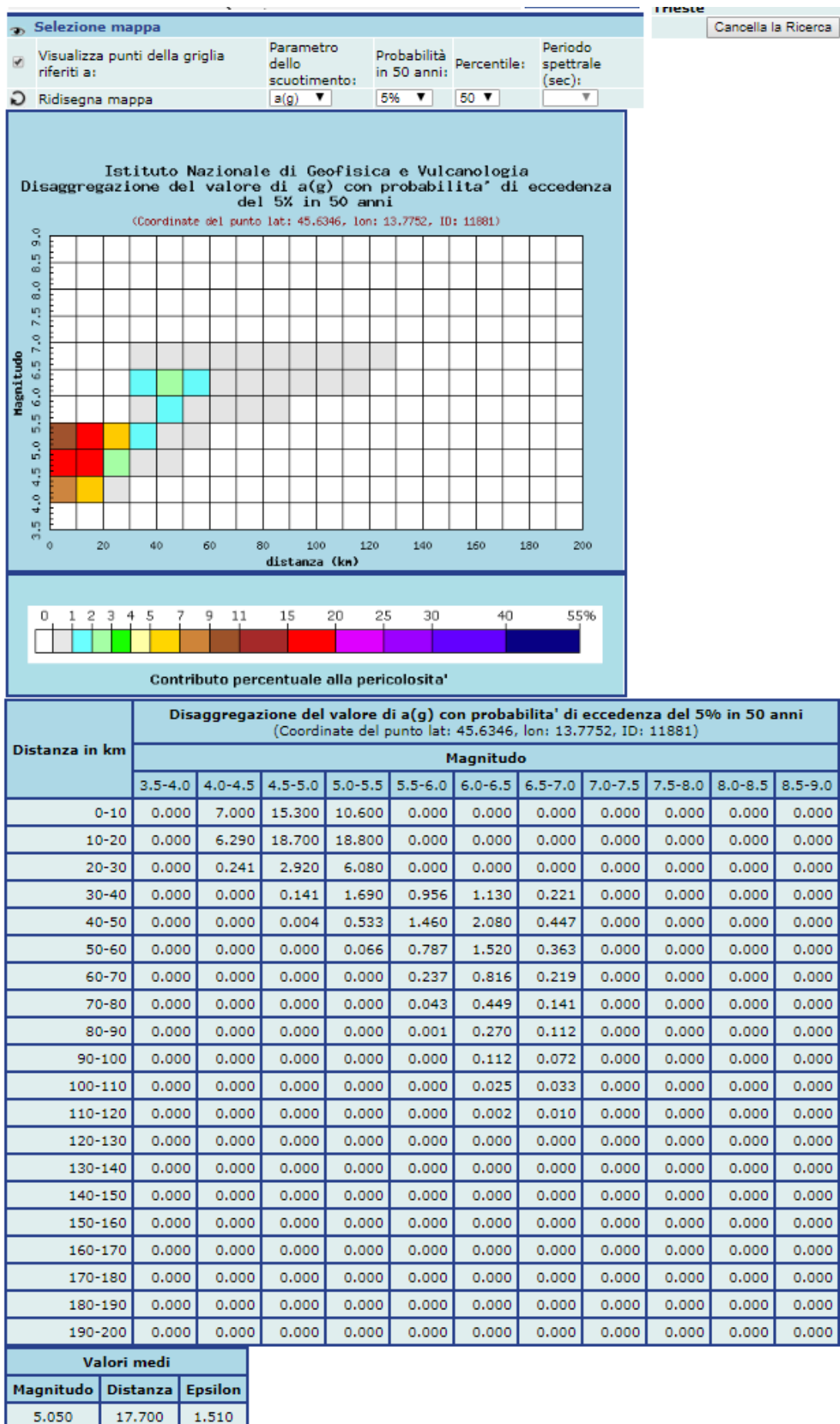
$$TR \text{ (Tempo di ritorno)} = VR / [-\ln(1-PVR)]$$

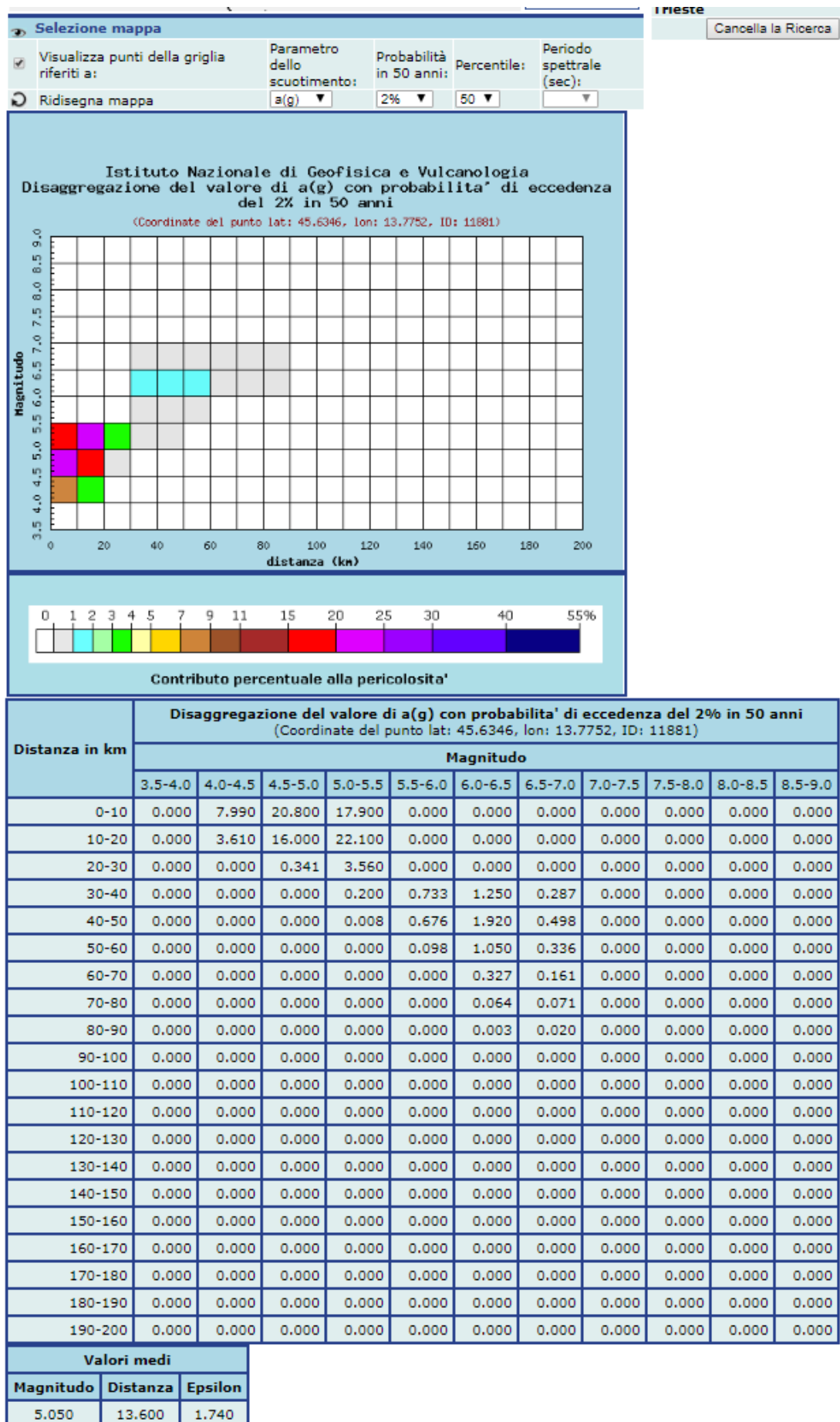
$$TR = 50 / [-\ln(1-0.02)] = 2475 \text{ anni}$$

$$TR = 50 / [-\ln(1-0.05)] = 974 \text{ anni}$$

$$TR = 50 / [-\ln(1-0.10)] = 474 \text{ anni}$$







11.4 ZONAZIONE SISMOGENETICA

La zonazione sismogenetica è uno degli strumenti utilizzati per la valutazione della pericolosità sismica del territorio italiano. La sismogenetica ZS.4 è stata tracciata nel 1996, utilizzata per la redazione della carta di pericolosità sismica nazionale dal Gruppo Nazionale Difesa Terremoti (1996) e dal Servizio Sismico Nazionale (2001) e rappresenta uno schema geodinamico e sismotettonico ancora valido nelle sue linee generali, sebbene le nuove conoscenze in riferimento al quadro cinematico generale e alla geometria delle sorgenti sismogenetiche e la necessità di una maggiore coerenza con il nuovo catalogo dei terremoti CPTI2, abbiano portato recentemente alla redazione di una nuova zonazione sismogenetica ZS.9 (2004). Le zone rappresenterebbero quindi degli embrioni di macrostrutture le cui orientazioni seguono i principali andamenti alpini o appenninici, con importanti strutture trasversali di svincolo. Di seguito si riportano gli estratti zonazioni sismogenetiche per rendere meglio evidente le modifiche apportate alle diverse zone che interessano l'area di studio.

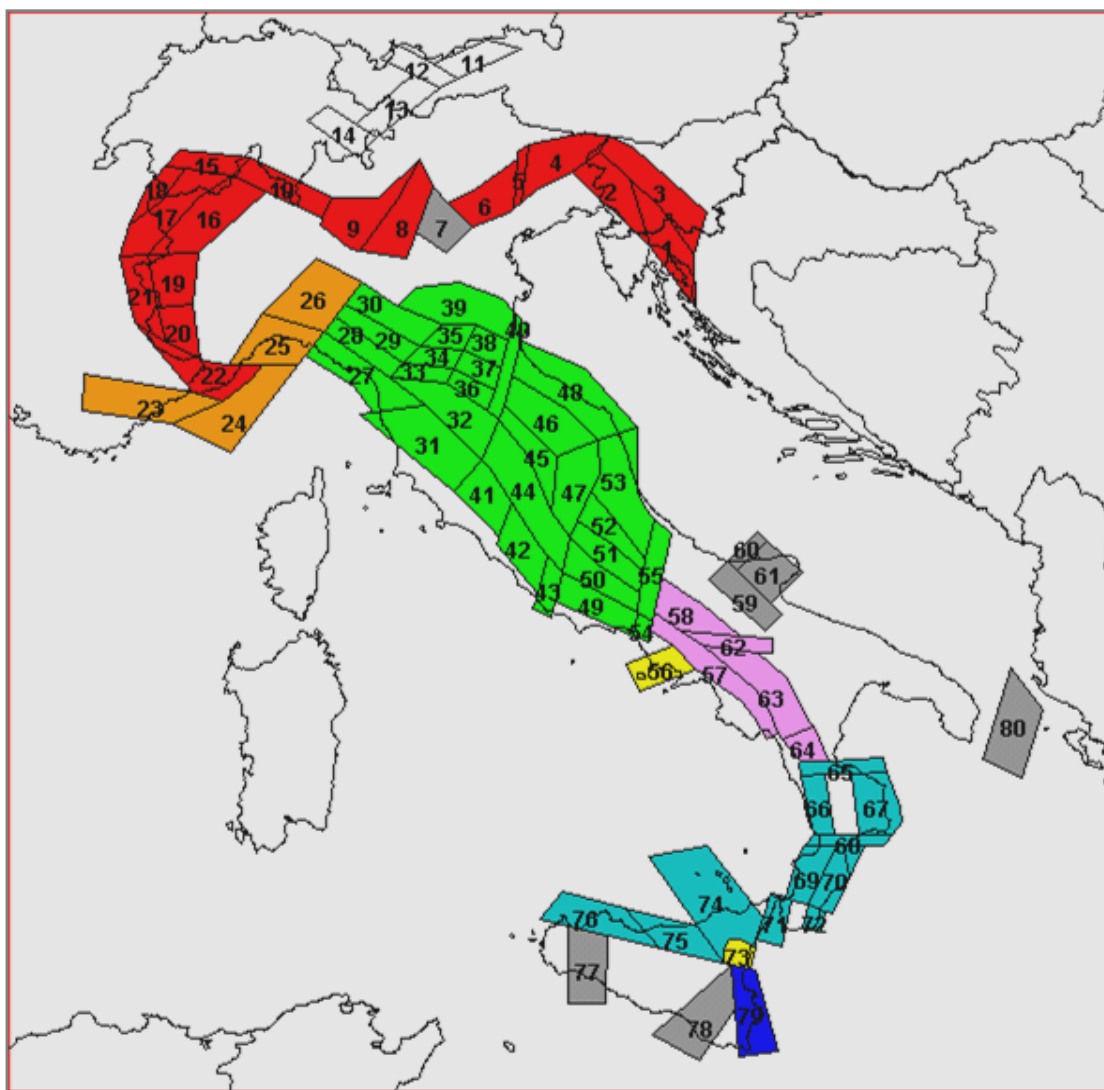


Figura 34 Zonazione sismogenetica ZS.4 – 1996



Figura 35 Zonazione sismogenetica ZS.9 – 2004

Trieste - Monte Nevoso

ZS	904
Mw	6.14

Longitudine (°)	Latitudine (°)
13.824861	46.124783
14.322867	45.788704
14.129506	45.446857
13.546305	45.876511
13.824861	46.124783

R (km)
51.86
45.24
36.68
29.68
51.86

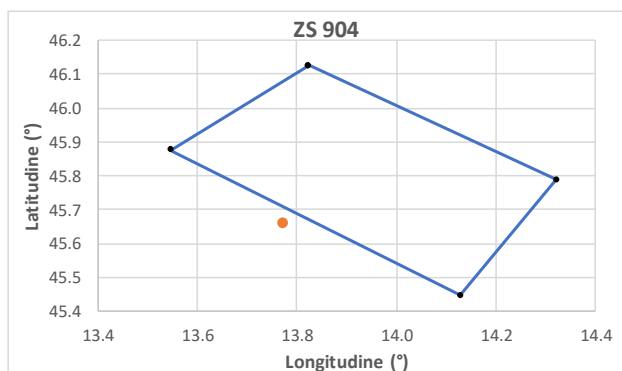
Punto di interesse

Trieste - Roiano

Longitudine (°)	Latitudine (°)
13.77	45.66
M	6.14

Rmin (km) 29.68
1+3logR 5.42

--> magnitudo della zona sismogenetica



Dalla mappa delle Zone Sismogenetiche ZS9, l'area di intervento non risulta appartenente nello specifico ad alcuna zona sebbene si trovi molto vicina alla sismozona 904 denominata "Trieste – Monte Nevoso" avente una magnitudo di 6.14.

ZS Name	ZS9	MwMax AR	Tassi Mwmax Co-04.2 AR	Tassi Mwmax Co-04.4 AR	b Co-04.2	b Co-04.4	MwMax GR	Tassi Mwmax (Co.04.2) GR	Tassi Mwmax (Co.04.4) GR
Savoia	901	5.91	0.21	0.21	-1.18	-1.26	6.14	0.11	0.14
Vallese	902	6.14			-1.26	-1.05	6.14	0.14	0.21
Grigioni - Valtellina	903	5.91	0.21	0.21	-1.26	-1.05	6.14	0.14	0.21
Trieste - Monte Nevoso	904	5.68			-1.12	-1.32	6.14	0.14	0.09
Friuli - Veneto Orientale	905	6.60			-1.06	-1.12	6.60	0.37	0.34
Garda - Veronese	906	6.60		0.14	-1.14	-1.70	6.60	0.11	0.08
Bergamasco	907	5.91	0.14	0.14	-1.71	-1.48	6.14	0.04	0.06
Piemonte	908	5.68			-1.91	-1.67	6.14	0.04	0.06
Alpi Occidentali	909	5.68	0.21	0.33	-1.27	-1.38	6.14	0.10	0.09
Nizza - Sanremo	910	6.37			-1.12	-1.06	6.37	0.14	0.12
Tortona - Bobbio	911	5.68			-1.47	-1.33	6.14	0.05	0.09
Dorsale Ferrarese	912	6.14	0.12	0.12	-1.35	-1.32	6.14	0.12	0.12
Appennino Emiliano-Romagnolo	913	5.91		0.21	-1.80	-1.53	6.14	0.07	0.18
Forlivese	914	5.91			-1.33	-1.23	6.14	0.14	0.21
Garfagnana - Mugello	915	6.60			-1.34	-1.36	6.60	0.11	0.12
Versilia-Chianti	916	5.68	0.21	0.33	-1.96	-1.58	6.14	0.04	0.06
Rimini - Ancona	917	6.14	0.12	0.12	-1.04	-1.01	6.14	0.12	0.12
Medio-Marchigiana/Abruzzese	918	6.37	0.14	0.21	-1.10	-1.11	6.37	0.14	0.21
Appennino Umbro	919	6.37			-1.22	-1.39	6.37	0.26	0.21
Val di Chiana - Ciociaria	920	5.68	0.28	0.33	-1.96	-1.58	6.14	0.06	0.17
Etruria	921	5.91		0.08	-2.00	-2.01	6.14	0.05	0.04
Colli Albani	922	5.45			-2.00	-2.01	5.45	0.37	0.25
Appennino Abruzzese	923	7.06			-1.05	-1.09	7.06	0.14	0.14
Molise-Gargano	924	6.83			-1.04	-1.06	6.83	0.13	0.14
Ofanto	925	6.83			-0.67	-0.75	6.83	0.17	0.17
Basento	926	5.91			-1.28	-1.38	6.14	0.10	0.09
Sannio - Irpinia - Basilicata	927	7.06			-0.74	-0.72	7.06	0.43	0.69
Ischia - Vesuvio	928	5.91	0.21	0.21	-1.04	-0.66	5.91	0.21	0.21
Calabria tirrenica	929	7.29			-0.82	-0.79	7.29	0.17	0.17
Calabria ionica	930	6.60			-0.98	-0.89	6.60	0.17	0.21
Canale d'Otranto	931	6.83			-0.63	-0.63	6.83	0.21	0.21
Eolie - Patti	932	6.14			-1.21	-1.08	6.14	0.21	0.33
Sicilia settentrionale	933	6.14	0.21	0.33	-1.39	-1.24	6.14	0.20	0.31
Belice	934	6.14			-0.96	-0.93	6.14	0.20	0.20
Iblei	935	7.29			-0.72	-0.69	7.29	0.12	0.17
Etna	936	5.45	0.33	0.33	-1.63	-1.22	5.45	0.33	0.33

Il nuovo database INGV "DISS 3.2.0" del 2015 (<http://diss.rm.ingv.it/diss/>), contiene 126 fonti sismogenetiche individuali, 167 sorgenti sismogenetiche composite, 35 sorgenti sismogenetiche dibattute, e tre subduzioni. Tutte le fonti sono basate su dati geologici/geofisici e coprono tutto il territorio italiano e porzioni di tutti i paesi limitrofi e dei mari. L'area di progetto ricade all'interno dell'area ITCS100 denominata "Northern Trieste Gulf".

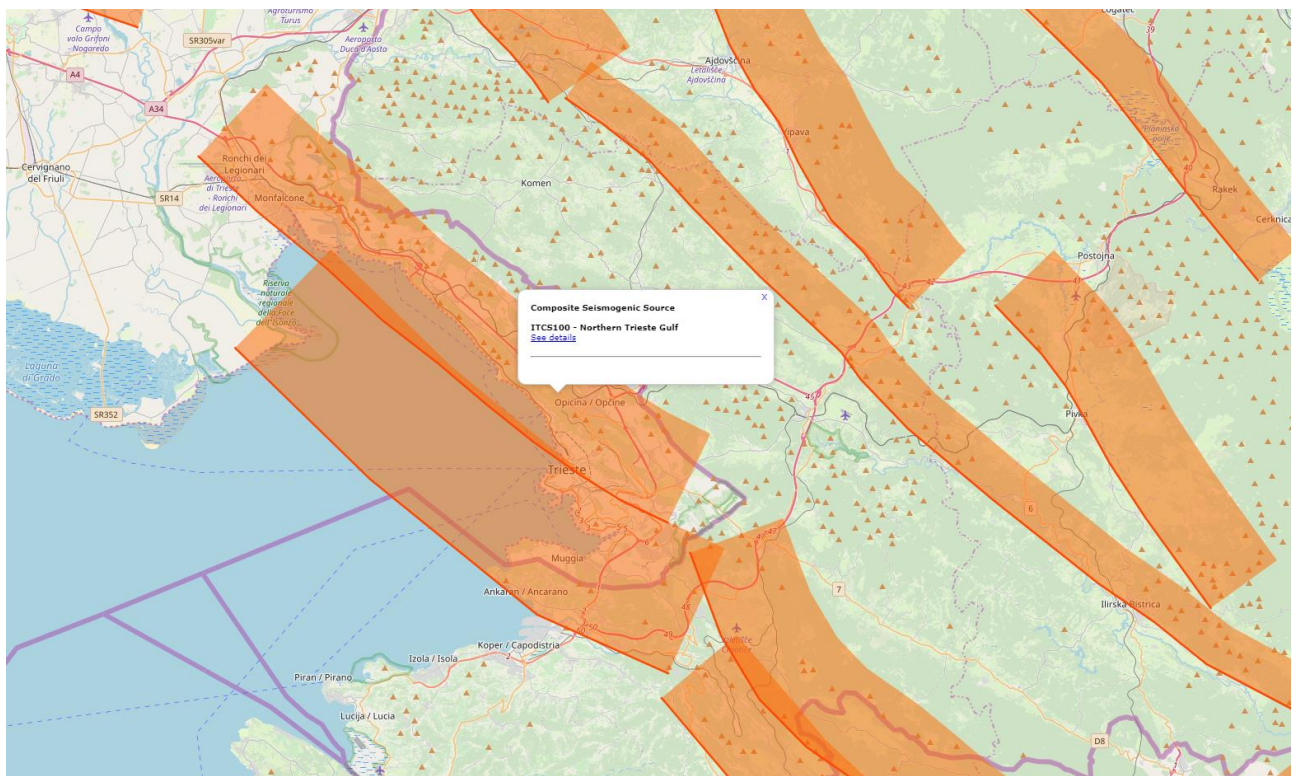
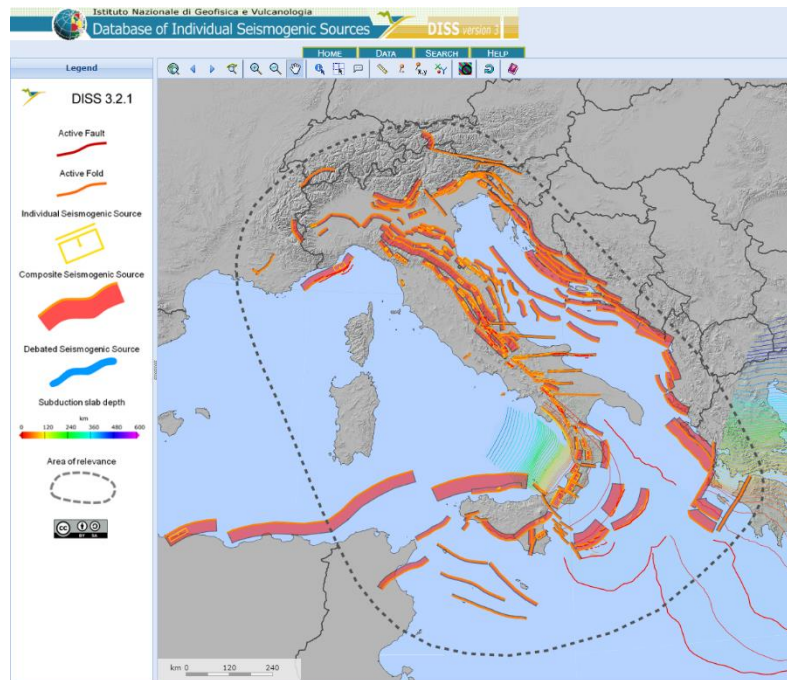


Figura 36 Nuovo database INGV "DISS 3.2.0" – 2015

11.5 SISMICITA' STORICA DELL'AREA

Per l'analisi della sismicità che in passato ha interessato l'area in oggetto si è fatto riferimento ai seguenti cataloghi:

- CPTI15, Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani;
- NT4.1, catalogo parametrico di terremoti di area italiana al di sopra della soglia del danno (aggiornamento marzo 1998).

11.5.1 CATALOGO CPTI15

La nuova versione del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani CPTI15 (Rovida A., Locati M., Camassi R., Lolli B., Gasperini P. (eds), 2016. CPTI15, the 2015 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (<http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/>) rappresenta una significativa evoluzione rispetto alle versioni precedenti, che sono quindi da considerare del tutto superate. Anche se i criteri generali di compilazione e la struttura sono gli stessi della precedente versione CPTI11, il contenuto del catalogo è stato ampiamente rivisto per quanto concerne:

- la copertura temporale, estesa dal 2006 a tutto il 2014
- il database macrosismico di riferimento (DBMI15; Locati et al., 2016), significativamente aggiornato
- i dati strumentali considerati, nuovi e/o aggiornati
- le soglie di ingresso dei terremoti, abbassate a intensità massima 5 o magnitudo 4.0 (invece di 5-6 e 4.5 rispettivamente)
- la determinazione dei parametri macrosismici, basata su una nuova calibrazione dell'algoritmo Boxer
- le magnitudo strumentali, che comprendono un nuovo set di dati e nuove relazioni di conversione.

Il catalogo copre all'incirca la stessa area di CPTI11, vale a dire l'intero territorio italiano con porzioni delle aree e dei mari confinanti, e contiene 4584 terremoti nella finestra temporale 1000-2014. Il catalogo, quindi, considera e armonizza il più possibile dati di base di diverso tipo e provenienza.

La magnitudo utilizzata è la magnitudo momento (M_w) e in tutti i casi è riportata la relativa incertezza. Tutti i dati e i metodi utilizzati sono accuratamente esplicitati nel catalogo per garantire la massima trasparenza possibile nelle procedure di compilazione. Al pari di CPTI11, il catalogo non è stato declusterato e contiene quindi tutti foreshocks e le repliche disponibili e conosciute all'interno delle soglie di magnitudo e intensità considerate.

Di seguito si riportano i risultati della consultazione.

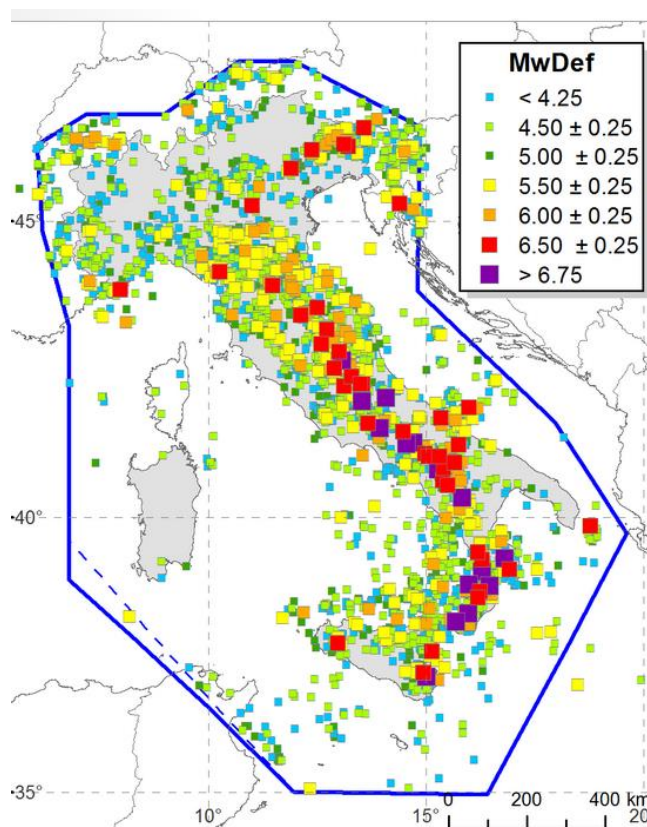


Figura 37 – Mappa degli epicentri dei terremoti del territorio italiano in CPTI15 (Mw – magnitudo momento)

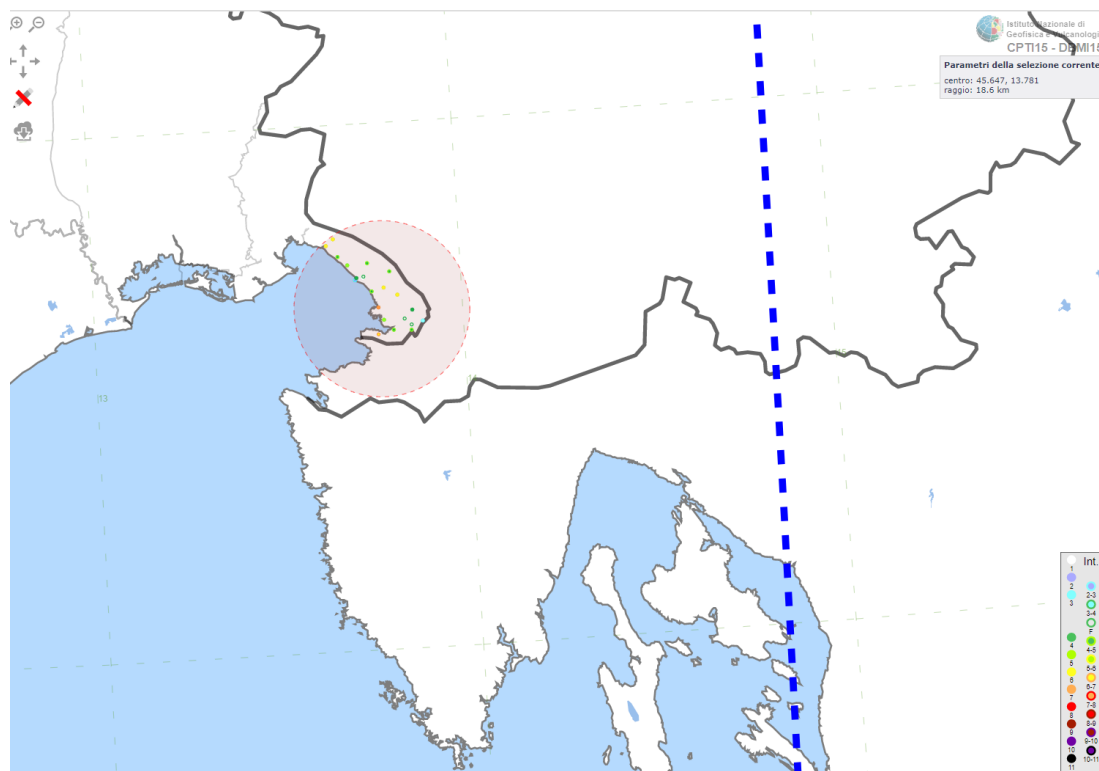


Figura 38 – Storia sismica




Trieste

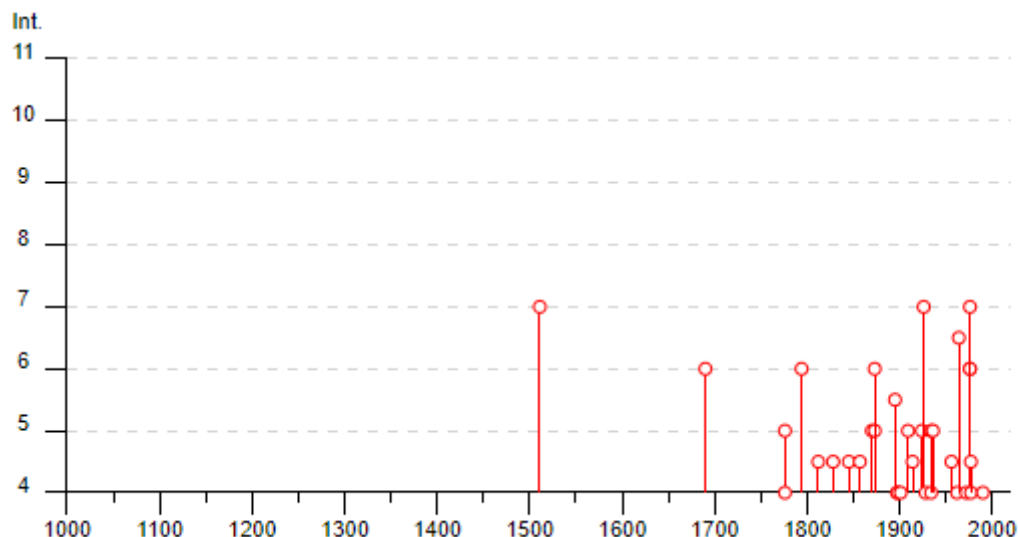


PlaceID IT_32084
Coordinate (lat, lon) 45.650, 13.772
Comune (ISTAT 2015) Trieste
Provincia Trieste
Regione Friuli-Venezia Giulia
Numero di eventi riportati 78

Effetti	In occasione del terremoto del									
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
7	🔗 1511	03	26	15	30		Friuli-Slovenia	120	9	6.32
6	🔗 1690	12	04	14			Carinthia, Villach	60	8-9	6.16
5	🔗 1776	04	24	16	36		Costa croata settentrionale	3	7	5.10
4	🔗 1776	07	10				Prealpi Friulane	19	8-9	5.82
F	🔗 1781	04	04	21	20		Faentino	96	9-10	6.12
3	🔗 1786	12	25	01			Riminese	90	8	5.66
NF	🔗 1788	10	20	21	10		Carnia	9	7-8	5.19
6	🔗 1794	06	07	00	45		Prealpi Friulane	19	8-9	5.96
F	🔗 1802	01	04				Slovenia	8		
F	🔗 1810	12	25	00	45		Pianura emiliana	33	6	5.06
4-5	🔗 1812	10	25	07			Pordenonese	34	7-8	5.62
4-5	🔗 1828	04	11	22	25		Appennino umbro-marchigiano	22	5-6	4.93
3-4	🔗 1840	08	27	12	05		Tuhinj Valley	49	7	5.28
4-5	🔗 1845	12	21	20	40		Ljubljana	5	5	4.16
F	🔗 1850	07	10	02	30		Slovenia nord-occidentale	9	5	4.64
4-5	🔗 1857	03	07				Stiria	13	6-7	5.21
3	🔗 1859	01	20	07	55		Prealpi Trevigiane	36	6	4.80
3	🔗 1860	07	19				Prealpi Trevigiane	10	6-7	4.92
3	🔗 1870	02	28	11	20		Rijeka	8	5	4.56
5	🔗 1870	03	01	20			Costa croata settentrionale	29	8	5.62
5	🔗 1873	03	12	20	04		Appennino marchigiano	196	8	5.85
6	🔗 1873	06	29	03	58		Alpago Cansiglio	197	9-10	6.29
2-3	🔗 1875	03	17	23	51		Costa romagnola	144	8	5.74
F	🔗 1879	06	22	04	15		Friuli	16	5-6	4.74
3	🔗 1881	01	24	16	14		Bolognese	38	7	5.22
3	🔗 1881	02	12				Russi	13	5-6	4.69
2	🔗 1885	12	29				Alpago Cansiglio	47	6	4.96
2-3	🔗 1891	06	07	01	06	1	Valle d'Illasi	403	8-9	5.87
F	🔗 1892	06	23	23	20		Dolomiti Friulane	71	5-6	4.58
3	🔗 1893	10	27	16	31		Bellunese	54	5	4.42
5-6	🔗 1895	04	14	20	17	3	Ljubljana	810	8-9	5.98
F	🔗 1895	06	10	01	47		Prealpi Trevigiane	73	6	4.85

2-3	1895	08 09 17 38 2	Adriatico centrale	103	6	5.11
4	1897	07 15 05 53	Ljubljana	325	6-7	4.99
4	1898	02 20 04 57 2	Valli del Natisone	155	7	5.12
NF	1898	11 16	Garda occidentale	43	6	4.63
4	1901	10 30 14 49 5	Garda occidentale	289	7-8	5.44
2-3	1908	07 10 02 13 3	Carnia	119	7-8	5.31
5	1909	01 13 00 45	Emilia Romagna orientale	867	6-7	5.36
4-5	1914	10 27 09 22	Lucchesia	660	7	5.63
5	1924	12 12 03 29	Carnia	78	7	5.42
7	1926	01 01 18 04 0	Carniola interna	63	7-8	5.72
4	1928	03 27 08 32	Carnia	359	9	6.02
3-4	1930	10 30 07 13	Senigallia	268	8	5.83
3	1931	12 25 11 41	Friuli	45	7	5.25
3	1934	05 04 13 56	Carnia	80	6	4.69
4	1934	06 08 03 16	Dolomiti Friulane	21	5-6	4.93
5	1934	11 30 02 58 2	Adriatico settentrionale	51	5	5.30
2-3	1935	06 05 11 48	Faentino	27	6	5.23
5	1936	10 18 03 10	Alpago Cansiglio	269	9	6.06
2-3	1939	07 10 16 27 5	Pordenonese	8	5	4.75
2	1943	07 24 01 44	Feltrino	29	7	5.07
3-4	1954	10 11 16 45 2	Friuli	36	6	4.76
4-5	1956	01 31 02 25 3	Carniola interna	7		5.03
3	1956	11 05 19 45	Carnia	27	6	5.04
3	1959	04 26 14 45	Carnia	122	7-8	5.21
4	1962	01 23 17 31	Costa pesarese	49	5	4.35
3-4	1963	08 09 06 05	Romagna	16	5	5.23
6-7	1964	03 18 16 43 2	Carso	2		4.36
NF	1967	12 09 03 09 5	Adriatico centrale	22		4.36
2	1968	06 22 12 21 3	Val Lagarina	27	6-7	4.74
4	1972	10 25 21 56 1	Appennino settentrionale	198	5	4.87
3	1975	03 24 02 33 3	Carnia	24	5-6	4.51
6	1976	05 06 20	Friuli	770	9-10	6.45
6	1976	09 11 16 35 0	Friuli	40	7-8	5.60
7	1976	09 15 09 21 1	Friuli	54	8-9	5.95
4	1977	04 03 03 18 1	Friuli	25	5	4.51
4-5	1977	09 16 23 48 0	Friuli	94	6-7	5.26
3	1978	12 05 15 39 0	Romagna	34	4-5	4.61
3-4	1978	12 12 15 14 4	Dolomiti Friulane	56	5-6	4.35
3-4	1979	04 18 15 19 1	Friuli	72	6-7	4.66
F	1980	12 23 12 01 0	Piacentino	69	6-7	4.57
2-3	1983	11 09 16 29 5	Parmense	850	6-7	5.04
4	1990	11 11 22 16 2	Slovenia occidentale	101	5-6	4.59
3	1992	02 21 20 50 3	Costa croata settentrionale	29	5-6	4.31

2-3	 1998 03 13 15 14 5 Carniola interna	46	4.25
3	 1998 08 31 02 32 0 Slovenia centrale	77	4.31
3-4	 2004 07 12 13 04 0 Slovenia nord-occidentale	353	5.12



11.5.1 CATALOGO NTC4.1.1

In ambito GNDT, ed in particolare nell'ambito delle iniziative per la valutazione della pericolosità sismica del territorio italiano, a partire dal 1990 si è posta la necessità di produrre cataloghi parametrici compilati secondo criteri orientati alla valutazione della pericolosità sismica (Stucchi, 1991) e che considerassero i risultati delle ricerche effettuate dopo la pubblicazione del catalogo PFG (Postpischl, 1985a). Il primo di questi cataloghi è stato prodotto nel giugno 1993 (Stucchi et al., 1993; GNDT WG, 1993; Stucchi e Zerga, 1994); successive versioni sono state prodotte e utilizzate nelle varie fasi del progetto.

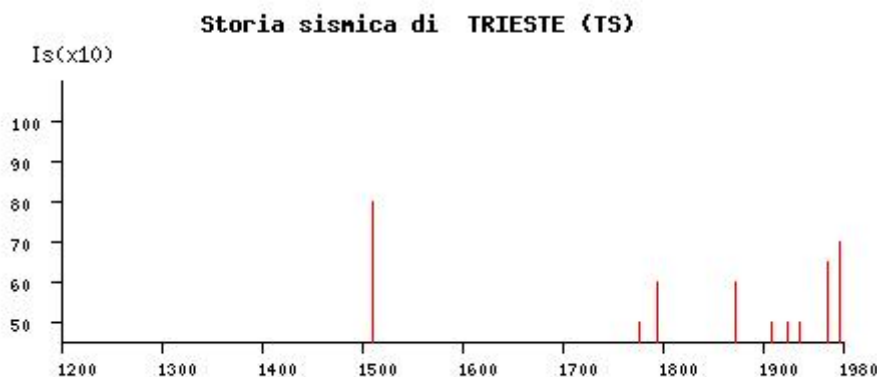
La versione NT4.1 rappresenta una rifinitura del catalogo usato per la compilazione delle mappe di pericolosità sismica consegnate dal GNDT al Dipartimento della Protezione Civile nel giugno 1996 (Slejko, 1996). La versione NT4.1.1 (luglio 1997) contiene alcune correzioni ad errori evidenziati nella fase successiva alla pubblicazione e alcune modifiche provenienti da controlli effettuati sui dati di base.

Di seguito si riportano le osservazioni sismiche consultate nel sito:

http://emidius.mi.ingv.it/DOM/consult_loc.html.

Osservazioni sismiche (44) disponibili per
TRIESTE (TS) [45.656, 13.784]

Data					Effetti	in occasione del terremoto di:		
Ye	Mo	Da	Ho	Mi	Is (MCS)	Area epicentrale	Ix	Ms
1511	03	26	14	30	80	GEMONA	90	62
1976	09	15	09	21	70	FRIULI	85	59
1964	03	18	16	43	65	CARSO	65	45
1794	06	07			60	TRAMONTI	75	52
1873	06	29	03	55	60	BELLUNESE	100	64
1976	05	06	20		60	FRIULI	95	65
1776	04	24			50	BAKAR	65	47
1909	01	13	00	45	50	BASSA PADANA	65	54
1924	12	12	03	29	50	CARNIA	70	54
1936	10	18	03	10	50	BOSCO CANSIGLIO	90	58
1812	10	25	07		45	SEQUALS	75	52
1845	12	21			45	LJUBLJANA	65	47
1914	10	27	09	22	45	GARFAGNANA	70	58
1956	01	31	02	25	45	VILLA DEL NEVOSO	50	47
1776	07	10			40	TRAMONTI	85	59
1781	04	04			40	FAENTINO	90	62
1928	03	27	08	32	40	CARNIA	90	56
1934	06	08	03	16	40	CLAUT	60	47
1962	01	23	17	31	40	ADRIATICO	60	47
1972	10	25	21	56	40	PASSO CISA	50	47
1930	10	30	07	13	35	SENIGALLIA	85	60
1963	08	09	06	05	35	FAENTINO	60	52
1810	12	25	00	45	F	NOVELLARA	70	50
1879	06	22	04	15	F	TARCENTO	55	42
1895	06	10	01	47	F	VALDOBBIADENE	65	47
1786	12	25			30	RIMINI	80	55
1859	01	20	07	55	30	COLLALTO	70	47
1881	01	24			30	BOLOGNESE	70	50
1881	02	12			30	RUSSI	65	47
1908	07	10	02	13	30	CARNIA	80	50
1931	12	25	11	41	30	TARCENTO	70	52
1934	05	04	13	56	30	CARNIA	65	43
1956	11	05	19	45	30	PALUZZA	60	48
1959	04	26	14	45	30	CARNIA	80	49
1875	03	17			25	RIMINI	80	52
1891	06	07			25	VERONESE	80	55
1935	06	05	11	48	25	FAENTINO	60	51
1943	07	24	01	44	20	VALDOBBIADENE	70	48
1967	12	09	03	09	10	ADRIATICO MER.	50	44
1971	07	15	01	33	10	PARMENSE	80	54
1935	03	19	07	27	RS	FRANCIA	40	50
1937	12	15	21	25	RS	CAPITANATA	55	44
1943	03	25	15	40	RS	OFFIDA	60	46
1980	01	25	00	27	RS	VAL VENOSTA	55	34



11.5.1 BANCA DATI GNDT 1996

A partire dal 1988 il GNDT ha raccolto, verificato e ricompilato la grande maggioranza dei dati macrosismici disponibili per terremoti relativi al periodo 1000-1980 e successivo aggiornamento del 1996. Questi dati provengono da alcuni bacini principali, in parte pubblici, in parte riservati, e da studi isolati. Per diversi terremoti sono disponibili più studi, ossia più insiemi di dati compilati a partire da informazioni primarie (record storici) parzialmente coincidenti, ed interpretati con criteri spesso non omogenei.

Il GNDT ha dato corso a nuovi studi di terremoti, privilegiando gli eventi per i quali non fossero già disponibili studi qualificati; anche in questo caso i dati sono stati georeferenziati, in analogia a quanto discusso in precedenza.

Per entrambi i gruppi di studi è stata data priorità agli eventi "principali" di ciascuna sequenza, con esclusione quindi delle repliche individuate secondo il criterio adottato per la compilazione dei cataloghi NT (Stucchi e Zerga, 1993).

In totale, utilizzando i dati della banca GNDT, la mappa delle massime intensità osservate può essere prodotta a partire da 943 eventi di intensità epicentrale superiore o uguale alla soglia del danno ($I_0 \geq 5/6$). Per questi eventi si dispone complessivamente di circa 33.000 osservazioni riferite a 9070 località, di cui 8518 in territorio italiano.

Regione	totale comuni	comuni privi di dati	%	comuni con lmax/oss	%	comuni con lmax/pon	%
Piemonte	1209	408	33.7	553	45.7	248	20.5
Valle d'Aosta	74	27	36.5	19	25.7	28	37.8
Lombardia	1546	1058	68.4	215	13.9	273	17.6
Trentino Alto- Adige	339	124	36.6	103	30.4	112	33.0
Veneto	582	173	29.7	225	38.6	184	31.6
Friuli Venezia Giulia	219	1	0.5	169	77.2	49	22.4
Liguria	235	35	14.9	151	64.2	49	20.8
Emilia-Romagna	341	34	10.0	209	61.3	98	28.7
Toscana	287	12	4.2	192	66.9	83	28.9
Umbria	92	3	3.3	58	63.0	31	33.7
Marche	246	18	7.3	188	76.4	40	16.3
Lazio	377	26	6.9	222	58.9	129	34.2
Abruzzo	305	11	3.6	204	66.9	90	29.5
Molise	136	7	5.1	88	64.7	41	30.1
Campania	551	77	13.9	364	66.1	110	19.9
Puglia	257	49	19.1	114	44.3	94	36.6
Basilicata	131	2	1.5	120	91.6	9	6.9
Calabria	409	2	0.5	348	85.1	59	14.4
Sicilia	390	16	4.1	290	74.3	84	21.5
Sardegna	375	358	95.4	7	1.9	10	2.7
TOTALE	8101	2441		3839		1821	

Figura 39 – Distribuzione dei dati per regione

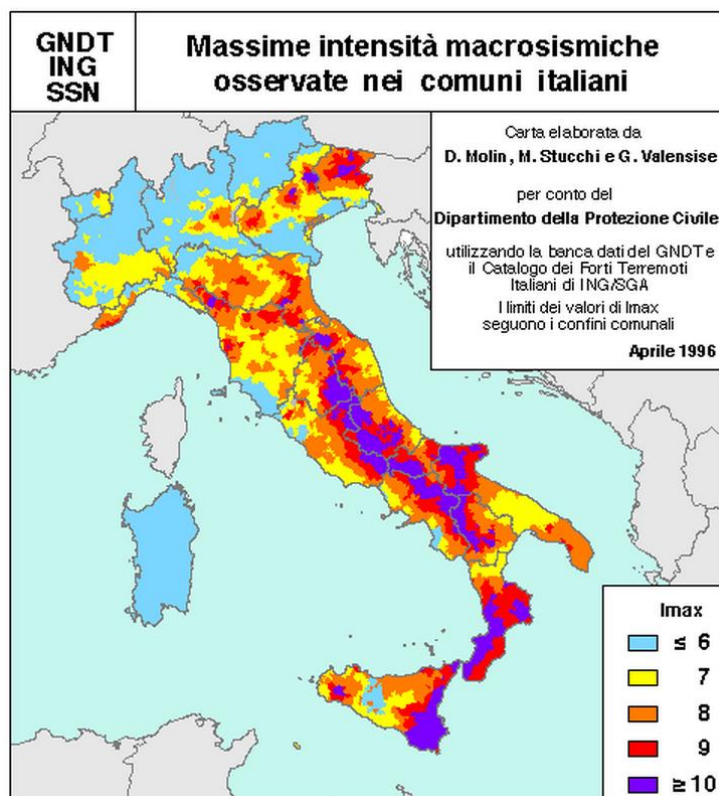
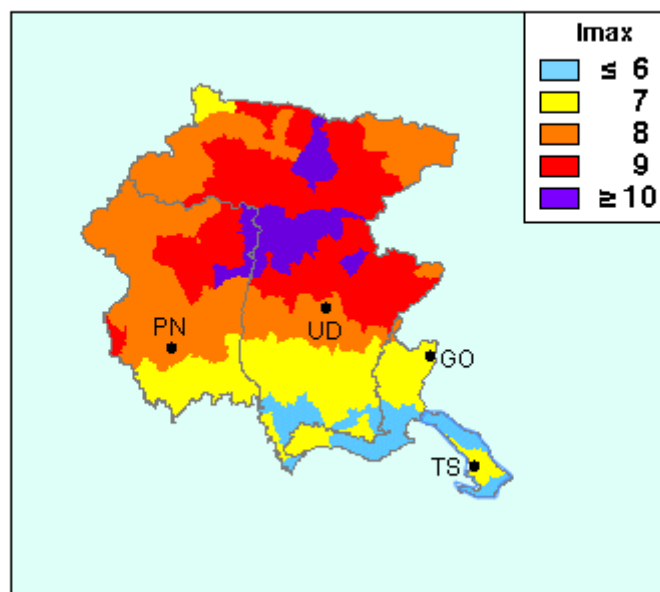


Figura 40 – Mappa delle massime intensità sismiche osservate nei comuni italiani

http://emidius.mi.ingv.it/GNDT/IMAX/max_int_oss.html

Friuli-Venezia Giulia



Massime intensità macrosismiche osservate nella provincia di Trieste

Comune	Re	Pr	Com	Lat	Lon	Imax
DUINO-AURISINA	6	32	1	45.75046	13.66923	<= 6
MONRUPINO	6	32	2	45.71729	13.80666	<= 6
MUGGIA	6	32	3	45.59943	13.76801	<= 6
SAN DORLIGO DELLA VALLE	6	32	4	45.60404	13.85792	<= 6
SGONICO	6	32	5	45.73496	13.74804	<= 6
TRIESTE	6	32	6	45.65635	13.78421	7

Dalla consultazione del sito, si ricava per Trieste una intensità macrosismica I_{max} pari a 7.

12 AZIONI SISMICHE DI PROGETTO DA NORMATIVA

12.1 VITA UTILE DELL'OPERA E PERIODO DI RIFERIMENTO

Il progetto degli edifici e del parcheggio interrato è realizzato nel rispetto del Decreto Ministeriale 17/01/2018 "Norme Tecniche per le costruzioni", il quale prescrive di esplicitare la scelta di Vita Nominale e Classe d'Uso delle opere, la quale deve essere effettuata di concerto con il Committente.

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali, ed è correlata alla "Tipologia dell'opera". La classe d'uso delle opere individua il grado di prestazione atteso dalla struttura in presenza di azione sismica, in riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso. Nella progettazione la classe d'uso si traduce nell'applicazione di azioni tanto più gravose, quanto più la struttura è importante in termini di sicurezza collettiva e pubblico interesse. La Normativa suddivide gli edifici in quattro categorie.

2.4.1. VITA NOMINALE DI PROGETTO

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

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

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

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

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

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

2.4.2. CLASSI D'USO

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

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

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

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

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

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

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

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

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

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

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

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

Nel caso in esame, di concerto con il Committente per il calcolo delle azioni sismiche si assume:

- ✓ Vita Nominale: $V_N = 50$ anni
- ✓ Classe d'uso: Classe III – $C_U = 1,5$
- ✓ Periodo di riferimento per l'azione sismica: 75 anni

12.2 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

3.2.1. STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli Stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

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

Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:

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

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I.

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{VR} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R si ricava il periodo di ritorno T_R del sisma utilizzando la relazione:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR}) = -C_U V_N / \ln(1 - P_{VR}) \quad [3.2.0]$$

Nel caso in esame si ottengono i seguenti periodi di ritorno:

V_N	50	anni
C_U	1.5	anni
V_R	75	anni
		T_R (anni)
SLO	81%	45
SLD	63%	75
SLV	10%	712
SLC	5%	1462

12.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

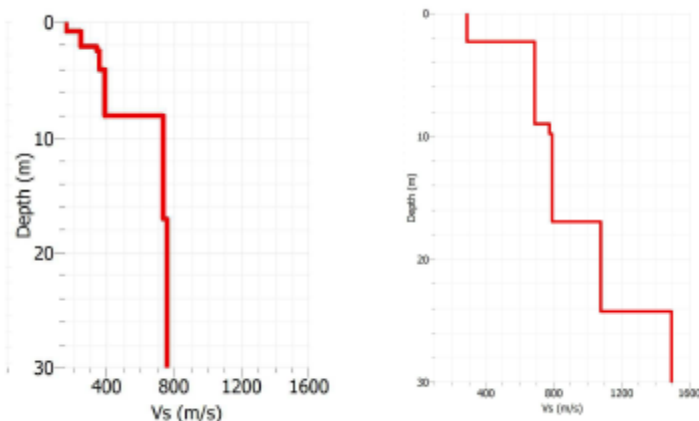
L'identificazione della categoria di sottosuolo, in accordo alla normativa di riferimento NTC 2018, è stata effettuata in base ai valori della velocità equivalente ($V_{S,30}$) delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità e sulla base dell'interpretazione delle indagini in sito dirette e indirette.

La categoria risultante nell'area in esame è di **tipo B** essendo presenti depositi superficiali per profondità superiori a 3 m.

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

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

Si riportano i risultati delle prove geofisiche MASW.



12.4 CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

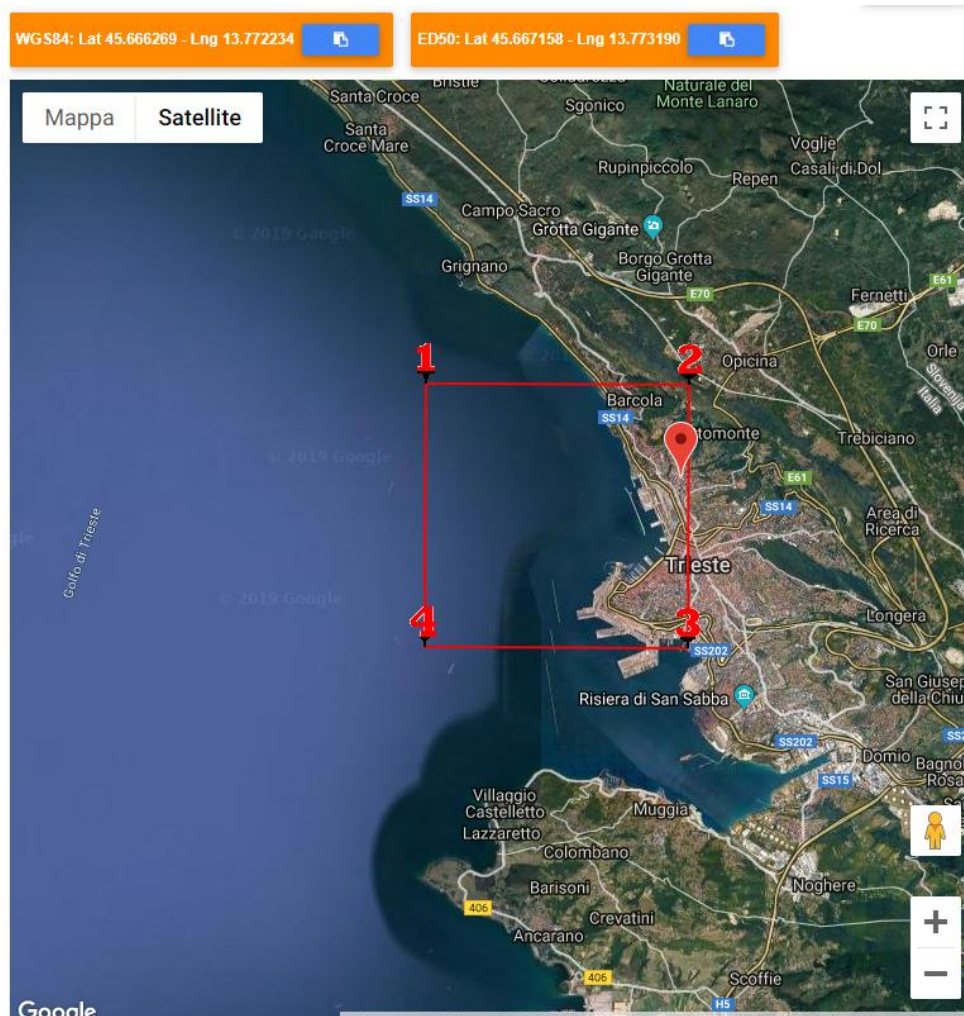
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq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

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

Nel caso in esame l'area appartiene ad una categoria topografica T1 ($i \leq 15^\circ$)

12.5 PARAMETRI SU SITO DI RIFERIMENTO RIGIDO ORIZZONTALE


L'area oggetto di intervento si trova in comune di Trieste. La posizione che corrisponde all'incirca al baricentro delle strutture presenta le seguenti coordinate: Latitudine: 45.66°, Longitudine: 13.77°.




Si riporta la determinazione dei parametri sismici di progetto (<https://geoapp.eu/parametrisismici2018/>)


- Categoria terreno NTC 2018 tipo "B"
- $V_n = 50$ anni
- Classe d'uso III $\Rightarrow C_u = 1.5$
- Periodo di riferimento $V_r = V_n \times C_u = 75$ anni
- Categoria Topografica T1

Stati limite

 Classe Edificio

III. Affollamento significativo...


 Vita Nominale 50

 Interpolazione Media ponderata

CU = 1.5


Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	45	0.041	2.570	0.229
Danno (SLD)	75	0.053	2.569	0.253
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.134	2.536	0.330
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.170	2.578	0.343
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			


Coefficienti sismici

 Tipo Stabilità dei pendii e fondazioni

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

H (m) 1 us (m) 0.1

 Cat. Sottosuolo B

 Cat. Topografica T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz categoria	1,48	1,45	1,37	1,36
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

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

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.010	0.013	0.039	0.049
kv	0.005	0.006	0.019	0.024
Amax [m/s²]	0.485	0.626	1.579	1.999
Beta	0.200	0.200	0.240	0.240

ESPORTA IN TXT PDF SPETTRI

13 STABILITA' DEL SITO NEI CONFRONTI DELLE LIQUEFAZIONE

Con il termine liquefazione si intende un processo in seguito al quale un sedimento che si trova al di sotto del livello freatico perde temporaneamente resistenza e si comporta come un fluido viscoso a causa di un aumento della pressione neutra e di una riduzione della pressione efficace.

La liquefazione ha luogo quando la pressione dei pori aumenta fino a eguagliare la pressione intergranulare; in termini tecnici la liquefazione ha inizio quando la pressione dei pori (u_0) eguaglia la pressione totale (σ_{v0}), producendo uno stato della pressione efficace nullo.

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0 = 0$$

L'incremento della pressione neutra è indotto dalla tendenza di un materiale granulare a compattarsi quando è soggetto ad azioni cicliche di un sisma, con conseguente aumento del potenziale di liquefazione del terreno. La liquefazione del terreno dovuta a movimenti sismici, con le conseguenti deformazioni associate, è una delle cause più importanti di danneggiamento e crollo delle costruzioni fondate su terreni non coesivi saturi ed è il risultato dell'effetto combinato di due principali categorie di fattori:

- fattori predisponenti
 - o il terreno deve essere saturo, non compattato, non consolidato, sabbioso o limoso o un miscuglio di poca argilla.
 - o Distribuzione granulometrica, uniformità, saturazione, densità relativa, pressioni efficaci di confinamento, stato tensionale in sito iniziale, ecc.
- fattori scatenanti
 - o sismicità: magnitudo, durata, distanza dall'epicentro, accelerazione massima superficiale, inoltre il sito deve essere scosso sufficientemente a lungo e con forza dal sisma.

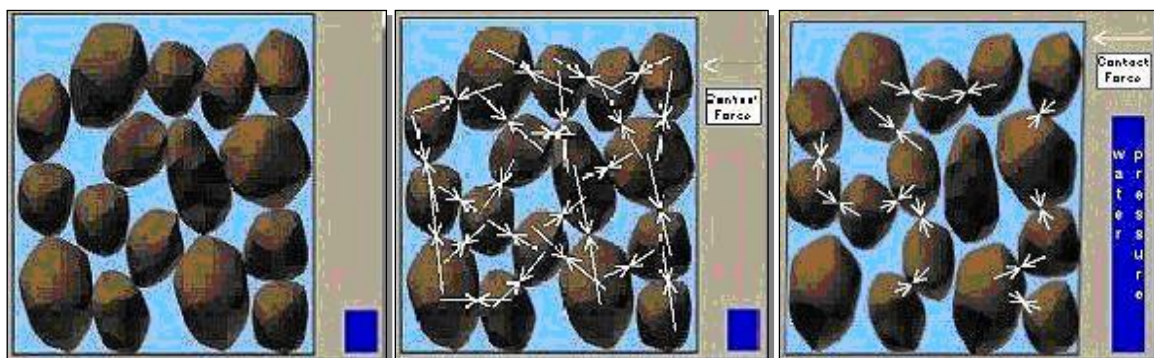


Figura 41 Incremento della pressione neutra di un terreno liquefacibile durante un sisma.

Alla liquefazione del terreno possono associarsi estesi fenomeni di subsidenza, movimenti di masse fluidificate del terreno, ecc. ma anche effetti meno devastanti, quali cedimenti differenziali, lesioni nelle strutture, ecc. che tuttavia possono indurre gravi danni alle opere.

L'ammontare delle deformazioni conseguenti alla liquefazione dipende dallo stato di addensamento del suolo, spessore ed estensione areale dello strato liquefacibile, dalla pendenza della superficie del terreno e dalla distribuzione dei carichi applicati dalle opere.

Sono suscettibili alla liquefazione:

- i suoli non coesivi e saturi (sabbie e limi, occasionalmente ghiaie) con contenuto di fini plastici relativamente basso (inferiore al 15%);
- i suoli costituiti da particelle relativamente uniformi, in cui predomina una dimensione di particelle;
- i depositi sabbiosi recenti (età Olocenica).

Il paragrafo 7.11.3.4 del D.M. 17 gennaio 2018 stabilisce che, in caso di scuotimento sismico, il sito presso il quale è ubicato l'opera deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

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

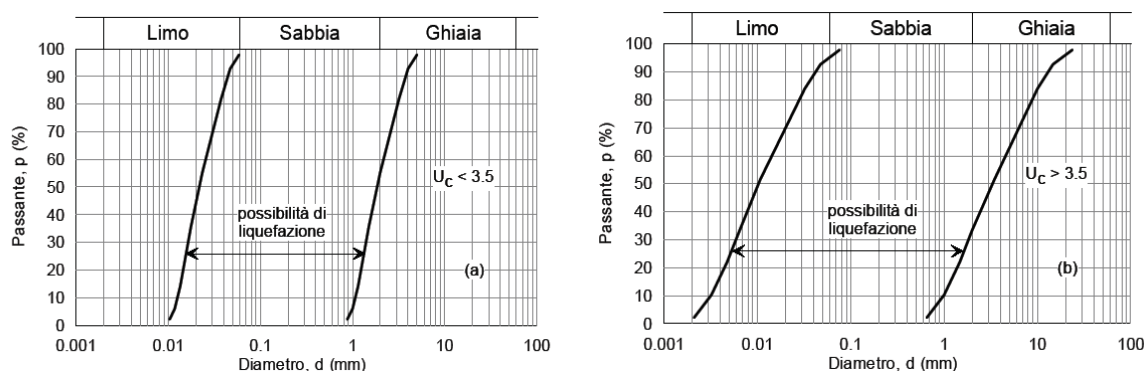


Figura 42 Fusi granulometrici id terreni suscettibili a liquefazione

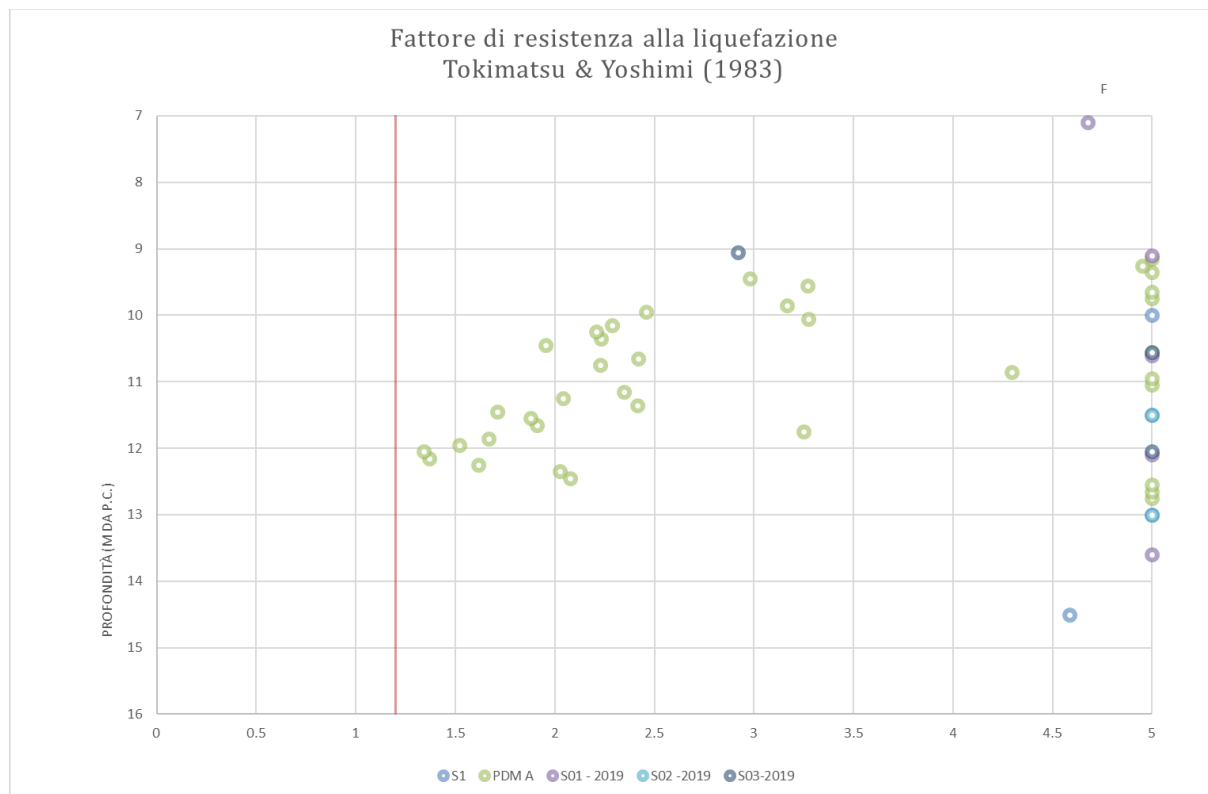
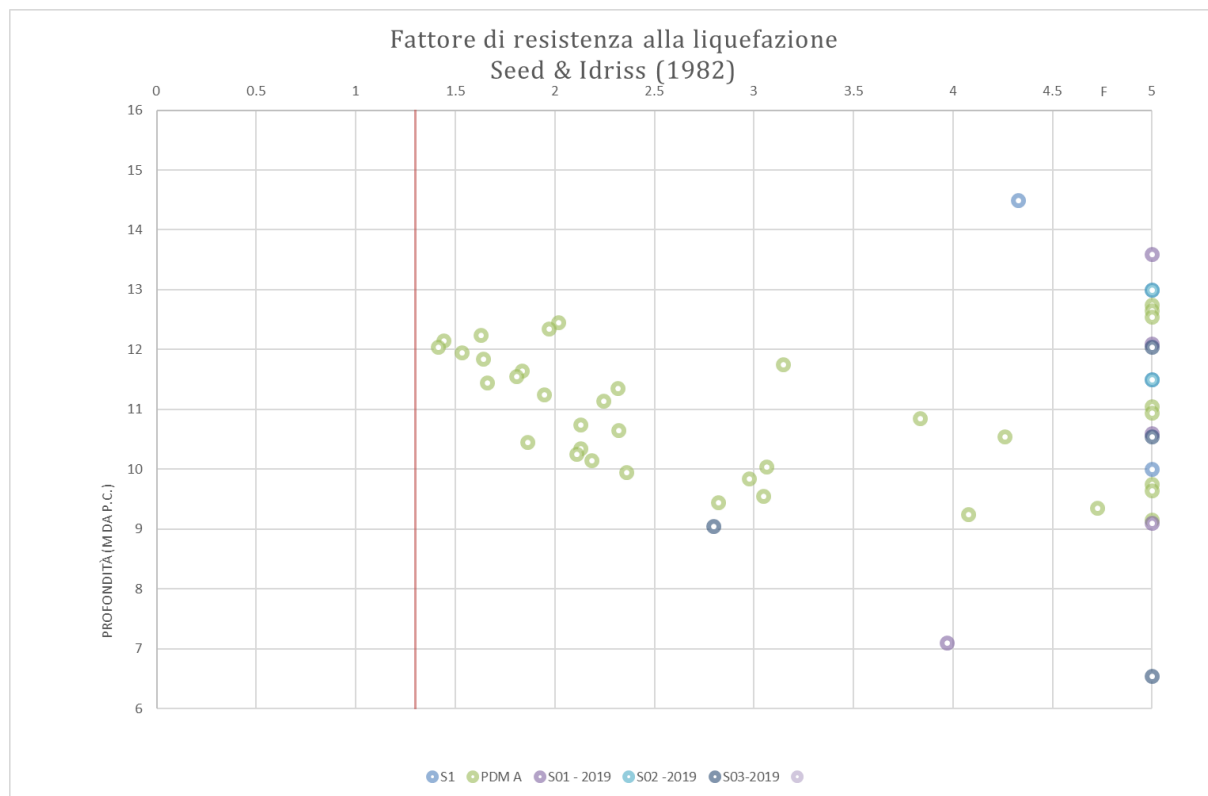
Nel caso in esame si verificano le seguenti condizioni:

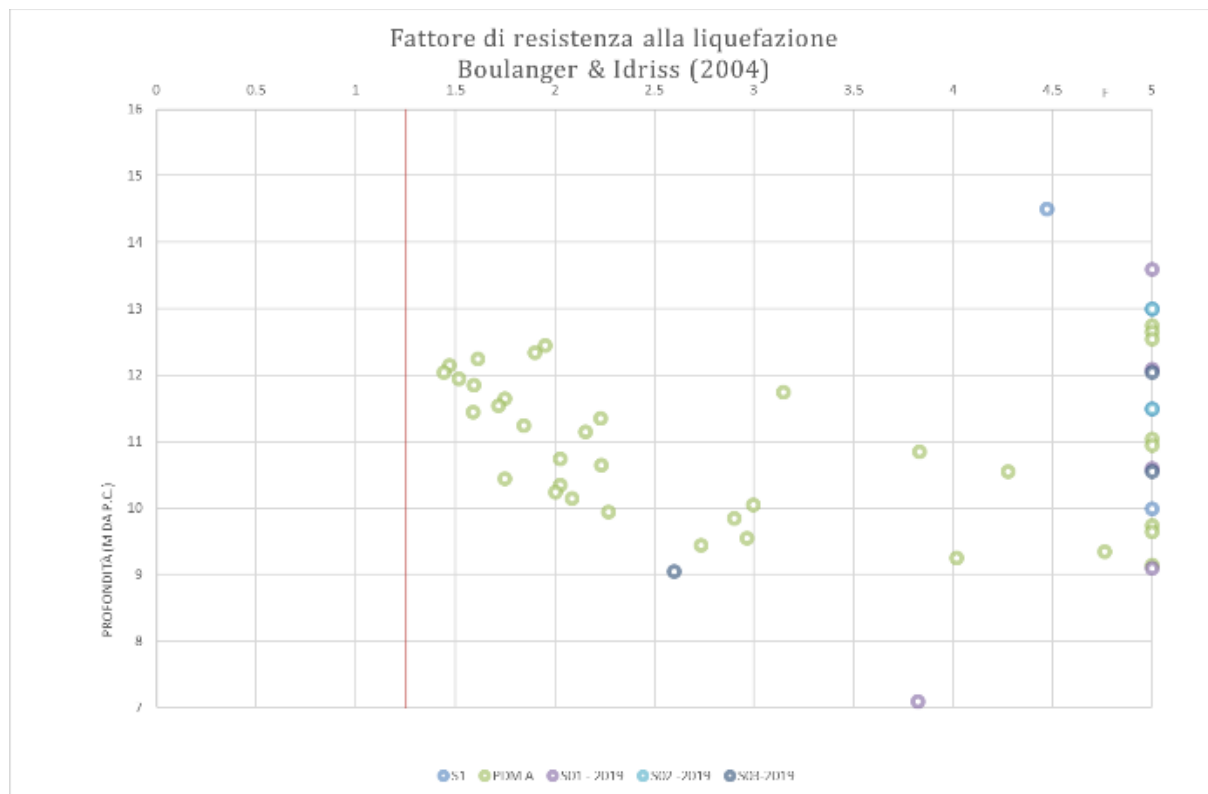
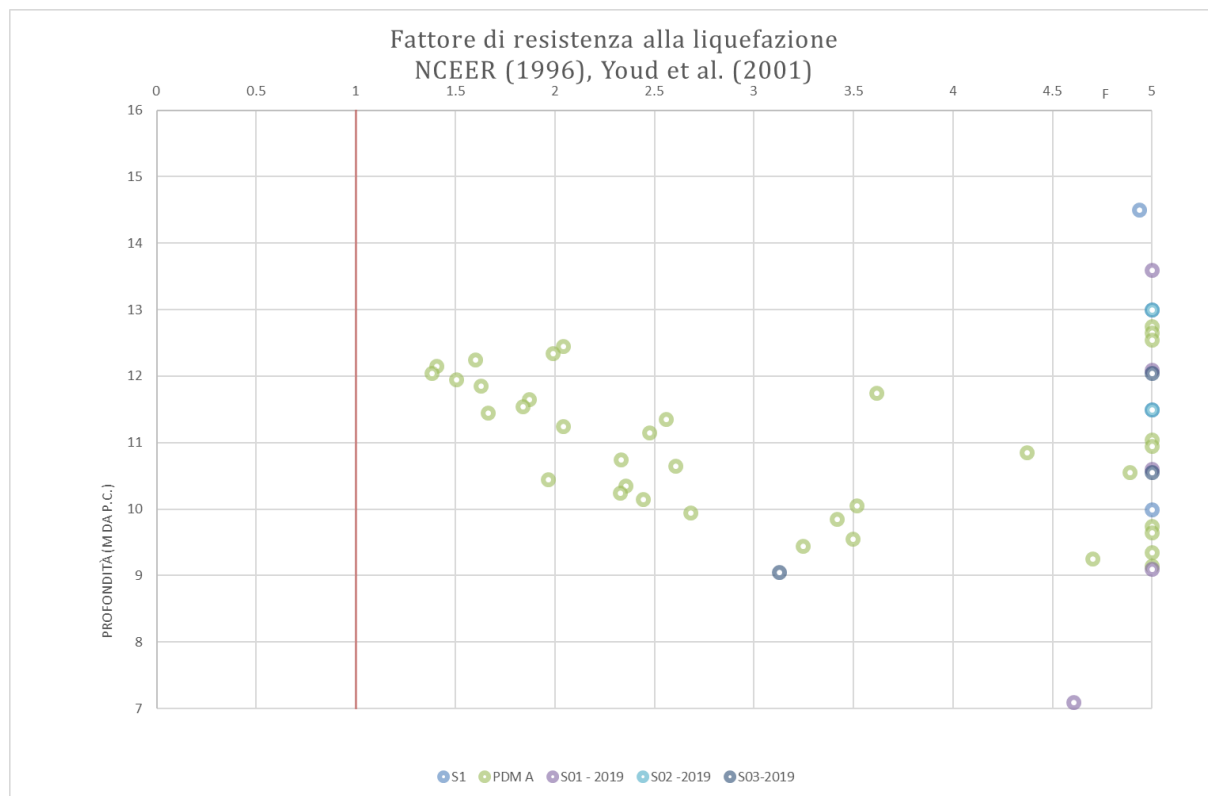
1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) pari a 0.16 ($V_r=712$ anni) quindi superiori a $0,1 \cdot g$;
2. Profondità media stagionale della falda circa 2.2/3.5m da p.c. inferiore a 15 m dal piano campagna;
3. Presenza di strati ghiaiosi con limo passanti a limo sabbiosi per cui si sono ottenuti $(N_1)_{60} < 30$ in alcuni strati sabbiosi presenti nei primi 20 m da p.c.
4. Le curve granulometriche escludono l'insorgenza di fenomeni di liquefazione (Vedasi la Relazione Geologica Gdr002);

Nel caso in esame, i valori di riferimento (da relazione geologica) sono:

- magnitudo **$M = 6.14$**
- Accelerazioni massime **$a_{max} = 0.16$ (SLV)**
- Profondità media stagionale della falda **-2.2 m da p.c..**
- Depositi costituiti da **sabbie**

I risultati delle analisi effettuate mostrano un quadro di stabilità rispetto alla liquefazione del sito. Dall'analisi delle prove Nspt si osserva come, in nessun caso, il valore del fattore di sicurezza ottenuto sia inferiore all'unità. Risulta quindi che l'indice del potenziale di liquefazione LPI valutato secondo Iwasaki et al., 1982 è nullo.





PROVE SPT				
Prova	Metodo calcolo FS	I _L	Rischio di liquefazione	Sv (m)
S1	Seed & Idriss (1982)	0.00	Nulla	0.00
	Tokimatsu e Yoshimi (1983)	0.00	Nulla	0.00
	NCEER (1996), Youd et al. (2001)	0.00	Nulla	0.00
	Idriss & Boulanger (2004)	0.00	Nulla	0.00
PDM A	Seed & Idriss (1982)	0.00	Nulla	0.00
	Tokimatsu e Yoshimi (1983)	0.00	Nulla	0.00
	NCEER (1996), Youd et al. (2001)	0.00	Nulla	0.00
	Idriss & Boulanger (2004)	0.00	Nulla	0.00
S01 - 2019	Seed & Idriss (1982)	0.00	Nulla	0.00
	Tokimatsu e Yoshimi (1983)	0.00	Nulla	0.00
	NCEER (1996), Youd et al. (2001)	0.00	Nulla	0.00
	Idriss & Boulanger (2004)	0.00	Nulla	0.00
S02 -2019	Seed & Idriss (1982)	0.00	Nulla	0.00
	Tokimatsu e Yoshimi (1983)	0.00	Nulla	0.00
	NCEER (1996), Youd et al. (2001)	0.00	Nulla	0.00
	Idriss & Boulanger (2004)	0.00	Nulla	0.00
S03-2019	Seed & Idriss (1982)	0.00	Nulla	0.00
	Tokimatsu e Yoshimi (1983)	0.00	Nulla	0.00
	NCEER (1996), Youd et al. (2001)	0.00	Nulla	0.00
	Idriss & Boulanger (2004)	0.00	Nulla	0.00

14 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Sulla base dei risultati delle prove in sito presentati nei paragrafi precedenti, si assume per l'analisi e la verifica delle opere di progetto il seguente modello geotecnico:

ASILO							
N. Strato	Da (m slmm)	A (m slmm)	Descrizione Strato	γ_k [kN/m ³]	ϕ_k (°)	C' (kPa)	E _k operativo [kPa]
1	17.15	14.15	Ghiaia con limo (Riporto)	19	28-31	0	10000-15000
2	14.15	12.65	Sabbia limosa	19	32	0	16000
3	12.65	11.15	Limo sabbioso	19	26-29	0	4500-6500
4	11.15	8.15	Sabbia con limo	19	30-35	0	14000
5	var	var	Cappellaccio	19	35	0-20	50000
6	var	var	Flysch alterato	21	20-25	30-40	100000
7	var	var	Flysch sano	21	20-25	50-120	375000

PARCHEGGIO INTERRATO							
N. Strato	Da (m slmm)	A (m slmm)	Descrizione Strato	γ_k [kN/m ³]	ϕ_k (°)	C' (kPa)	E _k operativo [kPa]
1	14.5	12	Ghiaia con limo (Riporto)	19	28-31	0	15000-20000
2	12	9.5	Ghiaia	19	34-37	0	25000
3	9.5	8.5	Ghiaia con limo	19	31	0 - 5	15000
4	8.5	3.0	Ghiaia con sabbia	19	34 - 37	0	23000
5	var	var	Cappellaccio	19	35	0-20	50000
3	var	var	Flysch alterato	21	20-25	30-40	100000
7	var	var	Flysch sano	21	20-25	50-120	375000

La falda è stata considerata a circa -2.20 m dal piano campagna attuale.

15 CRITERI DI VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI NCT 2018

6.2.4. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure indicate al § 2.6.

6.2.4.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU), come definito al §2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_{inst,d} \leq E_{stb,d}$$

dove $E_{inst,d}$ è il valore di progetto dell'azione instabilizzante, $E_{stb,d}$ è il valore di progetto dell'azione stabilizzante.

La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori γ_f riportati nella colonna EQU della tabella 6.2.I.

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad [6.2.1]$$

essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni [6.2.2a] o [6.2.2b]

$$E_d = E \left[\gamma_f F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2a]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2b]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione [6.2.3].

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_f F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.3]$$

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse nelle [6.2.2a] e [6.2.3] rispettivamente in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri geotecnici di progetto X_k/γ_M e dei parametri geometrici di progetto a_d . Il coefficiente parziale di sicurezza γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni come indicato dalla [6.2.2b] con $\gamma_E = \gamma_F$.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1, la verifica della condizione [6.2.1] deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Per le verifiche nei confronti di stati limite ultimi non espressamente trattati nei successivi paragrafi, da 6.3 a 6.11, si utilizza l'Approccio 1 con le due combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2). I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

6.2.4.1.1 Azioni

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψ_{ij} devono essere assunti come specificato nel Capitolo 2.

Si fa salvo, comunque, quanto previsto nel Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26 giugno 2014 recante "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)", ove applicabile

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

6.2.4.1.2 Resistenze

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali. Il valore di progetto della resistenza si ottiene, per il caso (a), applicando al valore caratteristico della resistenza unitaria al taglio τ_R un coefficiente parziale $\gamma_{\tau R} = 1,0$ (M1) e $\gamma_{\tau R} = 1,25$ (M2) oppure procedendo come previsto ai punti b) e c) di cui sopra.

6.2.4.1.3. Verifiche strutturali con l'analisi di interazione terreno-struttura

Le analisi finalizzate al dimensionamento strutturale nelle quali si consideri l'interazione terreno-struttura si eseguono con i valori caratteristici dei parametri geotecnici, amplificando l'effetto delle azioni con i coefficienti parziali del gruppo A1.

16 CRITERI DI VERIFICA NEI CONFRONTI DEL SOLLEVAMENTO NCT 2018

Si riporta un estratto delle norme tecniche NTC 2018 relativo ai criteri di verifica nei confronti del sollevamento.

6.2.4.2 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici

Le opere geotecniche devono essere verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento.

A tal fine, nella valutazione delle pressioni interstiziali e delle quote piezometriche caratteristiche, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle condizioni stratigrafiche.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, ovvero la risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ($G_{inst,d}$) e quella variabile ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad [6.2.4]$$

dove

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \quad [6.2.5]$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III. Al fine del calcolo della resistenza di progetto R_d , tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2). Ove necessario, il calcolo della resistenza va eseguito in accordo a quanto indicato nei successivi paragrafi per le fondazioni su pali e per gli ancoraggi.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

In condizioni di flusso prevalentemente verticale:

- nel caso di frontiera di efflusso libera, la verifica a sifonamento si esegue controllando che il gradiente idraulico i risulti non superiore al gradiente idraulico critico i_c diviso per un coefficiente parziale $\gamma_R = 3$, se si assume come effetto delle azioni il gradiente idraulico medio, e per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$ nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso;
- in presenza di un carico imposto sulla frontiera di efflusso, la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$.

In tutti gli altri casi il progettista deve valutare gli effetti delle forze di filtrazione e garantire adeguati livelli di sicurezza, da prefissare e giustificare esplicitamente.

Si fa salvo, comunque, quanto previsto nel Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26 giugno 2014 recante "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)", ove applicabile

17 CRITERI DI VERIFICA OPERE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI NTC 2018

6.4.2. FONDAZIONI SUPERFICIALI

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni superficiali devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.5.3.1

6.4.2.1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - stabilità globale.
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

6.4.2.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), si deve verificare il rispetto della condizione [6.2.7], calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni.

Forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

18 CRITERI DI VERIFICA OPERE DI FONDAZIONE SU PALI NTC 2018

Si riporta un estratto delle norme tecniche NTC 2018 relativo ai criteri di verifica delle fondazioni su pali.

6.4.3. FONDAZIONI SU PALI

Il progetto di una fondazione su pali deve comprendere la scelta del tipo di palo e delle relative tecnologie e modalità di esecuzione, il dimensionamento dei pali e delle relative strutture di collegamento, tenendo conto degli effetti di gruppo tanto nelle verifiche SLU quanto nelle verifiche SLE.

Le indagini geotecniche, oltre a soddisfare i requisiti riportati al § 6.2.2, devono essere dirette anche ad accertare l'effettiva realizzabilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e del regime delle pressioni interstiziali.

In generale, le verifiche dovrebbero essere condotte a partire dai risultati di analisi di interazione tra il terreno e la fondazione costituita dai pali e dalla struttura di collegamento (fondazione mista a platea su pali) che portino alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e di quella trasmessa dai pali.

Nei casi in cui l'interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento ai soli pali, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.1 e 6.4.3.2.

Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento alla fondazione mista, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.3 e 6.4.3.4.

In ogni caso, in aggiunta a quanto riportato ai §§ 6.2.4.1.1 e 6.2.4.1.2, fra le azioni permanenti deve essere incluso il peso proprio del palo e l'effetto dell'attrito negativo, quest'ultimo valutato con i coefficienti γ_M del caso M1 della Tab. 6.2.II.

In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni su pali devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.5.3.2

6.4.3.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
 - stabilità globale;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

6.4.3.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R			
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

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

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
- metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).

In dettaglio:

- Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo, $R_{c,k}$ o a trazione, $R_{t,k}$, è dedotto dai corrispondenti valori $R_{c,m}$ o $R_{t,m}$, ottenuti elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze misurate i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.III, in funzione del numero n di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{media}}}{\xi_1}, \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad [6.4.1]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{\text{media}}}{\xi_1}, \frac{(R_{t,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad [6.4.2]$$

Tab. 6.4.III - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

- Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{\text{media}}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.3]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{\text{media}}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.4]$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Fatta salva la necessità di almeno una verticale di indagine per ciascun sistema di fondazione, nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, ai fini del conteggio delle verticali di indagine per la scelta dei coefficienti ξ in Tab. 6.4.IV si devono prendere solo le verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

- (c) Se il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ è dedotto dal valore $R_{c,m}$ ottenuto elaborando i risultati di una o più prove dinamiche di progetto ad alto livello di deformazione, il valore caratteristico della resistenza a compressione è pari al minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze misurate i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.V, in funzione del numero n di prove dinamiche eseguite su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{media}}}{\xi_5}, \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_6} \right\} \quad [6.4.5]$$

Tab. 6.4.V - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove dinamiche su pali pilota

Numero di prove di carico	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

6.4.3.1.1 Resistenza a carico assiale di una palificata

Per una palificata, la verifica della condizione [6.2.1] dovrà essere fatta in base alla resistenza caratteristica che risulta dalla somma delle resistenze caratteristiche dei pali che la costituiscono. Sarà comunque necessario valutare possibili riduzioni della resistenza disponibile per effetto di gruppo, tenendo conto della tipologia dei pali, della natura dei terreni interessati e della configurazione geometrica della palificata.

6.4.3.1.2 Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

Per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del § 6.4.3.1.1, applicando il coefficiente parziale γ_T della Tab. 6.4.VI.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

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

Nel caso in cui la resistenza caratteristica $R_{tr,k}$ sia valutata a partire dalla resistenza $R_{tr,m}$ misurata nel corso di una o più prove di carico statico su pali pilota, è necessario che la prova sia eseguita riproducendo la retta di azione delle azioni di progetto.

Nel caso in cui la resistenza caratteristica sia valutata con metodi di calcolo analitici, i coefficienti riportati nella Tab. 6.4.IV devono essere scelti assumendo come verticali indagate solo quelle che consentano una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo nell'ambito delle profondità interessate dal meccanismo di rottura.

La resistenza sotto carichi trasversali dell'intera fondazione su pali deve essere valutata tenendo conto delle condizioni di vincolo alla testa dei pali determinate dalla struttura di collegamento e di possibili riduzioni per effetto di gruppo.

6.4.3.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di esercizio, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

Specificamente, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni caratteristiche previste per gli stati limite di esercizio al § 2.5.3, per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, come prescritto dalla condizione [6.2.7]. La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

19 CRITERI DI VERIFICA OPERE DI SOSTEGNO SCAVI NTC 2018

Si riporta un estratto delle norme tecniche NTC 2018 relativo ai criteri di verifica delle paratie.

6.5.2.2 MODELLO GEOMETRICO DI RIFERIMENTO

Il modello geometrico deve tenere conto delle possibili variazioni del profilo del terreno a monte e a valle del paramento rispetto ai valori nominali.

Nel caso in cui la funzione di sostegno è affidata alla resistenza del volume di terreno a valle dell'opera, la quota di valle deve essere diminuita di una quantità pari al minore dei seguenti valori:

- 10% dell'altezza di terreno da sostenere nel caso di opere a sbalzo;
- 10 % della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo nel caso di opere vincolate;
- 0,5 m.

Il livello della superficie libera dell'acqua deve essere scelto sulla base di misure e sulla possibile evoluzione del regime delle pressioni interstiziali anche legati a eventi di carattere eccezionale e a possibili malfunzionamenti dei sistemi di drenaggio. In assenza di particolari sistemi di drenaggio, nelle verifiche allo stato limite ultimo, si deve sempre ipotizzare che la superficie libera della falda non sia inferiore a quella del livello di sommità dei terreni con bassa permeabilità ($k < 10^{-7}$ m/s).

6.5.3.1.2 Paratie

Per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)*
 - collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
 - collasso per carico limite verticale;
 - sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
 - instabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - sifonamento del fondo scavo;
 - instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
 - raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
 - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

Le verifiche nei riguardi degli stati limite idraulici (UPL e HYD) devono essere eseguite come descritto nel § 6.2.4.2.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)

- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II, con i coefficienti γ_R del gruppo R1 pari all'unità.

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Fermo restando quanto specificato nel § 6.5.3.1.1 per il calcolo delle spinte, per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete $\delta > \varphi'/2$, ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

6.5.3.2 VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE)

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell'interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

20 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISIMICHE NTC 2018

3.2.3.3 SPOSTAMENTO ORIZZONTALE E VELOCITÀ ORIZZONTALE DEL TERRENO

I valori dello spostamento orizzontale d_g e della velocità orizzontale v_g massimi del terreno sono dati dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} d_g &= 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \\ v_g &= 0,16 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \end{aligned} \quad [3.2.12]$$

dove a_g , S , T_C , T_D assumono i valori già utilizzati al § 3.2.3.2.1.

3.2.4. EFFETTI DELLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

3.2.4.1 VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

Nei punti di contatto con il terreno di opere con sviluppo planimetrico significativo, il moto sismico può avere caratteristiche differenti, a causa del carattere asincrono del fenomeno di propagazione, delle disomogeneità e delle discontinuità eventualmente presenti, e della diversa risposta locale del terreno.

Degli effetti sopra indicati deve tenersi conto quando essi possono essere significativi e in ogni caso quando le condizioni di sotto-suolo siano così variabili lungo lo sviluppo dell'opera da richiedere l'uso di accelerogrammi o di spettri di risposta diversi.

In assenza di modelli fisicamente più accurati e adeguatamente documentati, un criterio di prima approssimazione per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico consiste nel sovrapporre agli effetti dinamici, valutati ad esempio con lo spettro di risposta, gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi.

Nel dimensionamento delle strutture in elevazione tali effetti possono essere trascurati quando il sistema fondazione-terreno sia sufficientemente rigido da rendere minimi gli spostamenti relativi. Negli edifici ciò avviene, ad esempio, quando si collegano in modo opportuno i plinti di fondazione.

Gli effetti dinamici possono essere valutati adottando un'unica azione sismica, corrispondente alla categoria di sottosuolo che induce le sollecitazioni più severe.

Qualora l'opera sia suddivisa in porzioni, ciascuna fondata su sottosuolo di caratteristiche ragionevolmente omogenee, per ciascuna di esse si adotterà l'appropriata azione sismica.

3.2.4.2 SPOSTAMENTO ASSOLUTO E RELATIVO DEL TERRENO

Il valore dello spostamento assoluto orizzontale massimo del suolo (d_g) può ottenersi utilizzando l'espressione [3.2.12].

Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto richiamati nel paragrafo precedente, il valore dello spostamento relativo tra due punti i e j caratterizzati dalle proprietà stratigrafiche del rispettivo sottosuolo ed il cui moto possa considerarsi indipendente, può essere stimato secondo l'espressione seguente:

$$d_{ij\max} = 1,25 \sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2} \quad [3.2.13]$$

dove d_{gi} e d_{gj} sono rispettivamente gli spostamenti massimi del suolo nei punti i e j , calcolati con riferimento alle caratteristiche locali del sottosuolo.

Il moto di due punti del terreno può considerarsi indipendente per punti posti a distanze notevoli, in relazione al tipo di sottosuolo; il moto è reso indipendente anche dalla presenza di forti variabilità orografiche tra i punti.

In assenza di forti discontinuità orografiche, lo spostamento relativo tra punti a distanza x (in m) si può valutare con l'espressione:

$$d_{ij}(x) = d_{ij0} + (d_{ij\max} - d_{ij0}) \left[1 - e^{-1,25(x/v_s)^{0,7}} \right] \quad [3.2.14]$$

dove v_s è la velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s e d_{ij0} è dato dall'espressione

$$d_{ij0} = 1,25 |d_{gi} - d_{gj}| \quad [3.2.15]$$

Per punti che ricadano su sottosuoli differenti a distanza inferiore a 20 m, lo spostamento relativo è rappresentato da d_{ij0} ; se i punti ricadono su sottosuolo dello stesso tipo, lo spostamento relativo può essere stimato, anziché con l'espressione [3.2.14], con le espressioni

$$d_{ij}(x) = \frac{d_{ij\max}}{v_s} \cdot 2,3x \quad \text{per sottosuolo tipo D,} \quad [3.2.16]$$

$$d_{ij}(x) = \frac{d_{ij\max}}{v_s} \cdot 3,0x \quad \text{per sottosuolo di tipo diverso da D.}$$

Per la determinazione delle sollecitazioni indotte nei ponti dagli spostamenti relativi del terreno, si possono utilizzare criteri riportati in documenti di comprovata validità.

7.2.5. REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le pertinenti combinazioni delle azioni di cui al § 2.5.3.

Sia per CD "A" sia per CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, una tra le seguenti:

- quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo (v. § 7.3);
- quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 2.5.3), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio;
- quella trasferita dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificata di un coefficiente pari a 1,30 in CD "A" e 1,10 in CD "B";

FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le strutture delle fondazioni superficiali devono essere progettate per le azioni definite al precedente capoverso, assumendo un comportamento non dissipativo; non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Le platee di fondazione in calcestruzzo armato devono avere armature longitudinali, secondo due direzioni ortogonali e per l'intera estensione, in percentuale non inferiore allo 0,1% dell'area della sezione trasversale della platea, sia inferiormente sia superiormente.

Le travi di fondazione in calcestruzzo armato devono avere, per l'intera lunghezza, armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2% dell'area della sezione trasversale della trave, sia inferiormente sia superiormente.

FONDAZIONI SU PALI

I pali in calcestruzzo devono essere armati, per tutta la lunghezza, con una armatura longitudinale in percentuale non inferiore allo 0,3% dell'area della sezione trasversale del palo e un'armatura trasversale costituita da staffe o da spirali di diametro non inferiore a 8 mm, passo non superiore a 8 volte il diametro delle barre longitudinali.

Qualora non fosse possibile escludere il raggiungimento della capacità dei pali, devono essere soddisfatte le seguenti condizioni:

- se la capacità è raggiunta in prossimità della testa del palo, deve considerarsi una zona dissipativa estesa fino a una profondità pari ad almeno dieci volte il diametro del palo; se la capacità è raggiunta in profondità, per esempio in corrispondenza di contatti tra strati di terreno di rigidità molto diversa (§7.11.5.3.2), deve considerarsi una zona dissipativa a cavallo dei contatti avente estensione pari ad almeno cinque diametri;
- nelle zone dissipative le sezioni devono essere progettate per esibire un comportamento duttile per effetto delle azioni di calcolo;

In tali zone dissipative l'armatura longitudinale deve avere area non inferiore all'1% dell'area della sezione trasversale del palo, mentre l'armatura trasversale deve essere costituita da staffe singole di passo non superiore a 6 volte il diametro delle barre longitudinali.

In assenza di specifiche valutazioni della capacità di duttilità, devono essere rispettate le seguenti prescrizioni:

- la capacità per taglio deve essere almeno pari ad 1,3 volte della corrispondente domanda;
- nelle zone dissipative la tensione normale media agente su ciascuna sezione, in corrispondenza delle combinazioni sismiche delle azioni, deve essere inferiore a $0,45 f_{cd}$;
- il momento flettente calcolato in campo elastico deve essere inferiore a $1,5 M_{Ra}$, dove M_{Ra} è la capacità a flessione di progetto del palo, calcolata per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni.

L'uso di pali inclinati deve essere esplicitamente giustificato. Il dimensionamento di questi pali deve derivare, con un adeguato margine di sicurezza, da una specifica analisi d'interazione del complesso fondazione-terreno in condizioni sismiche.

COLLEGAMENTI ORIZZONTALI TRA GLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

Si deve tenere conto della presenza di spostamenti relativi del terreno sul piano di fondazione, calcolati come specificato nel § 3.2.4.2 e applicati alla fondazione, e dei possibili effetti da essi indotti nella struttura sovrastante.

Tali spostamenti relativi possono essere trascurati se le strutture di fondazione sono collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali conseguenti. In assenza di valutazioni più accurate, si possono prudenzialmente assumere le seguenti azioni assiali:

$\pm 0,2 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo A

$\pm 0,3 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo B

$\pm 0,4 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo C

$\pm 0,6 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo D

dove N_{sd} è il valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati, e a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione: $a_{max} = a_g S$ in cui S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2, e a_g è l'accelerazione orizzontale massima per lo *SLC* su sito di riferimento rigido.

Ai fini dell'applicazione delle precedenti relazioni, il profilo stratigrafico di tipo E è assimilato a quello di tipo C se i terreni posti sul substrato di riferimento sono mediamente addensati (terreni a grana grossa) o mediamente consistenti (terreni a grana fina) e a quello di tipo D se i terreni posti su substrato di riferimento sono scarsamente addensati (terreni a grana grossa) o scarsamente consistenti (terreni a grana fine).

Travi o piastre di piano e travi porta pannello possono essere assimilate a elementi di collegamento solo se realizzate ad una distanza $\leq 1,00$ m dall'estradosso delle fondazioni dirette o del plinto di collegamento dei pali.

21 CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI (TEORIA)

Per il calcolo della capacità portante della fondazione superficiale viene utilizzata la formula di Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma_s B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma d_\gamma + q' N_q s_q i_q b_q g_q d_q + c' N_c s_c i_c b_c g_c d_c$$

dove:

- γ_s : peso di volume del terreno;
- q' : carico agente sul piano di posa della fondazione;
- c' : coesione
- $B' = B - 2e$: larghezza fittizia della fondazione
- B : larghezza della fondazione;
- $e = M / N$: eccentricità del carico;
- M : momento agente sulla fondazione;
- N : sforzo normale agente sulla fondazione;
- N_γ, N_q, N_c : fattori di capacità portante;
- s_γ, s_q, s_c : fattori di forma della fondazione;
- i_γ, i_q, i_c : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_γ, b_q, b_c : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;
- g_γ, g_q, g_c : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- d_γ, d_q, d_c : fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Per i fattori N_q e N_c , si fa riferimento alle espressioni ricavate da Prandtl e Reissner:

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \alpha \varphi$$

dove φ è l'angolo d'attrito del terreno.

Per N_γ , si fa riferimento all'espressione proposta da Brinch Hansen:

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi$$

Per i fattori s_γ, s_q e s_c si fa riferimento alle seguenti espressioni:

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B'}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L} \cdot \tan \varphi$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L}$$

dove L è la lunghezza della fondazione.

Per i fattori i_γ, i_q e i_c , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$i_\gamma = 1 - \left[\frac{(0.7 - \beta_2/450) \cdot H}{N + B' \cdot L \cdot c' \cdot \cot \varphi} \right]^5$$

$$i_q = 1 - \left[\frac{0.5 \cdot H}{N + B' \cdot L \cdot c' \cdot \cot \varphi} \right]^5$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \varphi}$$

dove β_2 è l'angolo di inclinazione del piano di posa espresso in gradi.

Per quanto riguarda i fattori b_γ , b_q e b_c , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$b_\gamma = e^{-2.7 \cdot \beta_2 \cdot \tan \varphi}$$

$$b_q = e^{-2 \cdot \beta_2 \cdot \tan \varphi}$$

$$b_c = 1 - \frac{\beta_2}{147^\circ}$$

Per quanto riguarda i fattori g_γ , g_q e g_c , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$g_\gamma = g_q = (1 - 0.5 \cdot \tan \beta_1)^5$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta_1}{147^\circ}$$

dove β_1 è l'angolo di inclinazione del piano campagna espresso in gradi.

Per quanto riguarda i fattori d_γ , d_q e d_c , si fa riferimento alle seguenti espressioni:

$$d_\gamma = 1$$

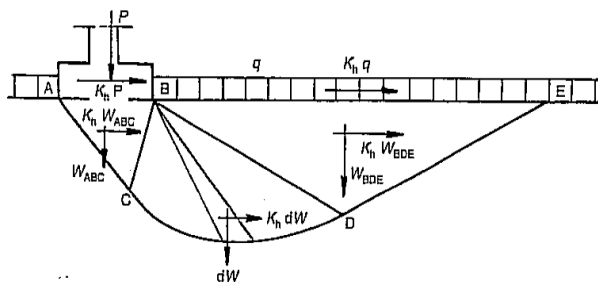
$$d_q = \begin{cases} 1 + 2 \cdot \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \frac{s}{B'} \\ 1 + 2 \cdot \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \arctan\left(\frac{s}{B'}\right) \end{cases} \quad \begin{cases} \left(\frac{s}{B'} \leq 1\right) \\ \left(\frac{s}{B'} > 1\right) \end{cases}$$

$$d_c = \begin{cases} 1 + 0.4 \cdot \frac{s}{B'} \\ 1 + 0.4 \cdot \arctan\left(\frac{s}{B'}\right) \end{cases} \quad \begin{cases} \left(\frac{s}{B'} \leq 1\right) \\ \left(\frac{s}{B'} > 1\right) \end{cases}$$

dove s è la profondità della fondazione nel terreno.

Per tener conto della riduzione della capacità portante di una fondazione superficiale in condizioni sismiche vengono inoltre considerati i fattori correttivi proposti da Peck e Paolucci:

Effetti inerziali dovuti al sisma (Paolucci & Pecker, 1995)



Effetti inerziali: fattori correttivi z

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} z_{\gamma} + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c z_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q$$

$$z_c = 1 - 0,32 k_h$$

$$z_q = z_{\gamma} = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi} \right)^{0,35}$$

$$k_h = \frac{\gamma_I \cdot S \cdot a_g}{g}$$

22 CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI PROFONDE (TEORIA)

22.1 PORTANZA VERTICALE PALI DI FONDAZIONE (TEORIA)

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della tabella 6.4.II.:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

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

Come consentito al paragrafo 6.4.3.1.1 del D.M. 2018 il calcolo della capacità portante è stato effettuato riferendosi ai risultati delle prove in sito.

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate i fattori di correlazione riportati nella tab.6.4.IV in funzione del numero di verticali indagate.

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Il calcolo della resistenza a compressione del micropalo viene eseguito secondo il metodo messo a punto dall' "École Nationale des Ponts et Chaussées" da Bustamante e Doix, recepito nella gran parte delle normative e linee guida in Europa e negli Stati Uniti (FHWA) e basato sulla conoscenza dei valori del parametro NSPT e/o p_L (pressione laterale limite) dei terreni attraversati. I micropali vengono distinti in due categorie:

- micropali eseguiti con iniezioni ripetute e controllate con tubo a valvole e doppio otturatore (IRS, injection répétitive et selective).

- micropali eseguiti con getto dell'intero palo in un'unica soluzione (IGU, injection globale inique).

Il metodo si avvale, per la capacità portante ultima della relazione:

$$Q_{lim} = Q_{ll} + Q_{pl}$$

dove Q_{ll} : portata laterale limite: $Q_{ll} = \pi \times D_b \times L_p \times q_s$

con D_b = diametro reso del micropalo = αD_s ;

D_s = diametro di perforazione;

L_p = lunghezza della zona iniettata;

α = coefficiente adimensionale che tiene conto della tecnica di esecuzione dei micropali e del tipo di terreno.

q_s = portata laterale unitaria stabilita in funzione del valore N_{SPT} o p_L . È ricavabile tramite i grafici messi a punto dall' "École Nationale des Ponts et Chaussées " in base a numerose prove di carico a rottura (267) per vari tipi di terreno e per le due tecniche di realizzazione del micropalo. Tali grafici vengono riportati alle pagine seguenti.

Q_{pl} : portata alla punta ultima. Dato l'alto rapporto esistente fra superficie laterale portante e superficie della punta del palo, normalmente, per i micropali, si considera un valore della **portata alla punta pari al 10-15% della portata laterale**.

La peculiarità del calcolo per un micropalo consiste nella scelta di D_s e nella determinazione di q_s e di L_p . In ogni caso, visto che il tratto iniettato del micropalo raggiunge la superficie del terreno, si raccomanda che, per i **primi 5 metri**, esso venga considerato in ogni caso del **tipo IGU**.

Si riportano di seguito i diagrammi necessari per ricavare il valore di q_s in funzione del tipo di terreno e delle sue caratteristiche di resistenza nonché dalla tecnica di realizzazione del micropalo.

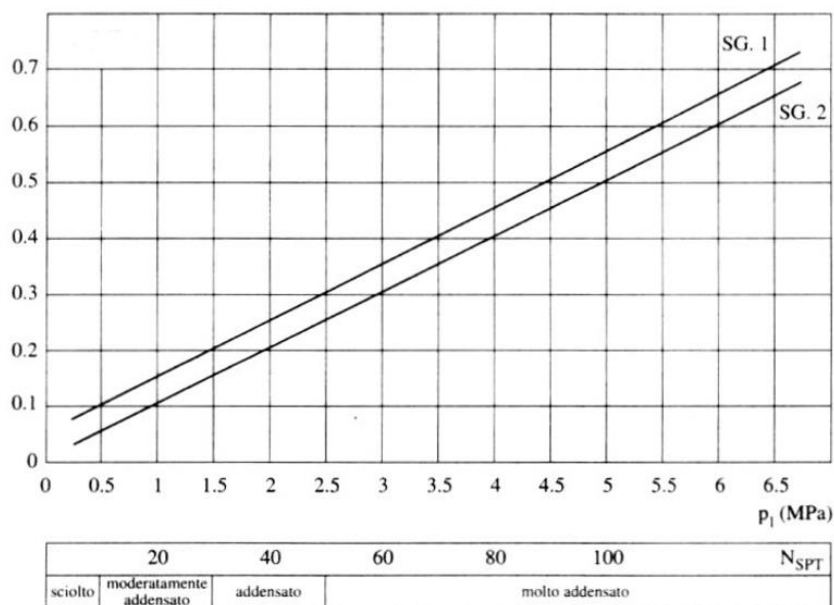


Figura 43 – Abaco per il calcolo di q_s (per terreni granulari)

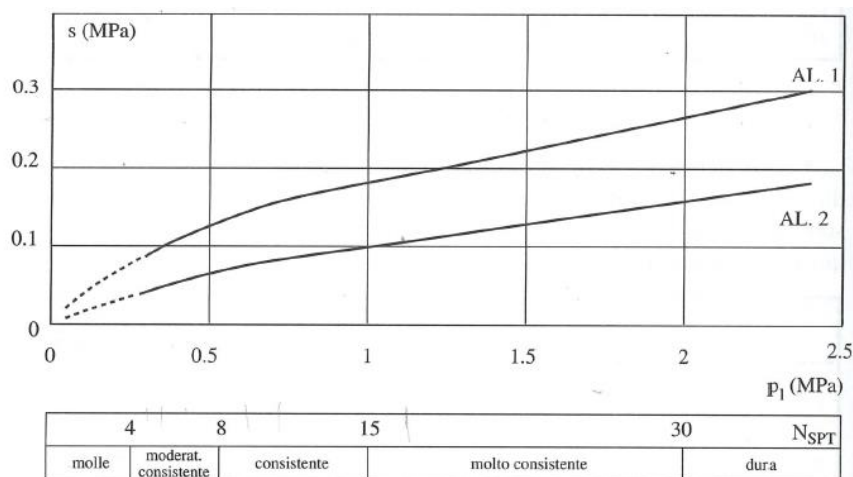


Figura 44 – Abaco per il calcolo di q_s (per terreni coesivi)

Soil / Rock Description	Grout-to-Ground Bond Ultimate Strengths, kPa (psi)			
	Type A	Type B	Type C	Type D
Silt & Clay (some sand) (soft, medium plastic)	35-70 (5-10)	35-95 (5-14)	50-120 (5-17.5)	50-145 (5-21)
Silt & Clay (some sand) (stiff, dense to very dense)	50-120 (5-17.5)	70-190 (10-27.5)	95-190 (14-27.5)	95-190 (14-27.5)
Sand (some silt) (fine, loose-medium dense)	70-145 (10-21)	70-190 (10-27.5)	95-190 (14-27.5)	95-240 (14-35)
Sand (some silt, gravel) (fine-coarse, med.-very dense)	95-215 (14-31)	120-360 (17.5-52)	145-360 (21-52)	145-385 (21-56)
Gravel (some sand) (medium-very dense)	95-265 (14-38.5)	120-360 (17.5-52)	145-360 (21-52)	145-385 (21-56)
Glacial Till (silt, sand, gravel) (medium-very dense, cemented)	95-190 (14-27.5)	95-310 (14-45)	120-310 (17.5-45)	120-335 (17.5-48.5)
Soft Shales (fresh-moderate fracturing, little to no weathering)	205-550 (30-80)	N/A	N/A	N/A
Slates and Hard Shales (fresh- moderate fracturing, little to no weathering)	515-1,380 (75-200)	N/A	N/A	N/A
Limestone (fresh-moderate fracturing, little to no weathering)	1,035-2,070 (150-300)	N/A	N/A	N/A
Sandstone (fresh-moderate fracturing, little to no weathering)	520-1,725 (75.5-250)	N/A	N/A	N/A
Granite and Basalt (fresh- moderate fracturing, little to no weathering)	1,380-4,200 (200-609)	N/A	N/A	N/A

Type A: Gravity grout only

Type B: Pressure grouted through the casing during casing withdrawal

Type C: Primary grout placed under gravity head, then one phase of secondary "global" pressure grouting

Type D: Primary grout placed under gravity head, then one or more phases of secondary "global" pressure grouting

Figura 45 Valori della portata laterale unitaria q_s al variare della tipologia di terreno e della tecnologia realizzativa (FHWA NHI-05-036).

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 V_s
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 V_s
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 V_s
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_s
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_s
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_s
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: (1,5 - 2) V_s ; IGU: 1,5 V_s
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: 2 V_s ; IGU: 1,5 V_s
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: (2,5 - 3) V_s ; IGU: (1,5-2) V_s
Marne	1,8	1,1 - 1,2	(1,5 - 2) V_s per strati compatti
Calcari marnosi	1,8	1,1 - 1,2	(2 - 6) V_s o più per strati fratturati
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1-1,5) V_s per strati poco fratturati 2 V_s o più per strati fratturati

Figura 46 – Valori del coefficiente α ; $V_s = L_p \cdot \frac{\pi D_s^2}{4}$

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R1$	$\geq R2$

Figura 47 – Indicazioni per la scelta di qs

In funzione delle condizioni locali del terreno e in funzione dell'interesse dei micropali si dovrà tener conto dell'eventuale effetto di gruppo della palificata definendo un coefficiente riduttivo μ della capacità portante.

Si può a questo punto calcolare la capacità portante agli SLU (A1+M1+R3) del micropalo per sforzo N di compressione e/o trazione secondo le seguenti formule:

a) $N_{dcomp} = Q_{lim}/F_s - (W_p \times 1.3)$

b) $N_{dtraz} = (Q_{lim} - Q_{pl})/F_s + W_p$

dove:

$F_s = (1.35 \times 1.65) = 2.23$

$W_p = \gamma_{cls} \cdot A_b \cdot L_p$ (peso del micropalo)

EFFICIENZA DEI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICO VERTICALE IN TERRENI COESIVI

Per terreni coesivi qualora i pali si trovino ad interasse $i = < 3 d$, con d = diametro del palo, si deve considerare una riduzione della portata calcolata. Il carico limite Q_{Glim} di un gruppo di N pali differisce in generale dal prodotto del carico limite Q_{lim} del palo singolo per il numero di pali del gruppo.

Si pone: $Q_{lim} = N \cdot E \cdot Q_{lim}$,

dove E è il fattore di efficienza della palificata.

Per valutare E , per un gruppo costituito da m file di pali con n pali per ciascuna fila, si può adottare la formula empirica di Converse Labarre:

$$E = 1 - \frac{\arctg\left(\frac{i}{d}\right) (m-1)n + (n-1)m}{\frac{\pi}{2} mn}$$

ATTRITO NEGATIVO

I pali che attraversano uno strato di terreno in corso di cedimento sono sollecitati, per una parte della loro lunghezza, da tensioni tangenziali dirette verso il basso note come attrito negativo.

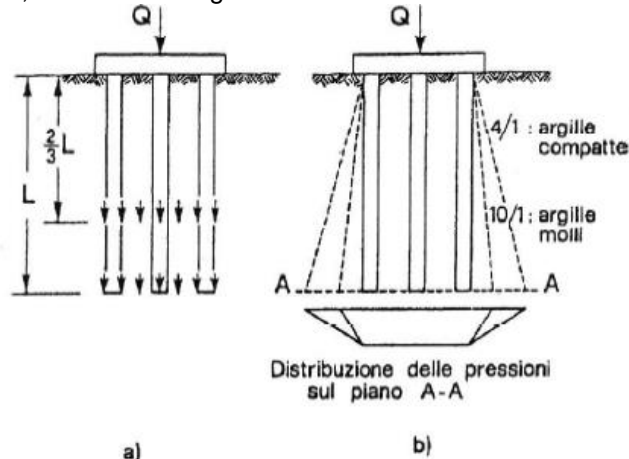


Figura 48 – Schemi di distribuzione nel sottosuolo delle tensioni indotte da una fondazione su pali.

L'attrito negativo si verifica qualora il terreno circostante il palo subisce cedimenti maggiori di quelli del palo, determinando in questo modo scorrimenti relativi verso il basso del terreno rispetto alla superficie laterale del palo.

Cause dei fenomeni di attrito negativo possono essere:

- il disturbo provocato dall'esecuzione dei pali nello strato compressibile (pali battuti in argille sensibili);
- cedimenti nello strato di terreno compressibile per effetto di sovraccarichi in superficie (ad es. rilevati), di abbassamenti della falda, vibrazioni, ecc..

Gli effetti dell'attrito negativo sono la riduzione del carico limite attraverso l'annullamento in parte della resistenza laterale e l'aggiunta di un sovraccarico. Diminuisce perciò sensibilmente il carico utile che può essere affidato al palo.

La valutazione quantitativa del valore limite superiore dell'attrito negativo viene effettuata, sulla base delle indicazioni riportate nelle "Raccomandazioni sui pali di Fondazione" A.G.I. del 1984 e nel testo "Analisi e progettazione di fondazioni su Pali" di Poulos e Davis (1987).

L'attrito negativo si valuta, dopo aver individuato un tratto di palo in cui può verificarsi tale fenomeno, con gli stessi criteri utilizzati per il calcolo della resistenza laterale, sostituendo al termine $(1 - \sin \varphi') \cdot \tan \varphi'$ il parametro $\beta = \tau_a / \sigma'_v$ funzione del rapporto c_u / σ'_v (Dawson 1970), che è possibile ricavare dalla seguente figura:

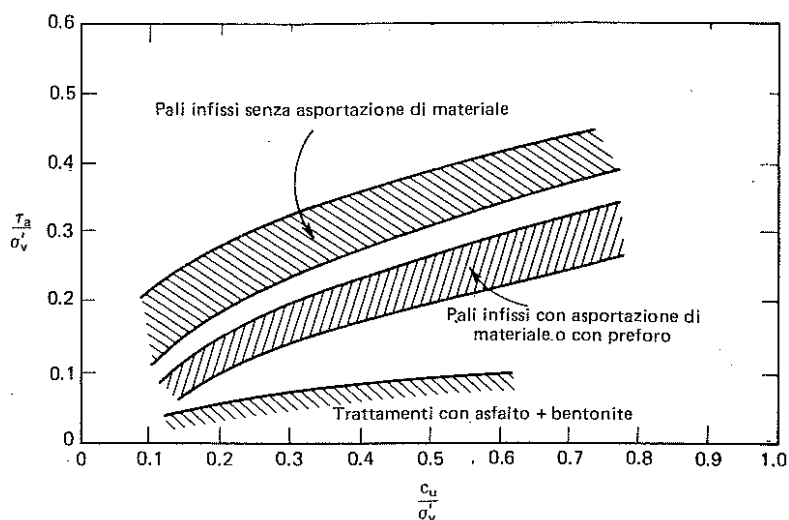


Figura 49 – Valore di β in funzione del rapporto c_u/σ'_v (Dawson 1970).

Gli effetti dell'attrito negativo possono essere ridotti rivestendo la superficie laterale del palo.

22.2 PORTANZA ORIZZONTALE PALI DI FONDAZIONE (TEORIA)

Il calcolo della capacità portante di un palo soggetto ad un carico orizzontale è condotto applicando la teoria di Broms (1964), considerando lo schema di palo vincolato in testa in terreno incoerente soggetto ad un carico orizzontale.

Secondo la teoria di Broms, lo stato tensodeformativo del complesso palo terreno sotto azioni orizzontali, si presenta come un problema tridimensionale per la cui soluzione è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative:

- il terreno è omogeneo;
- il comportamento dell'interfaccia palo-terreno è di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è ininfluenza, l'interazione palo-terreno è determinata dalla dimensione caratteristica d della sezione del palo (diametro) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- il palo ha un comportamento rigido-perfettamente plastico, ovvero si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

L'ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione M_y del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua per un tratto di lunghezza non definita con momento costante.

Per quanto riguarda la resistenza del terreno vengono considerate separatamente il caso di rottura non drenata analizzata in termini di tensioni totali e quello di rottura drenata.

Sulla base di analisi teoriche e di osservazioni sperimentali si assume che la resistenza p del terreno coesivo abbia l'andamento rappresentato nella figura seguente:

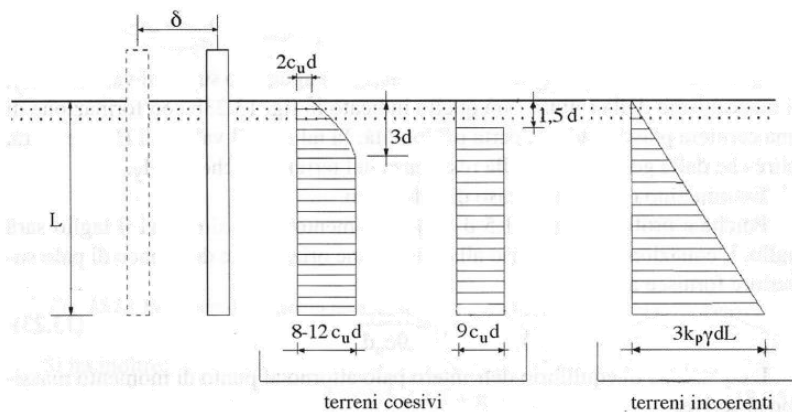


Figura 50 – Resistenza limite del terreno.

Alla superficie, il terreno è libero di rifluire verso l'alto e la resistenza dei pali è pari a $P = 2 \cdot c_u \cdot d$.

A partire da una profondità pari a tre volte il diametro del palo ($z \geq 3 \cdot d$) il terreno è costretto a rifluire lateralmente attorno al fusto del palo stesso e la reazione vale $(8 \div 12) \cdot c_u \cdot d$.

Ai fini dell'analisi Broms propone di adottare il diagramma semplificato riportato in figura, con reazione nulla fino a $z \geq 1.5 \cdot d$; a partire da tale valore, la reazione si assume costante con la profondità e pari a $P = 9 \cdot c_u \cdot d$.

Per un terreno incoerente, si assume che la resistenza del terreno vari linearmente con la profondità z secondo la legge:

$$P = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot z \cdot d$$

Pali liberi di ruotare in testa, terreni coesivi:

La rottura può avvenire secondo uno dei due meccanismi rappresentati nella seguente figura:

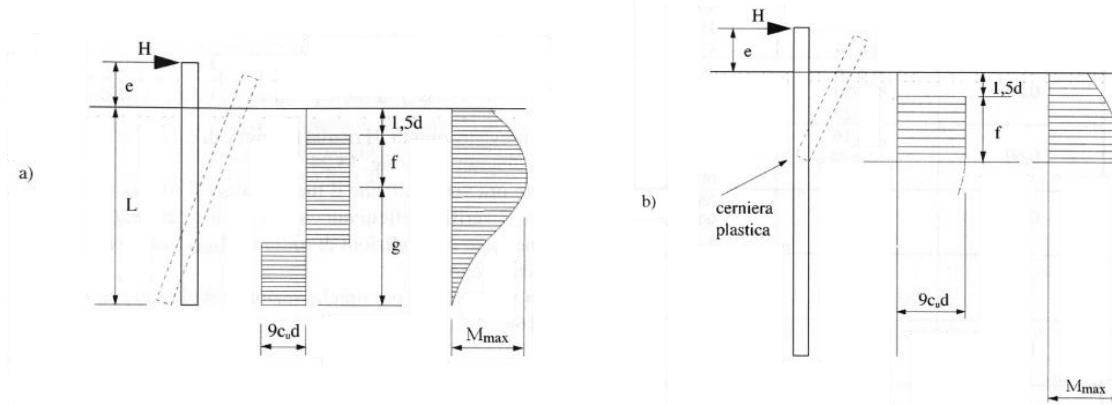


Figura 51 – Pali liberi di ruotare in testa, terreni coesivi. a) palo corto; b) palo lungo.

Nel primo caso la rottura è provocata solo da una rotazione rigida del palo, dove il valore limite H della forza orizzontale dipende solo dalla geometria del problema e dalla resistenza del terreno; il massimo momento flettente agente sul palo è inferiore al suo momento di plasticizzazione. In queste condizioni il palo viene definito corto.

Il carico limite H si ricava dall'equazione adimensionale in funzione di c_u , d , L , ed e :

$$\frac{H}{c_u \cdot d^2} = -9 \cdot \left(1.5 + \frac{L}{d} + \frac{2 \cdot e}{d} \right) + 9 \cdot \sqrt{2 \cdot \left(\frac{L}{d} \right)^2 + 4 \cdot \left(\frac{e}{d} \right)^2 + 4 \cdot \frac{L}{d} \cdot \frac{e}{d} + 6 \cdot \frac{e}{d} + 4.5}$$

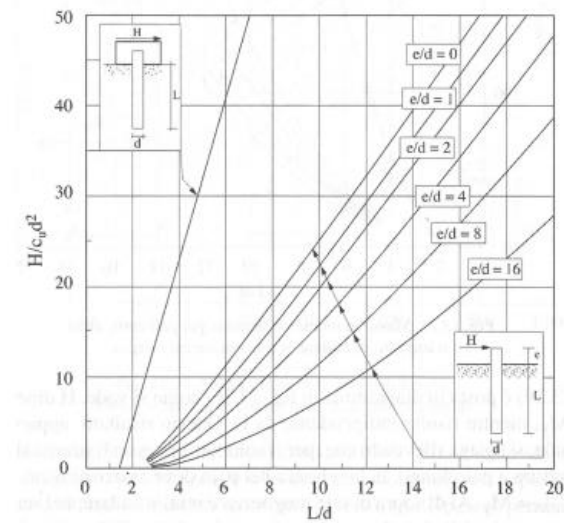


Figura 52 – Valore limite di H per pali corti, liberi o impediti di ruotare in testa, terreni coesivi.

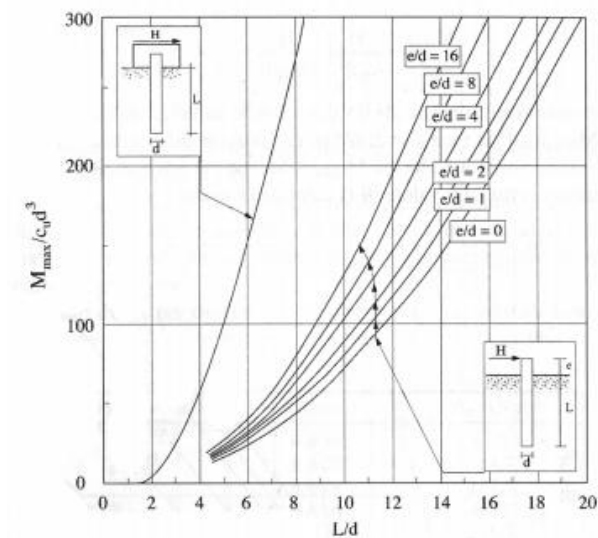


Figura 53 – Massimo momento flettente per pali corti, liberi o impediti di ruotare in testa, terreni coesivi.

Qualora invece il momento flettente massimo eguagli o superi il valore di M_y , il meccanismo della rottura sarà quello del secondo caso, con formazione di una cerniera plastica ad una certa profondità. In tal caso il valore di H dipenderà, oltre che dalla geometria e dalla resistenza del terreno, anche da M_y .

H dipende da c_u , d , e e M_y , mentre risulta indipendente da L :

$$\frac{H}{c_u \cdot d^2} = -9 \cdot \left(1.5 + \frac{e}{d}\right) + 9 \cdot \sqrt{\left(\frac{e}{d}\right)^2 + 3 \cdot \frac{e}{d} + \frac{2}{9} \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot d^3}} + 2.25$$

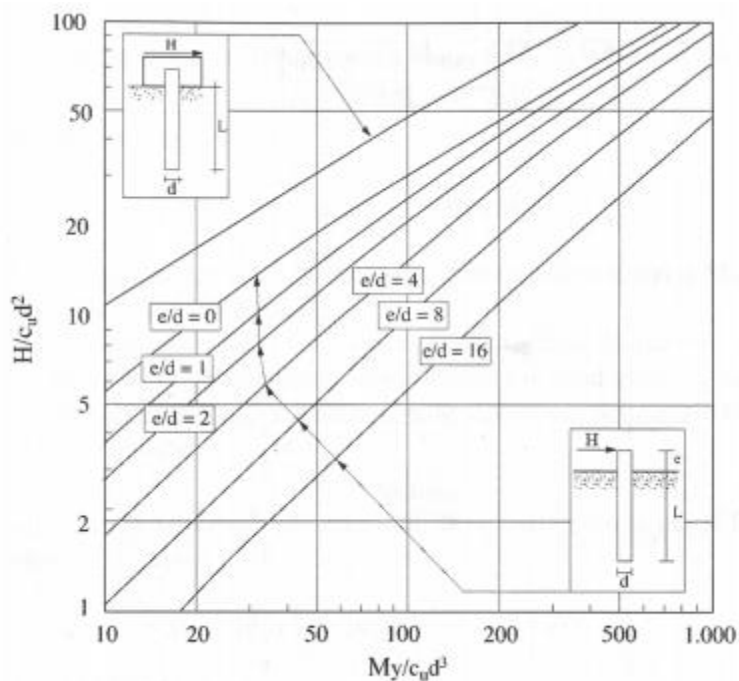


Figura 54 – Valore limite di H per i pali lunghi, liberi o impediti di ruotare in testa, terreni coesivi.

Pali a rotazione in testa impedita, terreni coesivi:

I possibili meccanismi di rottura sono presentati nella figura seguente e possono essere indicati come rottura a palo corto, intermedio e lungo.

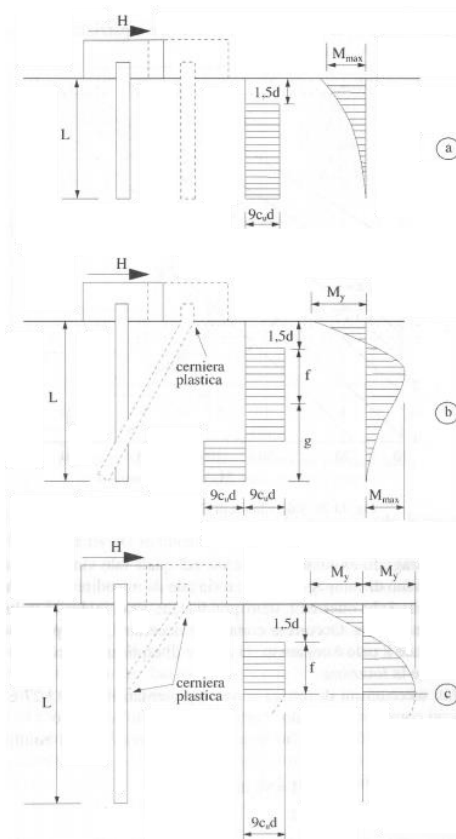


Figura 55 – Pali impediti di ruotare in testa, terreni coesivi.

Per il palo corto una semplice equazione di equilibrio alla traslazione fornisce:

$$\frac{H}{c_u \cdot d^2} = 9 \cdot \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Per il palo intermedio si ha la formazione di una sola cerniera plastica nella sezione di collegamento con la struttura di fondazione.

L'equilibrio alla traslazione orizzontale per il tronco di palo al di sopra della sezione di momento massimo fornisce:

$$H = 9 \cdot c_u \cdot d \cdot f$$

La condizione di equilibrio alla rotazione attorno al punto in cui si forma la cerniera plastica si scrive:

$$M_y + 9 \cdot c_u \cdot d \cdot \frac{g^2}{4} - 9 \cdot c_u \cdot d \cdot f \cdot \left(\frac{f}{2} - 1.5 \cdot d \right) = 0$$

Sostituendo si ottiene:

$$\frac{H}{c_u \cdot d^2} = -9 \cdot \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right) + 9 \cdot \sqrt{2 \cdot \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot d^3} + 4.5}$$

Nel caso di palo lungo il massimo momento lungo il fusto, che si verifica nella sezione a profondità $(1.5d+f)$, eguaglia il momento di plasticizzazione M_y ; si forma in tal modo una seconda cerniera plastica ottenendo:

$$\frac{H}{c_u \cdot d^2} = -13.5 + \sqrt{182.25 + 36 \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot d^3}}$$

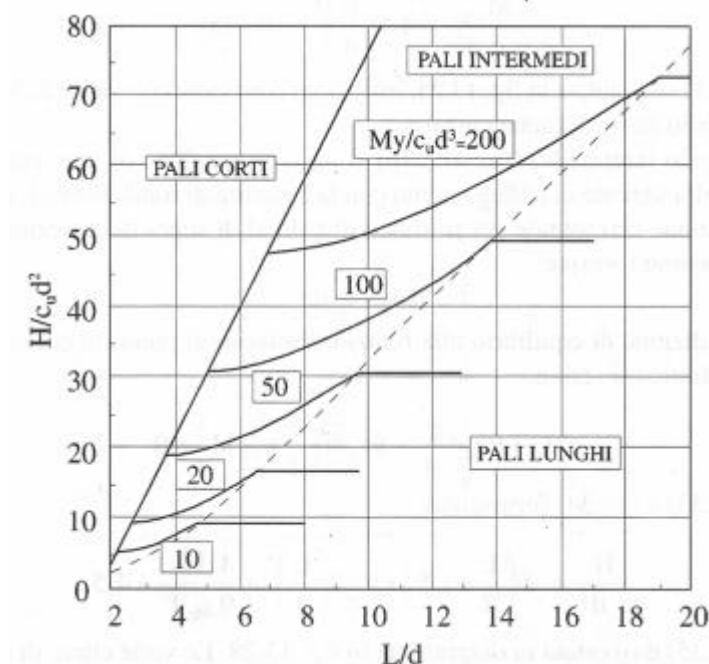


Figura 56 – Valore limite di H per i pali intermedi impediti di ruotare in testa, terreni coesivi.

Pali liberi di ruotare in testa, terreni incoerenti:

Nella figura seguente sono rappresentati i due possibili meccanismi di rottura; anche in questo caso si può avere un comportamento del palo di tipo corto e lungo.

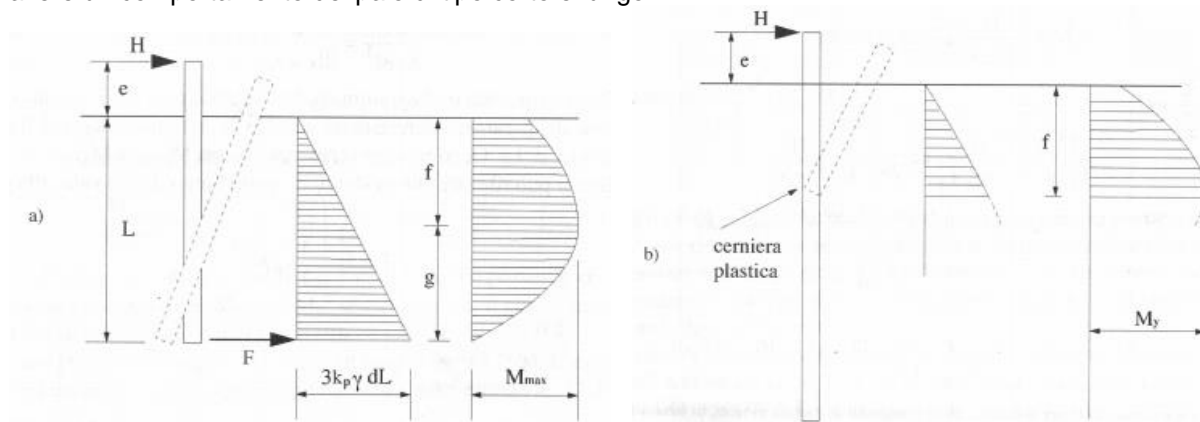


Figura 57 – Pali liberi di ruotare in testa, terreni incoerenti. a) palo corto; b) palo lungo.

Per il palo corto è stato trovato che la rotazione avviene attorno al punto molto prossimo all'estremità inferiore del palo. Broms suggerì di assumere il centro di rotazione coincidente con l'estremità inferiore del palo e di schematizzare la risultante delle azioni del terreno al di sotto di tale punto con una forza concentrata F .

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \frac{d}{2 \cdot (e + L)} \cdot \left(\frac{L}{d} \right)^3$$

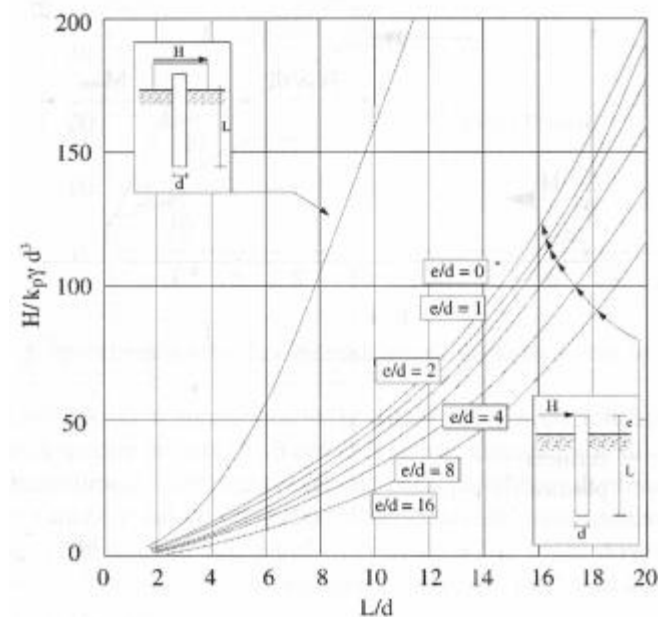


Figura 58 – Valore limite di H per i pali corti, liberi di ruotare in testa, terreni incoerenti.

Nel caso invece sia $M_{\max} > M_y$, il palo è lungo e si ottiene:

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} \cdot \left(\frac{e}{d} + 0.544 \cdot \sqrt{\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3}} \right) = \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}$$

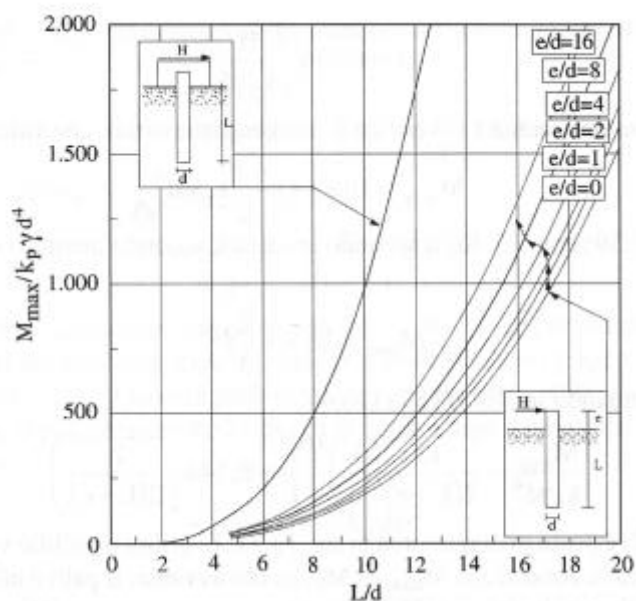


Figura 59 – Massimo momento flettente per i pali corti, liberi o impediti di ruotare in testa, terreni incoerenti.

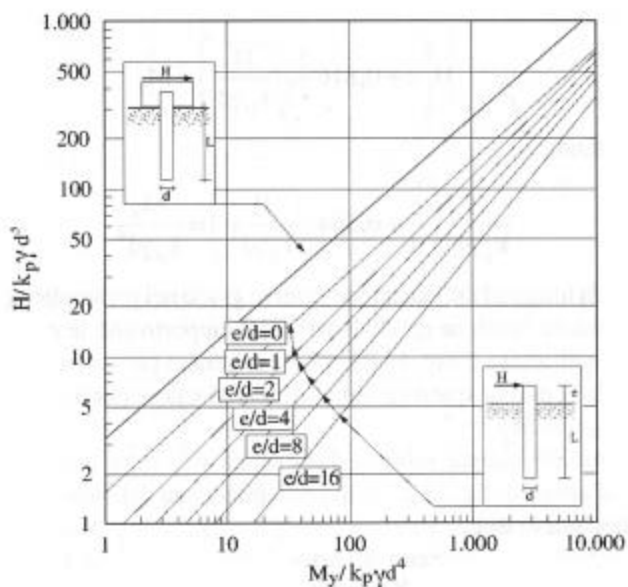


Figura 60 – Valore limite di H per i pali lunghi, liberi o impediti di ruotare in testa, terreni incoerenti.

Pali a rotazione in testa impedita, terreni incoerenti:

I possibili meccanismi di rottura e le corrispondenti reazioni del terreno sono:

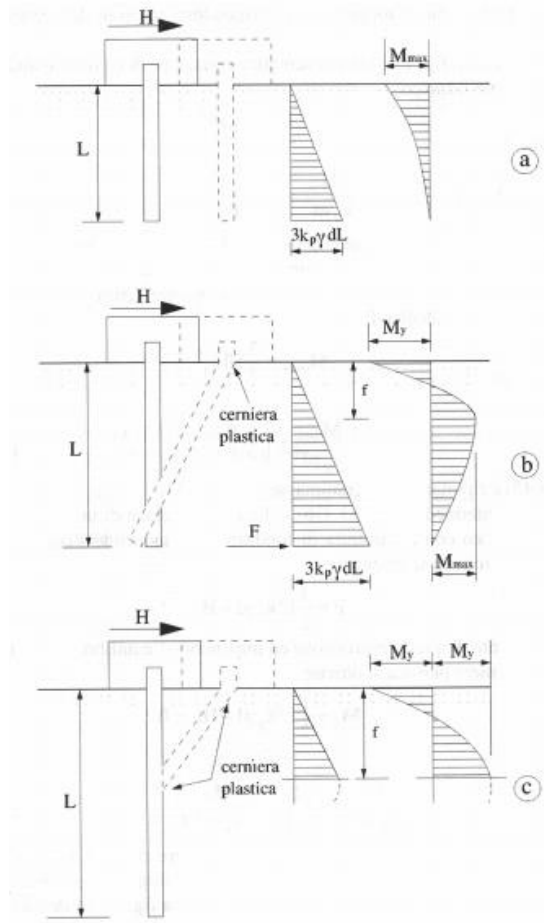


Figura 61 – Pali impediti di ruotare in testa, terreni incoerenti.

Per il palo corto:

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = 1.5 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Per il palo intermedio:

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \cdot \frac{d}{L}$$

Per il palo lungo:

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \sqrt[3]{\left(3.676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \right)^2}$$

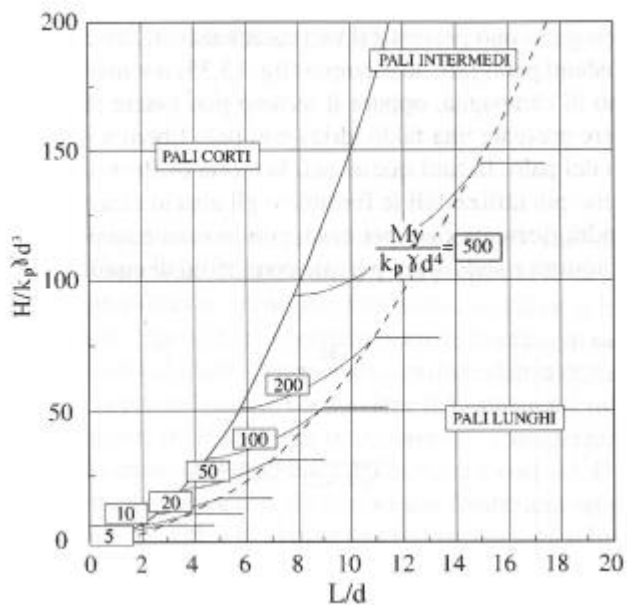


Figura 62 – Valore limite di H per i pali intermedi, impediti di ruotare in testa, terreni incoerenti.

La verifiche risultano soddisfatte quando viene rispettata la seguente condizione:

$$E_d \leq H_d$$

dove:

- E_d : valore di progetto dell'azione esterna calcolata applicando i coefficienti parziali γ_G e γ_Q alle azioni agenti;
- H_d : valore di progetto della resistenza del terreno.

23 VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI DELLA BERLINESE DI MICROPALI

La realizzazione del parcheggio interrato comporta uno scavo di altezza media di 4.20 m dall'attuale piano campagna. Il livello medio di falda rilevato nel corso delle prove è circa -2.20 m da p.c.

Il sostegno del terreno durante le fasi di scavo avviene mediante una paratia provvisoria di micropali di interasse 400 mm di diametro 220 mm aventi lunghezza pari a 6 e 7 m a seconda delle condizioni stratigrafiche e della profondità dello scavo.

I micropali "primari", così chiamati perché sono i primi elementi ad essere realizzati, sono armati con dei profili HEA120 o HEB120 mentre le colonne "secondarie", eseguite successivamente a quelli primari non vengono armate e hanno funzione di sola barriera impermeabile. Queste colonne verranno realizzate tramite perforazione con tricono, hanno un diametro di 250 mm e andranno ad intestarsi sullo strato di flysch alterato. La lunghezza è quindi variabile in relazione alle condizioni puntuali in sito.

La quota di testa dei micropali è posta è variabile rispetto alle condizioni al contorno esistenti.

I micropali vengono collegati in testa da una trave di coronamento in c.a. di dimensioni 500x500 mm vincolata a sua volta orizzontalmente mediante un ordine di micropali armati con delle barre tipo Dywidag di diametro 26.5 mm aventi interasse 2.80 m e lunghezza pari a 7.50 m.

I micropali inclinati hanno un diametro di perforazione di 220 mm e sono inclinati 65° rispetto all'orizzontale.

In alcune zone dove non è possibile realizzare i micropali a cavalletto questi verranno sostituiti da dei puntoni HEA140.

Dove lo scavo è in adiacenza alla galleria idraulica preesistente non verrà realizzata la berlinese e la tenuta idraulica verrà garantita da dei micropali di diametro 250 mm armati con tubolari 114.3 sp. 5. Il piano di posa della galleria esistente è, nel punto più alto, alla medesima quota del piano di posa della platea del nuovo interrato.

Si individuano 4 tipologie di paratia le cui caratteristiche sono di seguito elencate:

	Quota testa	Lunghezza	Diametro	Armatura
Paratia tipo 1	15.49 m slmm	8.0 m	220 mm	HEB 120
Paratia tipo 2	14.49 m slmm	7.0 m	220 mm	HEB 120
Paratia tipo 3	13.49 m slmm	7.0 m	220 mm	HEB 120
Paratia tipo 4	13.49 m slmm	6.0 m	220 mm	HEA 120
Barriera idraulica	12.25 m slmm	5.50	250 mm	Ø139.7 sp. 10 mm

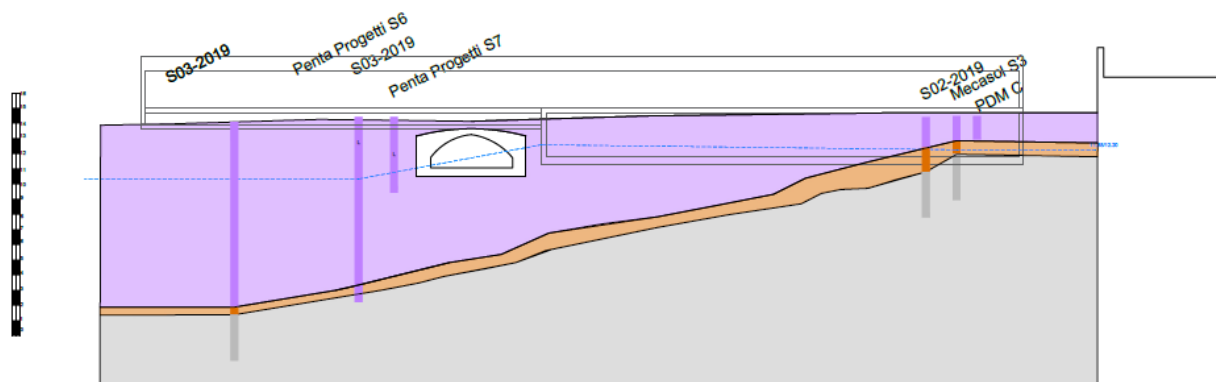


Figura 63 Sezione indicativa della galleria idraulica e interrato di progetto.

In fase definitiva, è prevista inoltre, a tergo della paratia, la realizzazione di una rifoderia a in c.a. di spessore 30 cm.

Di seguito si riporta la planimetria con l'ubicazione dei micropali.

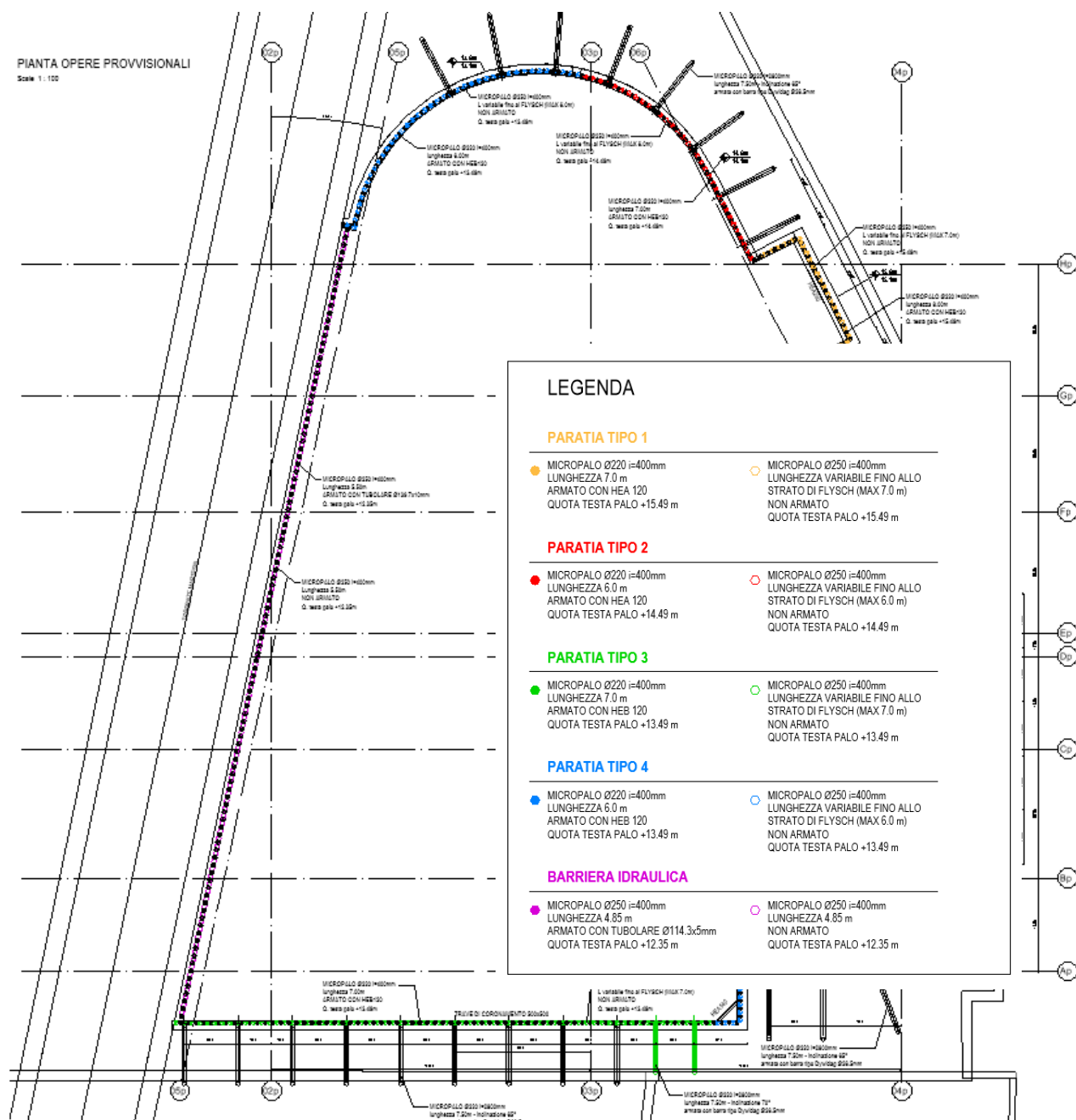


Figura 64 – Planimetria Berlinese.

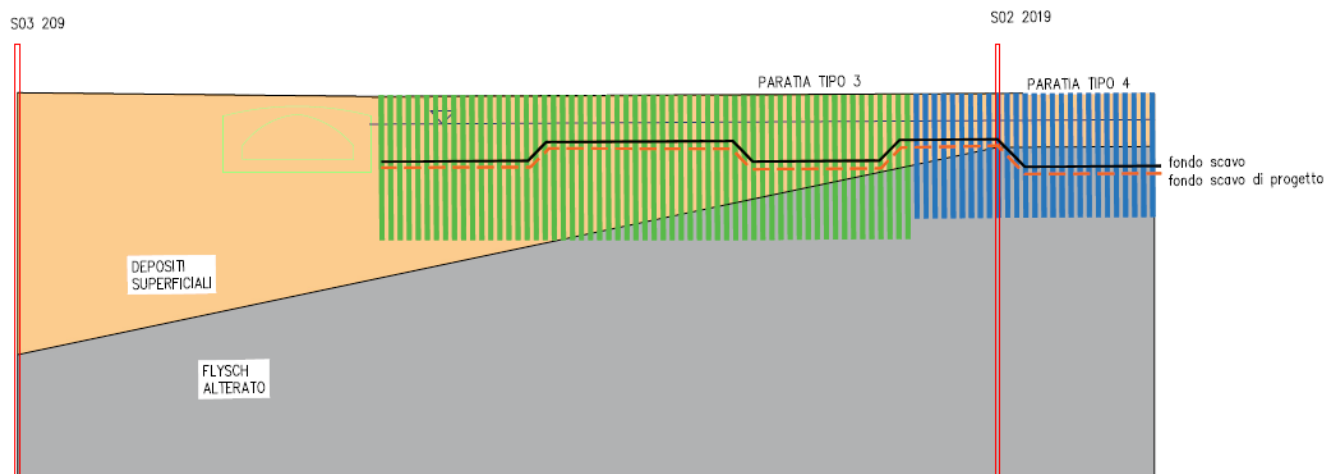


Figura 65 – Sezione di scavo con indicazione della profondità dello strato di Flysch

La stratigrafia all'interno dell'area è piuttosto variabile in virtù della profondità dello strato litoide; i sondaggi realizzati nel 2019 hanno evidenziato come il flysch piuttosto superficiale vicino a via dei Moreri si approfondisca piuttosto rapidamente andando verso il torrente Martesin ora tombato. Si riportano ora le verifiche geotecniche e strutturali delle diverse tipologie di paratie in virtù anche della stratigrafia ottenuta dall'interpolazione dei risultati dei sondaggi a disposizione.

23.1 PARATIA DI MICROPALI DI TIPO 1

Le fasi realizzative simulate sono le seguenti:

1. Simulazione Stato di Fatto con falda a quota 12.25 m slmm.
2. Applicazione del sovraccarico agente a monte a livello del piano campagna.
3. Realizzazione paratia di micropali diametro 220 mm, interasse 400 mm, lunghezza totale 8000 mm alla quota di +15.49 m slmm, armati con HEB120.
4. Installazione puntoni
5. Collegamento dei pali mediante trave di coronamento dim. 500x500 mm.
6. Scavo fino a quota -3.30 m da p.c. e installazione II ordine di micropali inclinati.
7. Scavo fino a quota -5.10 m da p.c. (+10.39) con abbassamento del livello della falda lato scavo di circa 186 cm.
8. Realizzazione platea di fondazione.
9. Realizzazione struttura livello 0.
10. Rimozione I ordine di puntoni.

I carichi considerati nel modello di calcolo sono i seguenti:

- a. Spinta del terreno (S_t) calcolata direttamente dal codice di calcolo;
- b. Spinta idrostatica dell'acqua calcolata direttamente dal codice di calcolo;
- c. Sovraccarico permanente dato dal terrapieno stradale
- d. Sovraccarico accidentale stradale $Q = 20 \text{ kN/m}^2$;

Le caratteristiche del primo ordine di puntoni e del secondo ordine di micropali inclinati vengono riassunte nella tabella seguente:

ORDINE	PROFILO	PASSO MAX	TRAVE DI RIPARTIZIONE	LUNGHEZZA MASSIMA	PRETENSIONE	INCLINAZIONE
I	HEA140	3.35 m	CORDOLO	2.60 m		
II	Barra Dywidag 26.5 mm	3.35 m	Cordolo in ca	7.50 m	200 kN	45°

Considerando l'aumento dell'altezza di scavo del 10 % della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo si ottiene una quota di valle pari a -5.30 m.

Scale 1 : 100

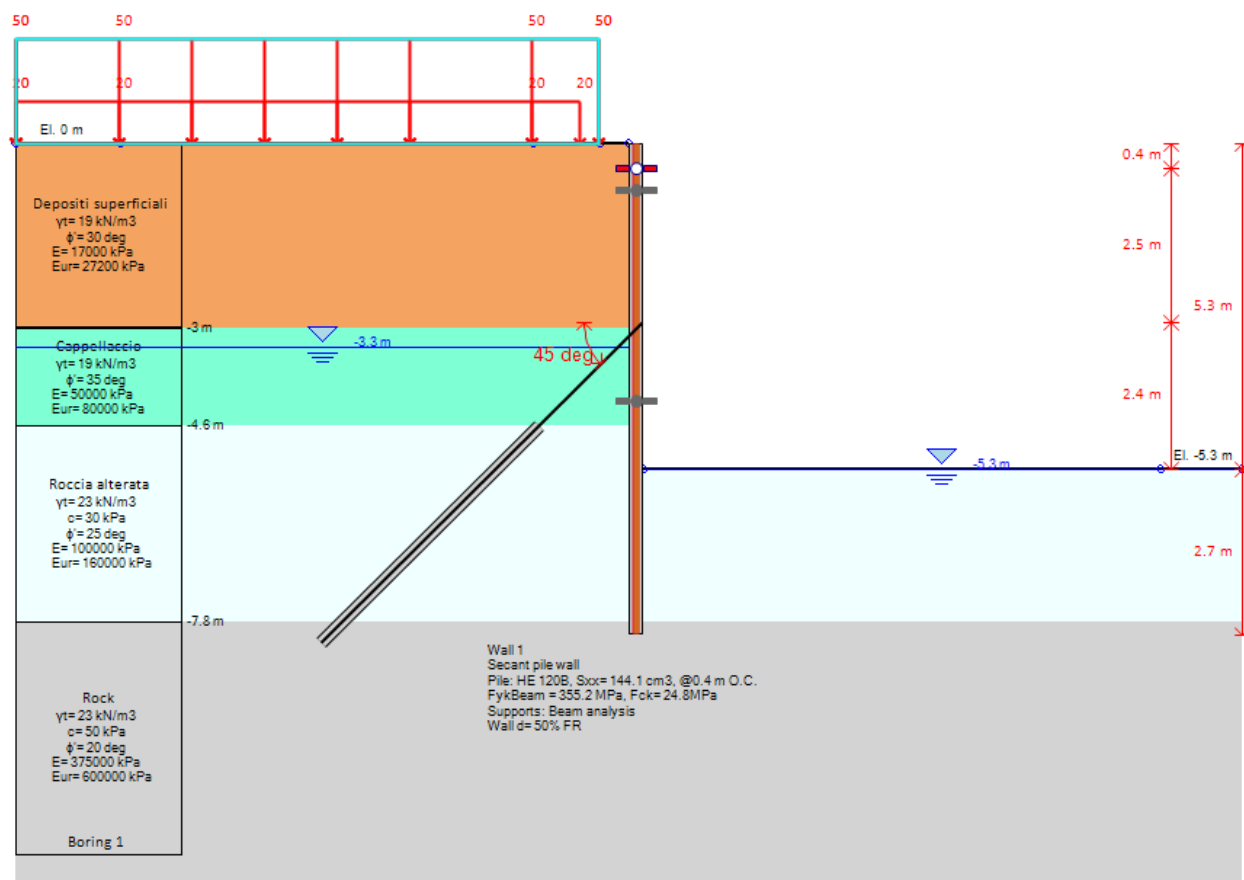
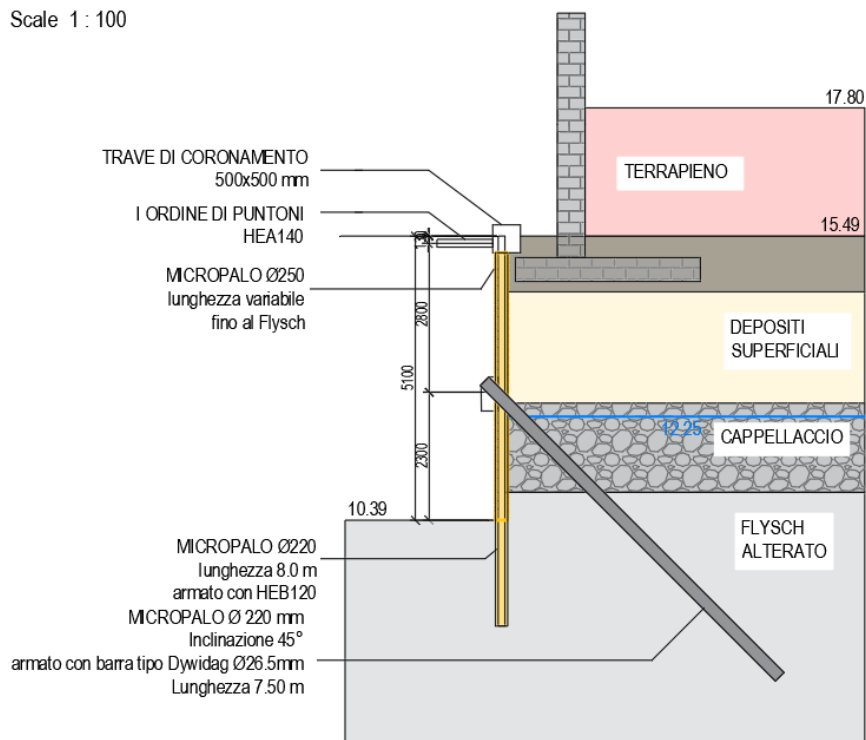


Figura 66 Sezione tipologica e Modello di calcolo.

23.1.1 PARATIA 1 - RISULTATI (SLE)

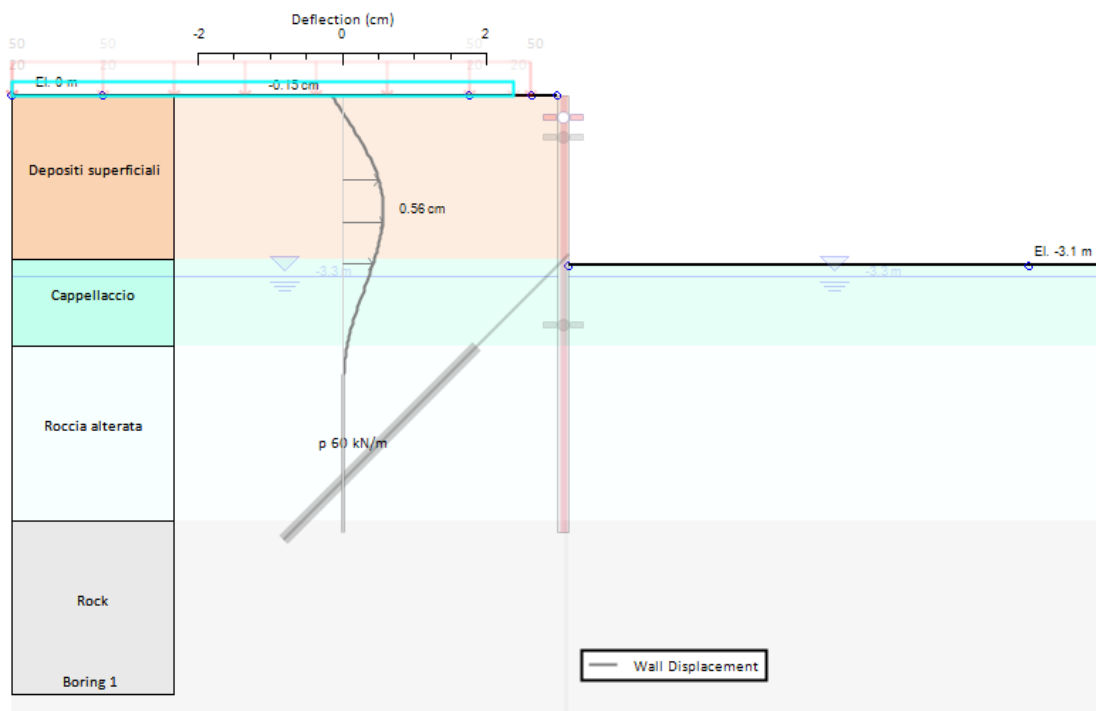


Figura 67 – Spostamenti orizzontali (SLE)

23.1.2 PARATIA 1 - RISULTATI (SLU)

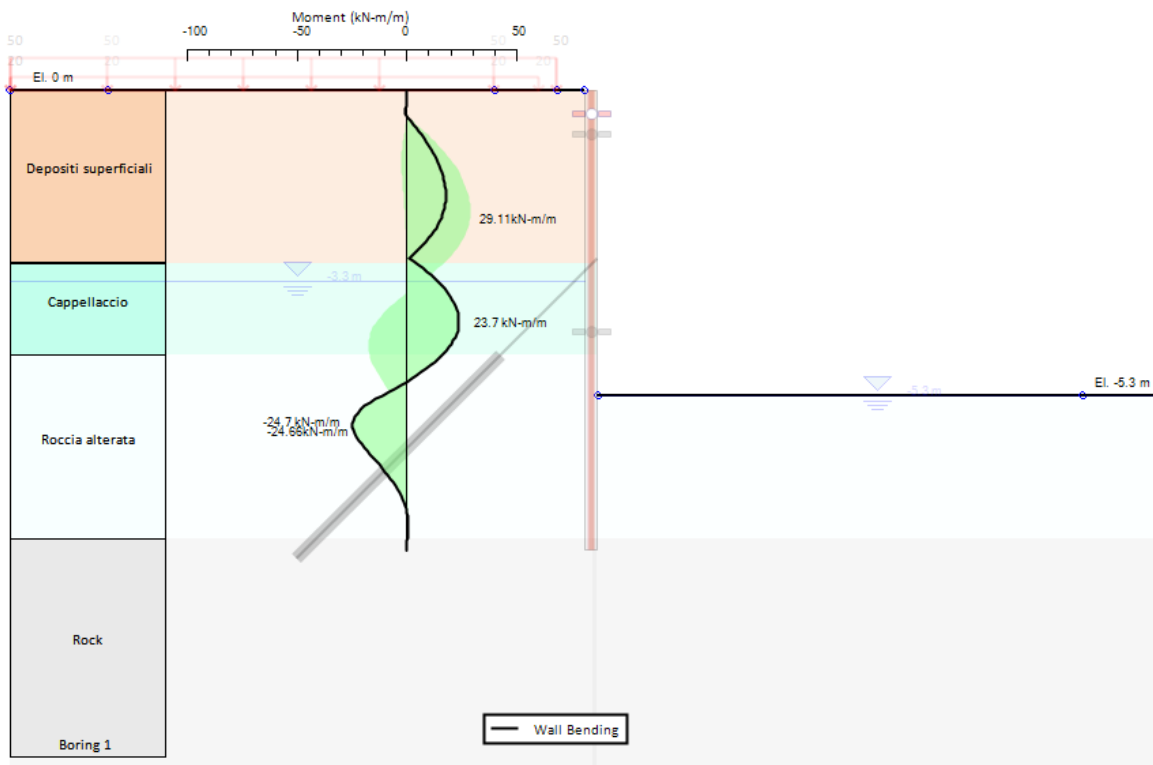


Figura 68 – Momenti flettenti (SLU – A1+M1+R1)

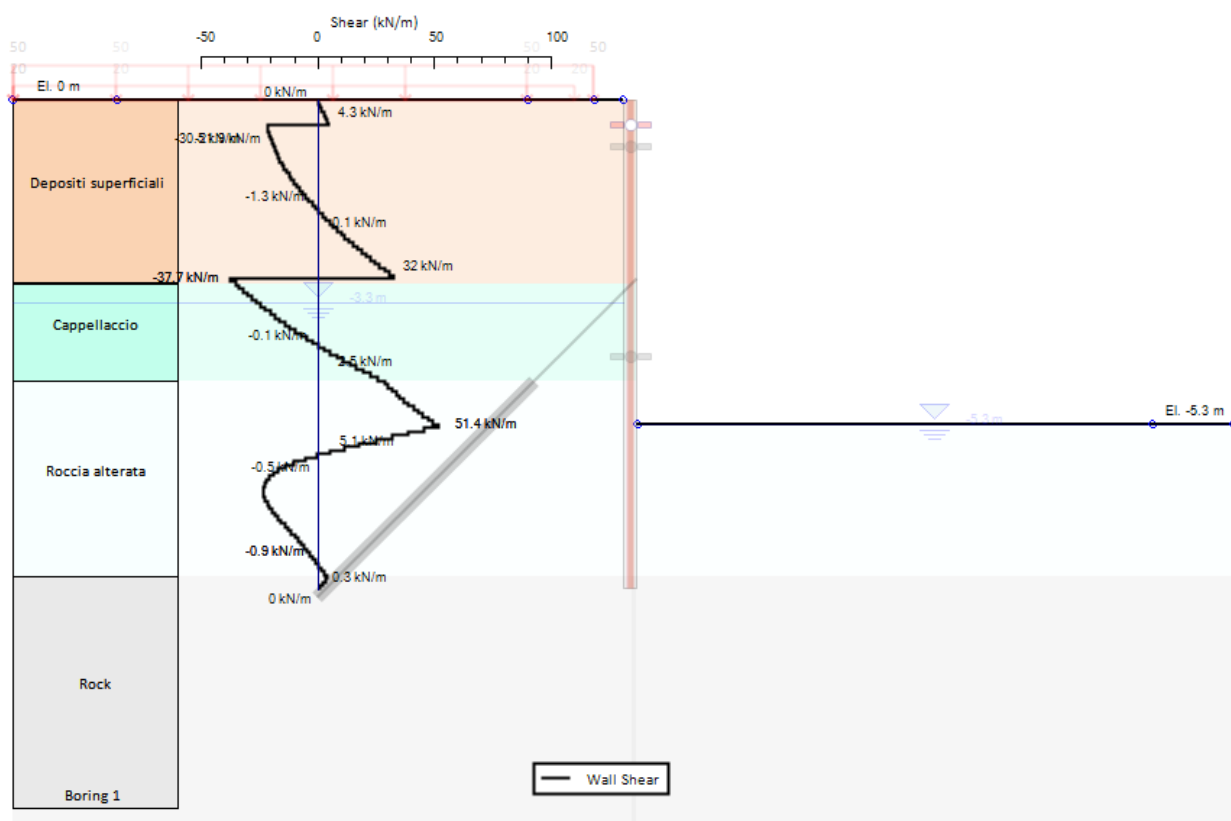


Figura 69 – Azioni di taglio (SLU– A1+M1+R1)

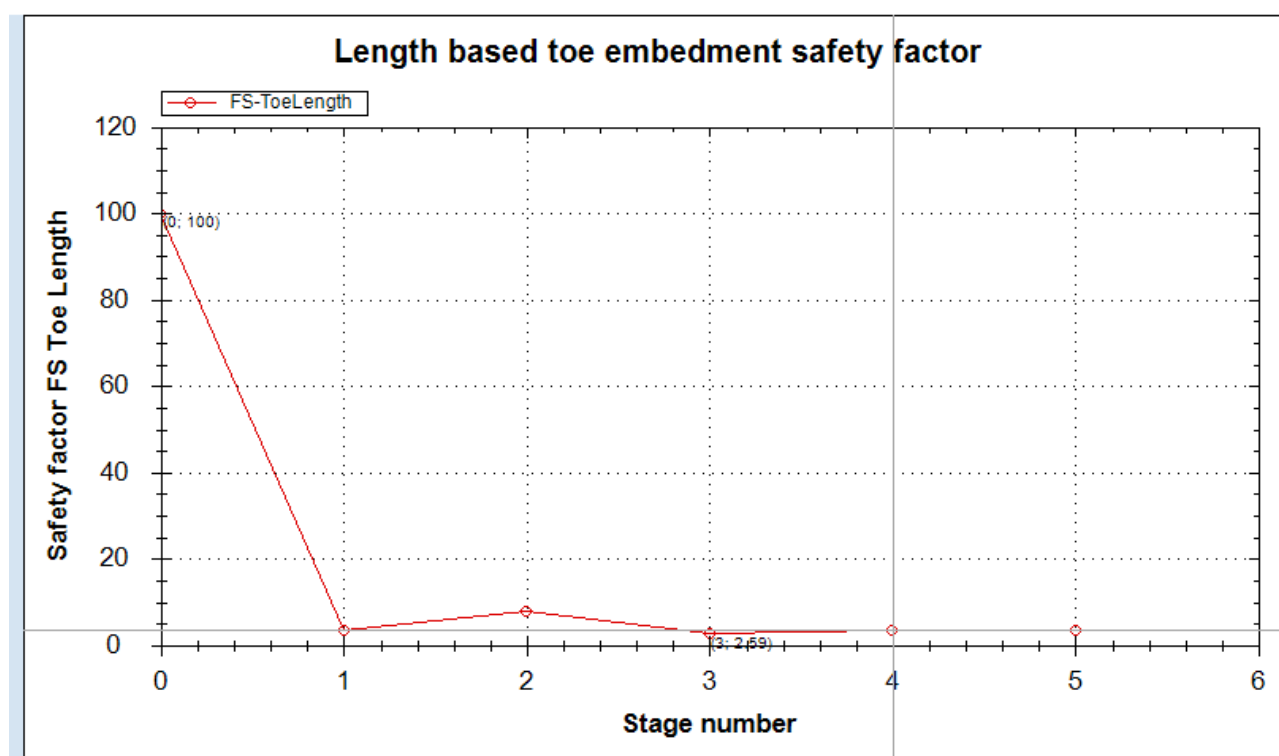


Figura 70 – FS Infissione (SLU – A2+M2+R1)

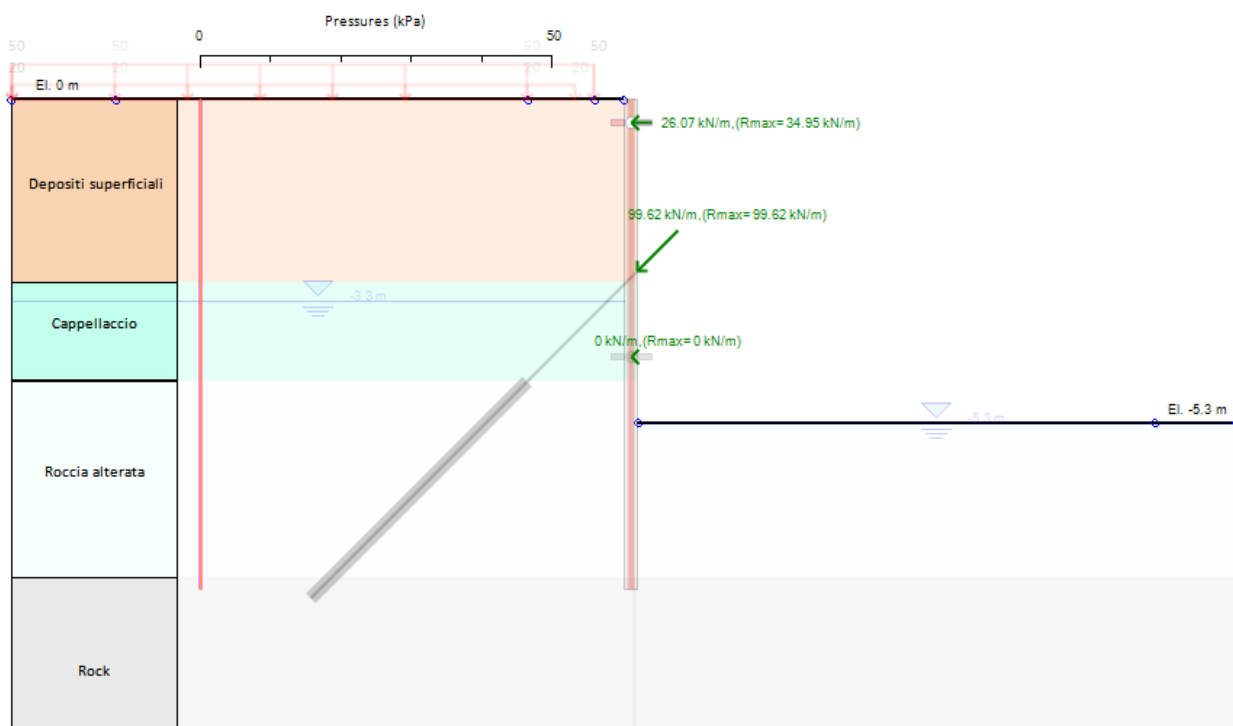


Figura 71 – Reazioni vincolari (SLU- A1+M1+R3)

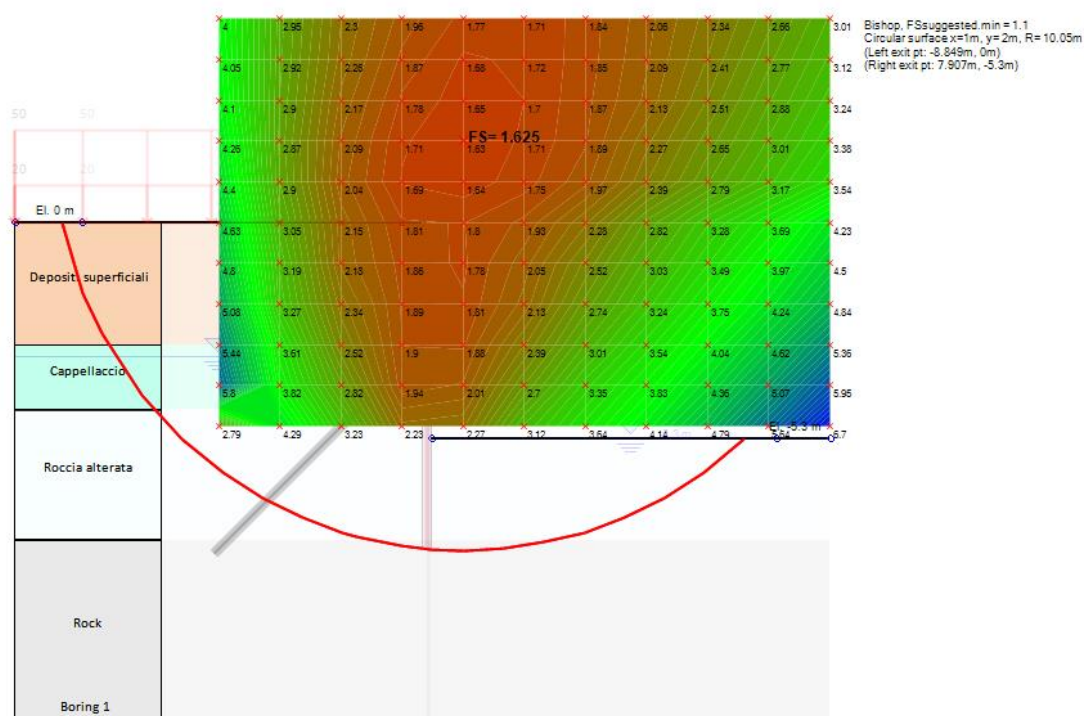


Figura 72 – Verifica di stabilità globale (SLU- A2+M2+R2)

23.2 PARATIA DI MICROPALI DI TIPO 2

La fasi realizzative simulate sono le seguenti:

1. Simulazione Stato di Fatto con falda a quota 12.25 m slmm.
2. Applicazione del sovraccarico agente a monte a livello del piano campagna.
3. Realizzazione paratia di micropali diametro 220 mm, interasse 400 mm, lunghezza totale 7000 mm alla quota di 14.49 m slmm, armati con HEB120.
4. Realizzazione micropali a cavalletto
5. Collegamento dei pali mediante trave di coronamento dim. 500x500 mm.
6. Scavo fino a quota -4.10 m da p.c. (+10.39) con abbassamento del livello della falda lato scavo di circa 186 cm.

I carichi considerati nel modello di calcolo sono i seguenti:

- a. Spinta del terreno (S_t) calcolata direttamente dal codice di calcolo;
- b. Spinta idrostatica dell'acqua calcolata direttamente dal codice di calcolo;
- c. Sovraccarico permanente dato dal terrapieno stradale
- d. Sovraccarico accidentale stradale $Q = 20 \text{ kN/m}^2$;

Considerando l'aumento dell'altezza di scavo del 10 % della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo si ottiene una quota di valle pari a -4.51 m.

PARATIA TIPO 2 - SEZIONE TIPOLOGICA

Scale 1 : 100

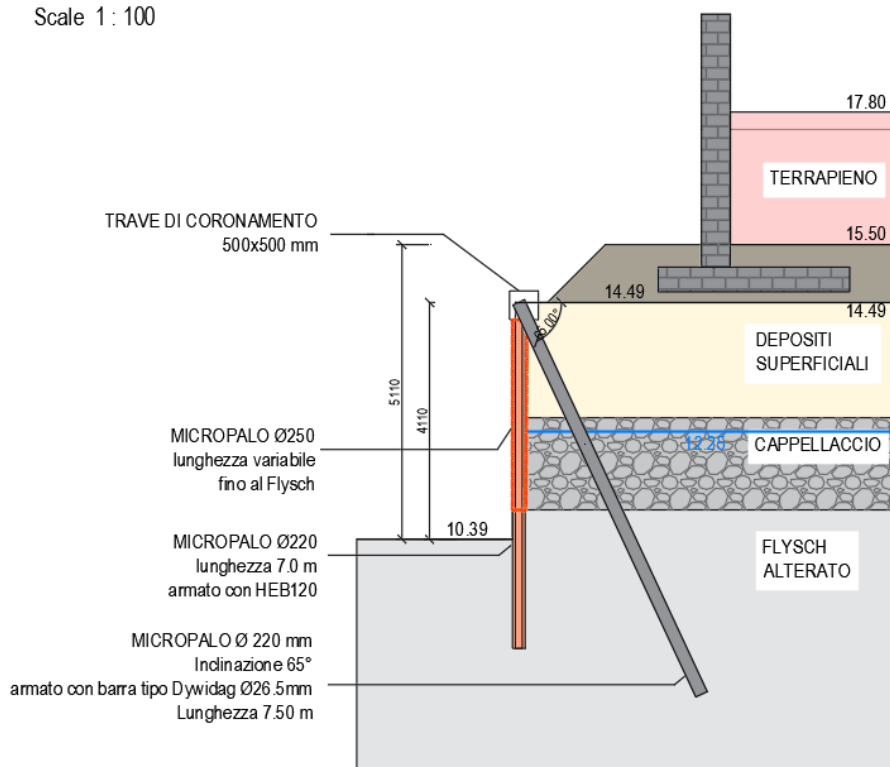


Figura 73 Sezione tipologica.

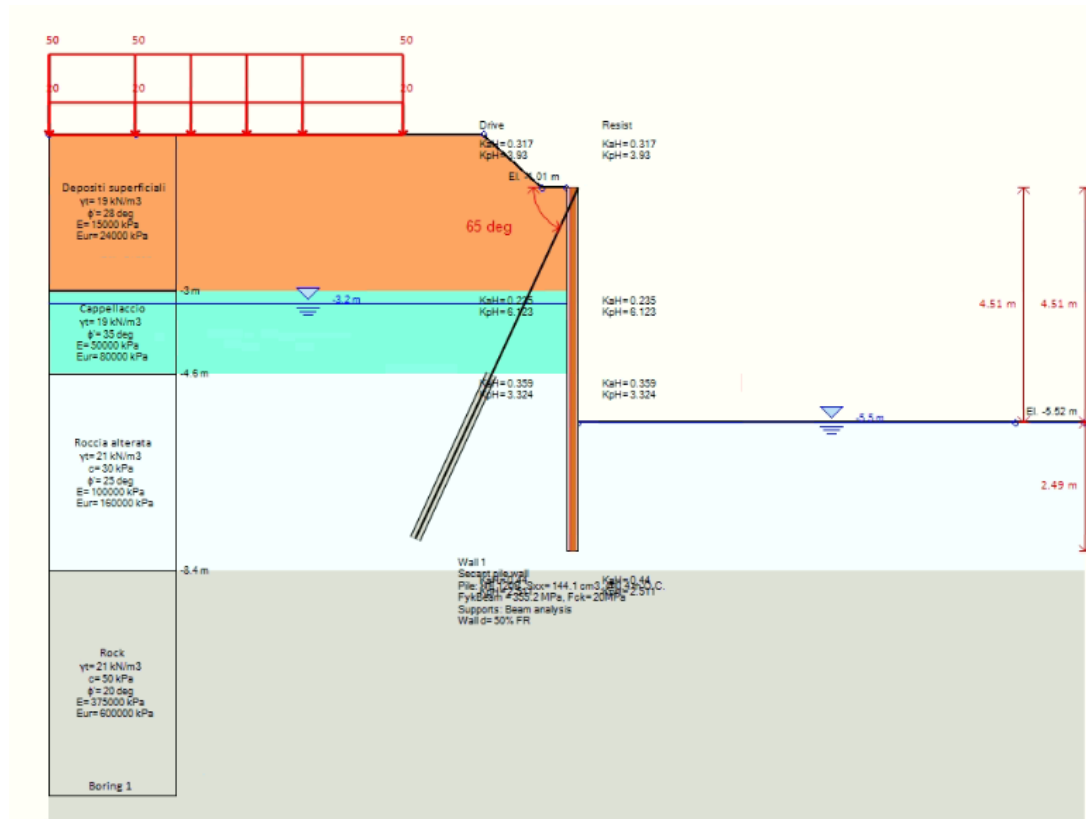


Figura 74 Modello di calcolo.

23.2.1 PARATIA 2 - RISULTATI (SLE)

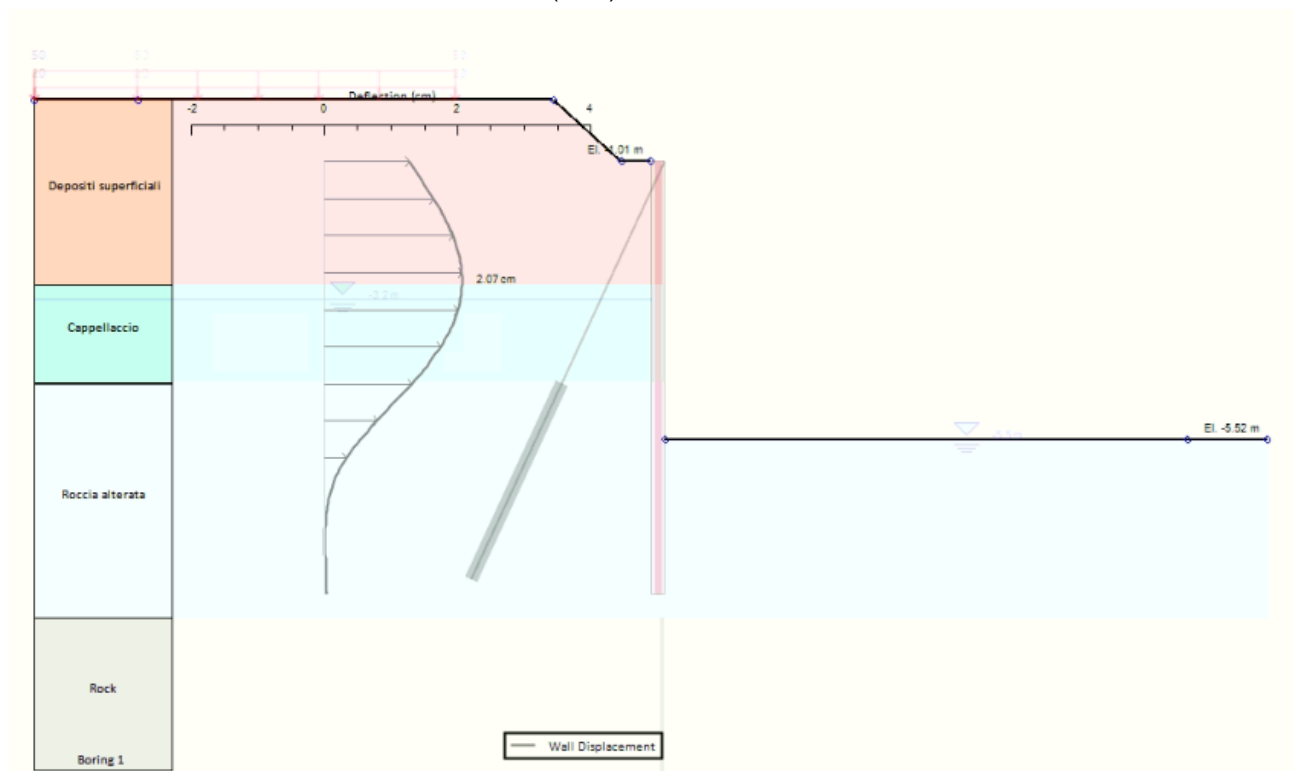


Figura 75 – Spostamenti orizzontali (SLE)

23.2.2 PARATIA 2 - RISULTATI (SLU)

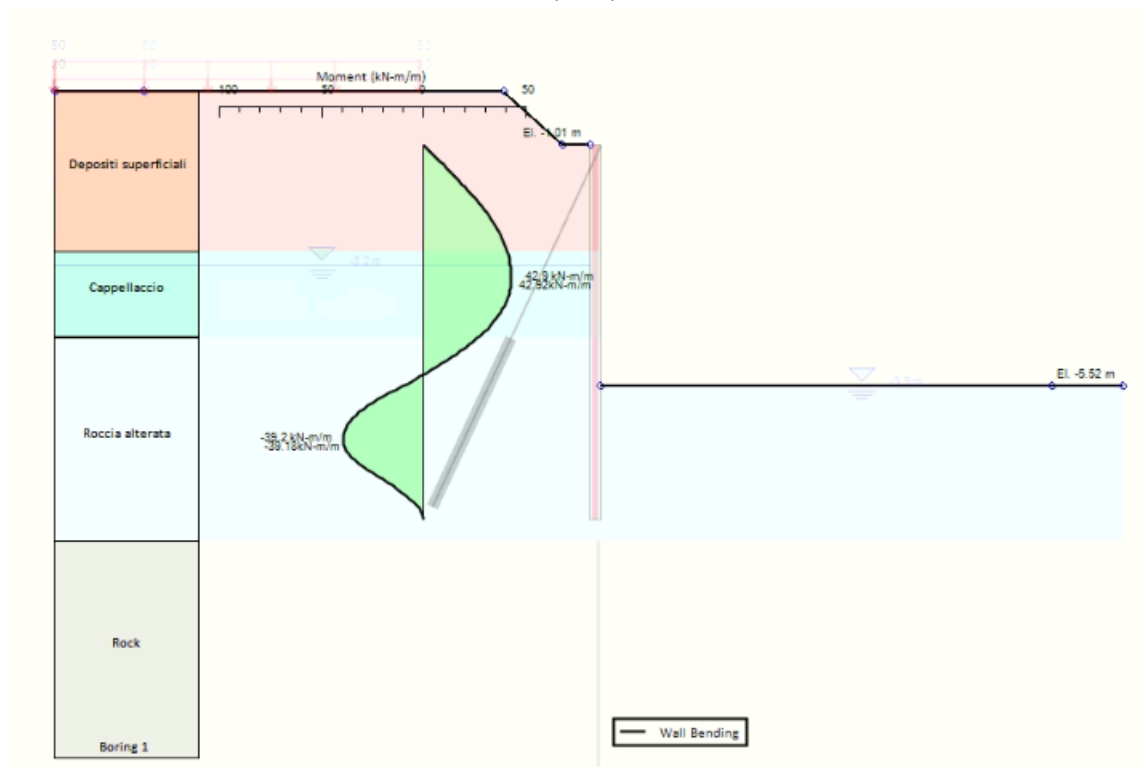


Figura 76 – Momenti flettenti (SLU – A1+M1+R1)

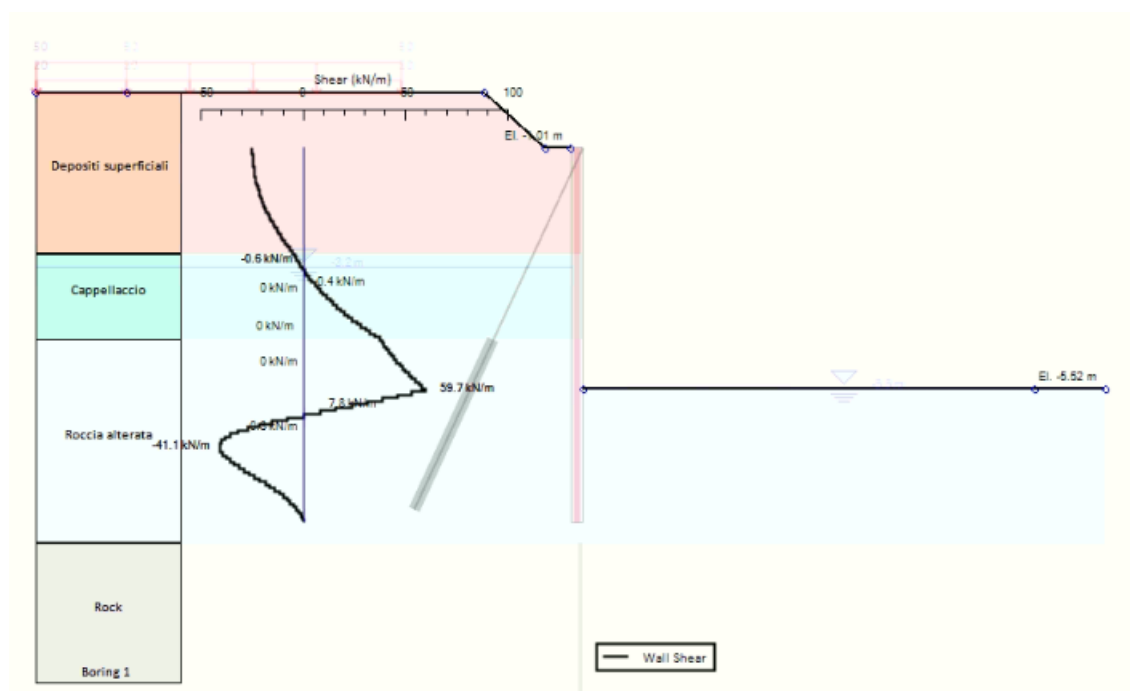


Figura 77 – Azioni di taglio (SLU – A1+M1+R1)

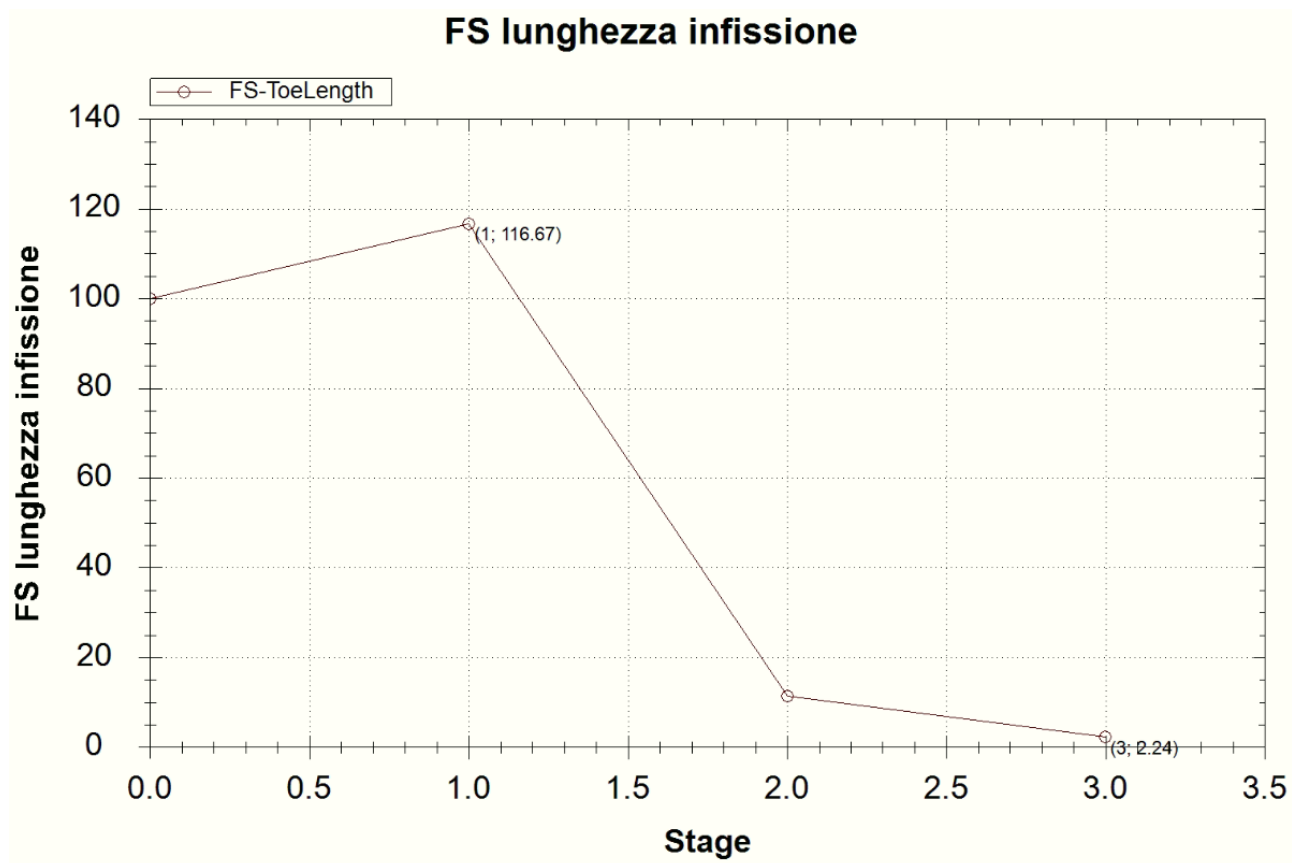


Figura 78 – FS Infissione (SLU – A2+M2+R1)

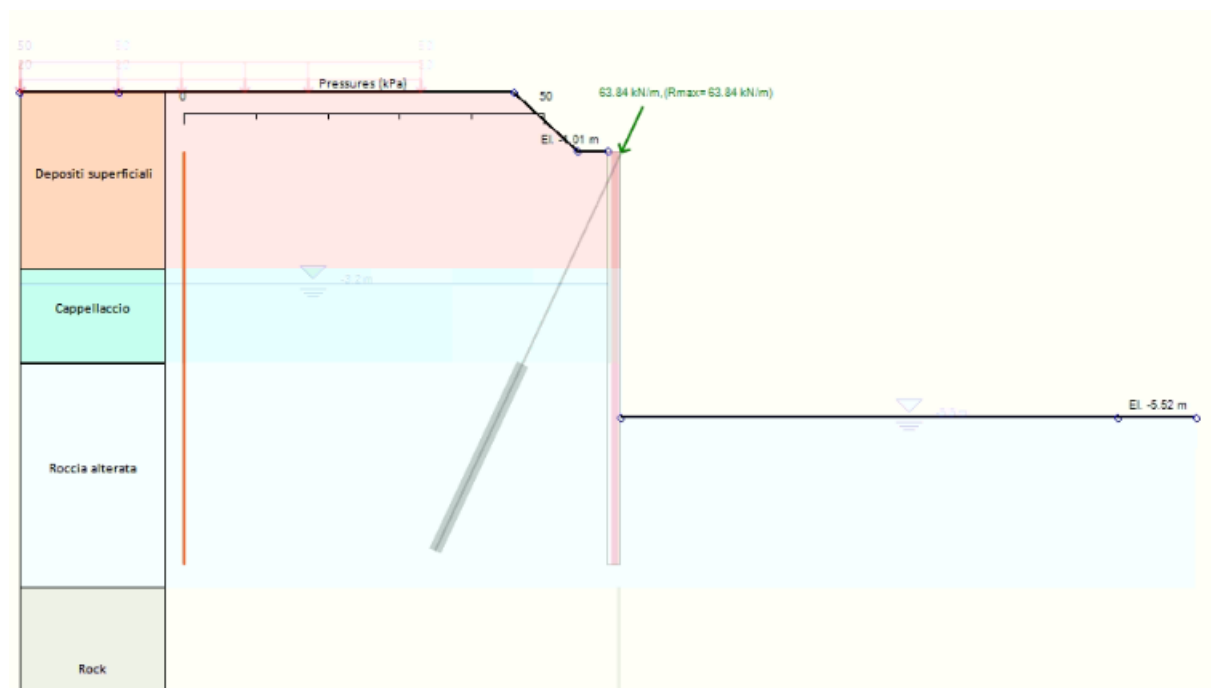


Figura 79 – Reazioni vincolari (SLU – A1+M1+R3)

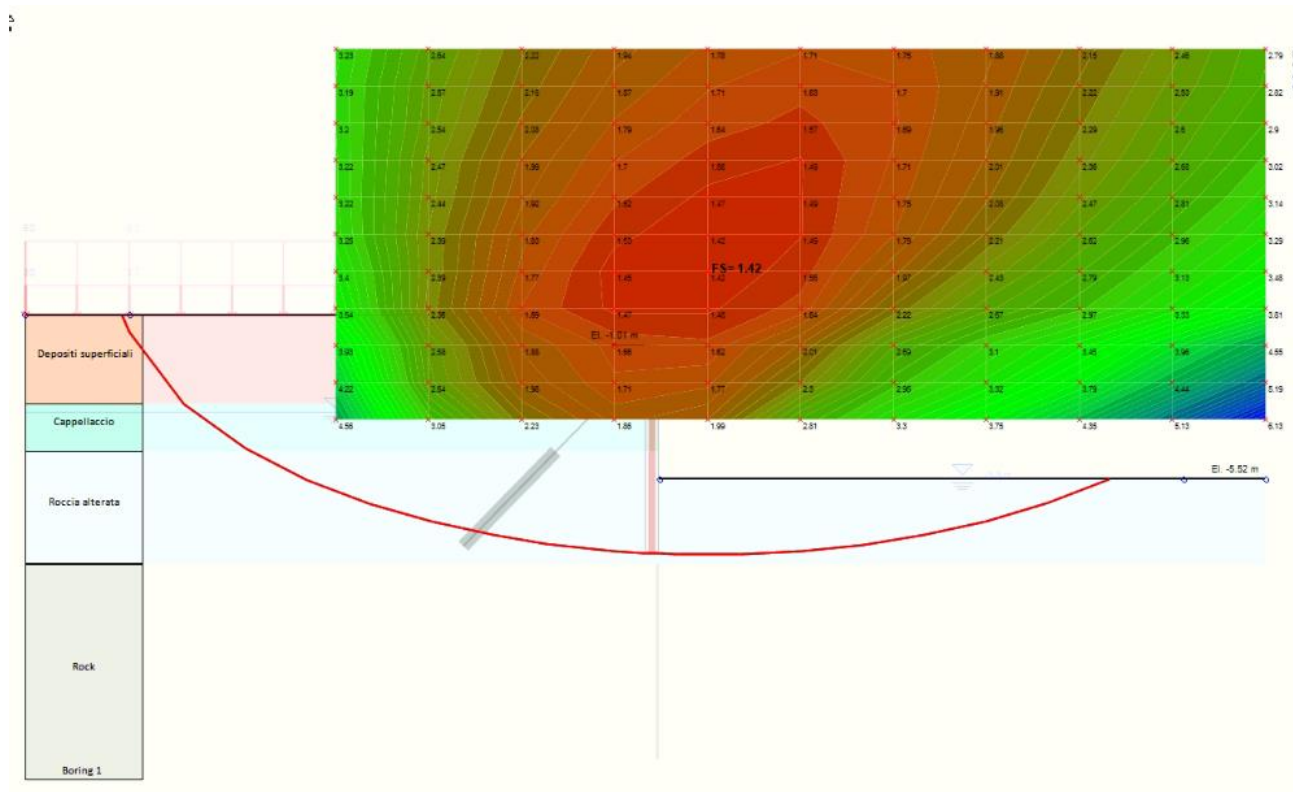


Figura 80 – Verifica di stabilità globale (SLU- A2+M2+R2)

23.3 PARATIA DI MICROPALI DI TIPO 3

La fasi realizzative simulate sono le seguenti:

1. Simulazione Stato di Fatto con falda a quota 12.25 m slmm.
2. Applicazione del sovraccarico agente a monte a livello del piano campagna.
3. Realizzazione paratia di micropali diametro 220 mm, interasse 400 mm, lunghezza totale 7000 mm alla quota di 13.49 m slmm, armati con HEB120.
4. Realizzazione micropali a cavalletto
5. Collegamento dei pali mediante trave di coronamento dim. 500x500 mm.
6. Scavo fino a quota -4.20 m da p.c. (+10.39) con abbassamento del livello della falda lato scavo di circa 186 cm.

I carichi considerati nel modello di calcolo sono i seguenti:

- a. Spinta del terreno (S_t) calcolata direttamente dal codice di calcolo;
- b. Spinta idrostatica dell'acqua calcolata direttamente dal codice di calcolo;
- c. Sovraccarico accidentale $Q = 10 \text{ kN/m}^2$;

Considerando l'aumento dell'altezza di scavo del 10 % della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo si ottiene una quota di valle pari a -3.51 m.

PARATIA TIPO 3 - SEZIONE TIPOLOGICA

Scale 1 : 100

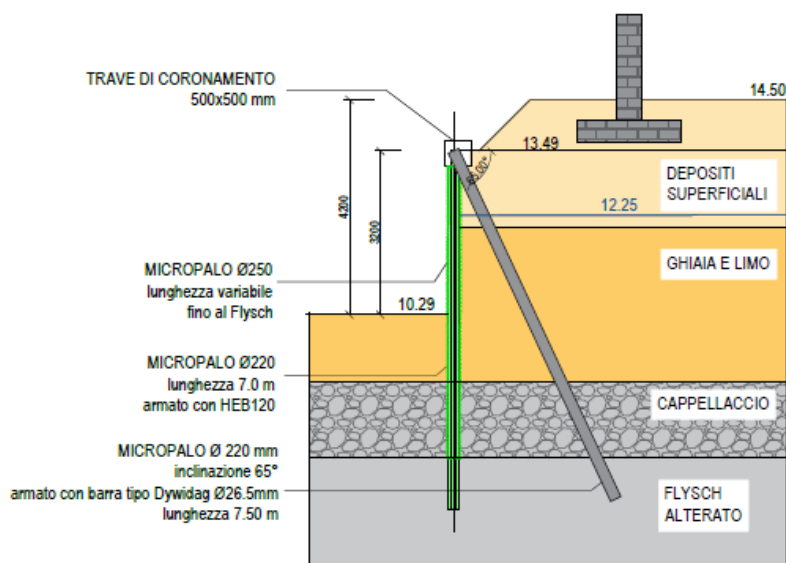


Figura 81 Sezione tipologica.

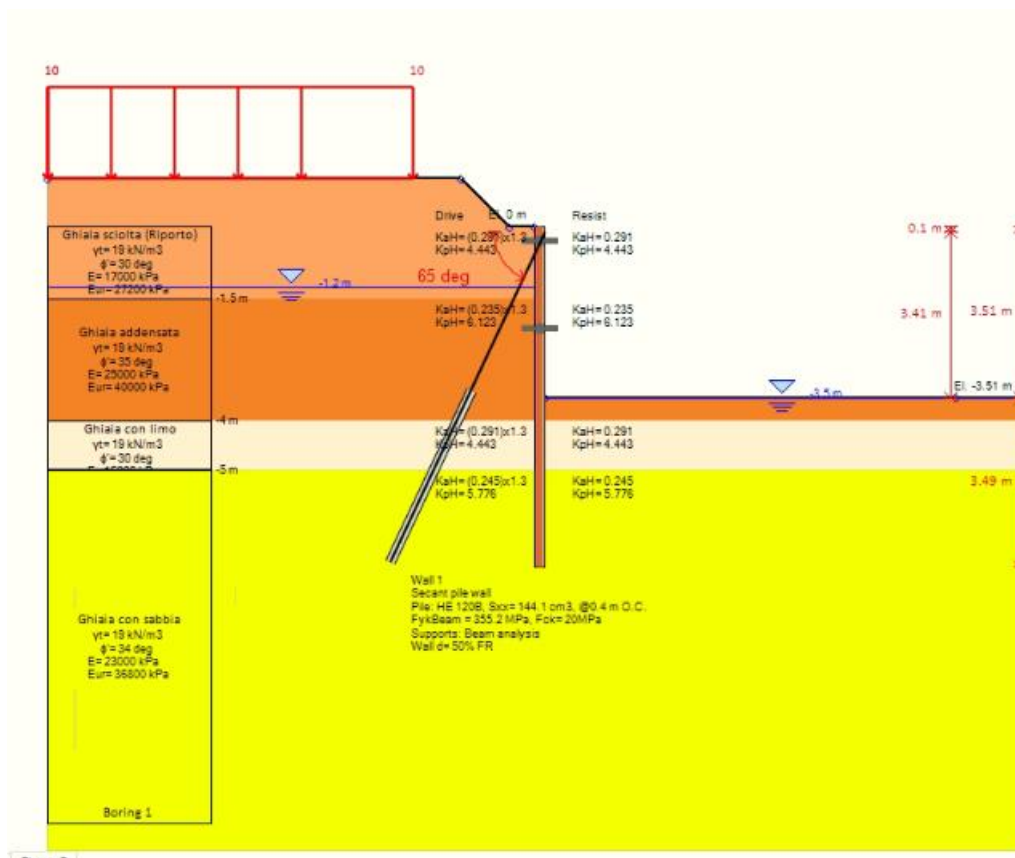


Figura 82 Modello di calcolo.

23.3.1

PARATIA 3 - RISULTATI (SLE)

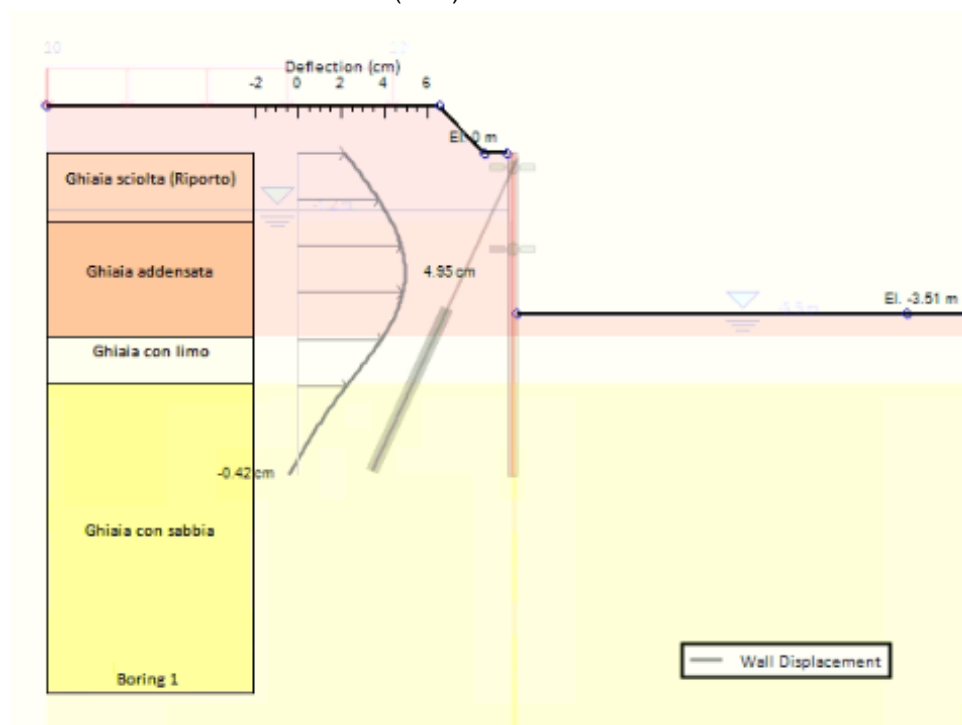


Figura 83 – Spostamenti orizzontali (SLE)

23.3.1 PARATIA 3 - RISULTATI (SLU)

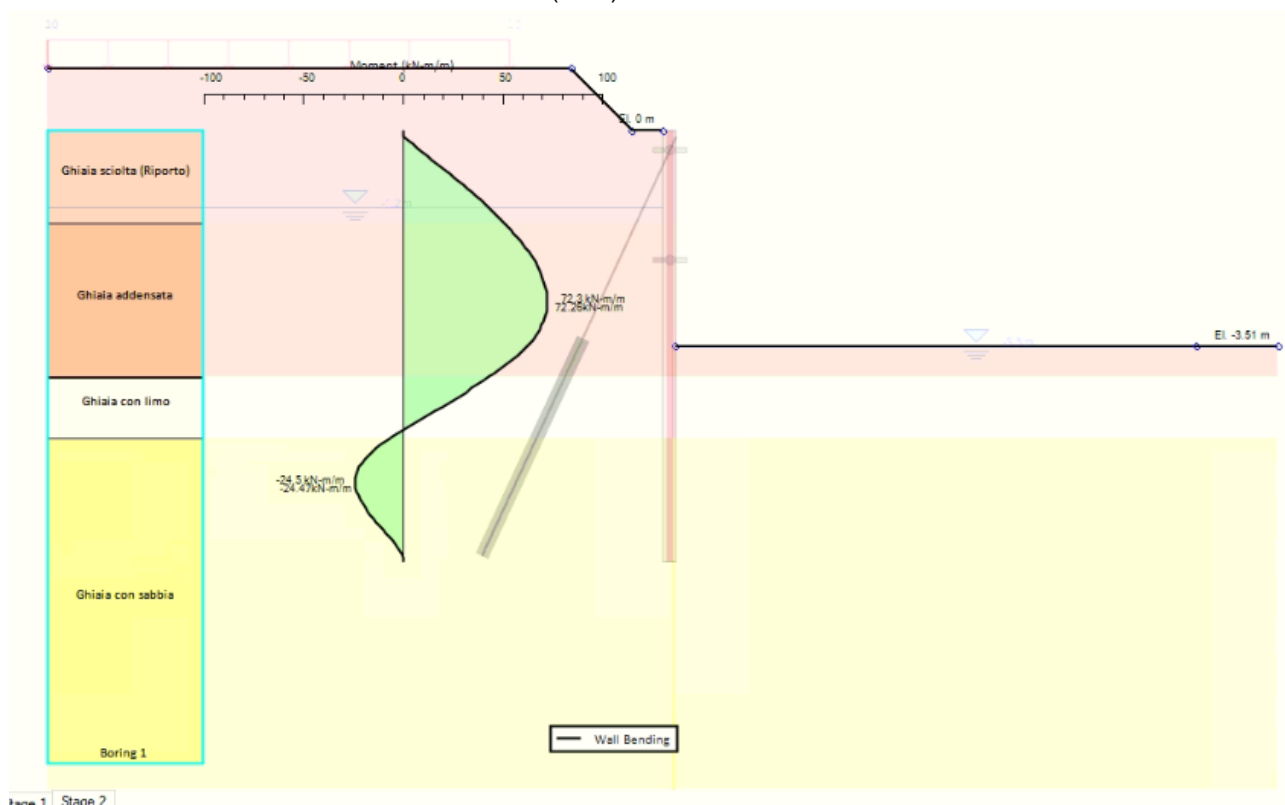


Figura 84 – Momenti flettenti (SLU – A1+M1+R1)

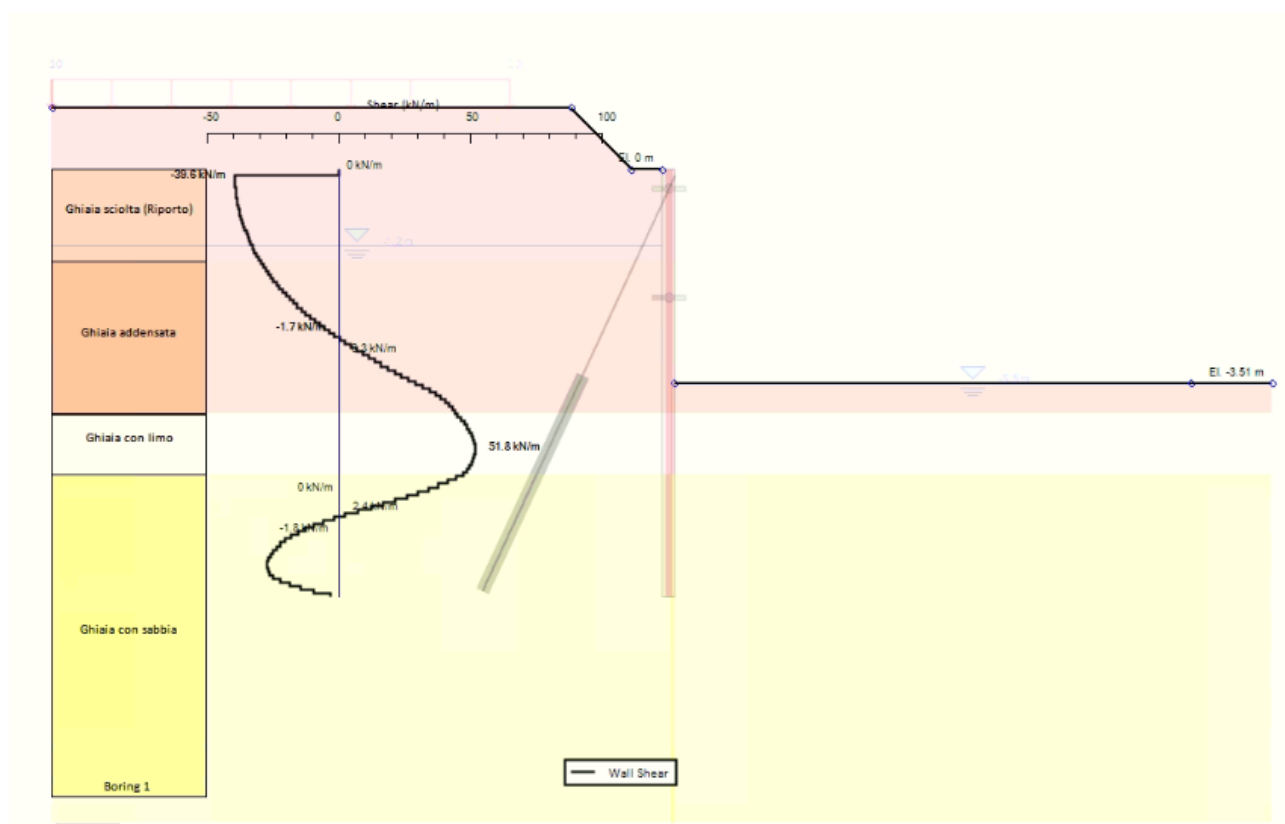


Figura 85 – Azioni di taglio (SLU – A1+M1+R1)

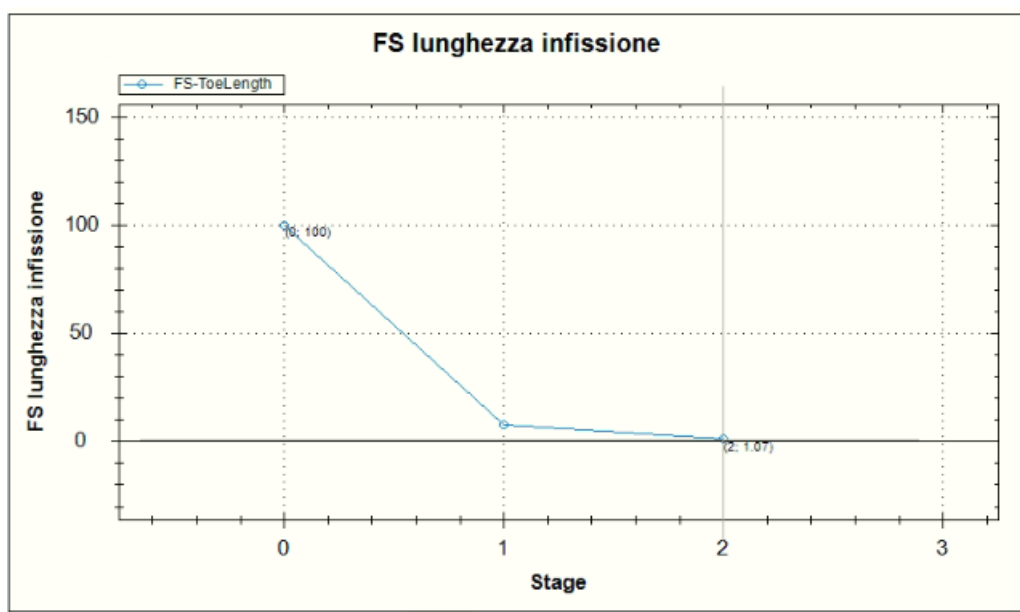


Figura 86 – FS Infissione (SLU – A2+M2+R1)

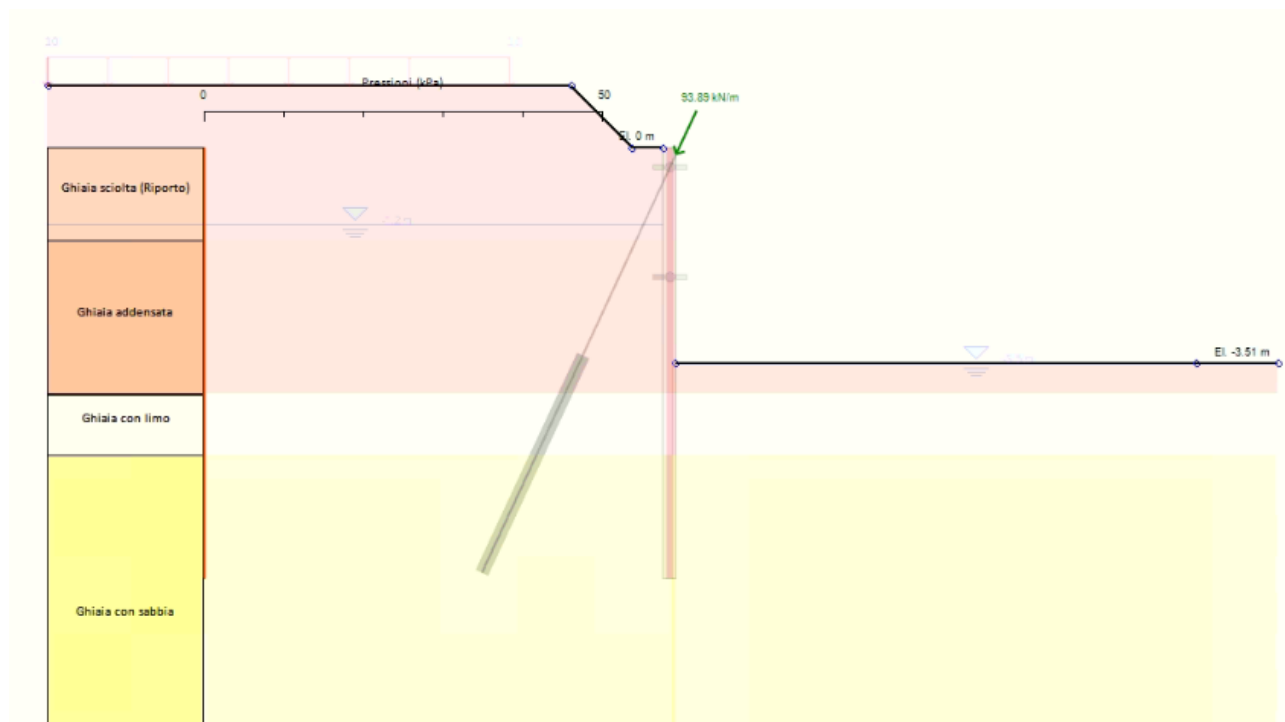


Figura 87 – Reazioni vincolari (SLU- A1+M1+R3)

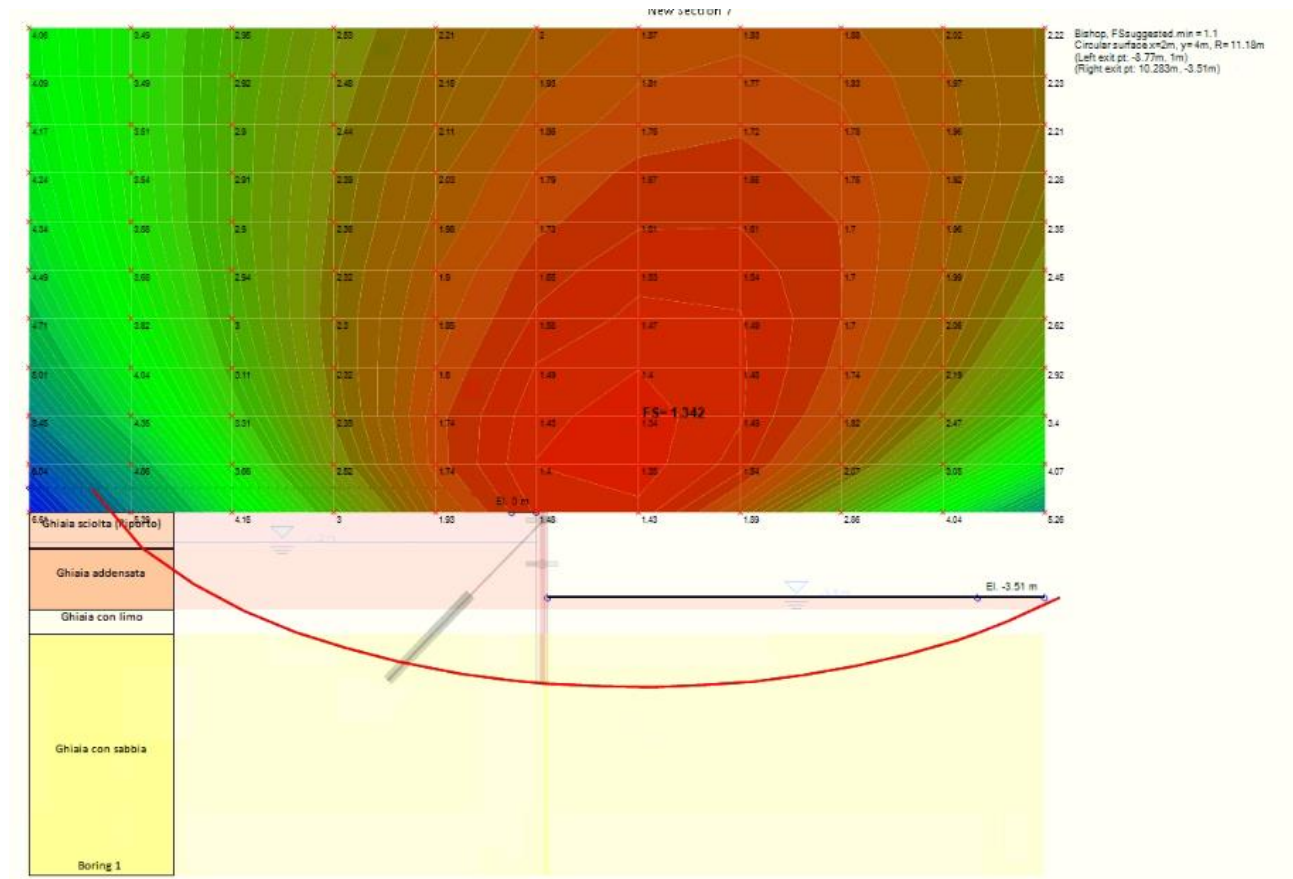


Figura 88 – Verifica di stabilità globale (SLU- A2+M2+R2)

23.4 PARATIA DI MICROPALI DI TIPO 4

La fasi realizzative simulate sono le seguenti:

1. Simulazione Stato di Fatto con falda a quota 12.25 m slmm e quota piano campagna a 14.50 m slmm.
2. Applicazione del sovraccarico agente a monte a livello del piano campagna.
3. Realizzazione paratia di micropali diametro 220 mm, interasse 400 mm, lunghezza totale 6000 mm alla quota di 13.49 m slmm, armati con HEA120.
4. Realizzazione micropali a cavalletto
5. Collegamento dei pali mediante trave di coronamento dim. 500x500 mm.
6. Scavo fino a quota -2.50 m da p.c. (+10.99) con abbassamento del livello della falda lato scavo di circa 126 cm.

I carichi considerati nel modello di calcolo sono i seguenti:

- a. Spinta del terreno (S_t) calcolata direttamente dal codice di calcolo;
- b. Spinta idrostatica dell'acqua calcolata direttamente dal codice di calcolo;
- c. Sovraccarico accidentale $Q = 10 \text{ kN/m}^2$;

Considerando l'aumento dell'altezza di scavo del 10 % della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo si ottiene una quota di valle pari a -2.75 m.

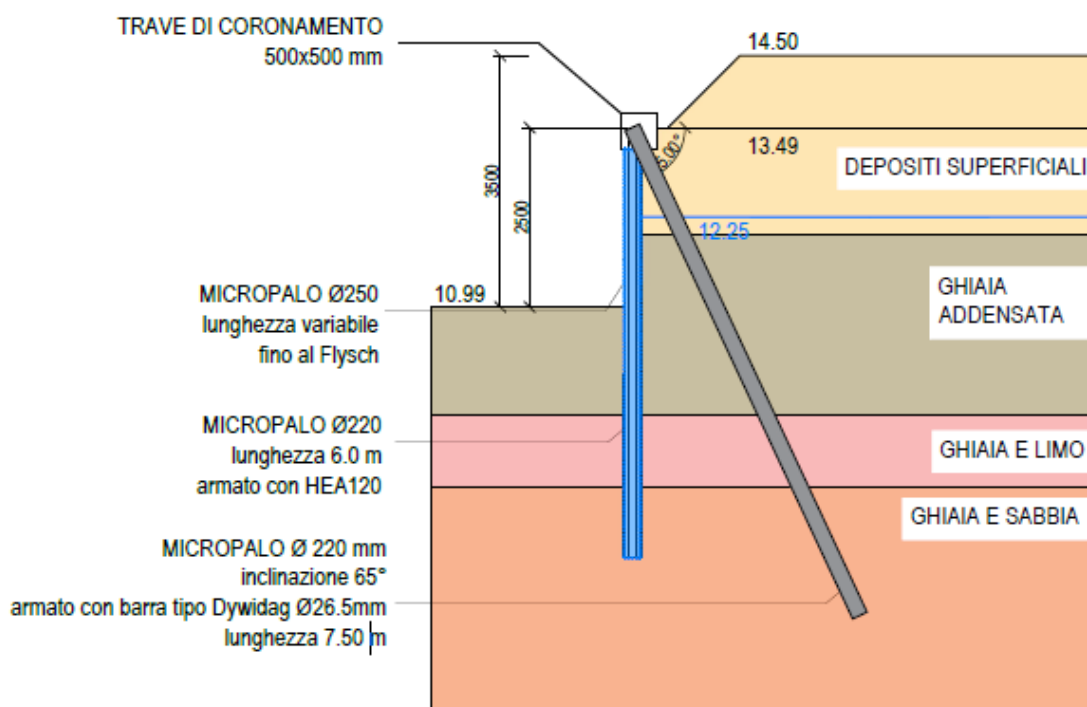


Figura 89 Sezione tipologica.

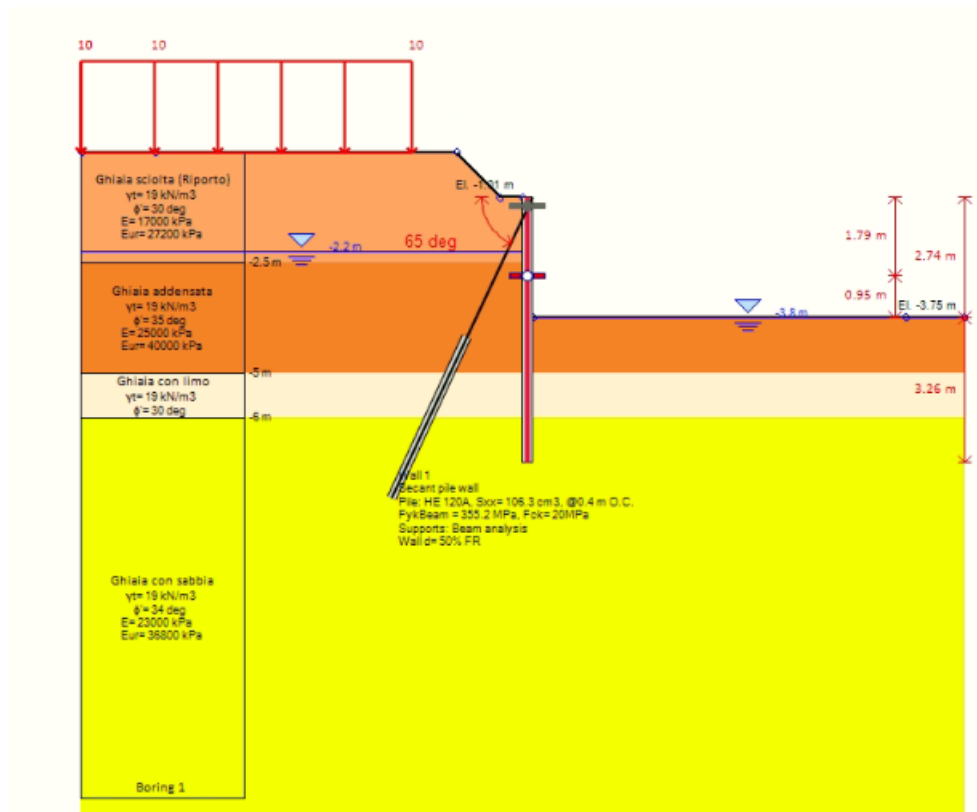


Figura 90 Modello di calcolo.

23.4.1 PARATIA 4 - RISULTATI (SLE)

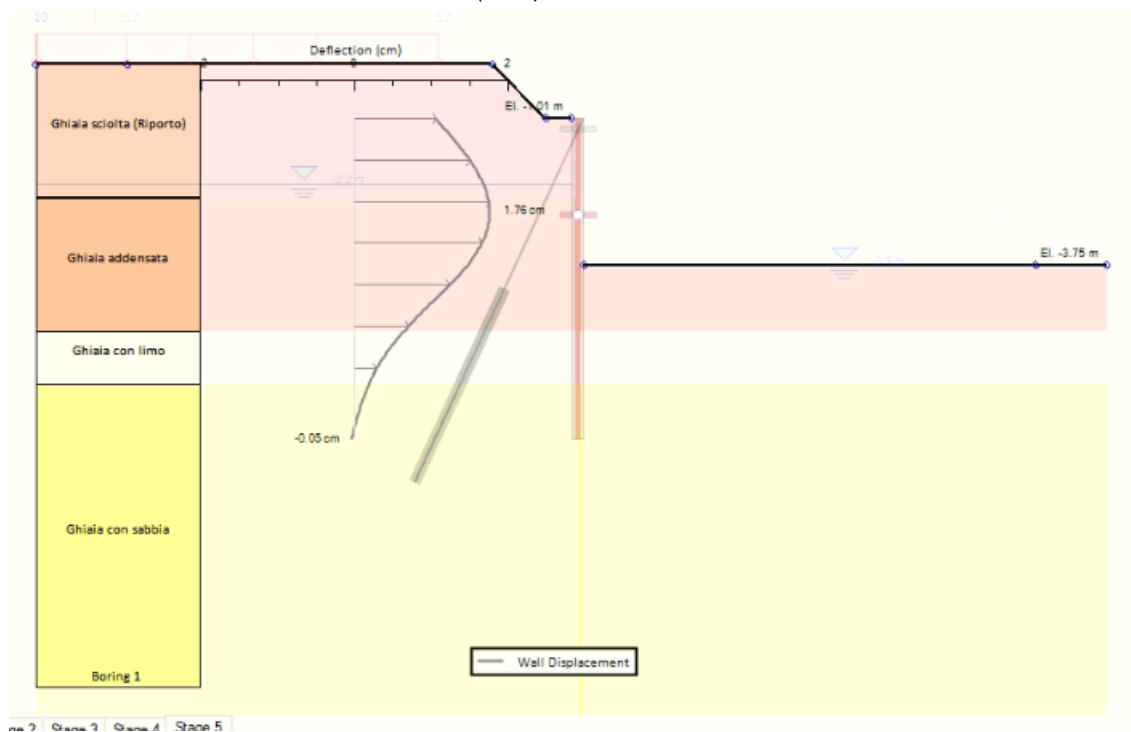


Figura 91 – Spostamenti orizzontali (SLE)

23.4.2 PARATIA 4 - RISULTATI (SLU)

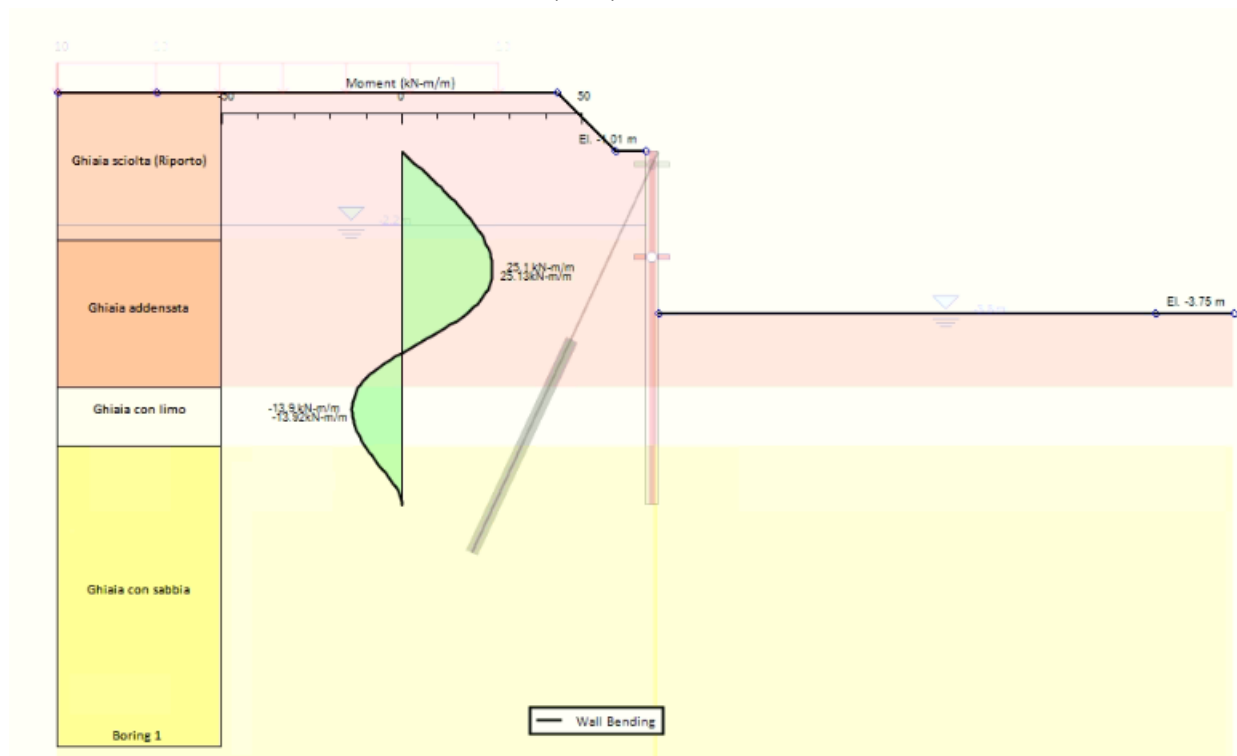


Figura 92 – Momenti flettenti (SLU – A1+M1+R1)

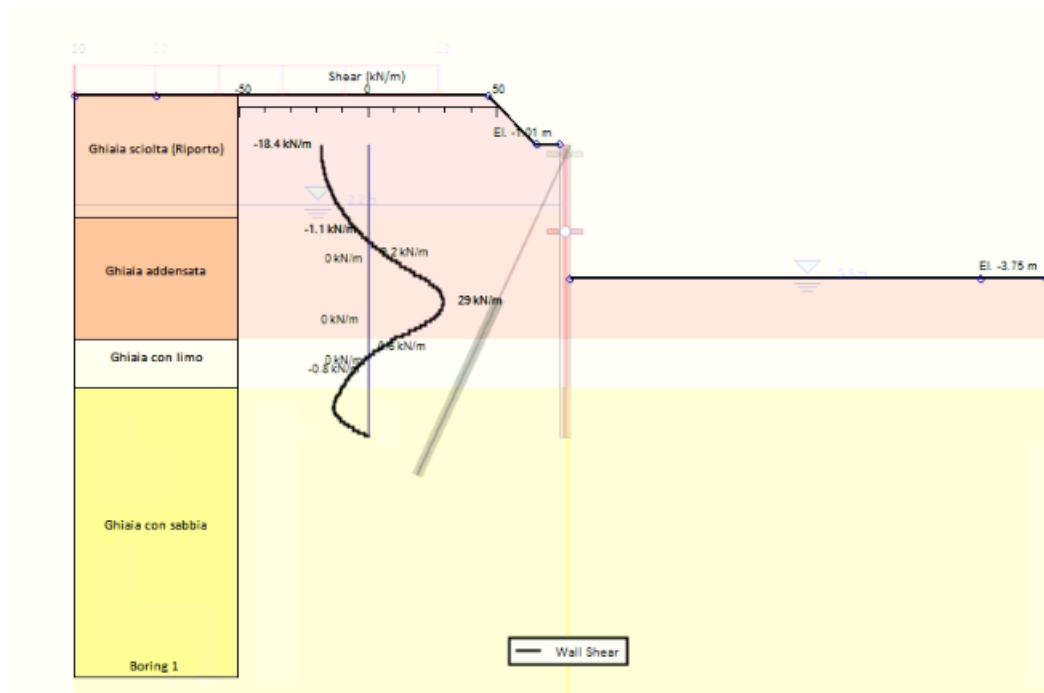


Figura 93 – Azioni di taglio (SLU– A1+M1+R1)

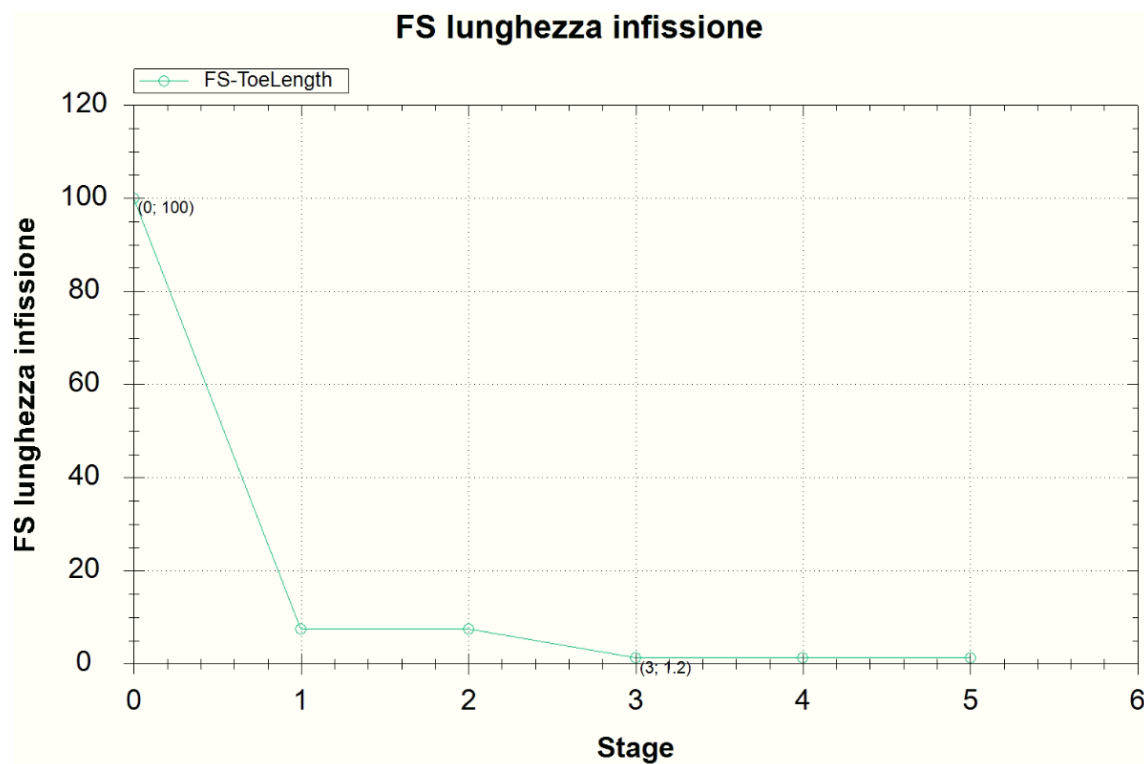


Figura 94 – FS Infissione (SLU – A2+M2+R1)

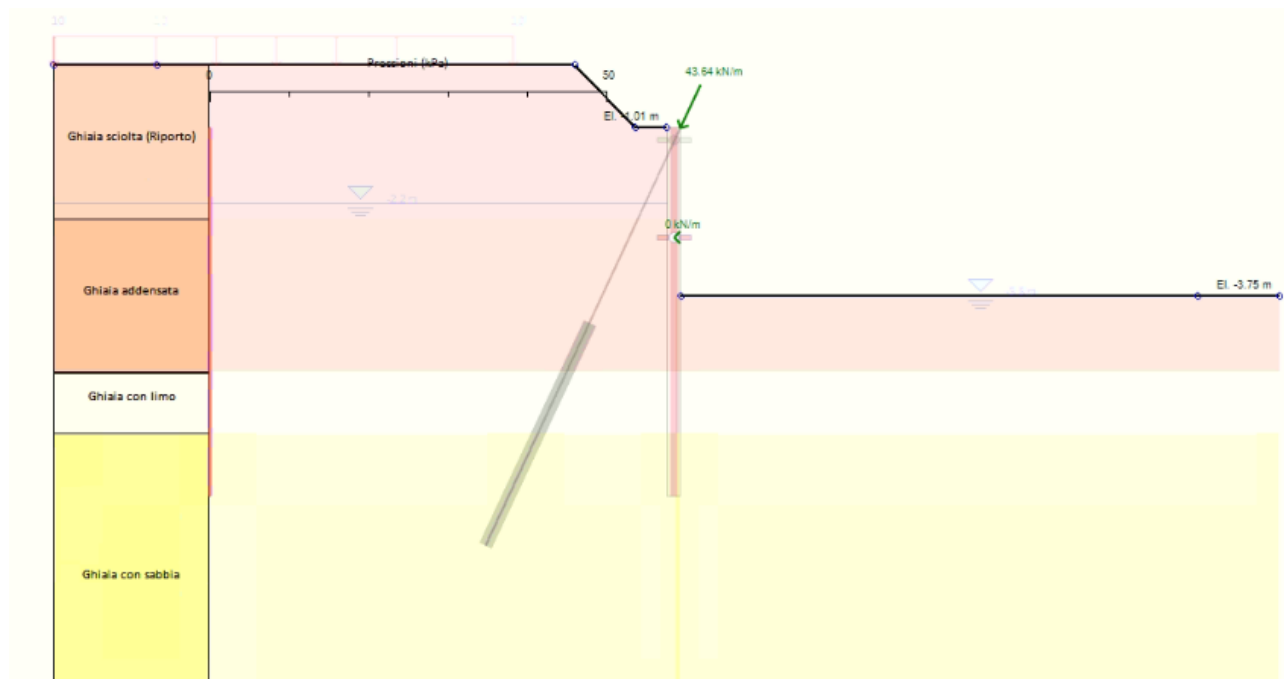


Figura 95 – Reazioni vincolari (SLU – A1+M1+R3)

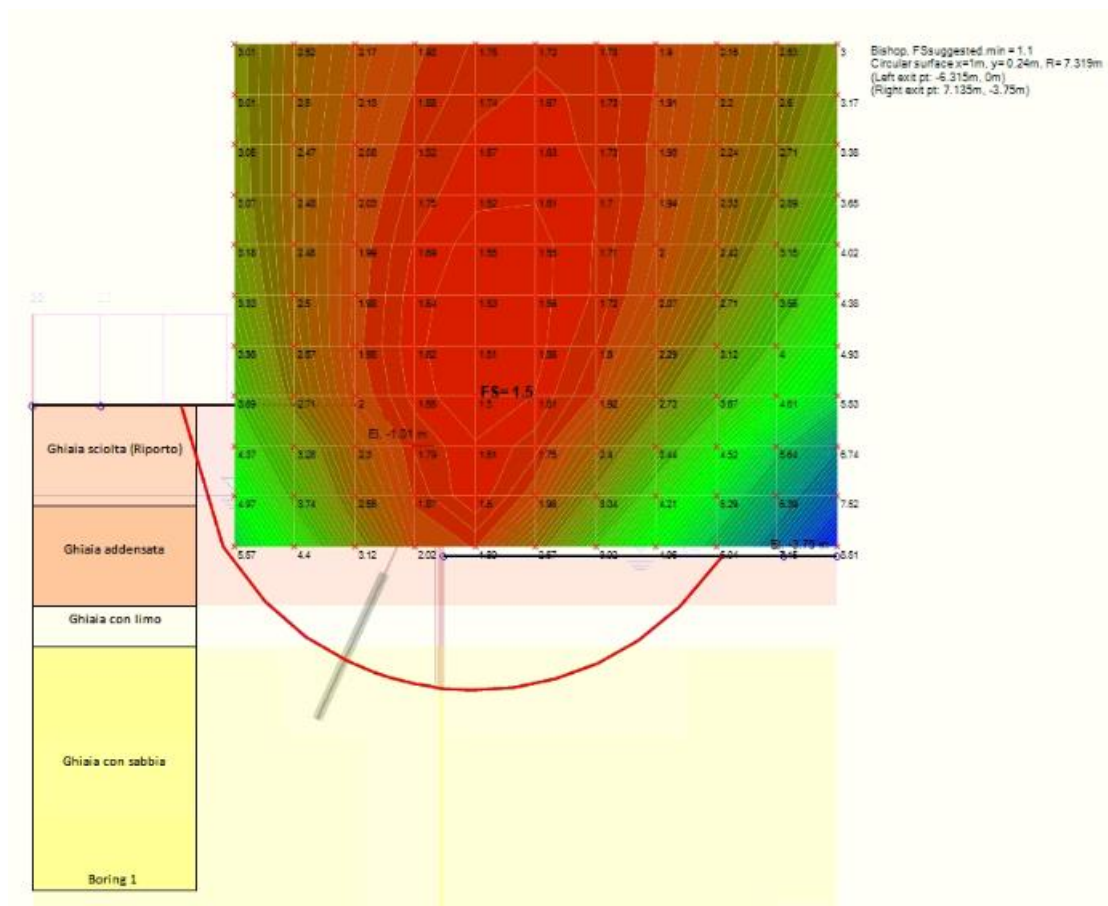


Figura 96 – Verifica di stabilità globale (SLU- A2+M2+R2)

23.5 PARATIA DI MICROPALI DI TIPO 4 – FOSSA ASCENSORI

Le fasi realizzative simulate sono le seguenti:

1. Simulazione Stato di Fatto con falda a quota 12.25 m slmm.
2. Applicazione del sovraccarico agente a monte a livello del piano campagna.
3. Realizzazione paratia di micropali diametro 220 mm, interasse 400 mm, lunghezza totale 6000 mm alla quota di 13.49 m slmm, armati con HEA120.
4. Realizzazione micropali a cavalletto
5. Collegamento dei pali mediante trave di coronamento dim. 500x500 mm.
6. Scavo fino a quota -4.55 m da p.c. (+9.94) con abbassamento del livello della falda lato scavo di circa 2.31 cm.

I carichi considerati nel modello di calcolo sono i seguenti:

- a. Spinta del terreno (S_t) calcolata direttamente dal codice di calcolo;
- b. Spinta idrostatica dell'acqua calcolata direttamente dal codice di calcolo;
- c. Sovraccarico accidentale $Q = 10 \text{ kN/m}^2$;

Considerando l'aumento dell'altezza di scavo del 10 % della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo si ottiene una quota di valle pari a -3.905 m.

PARATIA TIPO 4 - SEZIONE FOSSA ASCENSORE

Scale 1 : 100

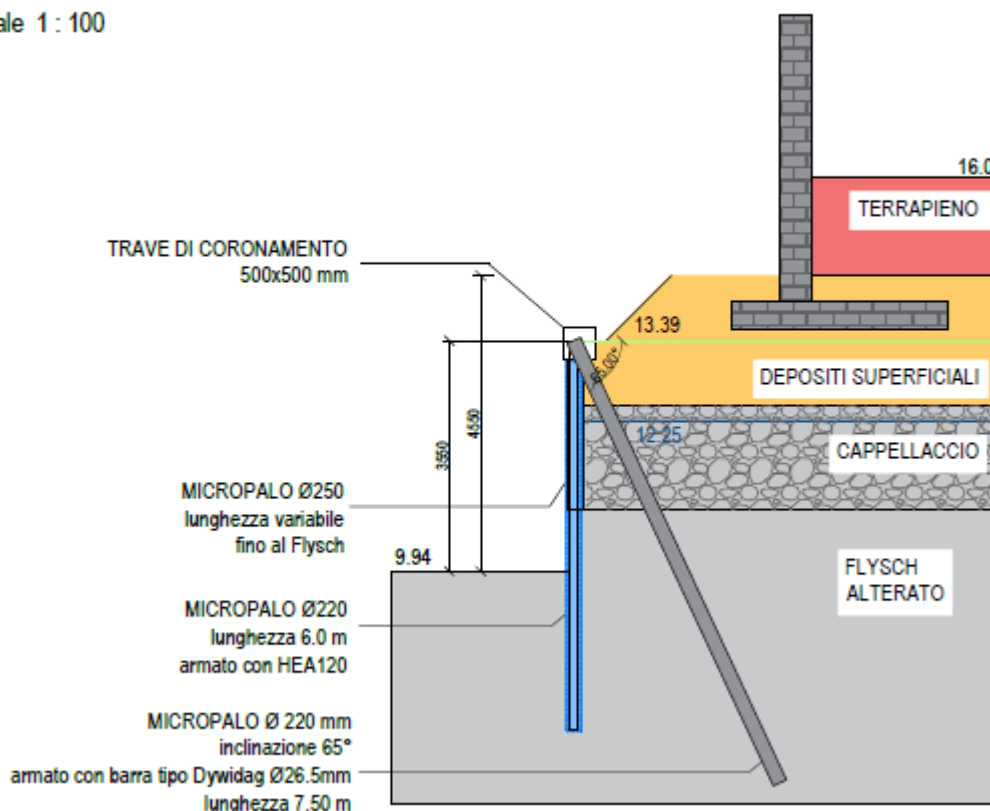


Figura 97 Sezione tipologica.

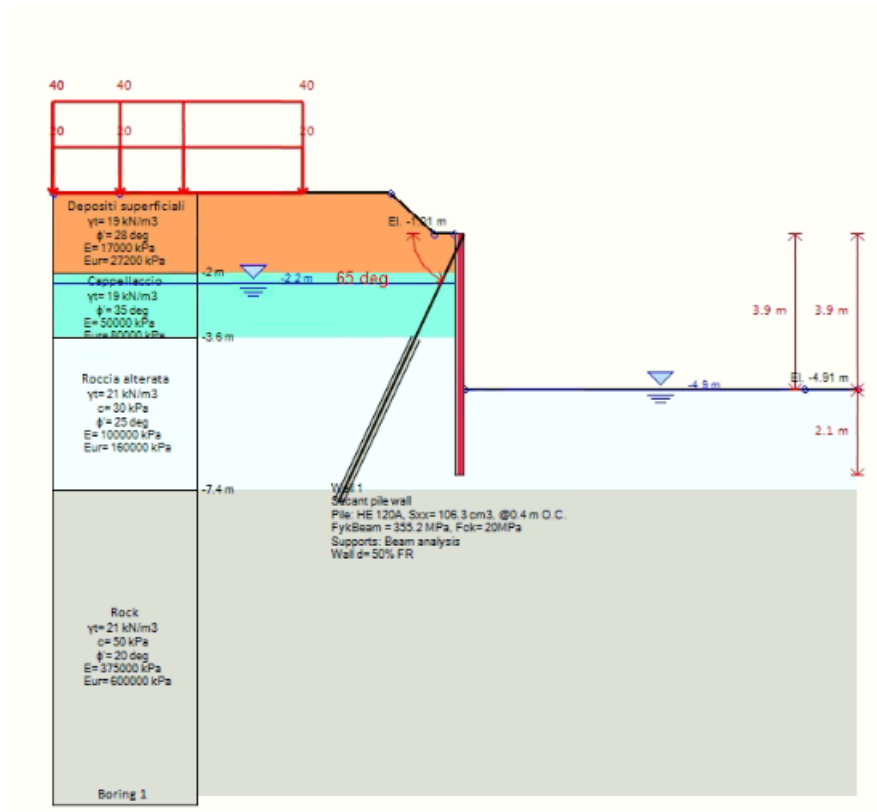


Figura 98 Modello di calcolo.

23.5.1 PARATIA 4 fossa ascensore - RISULTATI (SLE)

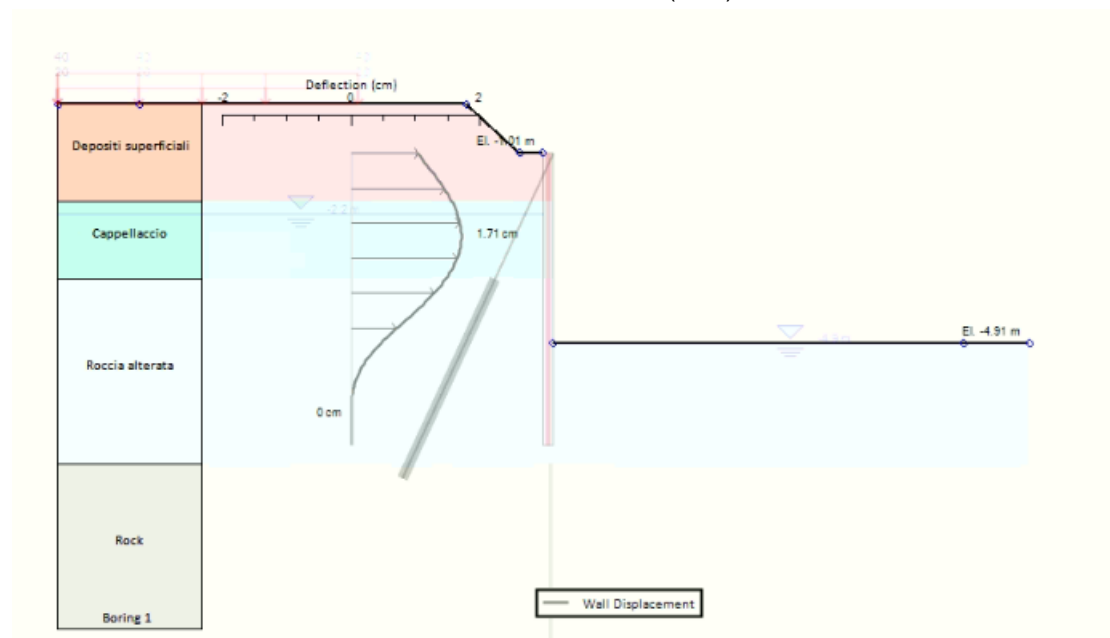


Figura 99 – Spostamenti orizzontali (SLE)

23.5.2 PARATIA 4 fossa ascensore - RISULTATI (SLU)

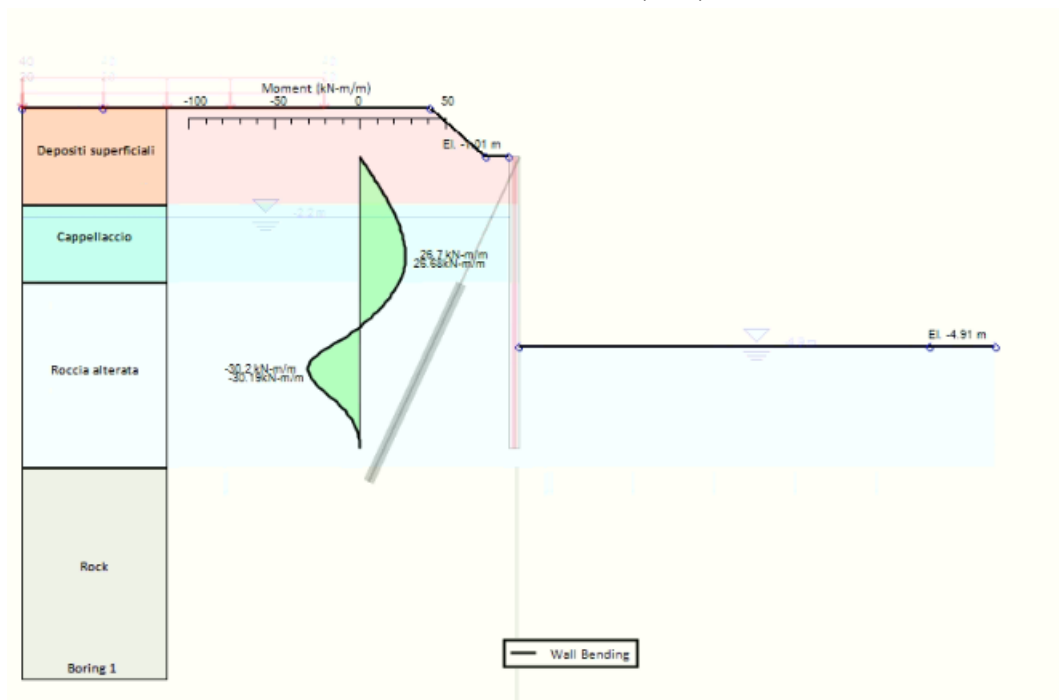


Figura 100 – Momenti flettenti (SLU – A1+M1+R1)

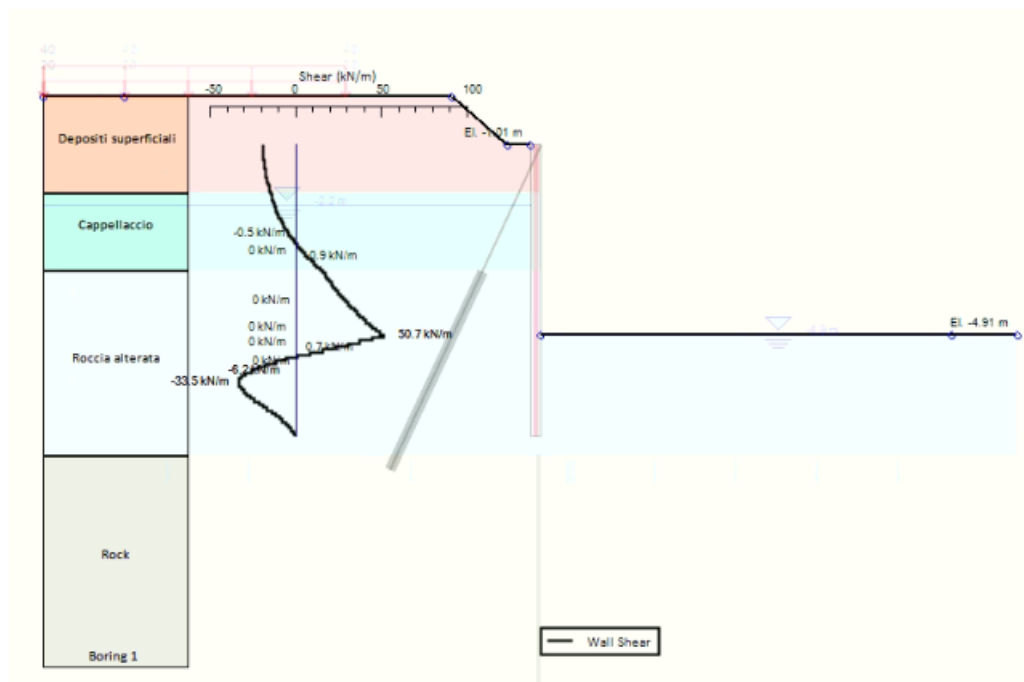


Figura 101 – Azioni di taglio (SLU – A1+M1+R1))

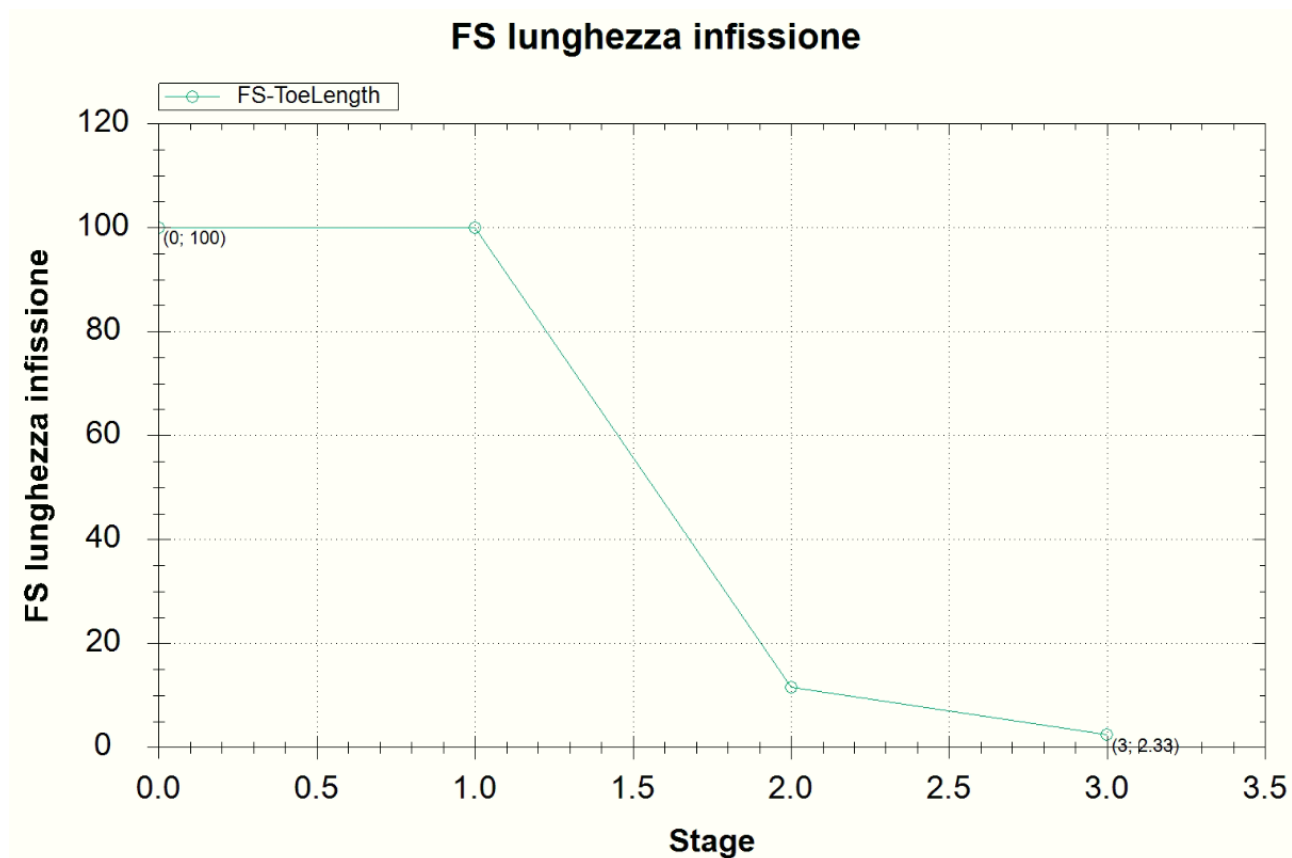


Figura 102 – FS Infissione (SLU – A2+M2+R1)

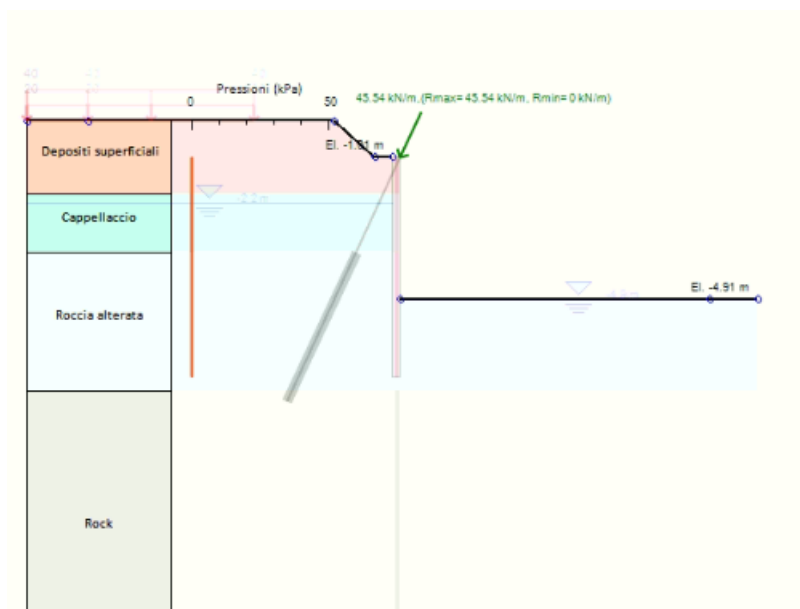


Figura 103 – Reazioni vincolari (SLU)

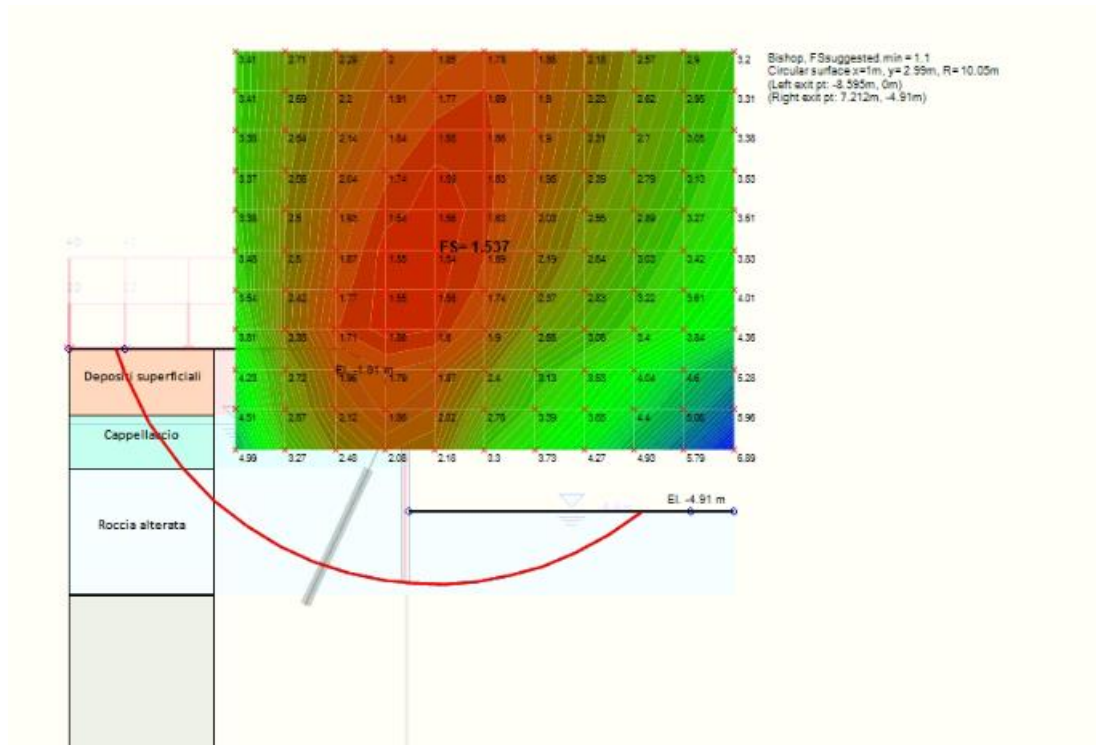


Figura 104 – Verifica di stabilità globale (SLU- A2+M2+R2)

23.6 BARRIERA IDRAULICA

Le fasi realizzative simulate sono le seguenti:

1. Simulazione Stato di Fatto con falda a quota 12.25 m slmm e intradosso fondazione galleria idraulica a 11.25 m slmm.
2. Realizzazione paratia di micropali diametro 250 mm, interasse 200 mm, lunghezza totale 550 mm alla quota di 12.35 m slmm, armati con un tubolare ϕ 139.7 sp 10 mm.
3. Scavo fino a quota -1.96 m da p.c. (+10.39) con abbassamento del livello della falda lato scavo di circa 186 cm.

I carichi considerati nel modello di calcolo sono i seguenti:

- a. Spinta idrostatica dell'acqua calcolata direttamente dal codice di calcolo;
- b. Sovraccarico dato dalla presenza della galleria idraulica al netto della sottospinta idraulica (28.95 kPa)

Considerando l'aumento dell'altezza di scavo del 10 % della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo si ottiene una quota di valle pari a -2 m.

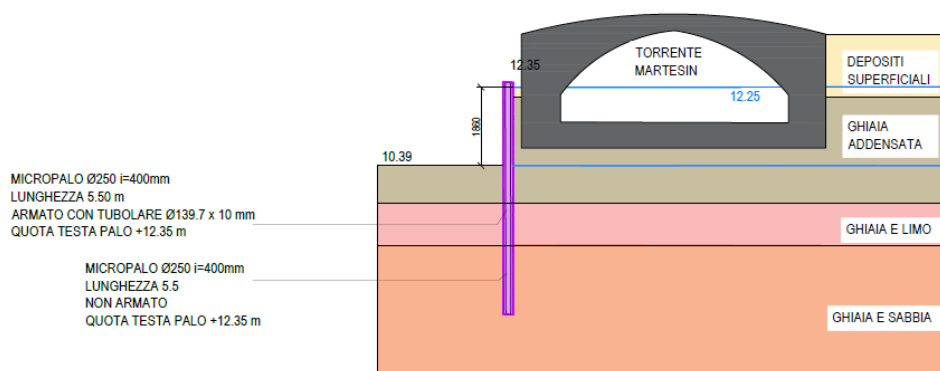


Figura 105 Sezione tipologica.

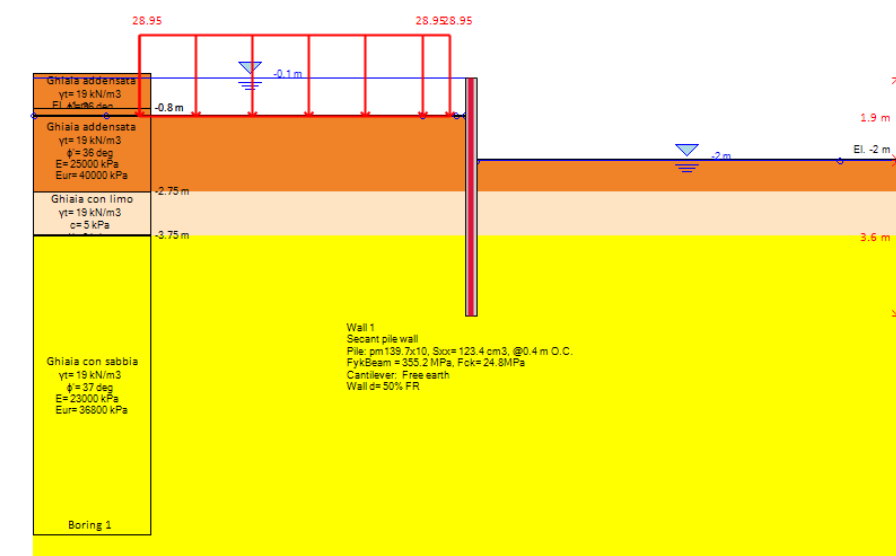


Figura 106 Modello di calcolo.

23.6.1 BARRIERA IDRAULICA - RISULTATI (SLE)

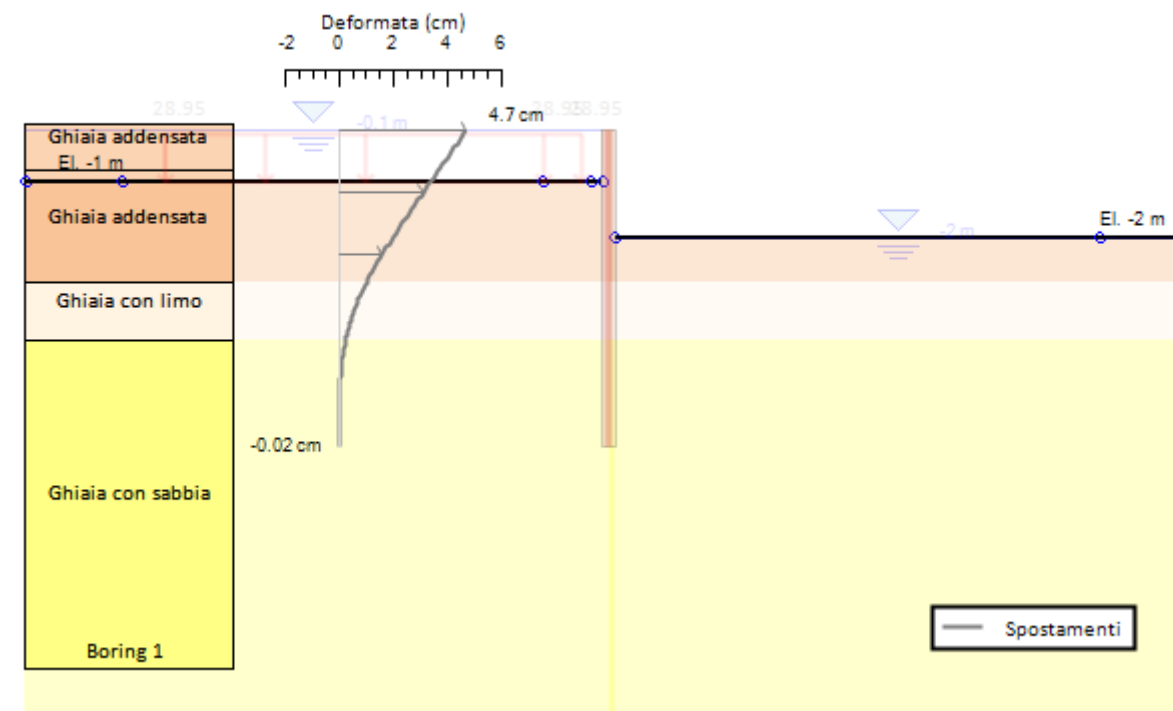


Figura 107 – Spostamenti orizzontali (SLE)

23.6.1 BARRIERA IDRAULICA - RISULTATI (SLU)

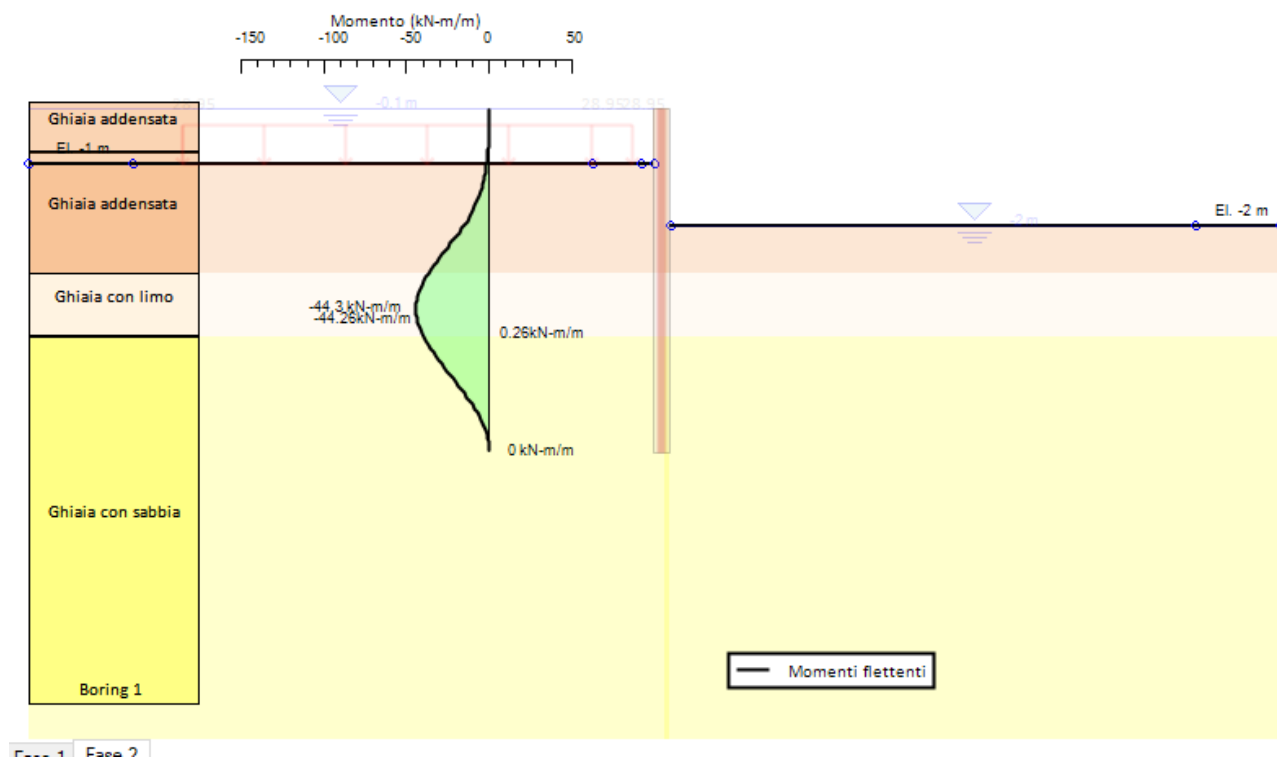


Figura 108 – Momenti flettenti (SLU – A1+M1+R1)

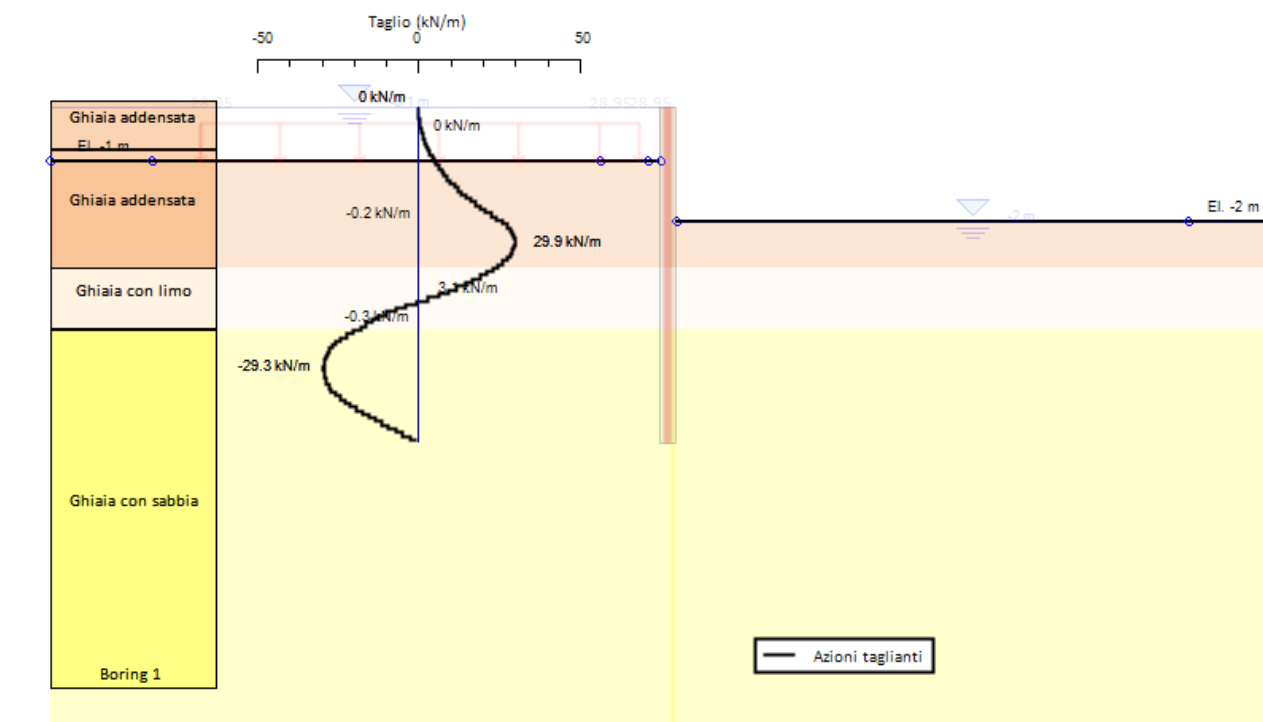


Figura 109 – Azioni di taglio (SLU – A1+M1+R1)

FS lunghezza infissione

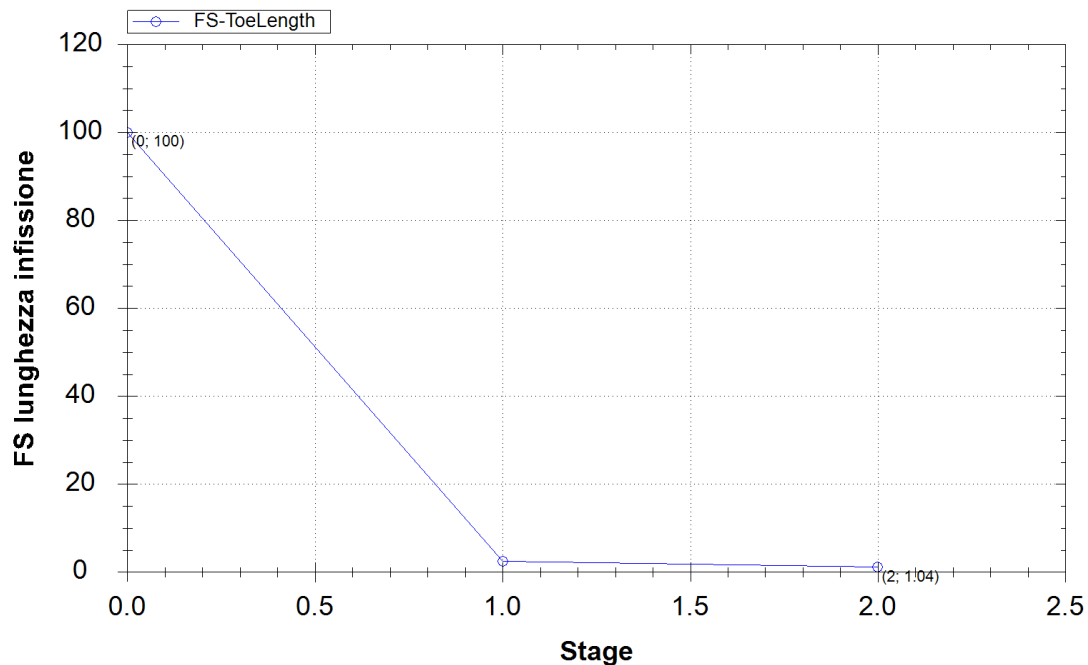


Figura 110 – FS Infissione (SLU – A2+M2+R1)

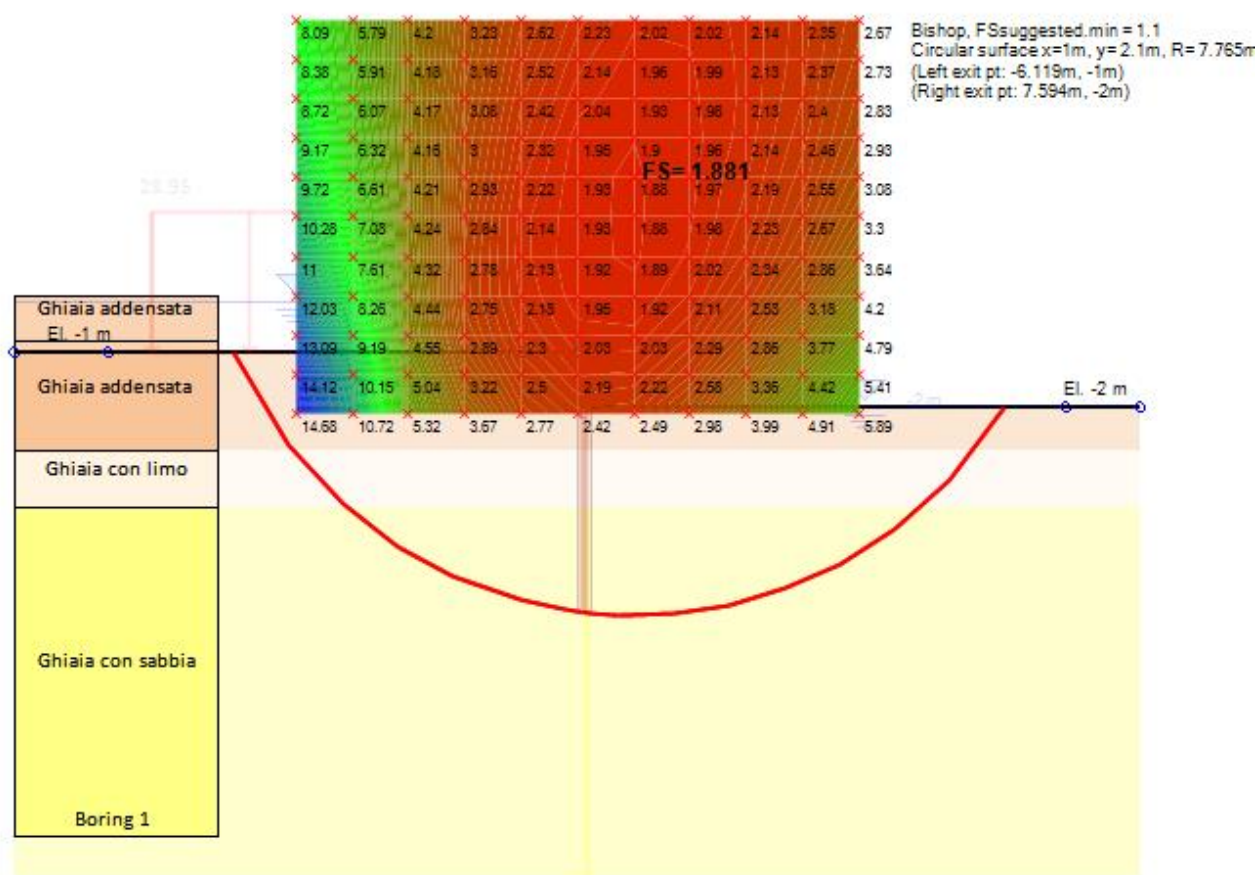


Figura 111 – Verifica di stabilità globale (SLU- A2+M2+R2)

23.7 TABELLA RIASSUNTIVE

Paratia 1 - Pretensione

	SLE	SLU
Massimo Spostamento (cm)	0.86	
Massimo cedimento a monte (cm)	1.00	
Momento flettente (kNm/m)		29.1
Taglio (kN/m)		51.4
Puntone 1° ordine (kN/m)		34.95
Trazione sul micropalo a cavalletto 2° ordine (kN/m)	77.1	99.66

Paratia 2

	SLE	SLU
Massimo Spostamento (cm)	2.07	
Massimo cedimento a monte (cm)	0.87	
Momento flettente (kNm/m)		43.41
Taglio (kN/m)		59.76
Trazione sul micropalo a cavalletto (kN/m)	45.65	63.8

Paratia 3

	SLE	SLU
Massimo Spostamento (cm)	4.95 (2.06 Plaxis)	
Massimo cedimento a monte (cm)	1.4 (Plaxis)	
Momento flettente (kNm/m)		72.26
Taglio (kN/m)		52
Trazione sul micropalo a cavalletto (kN/m)	71.91	93.89

Paratia 4

	SLE	SLU
Massimo Spostamento (cm)	1.76	
Massimo cedimento a monte (cm)	2.1	
Momento flettente (kNm/m)		25.1
Taglio (kN/m)		29
Trazione sul micropalo a cavalletto (kN/m)	33.42	43.64

Paratia 4 – Fossa ascensore

	SLE	SLU
Massimo Spostamento (cm)	1.69	
Massimo cedimento a monte (cm)	0.3	
Momento flettente (kNm/m)		30.2
Taglio (kN/m)		50.7
Trazione sul micropalo a cavalletto (kN/m)	34.95	45.54

Barriera idraulica

	SLE	SLU
Massimo Spostamento (cm)	4.7	
Massimo cedimento a monte (cm)	0.7	
Momento flettente (kNm/m)		44.3
Taglio (kN/m)		29.9

23.8 VERIFICA MICROPALI BERLINESE

Si riporta la verifica del profilo HEA120 in acciaio tipo S355.

$$\sigma = M / W = (30.2 \text{ kNm/m} \times 0.4 \text{ m}) / 106000 \text{ mm}^3 = 113 \text{ kN/m}^2 < 355/1.05=338 \text{ kN/m}^2$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$T = (2x T) / A = 2 \times (50.7 \text{ kN/m} \times 0.4 \text{ m}) / 846 \text{ mm}^2 = 48 \text{ kN/m}^2 = < 338 \text{ kN/m}^2$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$\sigma_{id} = \sqrt{[(113+3 \times (48)^2)]} = 141 \text{ MPa} < 338 \text{ MPa VERIFICA SODDISFATTA}$$

Si riporta la verifica del profilo HEB120 in acciaio tipo S355.

$$\sigma = M / W = (72.26 \text{ kNm/m} \times 0.4 \text{ m}) / 144000 \text{ mm}^3 = 201 \text{ kN/m}^2 < 355/1.05=338 \text{ kN/m}^2$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$T = (2x T) / A = 2 \times (52 \text{ kN/m} \times 0.4 \text{ m}) / 10960 \text{ mm}^2 = 38 \text{ kN/m}^2 = < 338 \text{ kN/m}^2$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$\sigma_{id} = \sqrt{[(201+3 \times (38)^2)]} = 211 \text{ MPa} < 338 \text{ MPa VERIFICA SODDISFATTA}$$

Si riporta la verifica del tubolare ϕ 139.7 sp 10 mm in acciaio tipo S355.

$$\sigma = M / W = (44.3 \text{ kNm/m} \times 0.4 \text{ m}) / 123400 \text{ mm}^3 = 143.5 \text{ kN/m}^2 < 355/1.05=338 \text{ kN/m}^2$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$T = (2x T) / A = 2 \times (29.9 \text{ kN/m} \times 0.4 \text{ m}) / 2590 \text{ mm}^2 = 9.23 \text{ kN/m}^2 = < 338 \text{ kN/m}^2$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$\sigma_{id} = \sqrt{[(143.5+3 \times (9.3)^2)]} = 144.5 \text{ MPa} < 338 \text{ MPa VERIFICA SODDISFATTA}$$

Dalle verifiche sopra riportate si evince che ciò che condiziona la scelta del profilo in acciaio è la necessità di controllare le deformazioni in fase di scavo; maggiore infatti è l'inerzia dell'armatura dei micropali minore risulta essere la deformata della paratia.

23.9 STIMA DEI CEDIMENTI SUPERFICIALI

Boone and Westland hanno studiato un approccio per stimare i cedimenti superficiali. Questo approccio associa i cedimenti superficiali alla stabilità di base, a un valore modificato della rigidità del sistema e agli spostamenti della paratia come mostrato nella Figura 112.

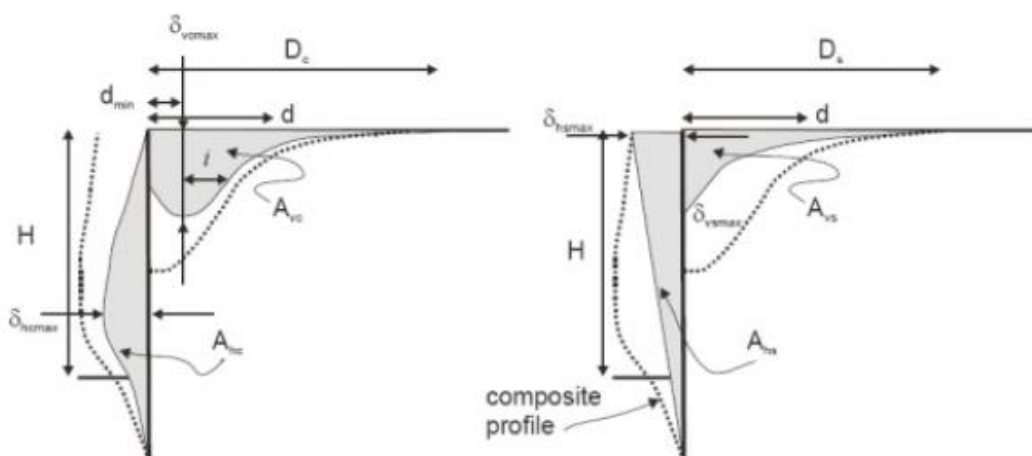


Figura 112 Definizione dei parametri di spostamento verticale ed orizzontale, profilo concavo sulla sinistra, convesso sulla destra (Boone, 2003)

Gli spostamenti della paratia e gli abbassamenti sono suddivisi in due categorie principali:

- Paratie a sbalzo - che generano il volume di cedimenti convesso attraverso A_{vs} ;
- Inflessione della paratia – che genera il profilo di cedimento concavo attraverso A_{vc} .

La combinazione dei due casi genera il profilo di cedimenti superficiali. Entrambe queste aree A_{vs} e A_{vc} sono prese con una determinata percentuale dei corrispondenti movimenti della paratia.

Il programma di calcolo Paratie permette di stimare gli abbassamenti della paratia direttamente dagli spostamenti della stessa. Inoltre, viene aggiunta una componente dovuta alla traslazione del piede della paratia alla configurazione concava. Questo volume aggiuntivo è stimato come un triangolo estrapolando una linea dal massimo spostamento sopra il piede della paratia allo spostamento alla base della paratia stessa.

Per il caso della paratia tipo 3 più sfavorevole, il calcolo dei cedimenti effettuato dal programma Paratia in maniera tabellare viene implementato con una modellazione FEM tramite il software agli elementi finiti Plaxis che è in grado di rappresentare in maniera più fedele il reale comportamento del terreno.

Characteristic	Condition	Equation
Maximum Lateral Displacement		
maximum unfactored lateral displacement, δ_{lmax}^*	support installation and removal	$\delta_{lmax}^* = (8.5S_t + 0.4)FS^{1.7}$
construction Stage, α_{CS}	supports removed	$\alpha_{CS} = 1$
	tiebacks remaining stressed	$\alpha_{CS} = 1 - \frac{(E_w/p_a)}{3000/S_t^{0.3} + (E_w/p_a)}$
preloading, α_{PL}	percent of preload maintained	$\alpha_{PL} = e^{-[PL/(60+4S_t)]}$
excavation width, α_B		$\alpha_B = 0.75 + H/(4B)$
strut stiffness, α_S		$\alpha_S = 0.3(e^{S_t/1000} + e^{S_t/200}) + 0.7$
soil modulus, α_M		$\alpha_M = 6.67E_w^{-2/3}$
max. lateral displacement, δ_{lmax}		$\delta_{lmax} = \delta_{lmax}^* \alpha_M \alpha_S \alpha_{PL} \alpha_D \alpha_B \alpha_{CS}$
Ground Surface Displacements		
maximum lateral displacement at surface, $\delta_{hsurface}$	Supports remain in place	$\frac{\delta_{hsurface}}{\delta_{lmax}} = \frac{(E_w/p_a)}{500 + (E_w/p_a)S_t^{0.2}}$
	Supports removed	$\frac{\delta_{hsurface}}{\delta_{lmax}} = \frac{(E_w/p_a)}{700} \leq 1.0$
lateral displacement areas		
Area of lateral spandrel displacement, A_{hs}		$A_{hs} = \delta_{hsurface} (H + H_p)/2$
Ratio of spandrel displacement to total displacement area, A_{hs}/A_{ht}	End of excavation stage	$\frac{A_{hs}}{A_{ht}} = \frac{(E_w/p_a)}{1,600 + (E_w/p_a)S_t^{0.35}}$
	After support removal	$\frac{A_{hs}}{A_{ht}} = \frac{(E_w/p_a)}{300 + (E_w/p_a)}$
Area of convex displacement, A_{hc}		$A_{hc} = 1 - A_{hs}/A_{ht}$
ratios of vertical and lateral displacement areas		
Ratio of vertical and horizontal displacement areas	Cantilever walls	$A_{vs}/A_{hs} = A_{vc}/A_{hc} = A_{vs}/A_{ht} = 1$
	Supports remain in place	$A_{vs}/A_{hs} = A_{vc}/A_{hc} = A_{vs}/A_{ht} = 0.85$
	Supports removed	$A_{vs}/A_{hs} = A_{vc}/A_{hc} = A_v/A_h = 1.1$ (no dilation)
spandrel portion of settlement trough		
Maximum settlement, δ_{vmax}		$\delta_{vmax} = 3A_{vs}/D_s$; $D_s \approx 1.2H$ to $1.5H$
Settlement at any point, δ_{vs}		$\delta_{vs} = \delta_{vmax} 3[(D_s - d)/D_s]^2$; $D_s \approx 1.2H$ to $1.5H$
concave settlement portion of settlement trough		
Maximum settlement, δ_{vmax}		$\delta_{vmax} = \frac{A_{vc}}{[1 - \Phi(0, d_{min}, i)]\sqrt{2\pi} i}$
Settlement at any point, δ_{vc}		$\delta_{vc} = e^{-\frac{(d-d_{min})^2}{2i^2}}$
D_c = twice the distance from the wall top to the position of the load resultant i = inflection point, defined as $(D_c - d_{min})/\text{constant}$, where the constant ≈ 4 to 5 Φ = area of standard normal distribution function, with random variable = 0 (wall position), mean = d_{min} , and standard deviation = i		
complete settlement profile		
Total settlement at any point		$\delta_v = \delta_{vc} + \delta_{vs}$

Figura 113 Sommario delle equazioni di stima dei cedimenti superficiali basato su una curva che approssima i risultati di una modellazione numerica non lineare NL

23.9.1 PARATIA DI MICROPALI TIPO 1

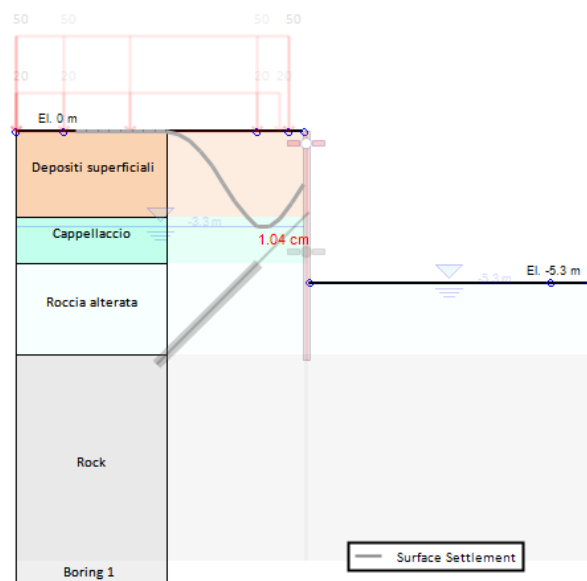
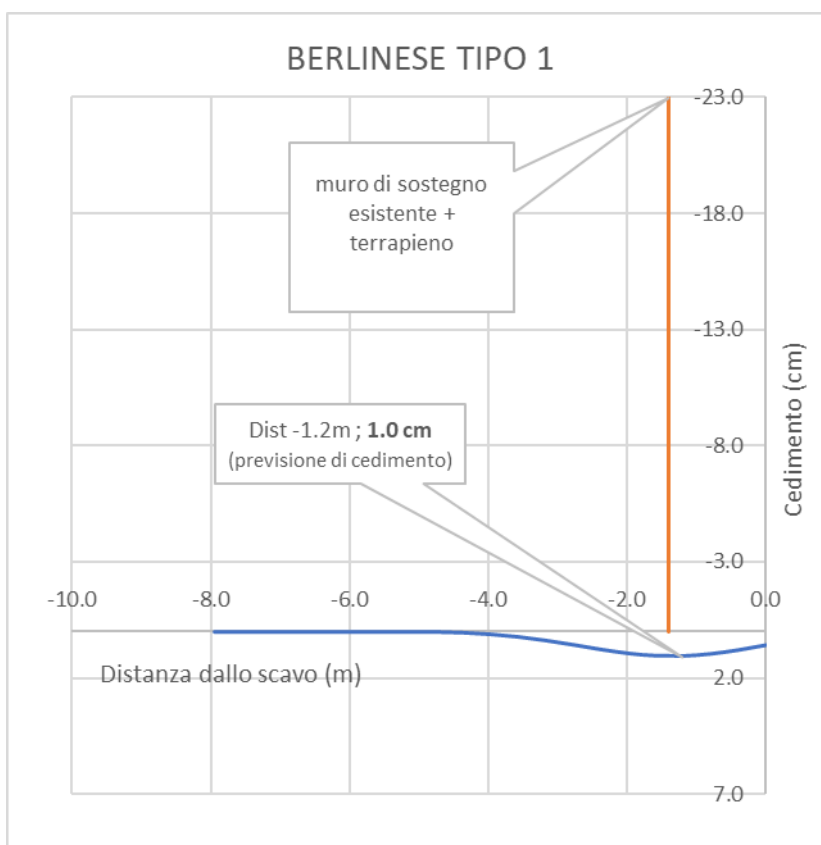


Figura 114 Stima dei cedimenti a monte - Paratia tipo 1



Il cedimento in corrispondenza del muro di sostegno a monte della paratia è pari a 1.0 cm, valore tollerabile dal manufatto.

23.9.2 PARATIA DI MICROPALI TIPO 2

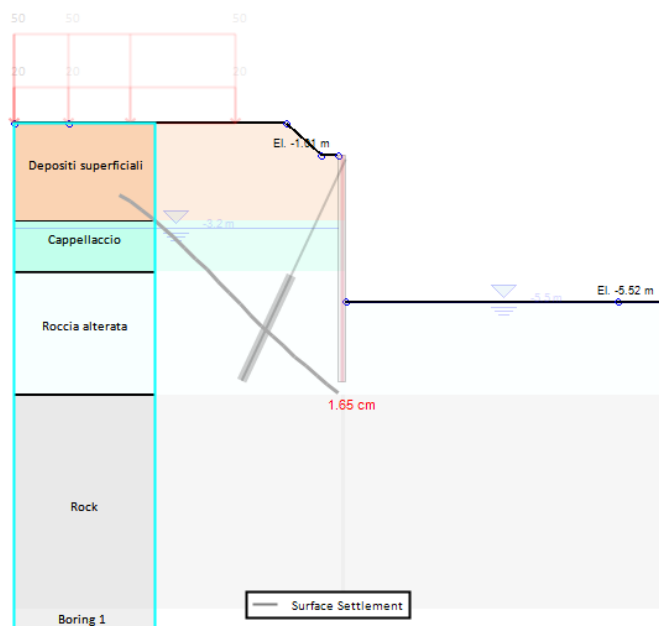
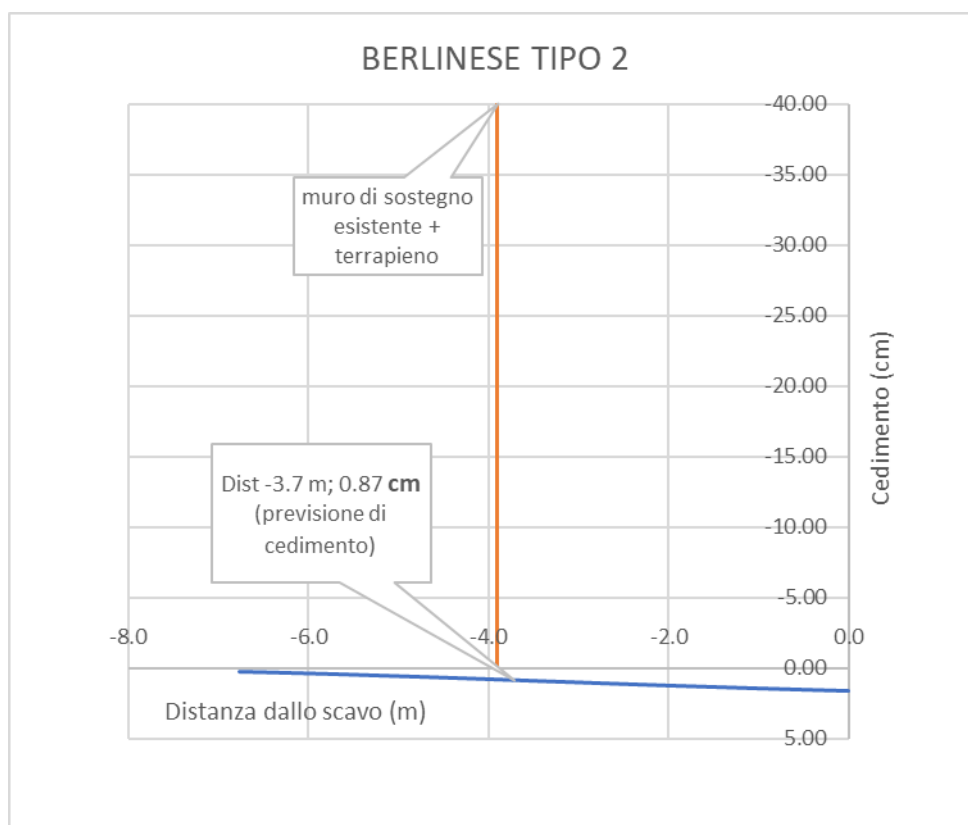


Figura 115 Stima dei cedimenti a monte - Paratia tipo 2



Il cedimento in corrispondenza del muro di sostegno a monte della paratia è pari a 0.8 cm, valore tollerabile dal manufatto.

23.9.3 PARATIA DI MICROPALI TIPO 3

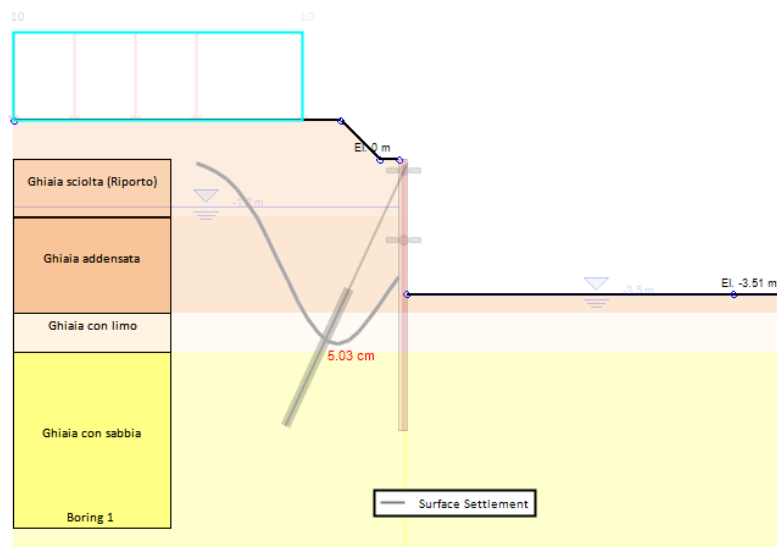
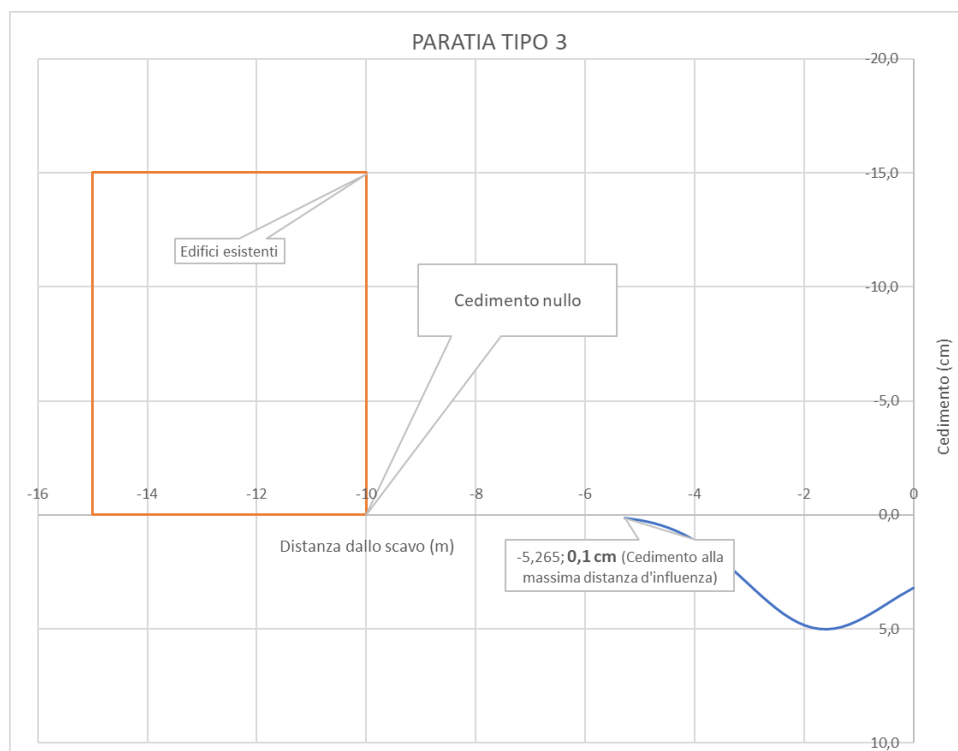


Figura 116 Stima dei cedimenti a monte - Paratia tipo 3



L'effetto dello scavo si esaurisce a circa 5.25 m dal bordo della berlinese. Gli edifici attigui, che si trovano a circa 10 m dalla paratia, non sono interessati da alcun cedimento connesso allo scavo.

La configurazione presa in esame risulta essere la più sfavorevole e non è rappresentativa di tutto lo sviluppo della paratia 3; si è infatti supposto la totale assenza del substrato roccioso e mantenuto comunque la falda alla quota rilevata dai sondaggi in cui il flysch è stato rinvenuto a -3.60 m da p.c.

23.9.3.1 Modellazione agli elementi finiti

Dato il valore di deformata particolarmente elevato la stima tabellare sopra riportata è stata integrata con un'analisi agli elementi finiti tramite il software Plaxis 2D.

PLAXIS 2D è un programma bidimensionale agli elementi finiti che permette di tenere conto del comportamento elastoplastico del terreno seguendo contemporaneamente, per passi successivi, la variazione di stato tensionale e deformativo nei vari punti dell'ammasso considerato e degli elementi strutturali collegati. Il programma PLAXIS 2D è nato per specifiche esigenze di tipo geotecnico; esso permette di esaminare casi di stato piano di deformazione o di assialsimmetria.

Il modello costitutivo utilizzato per i depositi è l'Hardening Soil Model with small-strain stiffness (HSSmall), specificatamente indicato per simulare il comportamento del terreno nel caso di scavi sostenuti da paratie.

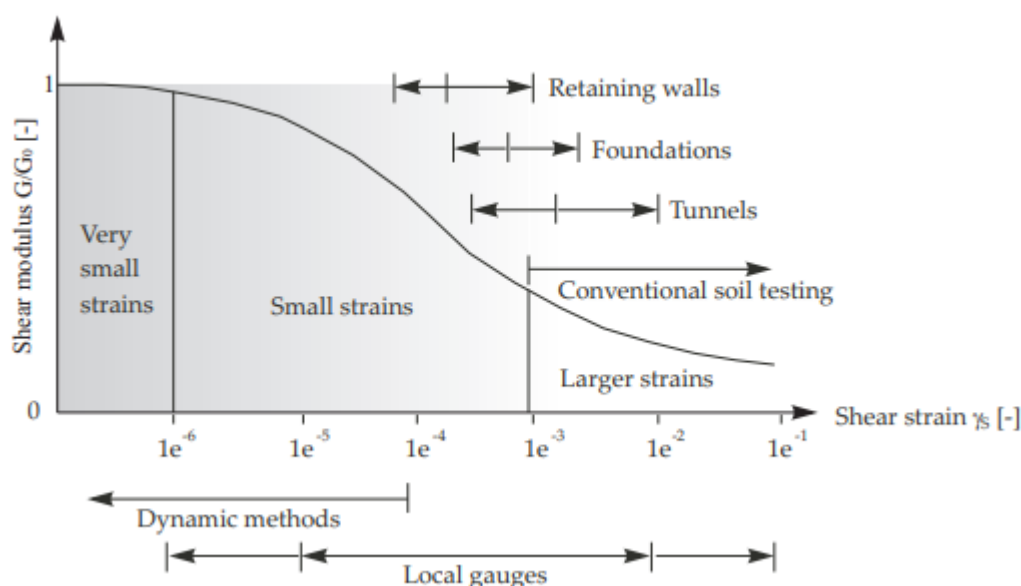


Figura 117 Comportamento sforzo deformazione del terreno considerando i range tipici di deformazione delle prove di laboratorio e delle strutture di progetto.

Il parametro di modulo di taglio a piccolissime deformazioni G_0 è stato ottenuto dalle prove geofisiche effettuate e contenute nella Relazione Geologica Ger002. Tale parametro è stato ricavato in particolare dalla velocità delle onde di taglio tramite la seguente relazione:

$$G_0 = \rho V_s^2$$

Il valore della deformazione a taglio $\gamma_{0.7}$ dopo un decadimento del 30% del modulo di taglio iniziale G_0 è ottenuto da delle curve di decadimento di letteratura che descrivono il comportamento dei depositi presenti.

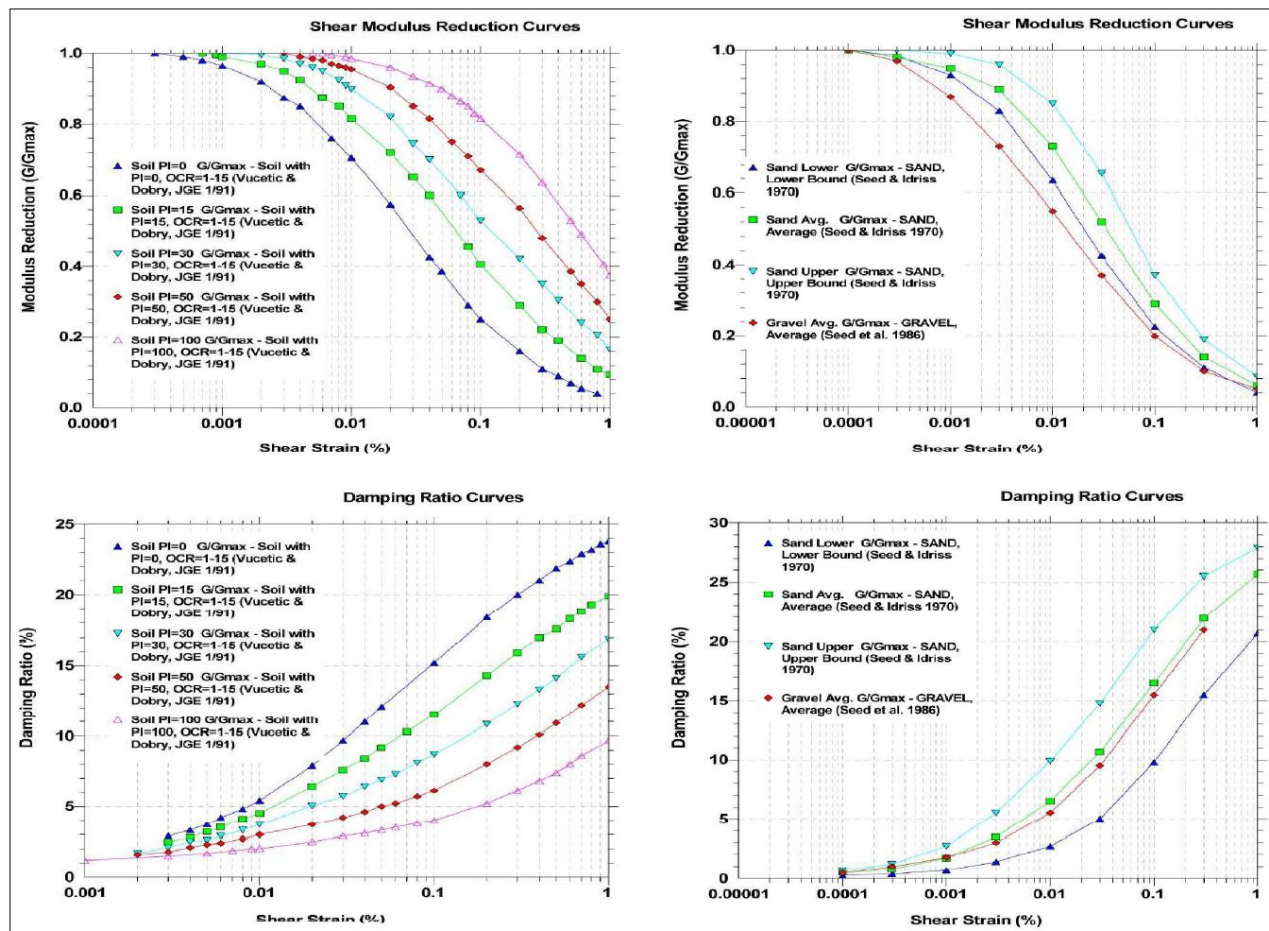


Figura 118 Proprietà dinamiche dei materiali: curve di decadimento di riferimento

In base alla campagna di indagini geognostiche eseguite, le proprietà fisiche dei terreni utilizzate nel modello PLAXIS sono riassunte nelle tabelle seguenti.

Property	Unit	Value	Value	Value	Value	Value
Material set						
Identification number		1	2	3	4	5
Identification		Riporto	Ghiaia addensata	Ghiaia con limo	Ghiaia con sabbia	Strato 1
Material model		HS small	HS small	HS small	HS small	HS small
Drainage type		Drained	Drained	Drained	Drained	Drained
Colour		RGB 161, 226, 232	RGB 134, 234, 162	RGB 236, 232, 156	RGB 195, 229, 249	RGB 182, 226, 190
Comments						
General properties						
γ_{unsat}	kN/m ³		19.00	19.00	19.00	19.00
γ_{sat}	kN/m ³		19.00	19.00	19.00	18.00
Advanced						

Property	Unit	Value	Value	Value	Value	Value
Material set						
Identification number		1	2	3	4	5
Identification		Riporto	Ghiaia addensata	Ghiaia con limo	Ghiaia con sabbia	Strato 1
Material model		HS small	HS small	HS small	HS small	HS small
Drainage type		Drained	Drained	Drained	Drained	Drained
Colour		RGB 161, 226, 232	RGB 134, 234, 162	RGB 236, 232, 156	RGB 195, 229, 249	RGB 182, 226, 190
Stiffness						
E_{50}^{ref}	kN/m ²	17.00E3	25.00E3	15.00E3	23.00E3	50.00E3
E_{oed}^{ref}	kN/m ²	17.00E3	25.00E3	15.00E3	23.00E3	50.00E3
E_{ur}^{ref}	kN/m ²	51.00E3	75.00E3	45.00E3	69.00E3	200.0E3
power (m)		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
Alternatives						
Use alternatives		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
C_c		0.02029	0.01380	0.02300	0.01500	6.900E-3
C_s		6.088E-3	3.417E-3	6.900E-3	4.500E-3	1.552E-3
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
Strength						
c_{ref}	kN/m ²	1.000	1.000	5.000	1.000	1.000
ϕ (phi)	°	30.00	35.00	30.00	34.00	44.00
ψ (psi)	°	0.000	5.000	0.000	4.000	15.00
Small strain						
$\gamma_{0.7}$		2.000E-3	2.000E-3	2.000E-3	2.000E-3	2.000E-3
G_0^{ref}	kN/m ²	45.00E3	145.0E3	45.00E3	145.0E3	145.0E3

La berlinese di micropali è stata modellato come un elemento “plate” le cui caratteristiche sono contenute nella tabella seguente:

Parametro	Simbolo	Berlinese	Unità
tipo		plate	
modello materiale		linear elastic	
modulo di elasticità C30/37	E	210000000	kPa
coefficiente di poisson	ν	0.2	-
interasse	i	0.4	m
spessore	s		m
area	A	34	cm ²
momento d'inerzia	J	864.4	cm ⁴
rigidezza assiale unitaria	EA/i	1785000	kN/m
rigidezza flessionale unitaria	EJ/i	4538	kN·m ² /m
spessore equivalente	s	0.174666068	m
peso lineare	W	0.66725	kN/m/m

Il micropalo a cavalletto è stato simulato da due elementi: un elemento “end to end anchor” per il suo tratto libero ed un elemento “geogrid” per il suo tratto resistente.

Parametro	Simbolo	barra	Unità
tipo		anchor	
tipo di materiale		acciaio	
modello materiale		linear elastic	
modulo di elasticità	E	210000000	kPa
diametro esterno	d	0.027	m
area	A	0.00055	m ²
interasse	$L_{spacing}$	2.8	m
rigidezza assiale	EA	115825	kN

Parametro	Simbolo	Bulbo di ancoraggio Tirante	Unità
tipo		geogrid	
tipo di materiale		cls	
modello materiale		linear elastic	
classe	Rck	30000	kPa
modulo di elasticità	E	31220000	kg/cm ²
diametro bulbo	Ds	0.22	m
area bulbo	A	0.0380	m ²
interasse	i	2.8	m
rigidezza assiale unitaria	EA/i	423848	kN/m

La stratigrafia utilizzata nel modello è la seguente:

Profondità (m)	Terreno
1,00 – 0.6	Pavimentazione
0.65 – 1.5	Riporto
1.5 – 4.0	Ghiaia addensata
1.5 – 4.0	Ghiaia con limo
1.5 – 4.0	Ghiaia con sabbia

È stato simulata la presenza di un sovraccarico a monte di entità pari a 10 kPa.

Le fasi simulate sono:

- 1 Sbancamento di 1 metro rispetto al p.c.
- 2 Realizzazione della paratia e del micropalo a cavalletto
- 3 Raggiungimento quota fondo scavo.

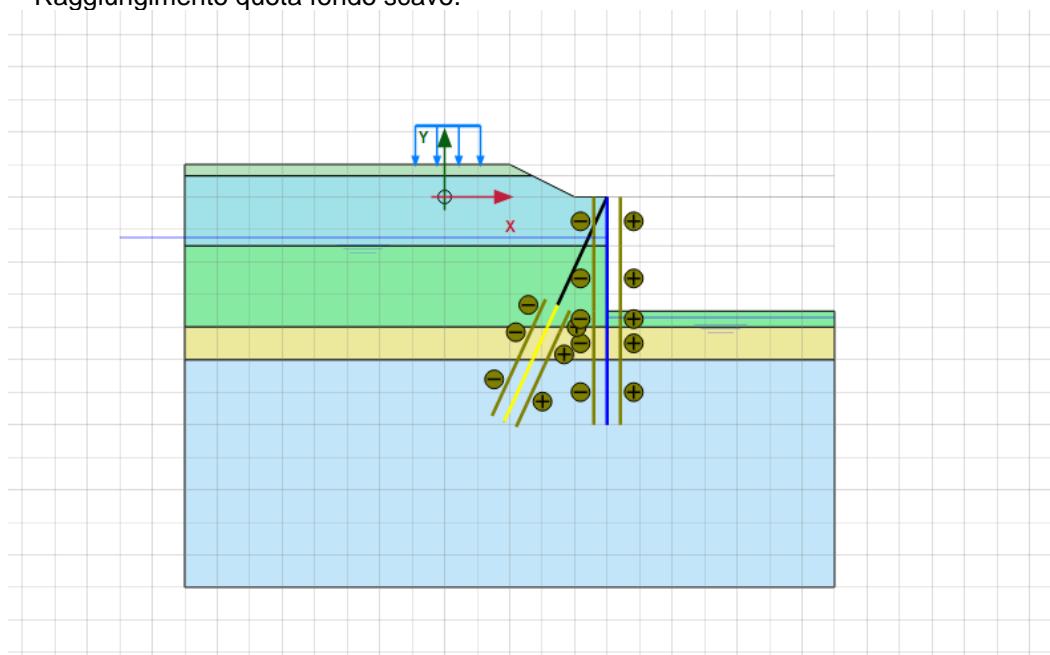


Figura 119 Modello Plaxis 2D

Si riportano i risultati ottenuti in termini di deformazione e di cedimenti a monte della berlinese.

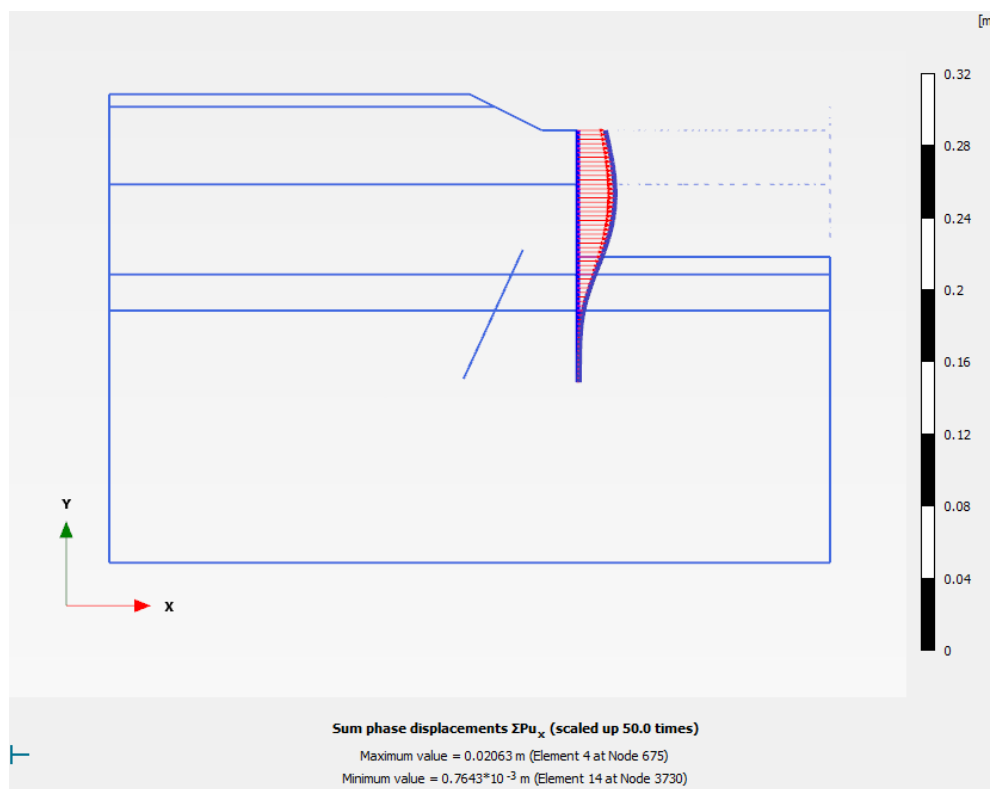
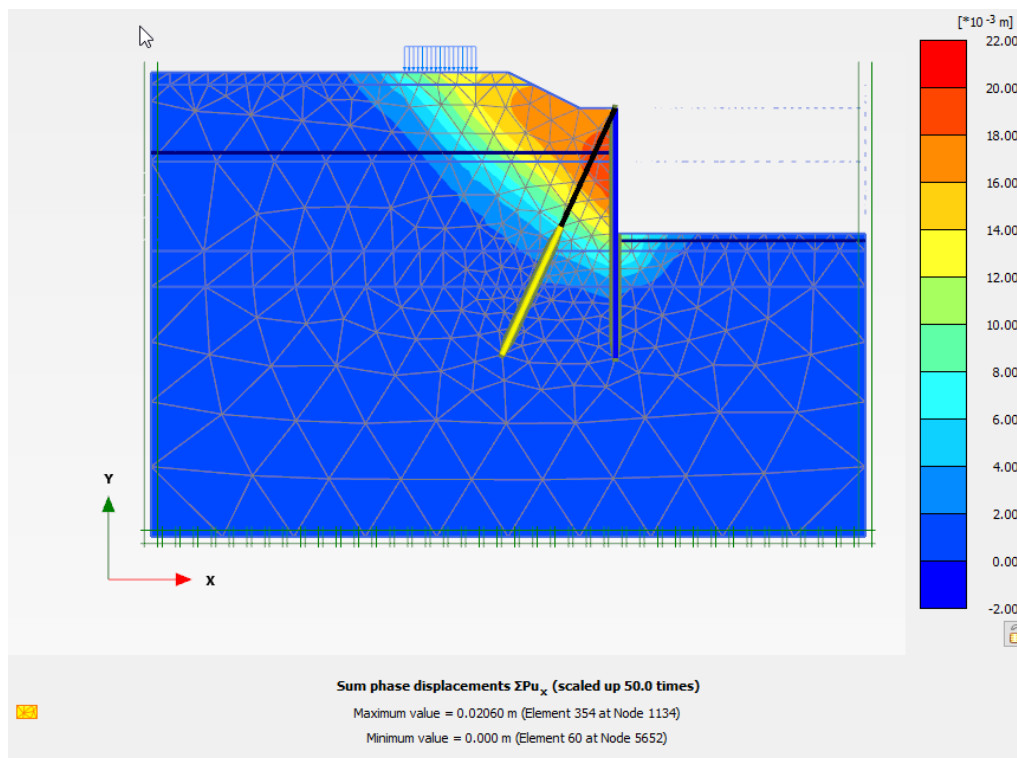


Figura 120 Deformata della berlinese di micropali (SLE Px = 2.06 cm).

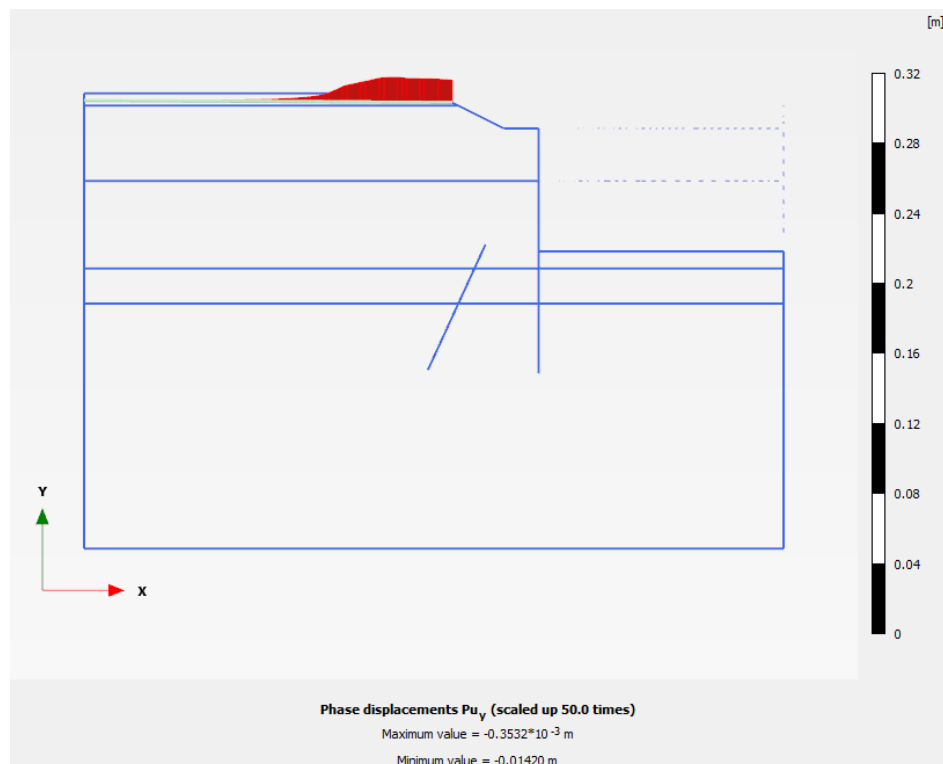


Figura 121 Stima dei cedimenti a monte Modellazione Plaxis- Paratia tipo 3 ($P_y=1.42$ cm)

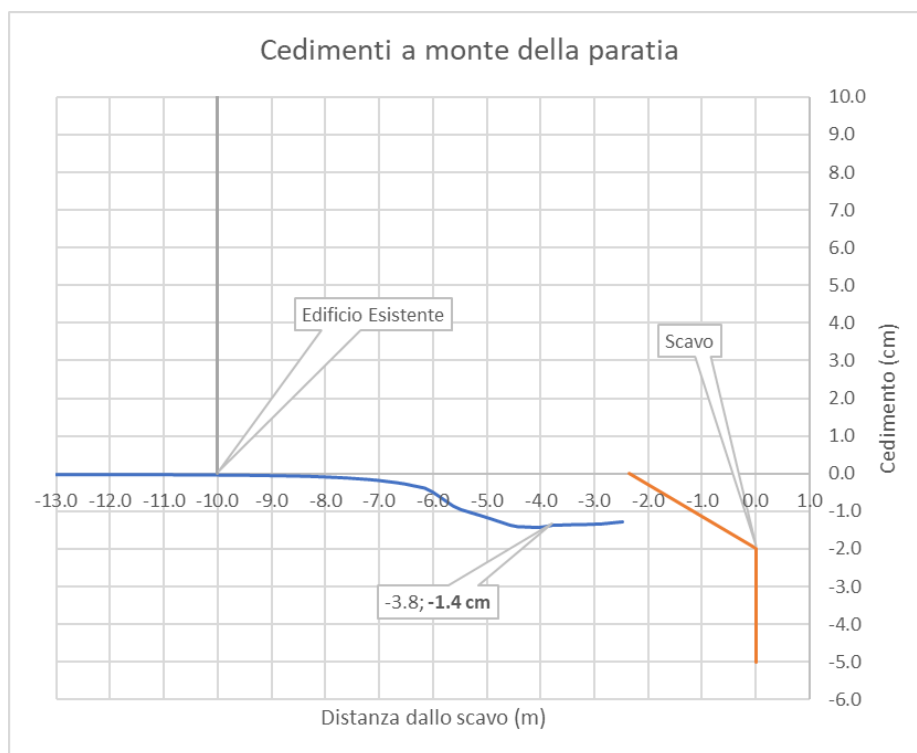


Figura 122 Stima dei cedimenti a monte Modellazione Plaxis- Paratia tipo 3

Come si evince la deformata risulta più contenuta e il cedimento a monte è ritenuto accettabile. Anche la modellazione agli elementi finiti ha evidenziato come l'edificio esistente, posto ad una distanza di 10 m, non è influenzato dagli effetti dello scavo e non è soggetto a fenomeni di subsidenza.

23.9.4 PARATIA DI MICROPALI TIPO 4

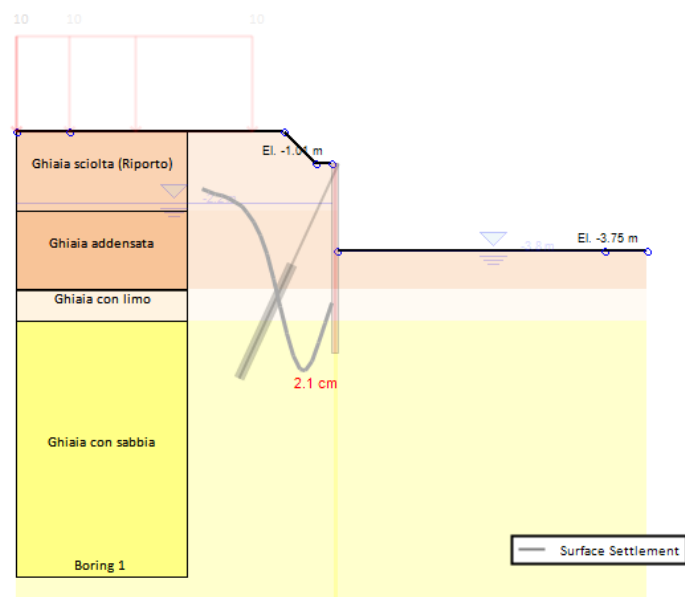
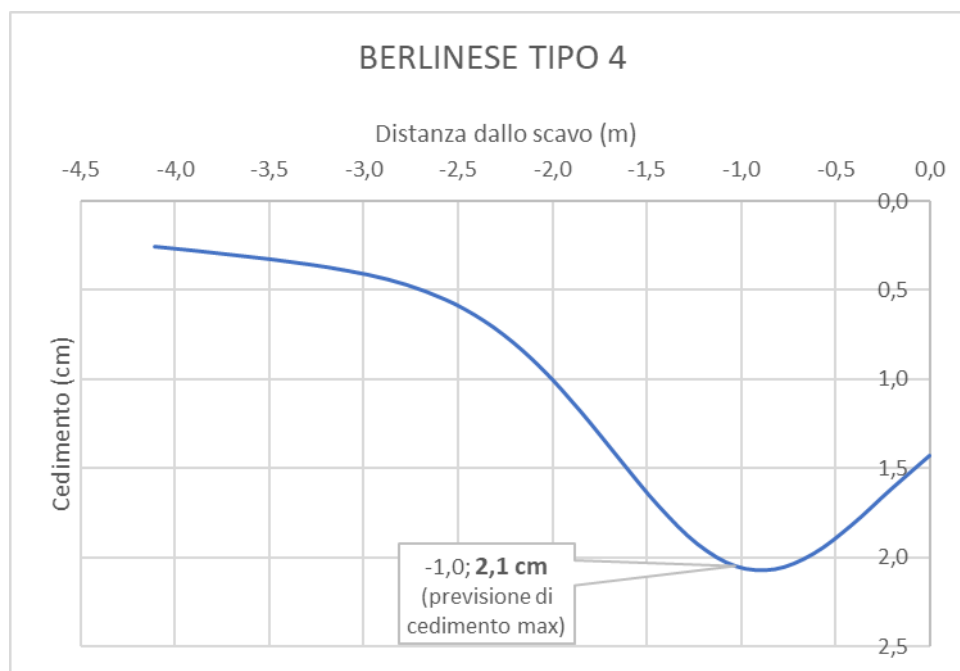


Figura 123 Stima dei cedimenti a monte - Paratia tipo 4



L'effetto dello scavo si esaurisce a circa 4.0 m dal bordo della berlinese e non interessa alcun manufatto esistente.

23.9.5 PARATIA DI MICROPALI TIPO 4 (Fossa ascensore)

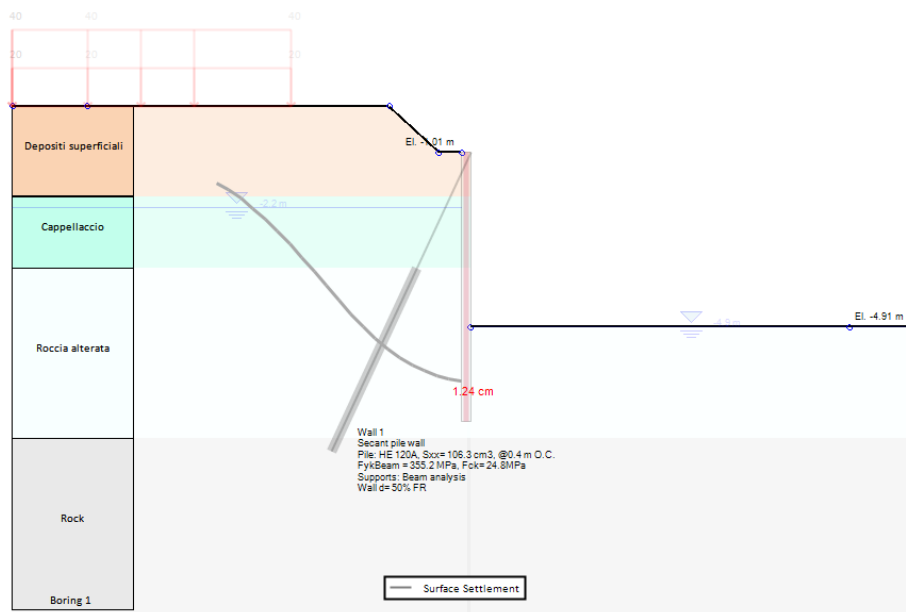
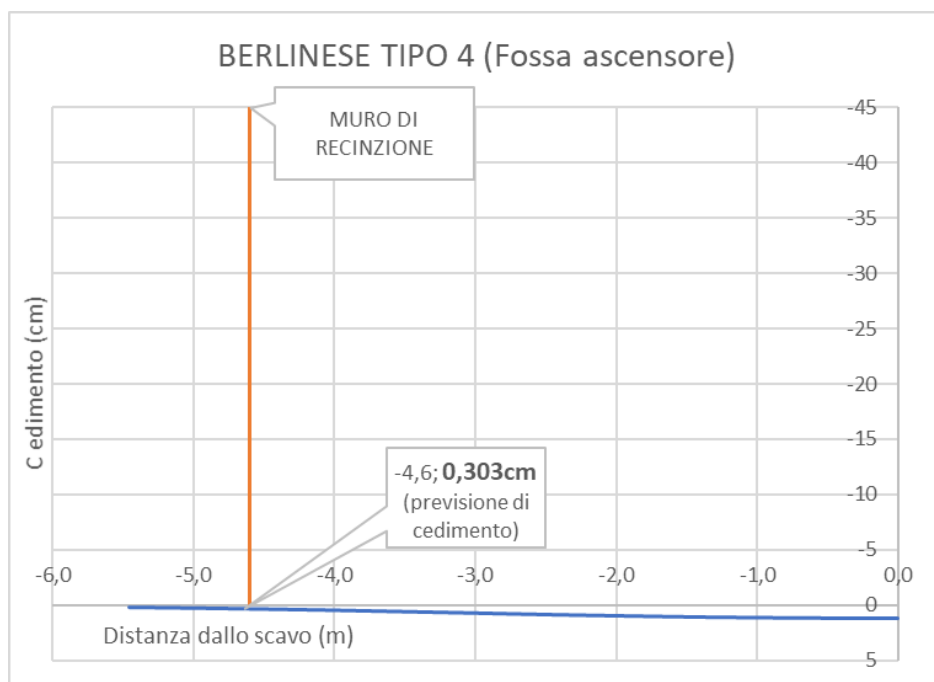


Figura 124 Stima dei cedimenti a monte - Paratia tipo 4 (fossa ascensore)



Il cedimento in corrispondenza del muro di recinzione a monte della paratia è pari a 0.3 cm, valore tollerabile dal manufatto.

23.9.6

BARRIERA IDRAULICA

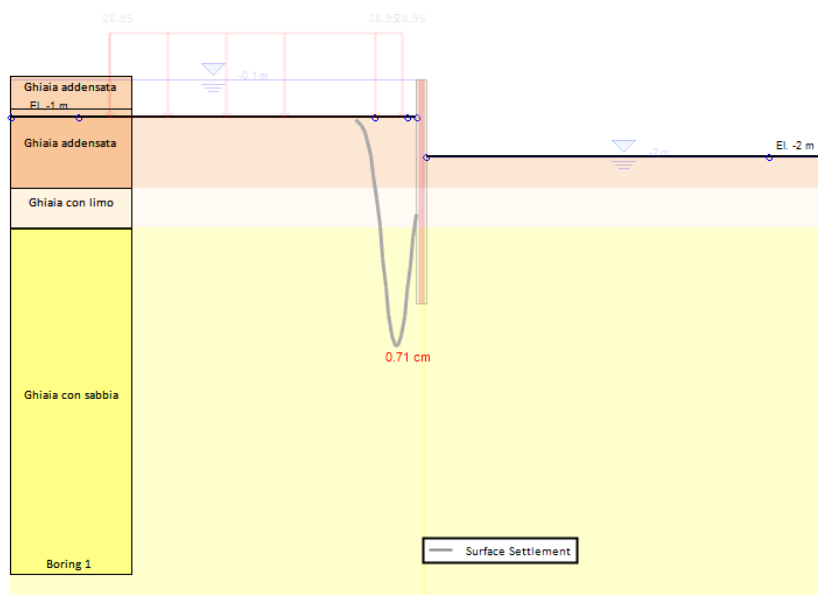
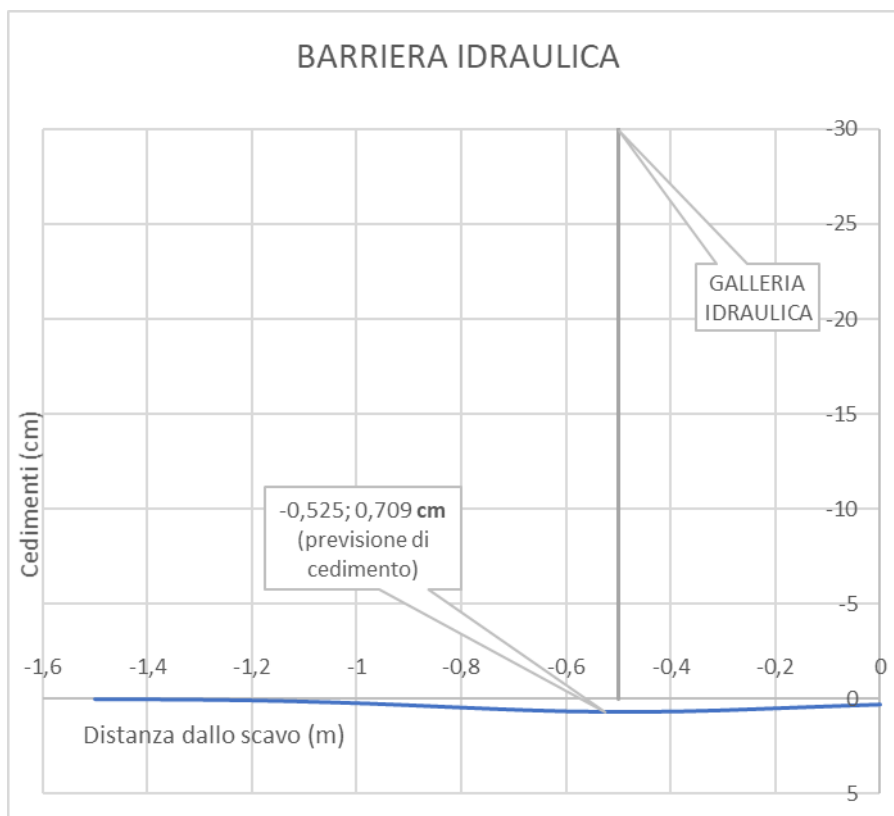


Figura 125 Stima dei cedimenti a monte – Barriera idraulica



Il cedimento in corrispondenza della galleria idraulica a monte della paratia nel punto di massimo scavo è pari a 0.7 cm, valore puntuale e tollerabile dal manufatto. Va considerato infatti che la quota della galleria idraulica si approfondisce in direzione sud e diventa ben presto uguale o inferiore a quella dello scavo di progetto.

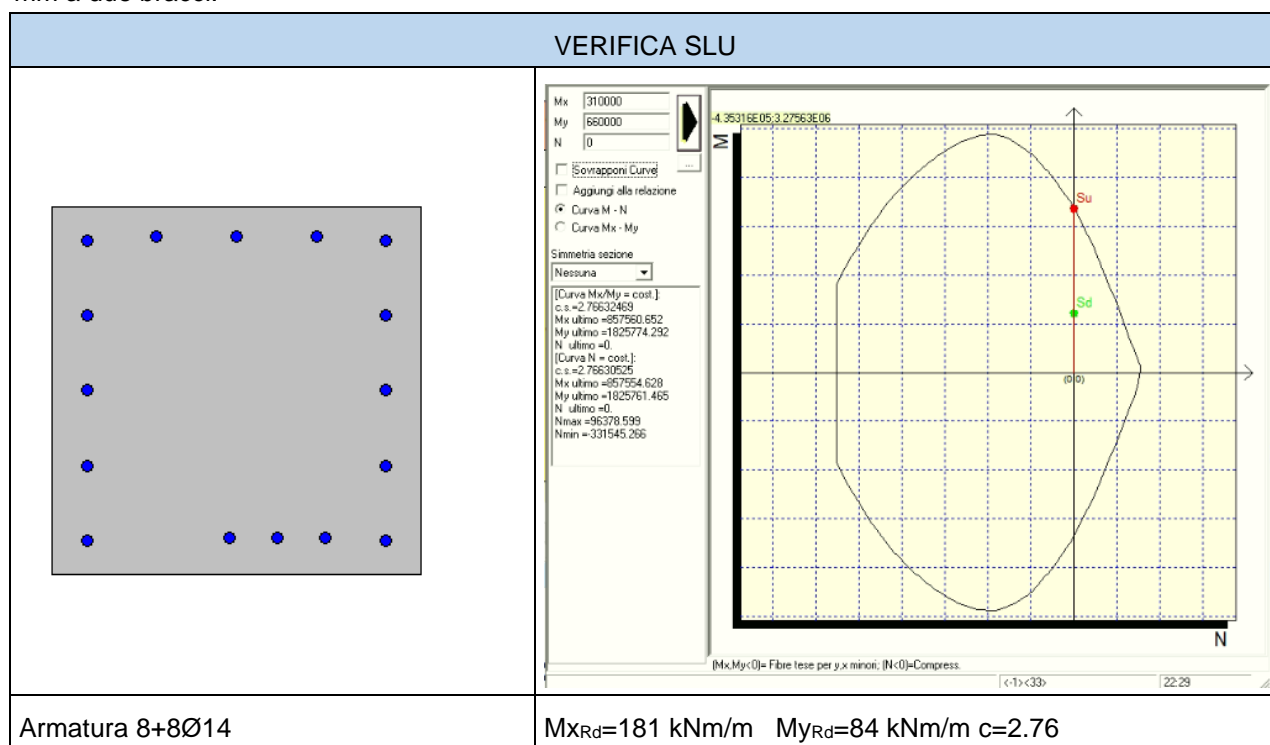
23.10 VERIFICHE STRUTTURALI TRAVE DI CORONAMENTO

La situazione più sfavorevole si ha in corrispondenza della paratia tipo 3

TIRANTI PRIMO ORDINE

Tirante 1	93,89 kN/m
Interasse	2,8 m
Inclinazione	65 °
Mxx cordolo	31,1088 kNm
Myy cordolo	66,7131 kNm
T cordolo	142,957 kN

Si riportano le verifiche della sezione in c.a. di dimensioni 50 cm x 50 cm armata con 8+8 ϕ 14, staffe ϕ 10/200 mm a due bracci.



CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo			
classe di resistenza del calcestruzzo	C25/30		
resistenza cubica caratt. a compressione	R_{ck}	30,00	MPa
resistenza cilindrica caratt. a compressione	f_{ck}	25,00	MPa
coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	0,85	
coeff. parziale per resistenze SLU	g_M	1,50	
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14,17	MPa
resistenza di calcolo a compressione ridotta	f_{cd}^I	7,08	MPa
Acciaio da c.a.			
tipo di acciaio	B450C		
resistenza caratt. a snervamento	f_{yk}	450,00	MPa
resistenza caratt. a rottura	f_{tk}	540,00	MPa
coeff. parziale per le resistenze SLU	g_M	1,15	
resistenza di calcolo	f_{yd}	391,30	MPa
GEOMETRIA DELLA SEZIONE			
larghezza minima	b_w	50	cm
altezza	h	50	cm
copriferro al centro barra	c	4	cm
altezza utile	d	46,00	cm
area totale di calcestruzzo	A_c	2500,00	cm ²
SOLLECITAZIONI			
sforzo di taglio sollecitante	V_{Ed}	143	kN
sforzo assiale sollecitante (+ comp, - traz)	N_{Ed}	0	kN

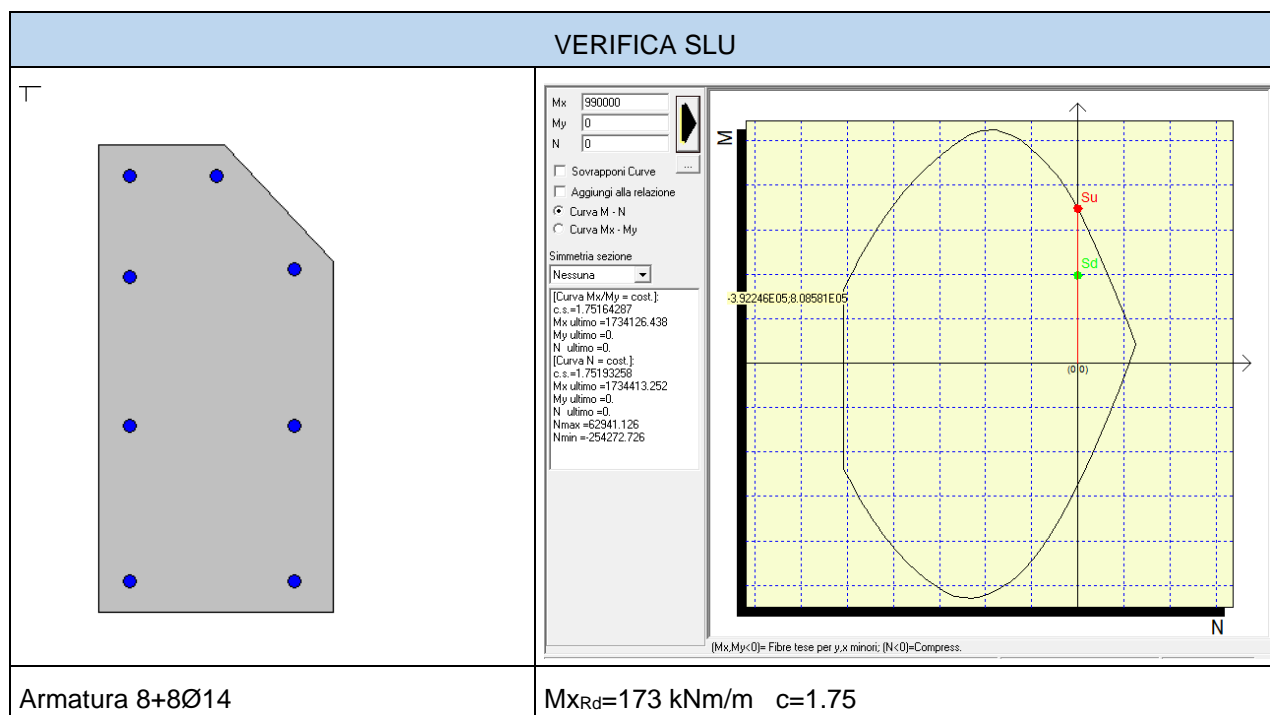
RESISTENZA DI ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO					
Sollecitazioni					
sforzo di taglio sollecitante	V_{Ed}	142,96	kN		
sforzo assiale sollecitante (+ comp, - traz)	N_{Ed}	0,00	kN		
Geometria della sezione					
larghezza minima	b_w	50,00	cm		
altezza	h	50,00	cm		
copriferro al centro barra	c	4,00	cm		
altezza utile	d	46,00	cm		
area totale di calcestruzzo	A_c	2500,00	cm ²		
Resistenza a taglio					
classe di resistenza del calcestruzzo	C25/30				
resistenza cilindrica caratt. a compressione	f_{ck}	25,00	MPa		
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14,17	MPa		
resistenza di calcolo a compressione ridotta	f_{cd}^I	7,08	MPa		
tipo di acciaio	B450C				
resistenza di calcolo	f_{yd}	391,30	MPa		
Armatura a taglio					
	$n_{0,sw}$	F [mm]	s [cm]	α [°]	A_{sw} [mm ²]
posizione 1	2	10	20	90	157,08
posizione 2	0	0	20	90	0,00
posizione 3	0	0	20	90	0,00
angolo puntoni di cls rispetto asse elemento	q	21,8	°		
$1 \leq \cot q \leq 2,50$	$\cot q$	2,50			
$s_{sp} = N_{Ed} / A_c \leq 0,2 \times f_{cd}$	s_{sp}	0,00	MPa		
coeff. maggiorativo	α_c	1			
coeff. riduttivo per fessurazione a taglio	n	0,5			
resistenza a taglio-trazione	V_{Rd}	318,09	kN		
resistenza a taglio-compresione	V_{Rcd}	505,60	kN		
limite superiore della resistenza a taglio	$V_{Rd,max}$	814,58	kN		
Resistenza a taglio con armatura specifica	V_{Rd}	318,09	kN		
$\geq V_{Ed}$ - VERIFICATO					

24 VERIFICHE STRUTTURALI TRAVI DI RIPARTIZIONE (PARATIA TIPO 1)

MICROPALI SECONDO ORDINE

Micropalo	99.66 kN/m
Interasse	3.35 m
Inclinazione	45 °
M cordolo	79.0853 kNm
T cordolo	141.645

Si riportano le verifiche della sezione in c.a. di dimensioni 60 cm x 30 cm armata con 4+4 ϕ 16, staffe ϕ 12/200 mm a quattro bracci.



CARATTERISTICHE DEI MATERIALI				
Calcestruzzo				
classe di resistenza del calcestruzzo	C25/30			
resistenza cubica caratt. a compressione	R_{ck}	30.00	MPa	
resistenza cilindrica caratt. a compressione	f_{ck}	25.00	MPa	
coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata	a_{cc}	0.85		
coeff. parziale per resistenze SLU	γ_M	1.50		
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14.17	MPa	
resistenza di calcolo a compressione ridotta	f_{cd}	7.08	MPa	
Acciaio da c.a.				
tipo di acciaio	B450C			
resistenza caratt. a snervamento	f_{yk}	450.00	MPa	
resistenza caratt. a rottura	f_{tk}	540.00	MPa	
coeff. parziale per le resistenze SLU	γ_M	1.15		
resistenza di calcolo	f_{yd}	391.30	MPa	
GEOMETRIA DELLA SEZIONE				
larghezza minima	b_w	50	cm	
altezza	h	50	cm	
copriferro al centro barra	c	4	cm	
altezza utile	d	46.00	cm	
area totale di calcestruzzo	A_c	2500.00	cm ²	
SOLLECITAZIONI				
sforzo di taglio sollecitante	V_{Ed}	168	kN	
sforzo assiale sollecitante (+ comp., - traz)	N_{Ed}	0	kN	
AREA ARMATURA LONGITUDINALE TESA				
armatura longitudinale tesa	n° barre	F [mm]	A_{SL} [cm ²]	
	4	14	6.158	
	0	0	0.000	
	0	0	0.000	
	$A_{SL,tot}$		6.158	

RESISTENZA DI ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO					
Sollecitazioni					
sforzo di taglio sollecitante	V_{Ed}	168.19	kN		
sforzo assiale sollecitante (+ comp., - traz)	N_{Ed}	0.00	kN		
Geometria della sezione					
larghezza minima	b_w	50.00	cm		
altezza	h	50.00	cm		
copriferro al centro barra	c	4.00	cm		
altezza utile	d	46.00	cm		
area totale di calcestruzzo	A_c	2500.00	cm ²		
Resistenza a taglio					
classe di resistenza del calcestruzzo	C25/30				
resistenza cilindrica caratt. a compressione	f_{ck}	25.00	MPa		
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14.17	MPa		
resistenza di calcolo a compressione ridotta	f_{cd}	7.08	MPa		
tipo di acciaio	B450C				
resistenza di calcolo	f_{yd}	391.30	MPa		
Armatura a taglio					
	$n_{b,sw}$	F [mm]	s [cm]	α [°]	A_{sw} [mm ²]
posizione 1	2	8	20	90	100.53
posizione 2	0	0	20	90	0.00
posizione 3	0	0	20	90	0.00
angolo puntoni di cls rispetto asse elemento	q	21.8	°		
$1 \leq \cot q \leq 2.50$	$\cot q$	2.50			
$s_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0.2 \times f_{cd}$	s_{cp}	0.00	MPa		
coeff. maggiorativo	a_c	1			
coeff. riduttivo per fessurazione a taglio	n	0.5			
resistenza a taglio-trazione	$V_{Rd,t}$	203.58	kN		
resistenza a taglio-compressione	$V_{Rd,c}$	505.60	kN		
limite superiore della resistenza a taglio	$V_{Rd,max}$	814.58	kN		
Resistenza a taglio con armatura specifica	V_{Rd}	203.58	kN		
$\geq V_{Ed}$ - VERIFICATO					

24.1 VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI TIRANTI DI ANCORAGGIO

Di seguito si riportano le verifiche dei micropali a cavalletto di diametro 220 mm, lunghezza 7.50 m e armati con una barra tipo Dywidag di diametro 26.5 mm.

Si considera la configurazione più sfavorevole ovvero la paratia tipo 3.

24.1.1 Verifica barra

$$F_{u,trefoli} = \frac{n F_{p.o.1}}{\gamma_M \gamma_{Ra,t}}$$

n numero di trefoli

F_y carico di snervamento della barra = (950x551/1000) = 524 kN

γ_M 1.15

$\gamma_{Ra,t}$ 1.1 per tiranti temporanei

24.1.2 Verifica sfilamento del bulbo di ancoraggio

Per il tratto libero si è fatto riferimento al metodo riportato nella figura seguente:

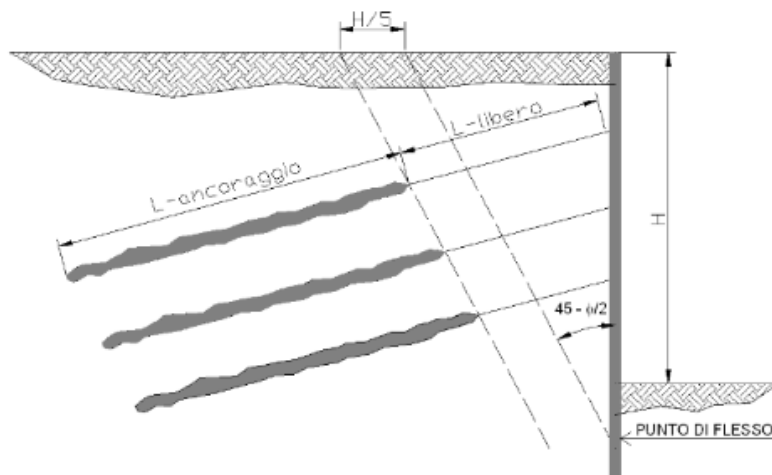


Figura 126 Schema per la definizione della lunghezza libera di ancoraggio.

Per il calcolo del valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio (R_{ak}) si utilizza la relazione di Bustamante-Doix. La reazione limite offerta dal tirante è data dalla formula:

$$R_{lim} = \pi D \alpha L q_s$$

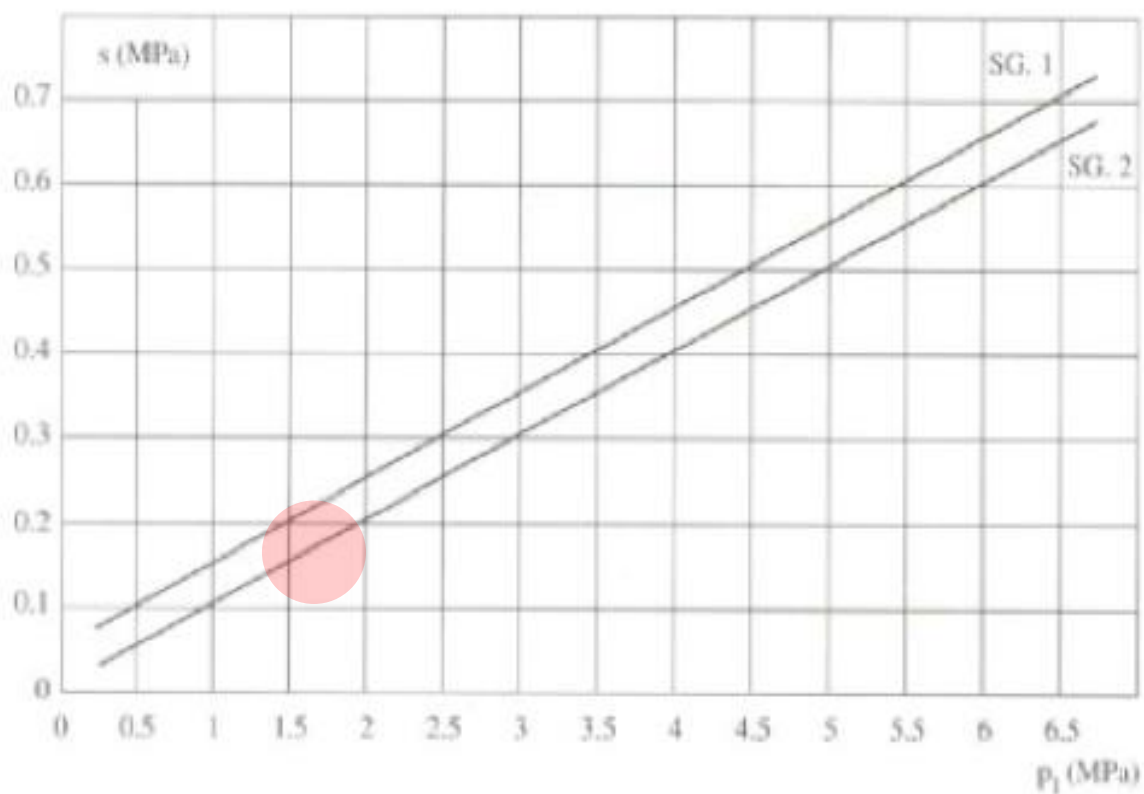
D diametro di perforazione

α coefficiente dipendente dalla natura e dalla compattezza del terreno (assunto pari a 1.0)

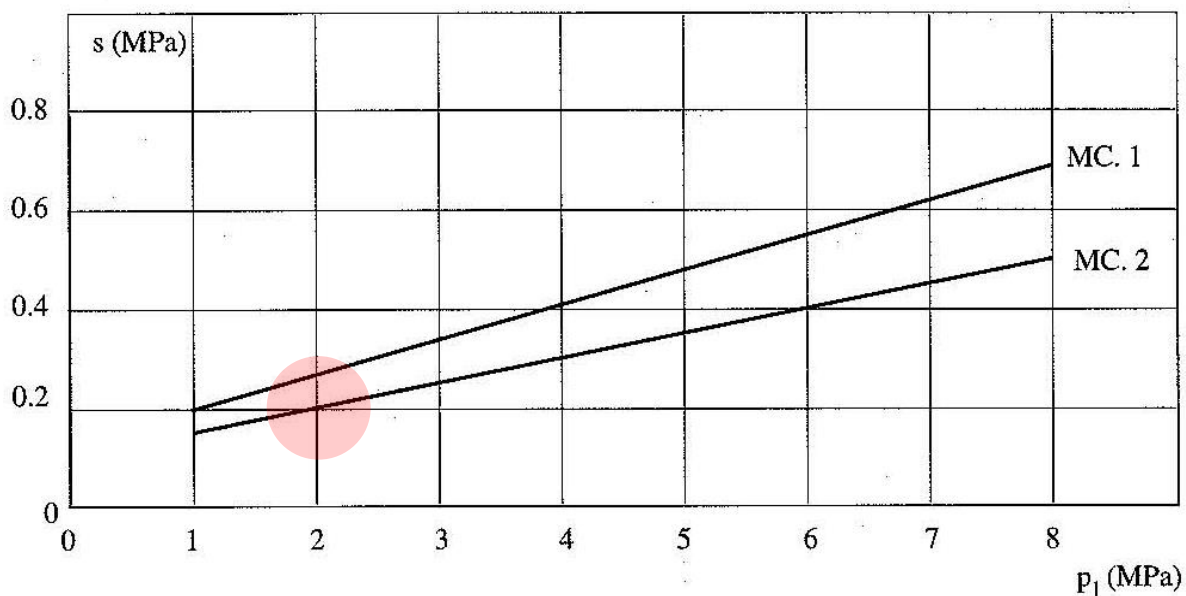
L lunghezza del bulbo di ancoraggio

q_s attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie del bulbo in funzione della natura del suolo, della sua consistenza e della metodologia di sigillatura adottata.

I valori della resistenza tangenziale q_s nell'interfaccia tra tratto iniettato e terreno dipendono sia dalla natura del terreno, sia dalla tecnologia realizzativa.



20	40	60	80	100	N_{SPT}
sciolti	moderatamente addensato	addensato	molto addensato		



20	40	60	80	100	N_{SPT}
tenera	alterata	fratturata			integra

Figura 127 Abaco per la valutazione di q_s per rocce.

TERRENO	INIEZIONE SEMPLICE	INIEZIONI AD ALTA PRESSIONE DA PIÙ VALVOLE	INIEZIONE AD ALTA PRESSIONE CON OTTURATORE
MARNA	1	1.2	1
GHIAIA	1	1.6÷1.8	1.2÷1.4
SABBIA	1	1.4÷1.5	1.1÷1.2
LIMO	1	1.4÷1.6	1.1÷1.2
ARGILLA	1	1.6÷2	1÷1.2

Figura 128 Valori di α diagrammati in funzione della tecnologia esecutiva

Suoli	Metodo per l'iniezione	
	I.R.S.	I.G.U.
Ghiaia	SG 1	SG 2
Ghiaia sabbiosa		
Sabbia ghiaiosa		
Sabbia grossolana		
Sabbia media		
Sabbia fina		
Sabbia limosa		
Limo	AL 1	AL2
Argilla		
Marna	MC 1	MC 2
Calcari marnosi		
Gesso alterato e fratturato		
Roccia alterata e fratturata	≥ R 1	≥ R 2

Figura 129 Tipi di iniezioni (I.R.S. Iniezioni ripetute, I.G.U. Iniezioni semplici)

Dal grafico si ricava una q_s di 200 kPa per una roccia alterata e un a q_s di 180 kPa per un terreno granulare avente N_{spt} pari a 30-40 colpi.

La resistenza caratteristica è funzione del fattore di correlazione ξ_{a3} (= 1.65 per un numero di profili di indagini pari a 4):

$$R_{ak} = R_{ak} / \xi_{a3}$$

La resistenza di progetto è così determinata:

$$R_{ad} = LR_{ak} / \gamma_{Ra,t}$$

L lunghezza del bulbo di ancoraggio (pari alla sola lunghezza in roccia e in assenza di roccia secondo lo schema di Figura 126)

R_{ak} Resistenza caratteristica di progetto

$\gamma_{Ra,t}$ 1.1 per tiranti provvisori

PRIMO ORDINE

Si riportano i risultati per la situazione più sfavorevole ovvero la paratia tipo 3.

Verifica barra

SEZIONE	QUOTA TIRANTE	REAZIONE (SLE)	REAZIONE (SLU) A1+M1+R3	INTERASSE	INCL. ORIZZONTAL E	TIRO (SLE)	TIRO FED (SLU)	φ barra	Fu barra	Fu /FED trefoli
	<i>m</i>	<i>kN/m</i>	<i>kN/m</i>	<i>m</i>	<i>°</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>			
PRIMO ORDINE	0,00	71,91	93,89	2,8	0	201	263	26,5	414	1,576

Verifica sfilamento del bulbo di ancoraggio

TIRO FED (SLU)	Diametro perf.	qs kPa	a	Rlim bulbo	g Ra,t	xa3	L tratto libero	L bulbo	Rad	Rad/FED	L totale
<i>kN</i>	<i>m</i>			<i>kN/m</i>			<i>m</i>	<i>m</i>			<i>m</i>
263	0,22	180	1	124	1,1	1,65	3,6	3,9	267	1,016	7,5

SECONDO ORDINE

Si riportano i risultati per la situazione più sfavorevole ovvero la paratia tipo 1.

Verifica barra

SEZIONE	QUOTA TIRANTE	REAZIONE (SLE)	REAZIONE (SLU) A1+M1+R3	INTERASSE	INCL. ORIZZONTA LE	TIRO (SLE)	TIRO FED (SLU)	φ barra	Fu barra	Fu /FED trefoli
	<i>m</i>	<i>kN/m</i>	<i>kN/m</i>	<i>m</i>	<i>°</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>			
PRIMO ORDINE	0,00	77,11	99,66	3,35	0	258	334	26,5	414	1,241

Verifica sfilamento del bulbo di ancoraggio

TIRO FED (SLU)	Diametro perf.	qs kPa	a	Rlim bulbo	g Ra,t	xa3	L tratto libero	L bulbo	Rad	Rad/FED	L totale
<i>kN</i>	<i>m</i>			<i>kN/m</i>			<i>m</i>	<i>m</i>			<i>m</i>
334	0,22	180	1	124	1,1	1,65	2,5	5	343	1,026	7,5

24.2 VERIFICHE STRUTTURALI PUNTONI

24.2.1 Puntoni HEA140

Si riportano i risultati per la situazione più sfavorevole ovvero il I ordine della paratia tipo 1.

PUNTONI PRIMO ORDINE

<i>Puntone 1</i>	35.5 kN/m
Interasse	3.35 m
Inclinazione sull'orizzontale	45 °
N puntone	168 kN

HE 140 A Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355

N_{Sd} [kN] 170

	Inflessione attorno all'asse	
	y - y	z - z
I_0 [m]	2.6	2.6
Snellezza λ	45.38	73.86
$N_{b,Rd}$ [kN]	892.4	594.3
M_Q [kNm]	3	3
β_M	1.4	1.4
μ	-0.596	-0.635
k	1.108	1.173
$M_{c,Rd}$ [kNm]	58.66	28.69
M_{Sd} [kNm]	3	3

☐ Momenti all'estremità
☒ Momenti dovuti ai carichi laterali nel piano
☐ Momenti dovuti ai carichi laterali nel piano più momenti d'estremità

Selezionare diagramma

Resistenza della sezione 0.107 OK ?

Instabilità flessio-torsionale 0.466 OK ?

Flessione e compressione assiale - Classe 2 - EC3 #5.5.4.(1)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = 0.286 + 0.057 + 0.123 = 0.465$$

OK

24.3 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE IDRAULICI

6.2.4.2 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici

Le opere geotecniche devono essere verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento.

A tal fine, nella valutazione delle pressioni interstiziali e delle quote piezometriche caratteristiche, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle condizioni stratigrafiche.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$ ovvero la risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ($G_{inst,d}$) e quella variabile ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad [6.2.4]$$

dove

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \quad [6.2.5]$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III. Al fine del calcolo della resistenza di progetto R_d , tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2). Ove necessario, il calcolo della resistenza va eseguito in accordo a quanto indicato nei successivi paragrafi per le fondazioni su pali e per gli ancoraggi.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

In condizioni di flusso prevalentemente verticale:

- nel caso di frontiera di efflusso libera, la verifica a sifonamento si esegue controllando che il gradiente idraulico i risulti non superiore al gradiente idraulico critico i_c diviso per un coefficiente parziale $\gamma_R = 3$, se si assume come effetto delle azioni il gradiente idraulico medio, e per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$ nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso;
- in presenza di un carico imposto sulla frontiera di efflusso, la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$.

In tutti gli altri casi il progettista deve valutare gli effetti delle forze di filtrazione e garantire adeguati livelli di sicurezza, da prefissare e giustificare esplicitamente.

Si fa salvo, comunque, quanto previsto nel Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26 giugno 2014 recante "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)", ove applicabile

24.3.1 Verifica al sifonamento

Il fenomeno del sifonamento si verifica quando la pressione effettiva diventa nulla raggiungendo il gradiente idraulico critico.

In tale condizione un terreno granulare non può sopportare alcun carico e le particelle di sabbia vengono a galleggiare e a muoversi nell'acqua.

Si può considerare che questo tipo di rottura possa avvenire in due modi:

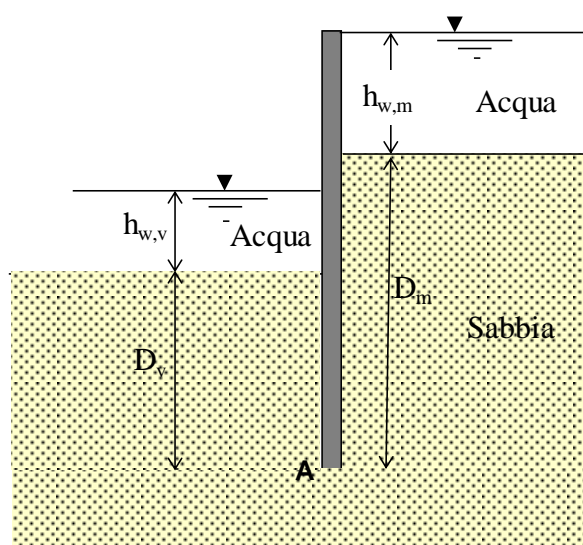
- per erosione del terreno subito sotto la superficie con asportazione di particelle e formazione nel terreno di canalicoli che accelerano il fenomeno e possono portare alla rottura
- per sollevamento istantaneo di una larga parte di terreno

La verifica a sifonamento è stata effettuata per le sezioni più critiche immerse nei depositi ghiaiosi superficiali ovvero la paratia tipo 3 e la barriera idraulica. La quota di scavo è pari a 10.39 m slmm, considerando il 10% della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo si ottiene una quota di valle pari a -10.3 m; il battente idraulico di progetto è quindi pari a 1.95 m.

24.3.1.1 Paratia tipo 3

La quota di scavo è pari a 10.39 m slmm, considerando il 10% della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo si ottiene una quota di valle pari a -9.98 m; il battente idraulico di progetto è quindi pari a 2.27 m.

Verifica nei confronti dello Stato Limite di Sifonamento (HYD) secondo NTC 2018 (§ 6.2.4.2)



"In condizioni di flusso prevalentemente verticale:

...

b) la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$." §

dati

$h_{w,m} =$	0 m	$D_m =$	5,76 m
$h_{w,v} =$	0 m	$D_v =$	3,49 m
$\gamma_w =$	10 kN/m ³		
$\gamma =$	18 kN/m ³		

Soluzione

$$\Delta h = (D_m + h_{w,m}) - (D_v + h_{w,v}) = 2,27 \text{ m}$$

$$L = D_m + D_v = 9,25 \text{ m}$$

$$i = \Delta h / L = 0,245$$

pressione interstiziale in eccesso al piede del diaframma:

$$\Delta u = \gamma_w D_v i = 8,56 \text{ kPa}$$

tensione verticale efficace in assenza di filtrazione al piede del diaframma:

$$\sigma'_{v,v} = (\gamma - \gamma_w) D_v = 27,92 \text{ kPa}$$

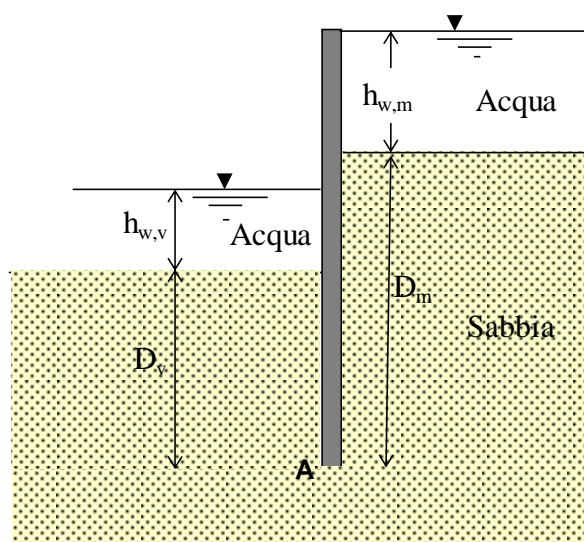
$$\gamma_R = 2$$

$$\sigma'_{v,v} / \gamma_R = 13,96 \text{ kPa} \quad \text{verifica soddisfatta}$$

24.3.1.2 Barriera idraulica

La quota di scavo è pari a 10.39 m slmm, considerando il 10% della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo si ottiene una quota di valle pari a -10.19 m; il battente idraulico di progetto è quindi pari a 2.056 m.

Verifica nei confronti dello Stato Limite di Sifonamento (HYD) secondo NTC 2018 (§ 6.2.4.2)



"In condizioni di flusso prevalentemente verticale:

...

b) la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$." §

dati

$h_{w,m} =$	0 m	$D_m =$	5,4 m
$h_{w,v} =$	0 m	$D_v =$	3,344 m
$\gamma_w =$	10 kN/m ³		
$\gamma =$	18 kN/m ³		

Soluzione

$$\Delta h = (D_m + h_{w,m}) - (D_v + h_{w,v}) = 2,056 \text{ m}$$

$$L = D_m + D_v = 8,744 \text{ m}$$

$$i = \Delta h / L = 0,235$$

pressione interstiziale in eccesso al piede del diaframma:

$$\Delta u = \gamma_w D_v i = 7,86 \text{ kPa}$$

tensione verticale efficace in assenza di filtrazione al piede del diaframma:

$$\sigma'_{v,v} = (\gamma - \gamma_w) D_v = 26,752 \text{ kPa}$$

$$\gamma_R = 2$$

$$\sigma'_{v,v} / \gamma_R = 13,376 \text{ kPa} \quad \text{verifica soddisfatta}$$

25 CRITERI DI VERIFICA MURI DI SOSTEGNO

25.1 MURI DI SOSTEGNO IN CONDIZIONI STATICHE

6.5.3.1.1 Muri di sostegno

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

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

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

In generale, le ipotesi di calcolo delle spinte devono essere giustificate sulla base dei prevedibili spostamenti relativi manufatto-terreno, oppure determinate con un'analisi dell'interazione terreno-struttura. Le spinte devono tenere conto del sovraccarico e dell'inclinazione del piano campagna, dell'inclinazione del paramento rispetto alla verticale, delle pressioni interstiziali e degli effetti

Tab. 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_P)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

della filtrazione nel terreno. Nel calcolo della spinta si può tenere conto dell'attrito che si sviluppa fra parete e terreno. I valori assunti per il relativo coefficiente di attrito devono essere giustificati in base alla natura dei materiali a contatto e all'effettivo grado di mobilitazione.

Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro. In casi particolari, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e alle modalità costruttive, la presa in conto di un'aliquota (comunque non superiore al 50%) di tale resistenza è subordinata all'assunzione di effettiva permanenza di tale contributo, nonché alla verifica che gli spostamenti necessari alla mobilitazione di tale aliquota siano compatibili con le prestazioni attese dell'opera.

Nel caso di strutture miste o composite, le verifiche di stabilità globale devono essere accompagnate da verifiche di stabilità locale e di funzionalità e durabilità degli elementi singoli.

6.5.3.1.2 Paratie

Per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)*
 - collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
 - collasso per carico limite verticale;
 - sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
 - instabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - sifonamento del fondo scavo;
 - instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
 - raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
 - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

Le verifiche nei riguardi degli stati limite idraulici (UPL e HYD) devono essere eseguite come descritto nel § 6.2.4.2.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II, con i coefficienti γ_R del gruppo R1 pari all'unità.

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Fermo restando quanto specificato nel § 6.5.3.1.1 per il calcolo delle spinte, per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete $\delta > \phi'/2$, ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

6.5.3.2 VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE)

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell'interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive.

25.2 MURI DI SOSTEGNO IN CONDIZIONI SISMICHE

7.11.6.2 MURI DI SOSTEGNO

I sistemi di drenaggio a tergo della struttura devono essere in grado di tollerare gli spostamenti transitori e permanenti indotti dal sisma, senza che sia pregiudicata la loro funzionalità.

7.11.6.2.1 Metodi di analisi

A meno di specifiche analisi dinamiche, l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici e i metodi degli spostamenti.

Se la struttura può spostarsi, l'analisi pseudo-statica si esegue mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il volume di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad [7.11.6]$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad [7.11.7]$$

dove

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

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

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g \quad [7.11.8]$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario. I valori del coefficiente β_m possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma di Figura 7.11.3 di cui al successivo § 7.11.6.3.2.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

7.11.6.2.2 Verifiche di sicurezza

Per muri di sostegno ubicati in corrispondenza di versanti o in prossimità di pendii naturali devono essere soddisfatte le condizioni di stabilità del pendio, in presenza della nuova opera, con i metodi di analisi di cui al § 7.11.3.5. Deve inoltre essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro-terreno con i criteri indicati al § 7.11.4 nonché le verifiche di sicurezza delle fondazioni riportate al § 7.11.5.

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione [6.2.1], ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_k indicati nella tabella 7.11.III.

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_k per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale γ_k
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Le azioni da considerare nelle analisi di sicurezza delle fondazioni sono fornite dalla spinta esercitata dal terrapieno, dalle azioni gravitazionali permanenti e dalle azioni inerziali agenti nel muro, nel terreno e negli eventuali sovraccarichi.

La verifica nei confronti dello stato limite di scorrimento può essere eseguita anche con il metodo degli spostamenti (§ 7.11.3.5.2). L'accelerazione critica deve essere valutata utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza. Le condizioni dell'opera possono essere riferite al raggiungimento di uno stato limite ultimo (SLV) o di esercizio (SLD) in dipendenza del valore di soglia dello spostamento. La valutazione delle condizioni di sicurezza è effettuata mediante il confronto tra lo spostamento calcolato e il corrispondente valore di soglia. I criteri di scelta dei valori limite di spostamento devono essere illustrati e giustificati dal progettista.

In aggiunta alle verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi SLV, devono essere condotte verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio SLD. In particolare, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

7.11.6.3.2.2

25.3 DESCRIZIONE DELLA NORMATIVA SISMICA

In zona sismica per l'opera di sostegno viene condotta una analisi pseudostatica secondo quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018 NTC, paragrafo 7.11.6).

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, pari al prodotto delle forze di gravità moltiplicate per un coefficiente sismico.

I coefficienti sismici orizzontali e verticali, applicati a tutte le masse potenzialmente instabili, sono calcolati rispettivamente come:

$$k_h = \beta_m \cdot (a_{max}/g) \quad [7.11.6]$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad [7.11.7]$$

$$a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g \quad [7.11.8]$$

Dove: β_m è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g è l'accelerazione di gravità;

S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito (§3.2.3.2);

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione del pendio (§3.2.3.2);

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_m sono 0.38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV), 0.47 nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD); per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno assume valore unitario.

Il coefficiente S_s di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di S_s sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.IV.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture in sommità di un pendio o in cresta, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di S_T sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V, in funzione della categoria topografica della superficie.

I coefficienti sismici sopra definiti sono considerati costanti lungo l'altezza del muro.

L'incremento di spinta dovuto al sisma può venire assunto agente nello stesso punto di quella statica, nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, oppure a metà altezza dell'opera, negli altri casi.

La spinta totale di progetto E_d agente sull'opera di sostegno è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot h^2 + E_{ws}$$

dove: γ è il peso specifico del terreno;

K è il coefficiente di spinta del terreno;

h è l'altezza del muro;

E_{ws} è la spinta idrostatica;

Il coefficiente di spinta del terreno viene calcolato come nel caso statico ma con le seguenti modifiche*:

- nel caso di terreno sotto falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \text{e} \quad \tan \theta_B = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 - k_v}$$

dove: γ è il peso specifico del terreno saturo;

γ_w è il peso specifico dell'acqua;

- nel caso di terreno sopra falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \text{e} \quad \tan \theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

*eccetto il metodo di Mononobe-Okabe, che include il sisma in modo nativo nella formulazione.

L'acqua interstiziale viene considerata non libera all'interno dello scheletro solido del terreno, trattando quindi quest'ultimo come un mezzo monofase. In presenza di acqua libera sulla faccia del muro viene aggiunta la

sovrappressione (considerata agente nel caso peggiore, cioè da monte verso valle) dovuta all'effetto idrodinamico, secondo la relazione:

$$q(z) = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h} \cdot z$$

dove: h è l'altezza totale della zona interessata dall'acqua libera;

z è la distanza dal pelo libero dell'acqua;

25.3.1 Stabilità globale

In presenza di sisma viene condotta una analisi pseudo-statica secondo quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018 NTC, paragrafo 7.11.3.5, 7.11.4), secondo cui l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, proporzionale al peso del volume di terreno instabile ed ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot (a_{\max}/g) \quad [7.11.3]$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad [7.11.4]$$

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g \quad [7.11.5]$$

Dove: β_s è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, in funzione della zona sismica;

g è l'accelerazione di gravità;

S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito;

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione del pendio;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella normativa in Tab. 7.11.I, in funzione della categoria di sottosuolo e della accelerazione orizzontale massima a_g .

Il coefficiente S_s di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di S_s sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.IV.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture in sommità di un pendio o in cresta, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di S_T sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V, in funzione della categoria topografica della superficie.

Il calcolo viene condotto nelle combinazioni stabilite dal progettista, con i coefficienti parziali sulle azioni, sui materiali e resistenze indicati; di default vengono create combinazioni per il caso statico e sismico.

25.4 DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO DELLE SPINTE

La teoria di Mononobe-Okabe fa uso del *metodo dell'equilibrio limite* e può essere considerata una estensione del metodo di Coulomb, in cui alle usuali spinte al contorno del cuneo instabile di terreno vengono sommate anche le azioni inerziali orizzontali e verticali dovute all'accelerazione delle masse.

- Le ipotesi che stanno alla base del metodo sono quindi:

- Terreno isotropo, omogeneo e dotato di attrito e/o coesione.
- Terreno che, a causa degli spostamenti del muro, si trova in uno stato di equilibrio plastico.
- Superficie di rottura piana.
- Superficie superiore del cuneo anche inclinata ma di forma piana.
- La resistenza per attrito e per coesione si sviluppa uniformemente lungo la superficie di rottura.
- Può esistere attrito tra paramento del muro e terreno, che si sviluppa al primo spostamento del muro.
- Il paramento del muro può essere inclinato ma non spezzato in più parti.
- L'effetto delle accelerazioni k_h e k_v viene intrinsecamente considerato nel baricentro del cuneo instabile.

Le spinte Attiva e Passiva si calcolano come:

$$P_{a/p} = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot (1 - k_v) \cdot K_{a/p}$$

il coefficiente $K_{a/p}$ viene calcolato utilizzando la formulazione di Mononobe-Okabe proposta nell'ordinanza 3274 e successiva correzione 3316, in cui i simboli usati sono:

ϕ = angolo di attrito interno del terreno.

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro.

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno.

δ = angolo di attrito terreno-muro.

θ = angolo di rotazione addizionale definito come segue.

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Il coefficiente per stati di spinta attiva si divide in due casi:

$$\beta \leq \phi - \theta: \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi) \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

Nel caso di accelerazione sismica solo orizzontale l'angolo θ è unico e la spinta attiva e passiva risulta univocamente determinata; viceversa le formule forniscono due distinti valori, che corrispondono alla presenza di accelerazione sismica verticale verso l'alto e verso il basso.

25.5 DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO DELLA PORTANZA

La capacità portante viene valutata attraverso la formula di Meyerhof per la quale, in caso di carico verticale, risulta

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

mentre, in caso di carico inclinato, risulta

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

dove:

γ = peso di volume dello strato di fondazione;

B = larghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $B = B_f - 2e$);

L = lunghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $L = L_f - 2e$);

c = coesione dello strato di fondazione;

q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s_c, s_q, s_γ = fattori di forma della fondazione;

d_c, d_q, d_γ = fattori di profondità del piano di posa della fondazione.

i_c, i_q, i_γ = fattori di inclinazione del carico;

Per la teoria di Meyerhof i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi; \quad N_q = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \phi)}; \quad N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \text{tg}(1.4 \cdot \phi)$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + 0.1 \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot \frac{B}{L}; \quad s_{\gamma q} = s_q$$

$$d_c = 1 + 0.2 \cdot \text{tg} \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot \frac{D}{B_f}; \quad d_q = 1 + 0.1 \cdot \text{tg} \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot \frac{D}{B_f}; \quad d_\gamma = d_q$$

$$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ} \right)^2; \quad i_q = i_c; \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ} \right)^2$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;

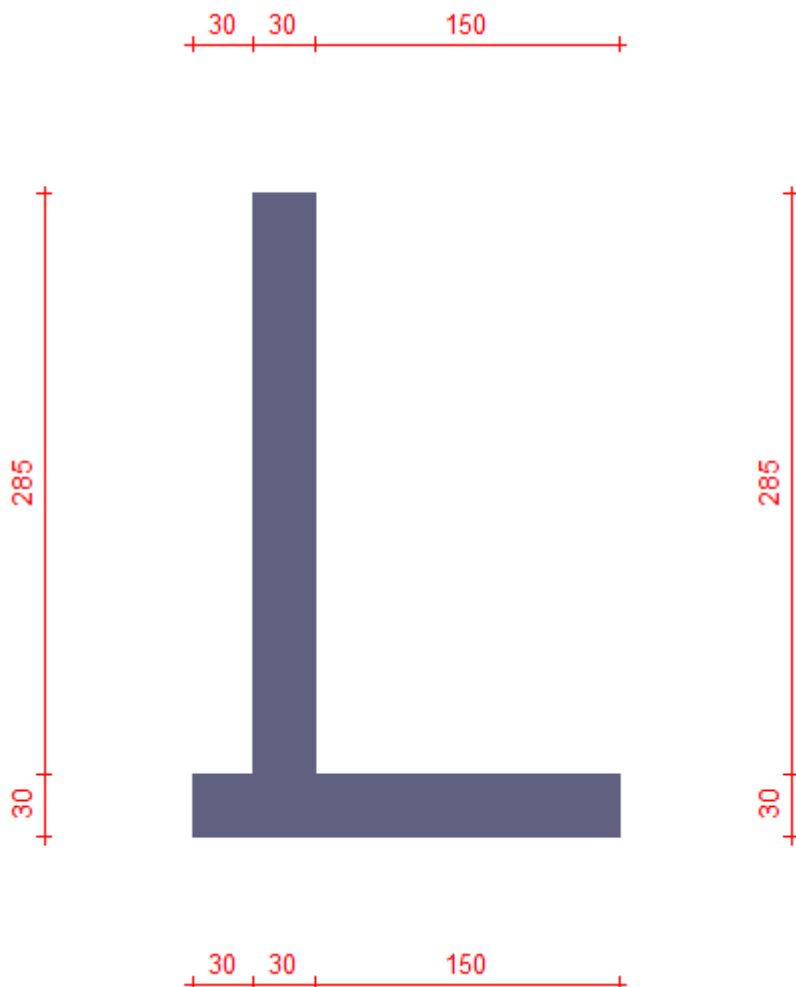
θ = inclinazione della risultante sulla verticale;

D = profondità della fondazione.

* in presenza di inclinazione dei carichi elevata, a favore di sicurezza, non sono stati usati i coeff. s_i insieme a i_i .

** nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\phi = 0$) si assume: $s_q = 1; s_\gamma = 1; d_q = 1; d_\gamma = 1; i_\gamma = 0$.

26 VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI DEI MURI DI SOSTEGNO



26.1 ANALISI DEI CARICHI

26.1.1 Peso proprio

Il peso proprio degli elementi strutturali della struttura viene calcolato automaticamente dal programma considerando un peso specifico di 25 KN/m^3 .

26.1.2 Carichi accidentali

Nelle verifiche si considera un carico uniformemente distribuito pari a 5 kN/m^2 pari al carico utilizzato nel caso di ambienti affollati.

26.1.3 Spinte statiche delle terre

Le spinte statiche delle terre vengono valutate con coefficiente di spinta attiva K_a . Si considereranno in ogni caso le spinte dovute alla componente sismica come specificato nel paragrafo seguente.

26.1.4 Spinte sismiche delle terre

Le spinte sismiche delle terre sono valutate secondo §7.11.6.2.1 NTC: l'azione sismica è valutata considerando la trattazione di Mononobe-Okabe. Le sovraspinte orizzontali si considerano sempre agenti verso l'esterno della struttura.

La determinazione dei coefficienti sismici per il calcolo dei muri di sostegno è stata condotta in accordo al paragrafo 7.11.6.2.1 del DM 17/01/2018; in particolare, assumendo:

- Coefficiente di deformabilità $\beta_m = 0.38$

Risulta:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g} = 0.039$$
$$k_v = \pm 0.5 k_h = 0.019$$

26.1.5 Geometria del muro

La descrizione della geometria del muro si avvale di una duplice rappresentazione, una schematica, tramite la sezione trasversale, e l'altra in forma analitica tramite le dimensioni principali degli elementi costituenti. Il piano di posa della fondazione è a quota +14.85 m slmm.

26.1.6 Rappresentazione analitica

Il muro viene convenzionalmente suddiviso in blocchi principali ed eventuali accessori.

Ingombro globale

Larghezza totale del muro	: 210 cm
Altezza totale del muro	: 315 cm
Peso specifico del muro	: 2500 daN/m ³
Peso specifico delle falde	: 1000 daN/m ³

Paramento

Base inf.	: 30 cm
Base sup.	: 30 cm
Altezza	: 285 cm
Disassamento	: 0 cm

Mensola sinistra in fondazione

Larghezza	: 30 cm
Alt.interna	: 30 cm
Alt.esterna	: 30 cm
Disassamento	: 0 cm

Zoccolo centrale in fondazione

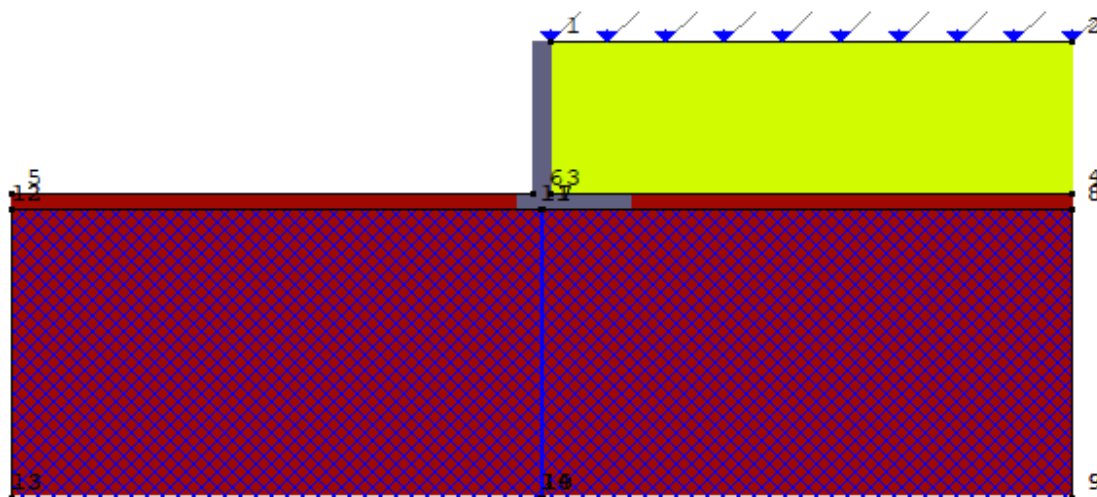
Larghezza	: 30 cm
Altezza a sx	: 30 cm
Altezza a dx	: 30 cm
Sfalsamento	: 0 cm

Mensola destra in fondazione

Larghezza	: 150 cm
Alt.interna	: 30 cm
Alt.esterna	: 30 cm
Disassamento	: 0 cm

26.1.7 Caratteristiche dei terreni

N	Denominazione	Gsat	Gnat	Fi	C'	Cnd	Delta	AI	OCR	Ko	E	G
1	Sabbia sciolta	2000	1800	30.00	0.000	0.000	0.00	0.00	1.00	0.50	150	55
2	Sabbia limosa	2000	1900	32.00	0.000	0.000	0.00	0.00	1.00	0.47	500	190



26.1.8 Carichi uniformi

Comp.permanente di carico uniforme a monte : 0 daN/cm²
 Comp.variabale di carico uniforme a monte : -0.05 daN/cm²

26.1.9 Tensioni trasmesse sul terreno

Moltiplicatore spinta passiva per equilibrio : 1
 Pressione limite sul terreno per abbassamento : 4 daN/cm²
 Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione : 31.7 cm (comb. SIS-2)
 Momento rispetto al baricentro della fondazione : 3708 daN cm (comb. SIS-1)
 Larghezza reagente minima in fondazione : 210 cm (comb. STR-1)
 Tensione max sul terreno allo spigolo di valle : 1.25 daN/cm² (comb. STR-4)
 Tensione max sul terreno allo spigolo di monte : 0.34 daN/cm² (comb. STR-3)

26.1.10 Verifica allo scorrimento sul piano di posa

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-2
 Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
 Moltiplicatore spinta passiva per traslazione : 0
 Coefficiente di attrito caratteristico terreno-fondazione : 0.36
 Coefficiente di attrito di progetto terreno-fondazione : 0.39
 Sforzo normale sul piano di posa della fondazione : 113 daN
 Sforzo tangenziale positivo all'intradosso della fondazione : 0 daN

Sforzo tangenziale negativo all'intradosso della fondazione : 40 daN
 Coefficiente parziale gammaR scorrimento : 1
 Coefficiente limite verifica alla traslazione : 1
 Coefficiente di sicurezza alla traslazione : 1.09

26.1.11 Verifica a ribaltamento

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: EQU-4
 Moltiplicatore spinta passiva per ribaltamento : 0
 Momento ribaltante rispetto allo spigolo di valle : 5919 daN cm
 Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle : -13308 daN cm
 Coefficiente parziale gammaR ribaltamento : 1
 Coefficiente limite verifica al ribaltamento : 1
 Coefficiente di sicurezza al ribaltamento : 2.25

26.1.12 Verifica di collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-1
 Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
 Moltiplicatore spinta passiva per portanza terreno : 0
 Inclinazione media del pendio circostante la fondazione : 0 °
 Profondità del piano di posa : 30 cm
 Sovraccarico agente sul piano di posa : 0.057 daN/cm²
 Angolo di attrito di progetto del suolo di fondazione : 32 °
 Peso specifico di progetto del suolo di fondazione : 0.001 daN/cm³
 Inclinazione della risultante rispetto alla normale : 19.4 °
 Base efficace : 148 cm
 Carico tangenziale al piano di posa : 42.1 daN/cm
 Carico di progetto della fondazione (normale al P.P.) : 119.8 daN/cm
 Carico ultimo della fondazione : 161.4 daN/cm
 Lunghezza Fondazione per verifica carico limite : 1000 cm
 Coefficiente parziale gammaR carico limite : 1.2
 Coefficiente limite verifica al carico limite : 1
 Coefficiente di sicurezza al carico limite : 1.12

Tabella dei coefficienti di capacità portante

Coefficienti	Coesione	Sovraccarico	Attrito
Coefficienti di capacità portante	N _c = 35	N _q = 23	N _g = 22
Coefficienti di forma	s _c = 1	s _q = 1	s _g = 1
Coefficienti di profondità	d _c = 1.05	d _q = 1.03	d _g = 1.03
Coefficienti di inclinazione del carico	i _c = 0.62	i _q = 0.62	i _g = 0.16

27 VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

27.1 ASILO

Per l'asilo si prevede una platea superficiale di spessore pari a 30 cm data l'elevata disomogeneità della stratigrafia presente. I depositi superficiali granulari hanno infatti spessori molto differenti che vanno da un minimo di 1.75 m ad un massimo di 9 m. Il piano di posa delle fondazioni è pari a 14.75 m da p.c. per cui ci sono anche differenti altezze di scavo per cui a nord la fondazione è compensata mentre più a sud lo scavo si riduce a 0. Per questi motivi per evitare cedimenti differenziali eccessivi si è scelto di realizzare un rilevato di precarica per uniformare tutte le aree interessate dalla nuova struttura.

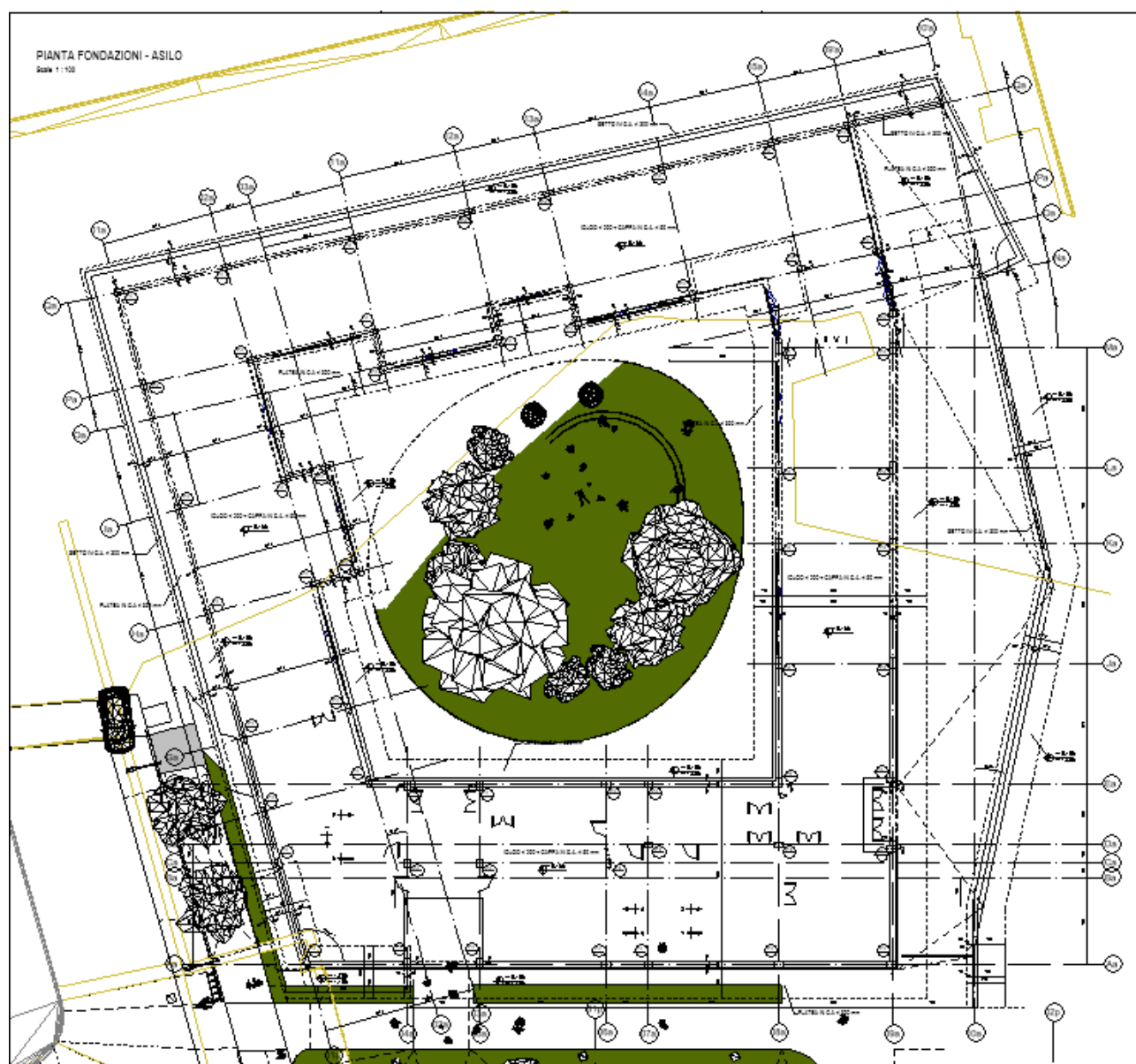


Figura 130 **Planimetria fondazione Asilo.**

27.1.1 Carichi agenti

Per la verifica di portanza del terreno si considera una pressione media di circa 25 kPa come si evince dalla seguente planimetria con indicazione delle sollecitazioni agenti in fondazione.

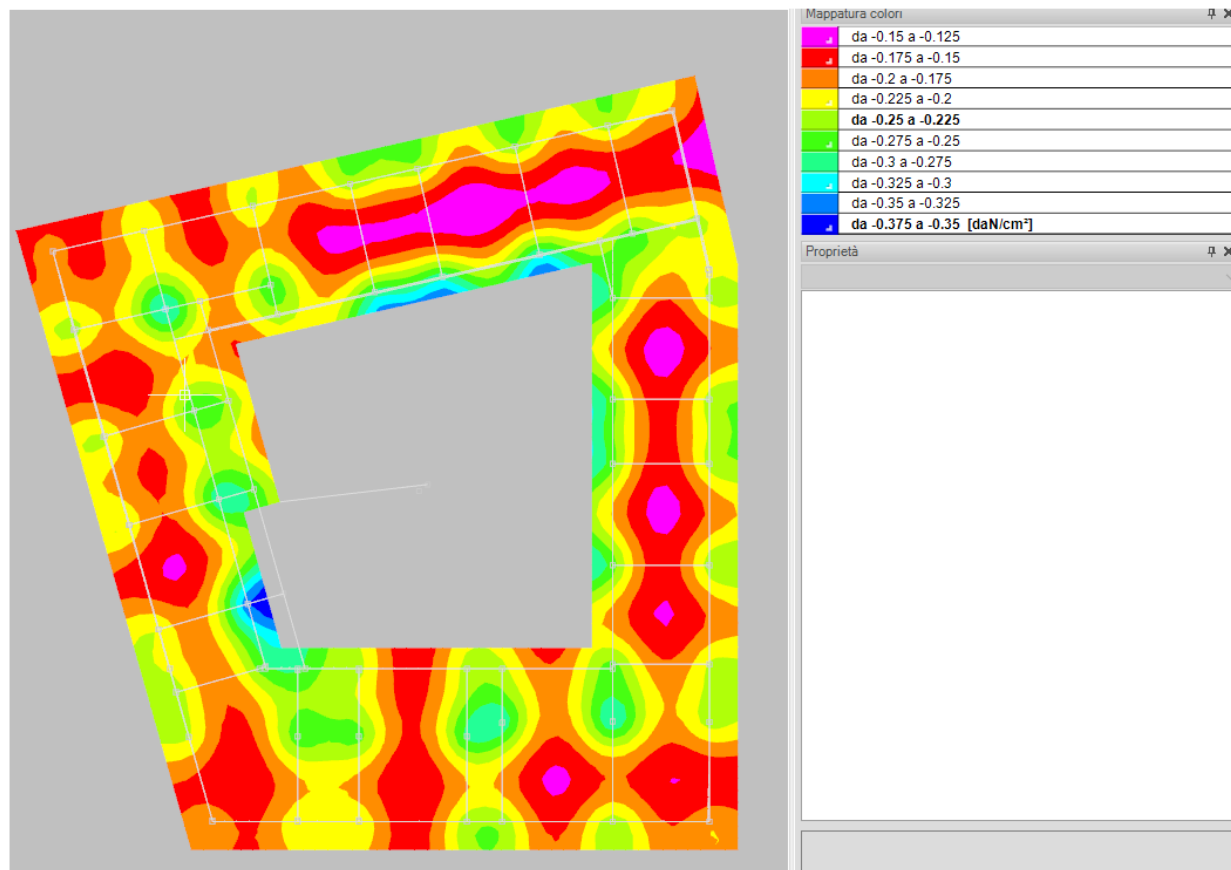


Figura 131 Distribuzione delle pressioni sulla fondazione.

27.1.2 Verifica di capacità portante

Si considera una porzione di platea avente dimensioni pari a 13x35 m

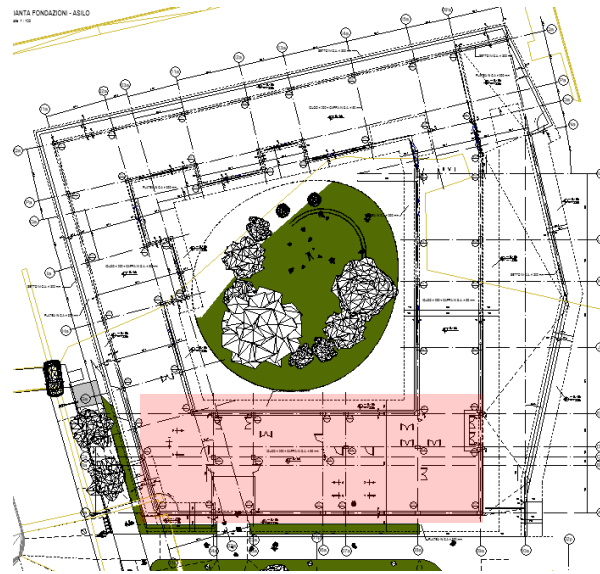


Figura 132 Indicazione platea oggetto di verifica a capacità portante.

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI

PROGETTO Roiano
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto definitivo
J.N. 1247
DATA 06/2019
DESCRIZIONE Platea Asilo

GEOMETRIA FONDAZIONE

TIPO DI FONDAZIONE :

- (1) Plinto / Platea
(2) Trave

1

P

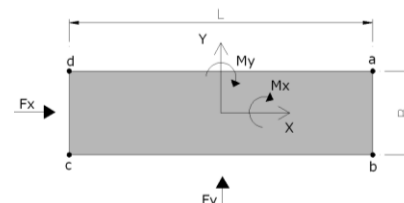
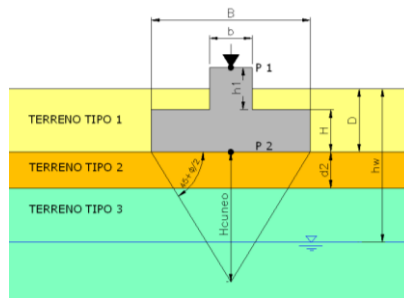
L (lato maggiore fondazione) **35** m
B (lato minore fondazione) **13** m
H (altezza fondazione) **0.3** m
I (lato maggiore dado) **0** m
b (lato minore dado) **0** m
h1 (altezza dado) **0** m
D (altezza terreno stabilizzante) **0.3** m
 γ_{fon} (peso specifico fondazione) **0** kN/mc
 γ_{terr} (peso spec. terreno sopra fond.) **19** kN/mc
 α (angolo inclinazione fondazione>0) **0** °
 β (angolo inclinazione pendio>0) **0** °

Punto Applicazione forze esterne

- (1) Forze applicate a quota H+h1 - P1
(2) Forze applicate a quota fondo scavo - P2

1

Braccio Forze esterne **0.3** m
Volume cls fondazione **137** mc
Volume terreno sopra fondazione **0** mc
P.P.1 peso proprio fondazione (k) **0** kN
P.P.2 peso proprio terreno sopra fondazione (k) **0** kN
P.P.1 + P.P.2 **0** kN



PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO

QUOTA FALDA DA P.C.

hw (quota falda da p.c. >0)

0

m

TERRENO TIPO 1

γ_{k1} (peso specifico naturale terreno)

19

kN/mc

TERRENO TIPO 2

d_2 (spessore strato) **9** m
 ϕ'_{k2} (angolo di attrito) **28** °
 c'_{k2} (coesione efficace) **0** kPa
 $c_{u,k2}$ (coesione non drenata) **0** kPa
 γ_{k2} (peso specifico naturale) **19** kN/mc
G (modulo di elasticità trasversale) **5000** kPa

m

°

kPa

kPa

kN/mc

kPa

TERRENO TIPO 3

ϕ'_{k3} (angolo di attrito) **40** °
 c'_{k3} (coesione efficace) **0** kPa
 $c_{u,k3}$ (coesione non drenata) **0** kPa
 γ_{k3} (peso specifico naturale) **19** kN/mc
G (modulo di elasticità trasversale) **50000** kPa

°

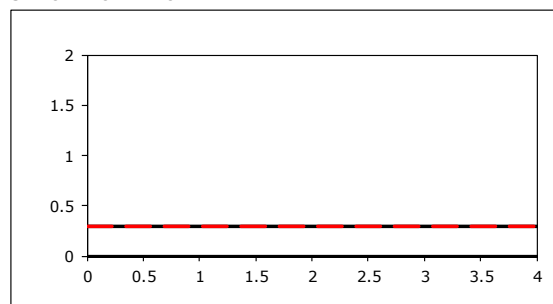
kPa

kPa

kN/mc

kPa

SEZIONE FONDAZIONE



TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA

H_{cuneo} 10.8 m
 $\phi_{k,eq}$ 30 °
 $c'_{k,eq}$ 0 kPa
 $c_{u,k,eq}$ 0 kPa
 $\gamma_{k,eq}$ 19 kN/mc
G 12562 kPa

TIPO DI VERIFICA

TIPO DI VERIFICA

- (1) Drenata
(2) Non Drenata

1

DRENATA

⇒

FORMULA PER IL CALCOLO DI N_y

- (1) Meyerhof (1963)
(2) Brinch - Hansen (1970)
(3) Vesic (1975)
(4) Spangler - Handy (1982)

2

BRINCH - HANSEN

FATTORI CORRETTIVI

- (1) Meyerhof (1963)
(2) Brinch - Hansen (1970)
(3) Vesic (1970)

2

BRINCH - HANSEN

VERIFICA IN DIREZIONE

- (1) Y (Momento Mxx e forza FY // B)
(2) X (Momento Myy e forza FX // L)

1

B

VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE

$\phi_{k,eq}$ 30 °
 $c'_{k,eq}$ 0 kPa
 $c_{u,k,eq}$ 0 kPa
 $D \cdot \gamma$ 2.7 kPa contributo peso stabilizzante
 γ 9 kN/mc contributo forze di attrito

RIEPILOGO VERIFICHE:

(1) D.M. 17/01/2018

	qd (kPa)	qmax (kPa)	verifica
(1) SLE - RARA	259	25	SI
(4) A1+M1+R3	338	34	SI

N.B. Nelle verifiche non drenate utilizzare i coeff. di Brinch - Hansen

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 17/01/2018)

PROGETTO Roiano
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto definitivo
J.N. 1247
DATA 06/2019
DESCRIZIONE Platea Asilo
NORMATIVA (1) D.M. 17/01/2018
COMBINAZIONE (1) SLE - RARA

(1) SLE - RARA

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO
(1) D.M. 17/01/2018
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

D.M.17/01/2018

X (1) SLE - RARA Metodo TA D.M.11/03/1988
• (2) A1+M1+R1 Approccio 1 comb. 1
• (3) A2+M2+R2 Approccio 1 comb. 2
• (4) A1+M1+R3 Approccio 2
• (5) SISMA
• (11) A1+M1+R1 Approccio 1 comb. 1
• (12) A2+M2+R1 Approccio 1 comb. 2
• (13) A1+M1+R2 Approccio 2
• (14) A1+M2+R3 Approccio 3
• (15) SISMA

COMBINAZIONE

Tipo di carico	D.M.17/01/2018				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2	SISMA	A1	A2	SISMA	
Pesi propri	1	1.3	1	1	1.35	1	1	
Permanenti strutturali	1	1.3	1	1	1.35	1	1	
Permanenti non strutturali	1	1.5	1.3	1	1.35	1	1	
Variabili	1	1.5	1.3	1	1.5	1.3	1	

Parametri terreno	D.M.17/01/2018				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA	
tan ϕ (angolo di attrito)	1	1	1.25	1	1	1.25	1	
c' (coesione apparente)	1	1	1.25	1	1	1.25	1	
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1.4	1	1	1.4	1	

Resistenze	D.M.17/01/2018				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3
Capacità portante	3	1	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1
Scorrimento	1.5	1	1.1	1.1	1.1	1	1.1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI
(1) CARICHI CARATTERISTICI
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kNm]	0	0
My [kNm]	0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)

INSERIRE CARICHI!!!

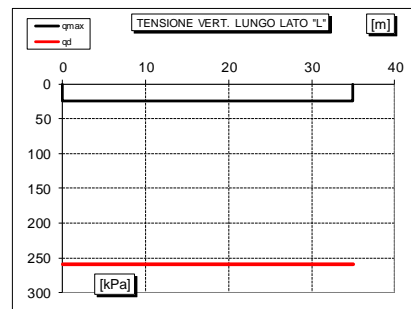
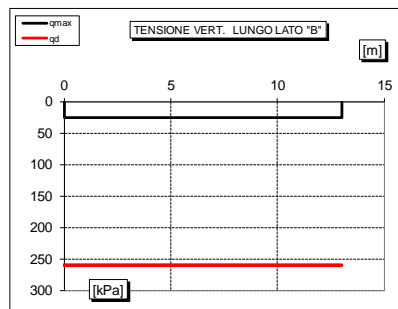
	Gd + Qd
N [kN]	11'375
Fy [kN]	
Mx [kNm]	
Fx [kNm]	
My [kNm]	

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p. fond. + p.p. ter. (k)	[kN]	0
p.p. fond. + p.p. ter. (d)	[kN]	0
N _d	[kN]	11'375
Fy _d	[kN]	0
Mx _d	[kNm]	0
Fx _d	[kN]	0
My _d	[kNm]	0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

N _{tot}	[kN]	11'375
Fy _{tot}	[kN]	0
Mx _{tot}	[kNm]	0
Fx _{tot}	[kN]	0
My _{tot}	[kNm]	0
ex = Mx / N _{tot} (lungo lato B)		0.00
REAGENTE		2.17
ey = My / N _{tot} (lungo lato L)		0.00
REAGENTE		5.83



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI	
$\phi_{k,eq}$ (angolo di attrito)	[°] 30
c' $\phi_{k,eq}$ (coesione apparente)	[kPa] 0
Cu $\phi_{k,eq}$ (coesione non drenata)	[kPa] 0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO	
ϕ_d (angolo di attrito)	[°] 30
c' ϕ_d (coesione apparente)	[kPa] 0
Cu ϕ_d (coesione non drenata)	[kPa] 0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE	
Nc PRANDTL (1921)	30.20
Nq PRANDTL (1921)	18.46
N _γ	15.14

TIPO DI FONDAZIONE

1 P

1 DRENATA

2 BRINCH - HANSEN

2 BRINCH - HANSEN

1 B

1 SI

FATTORI CORRETTIVI

DIREZIONE DI CALCOLO

FATTORI SISMICI

PUNZONAMENTO

Ir (indice di rigidezza) 355

Icr (indice critico) 114

FORMULA GENERALE :

$q_{ult} = c N_{c,c} i_d b c g_c z_c \Psi_c + q N_{q,q} i_d b g_c z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma,i} d b g_{\gamma} z_{\gamma} \Psi_{\gamma}$

$q_{ult} = 778 \text{ kPa}$

$q_d (q_{ult}/FS) = 259 \text{ kPa}$

$q_{ult} (q_{ult} \times B' \times L')$

$q_d (q_{ult}/FS) = 117'937 \text{ kN}$

Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1.23	Sq	1.21	Sy	0.85
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	Ic	1.00	Iq	1.00	Iy	1.00
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	Dc	1.01	Dq	1.01	Dy	1.00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	Bc	1.00	Bq	1.00	Bγ	1.00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	Gc	1.00	Gq	1.00	Gγ	1.00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	Zc	0.98	Zq	0.95	Zγ	0.95
Fattori di punzonamento	VESIC	⇒	Ψc	1.00	Ψq	1.00	Ψγ	1.00

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	0	⇒	q _{ult} (A+B+C)	778 kPa
(B) Componente per sovracc - Nq [kPa]	59	⇒	q _d (q _{ult} /FS)	259 kPa
(C) Componente per attrito - N _γ [kPa]	719	⇒	q _{ult} (q _{ult} x B' x L')	353'810 kN
			q _d (q _{ult} /FS)	117'937 kN

q _d (q _{ult} /FS)	=	259 kPa	>	q _{max}	=	25 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ _d (τ _{ult} /FS)	=	10 kPa	>	τ _{max}	=	0 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M.17/01/2018)

PROGETTO Roiano
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto definitivo
J.N. 1247
DATA 06/2019
DESCRIZIONE Platea Asilo
NORMATIVA (1) D.M. 17/01/2018
COMBINAZIONE (4) A1+M1+R3

(4) A1+M1+R3

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO
(1) D.M. 17/01/2018
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

D.M.17/01/2018

- (1) SLE - RARA Metodo TA D.M.11/03/1988
- (2) A1+M1+R1 Approccio 1 comb. 1
- (3) A2+M2+R2 Approccio 1 comb. 2
- **X** (4) A1+M1+R3 Approccio 2
- (5) SISMA
- (11) A1+M1+R1 Approccio 1 comb. 1
- (12) A2+M2+R1 Approccio 1 comb. 2
- (13) A1+M1+R2 Approccio 2
- (14) A1+M2+R3 Approccio 3
- (15) SISMA

COMBINAZIONE

Tipo di carico		D.M.17/01/2018				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
		SLE	A1	A2	SISMA	A1	A2	SISMA	
Pesi propri	1.3	1	1.3	1	1	1.35	1	1	
Permanenti strutturali	1.3	1	1.3	1	1	1.35	1	1	
Permanenti non strutturali	1.5	1	1.5	1.3	1	1.35	1	1	
Variabili	1.5	1	1.5	1.3	1	1.5	1.3	1	

Parametri terreno		SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA
tan ϕ (angolo di attrito)	1	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25
c' (coesione apparente)	1	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1	1.4	1	1	1.4	1.4

Resistenze		SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3	SISMA
Capacità portante	2.3	3	1	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1	1
Scorrimento	1.1	1.5	1	1.1	1.1	1.1	1	1.1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI
(1) CARICHI CARATTERISTICI
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kNm]	0	0
My [kNm]	0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)
INSERIRE CARICHI!!!

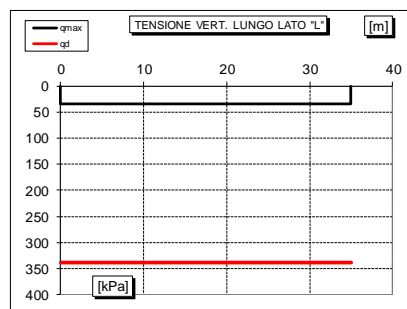
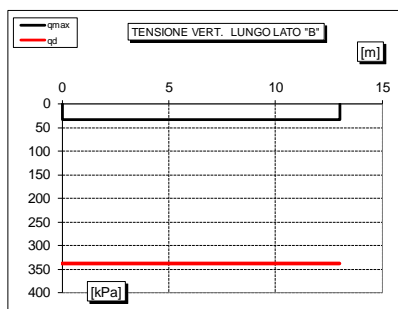
	Gd + Qd
N [kN]	15'356
Fy [kN]	
Mx [kNm]	
Fx [kNm]	
My [kNm]	

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p. fond. + p.p. ter. (k)	[kN]	0
p.p. fond. + p.p. ter. (d)	[kN]	0
N _d	[kN]	15'356
Fy _d	[kN]	0
Mx _d	[kNm]	0
Fx _d	[kN]	0
My _d	[kNm]	0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

N _{tot}	[kN]	15'356
Fy _{tot}	[kN]	0
Mx _{tot}	[kNm]	0
Fx _{tot}	[kN]	0
My _{tot}	[kNm]	0
ex = Mx / N _{tot} (lungo lato B)		0.00
REAGENTE		2.17
ey = My / N _{tot} (lungo lato L)		0.00
REAGENTE		5.83



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI

$\phi_{k,eq}$ (angolo di attrito)	[°]	30
c' $\phi_{k,eq}$ (coesione apparente)	[kPa]	0
Cu $\phi_{k,eq}$ (coesione non drenata)	[kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO

ϕ_d (angolo di attrito)	[°]	30
c' ϕ_d (coesione apparente)	[kPa]	0
Cu ϕ_d (coesione non drenata)	[kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE

Nc PRANDTL (1921)		30.20
Nq PRANDTL (1921)		18.46
N _γ		15.14

TIPO DI FONDAZIONE

1 P

TIPO DI VERIFICA

1 DRENATA

CALCOLO DI N_y

2 BRINCH - HANSEN

FATTORI CORRETTIVI

2 BRINCH - HANSEN

DIREZIONE DI CALCOLO

1 B

FATTORI SISMICI

1 SI

PUNZONAMENTO

I_r (indice di rigidezza)

355

I_{cr} (indice critico)

114

⇒ Fattori di punzonamento = 1

FORMULA GENERALE :

$$q_{ult} = c N_{c,i} d_{c,c} b_c g_{c,z} \Psi_c + q N_{q,i} d_{q,q} b_q g_{q,z} \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma,i} d_{\gamma,\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma,z} \Psi_{\gamma}$$

FATTORI CORRETTIVI

Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1.23	Sq	1.21	S _γ	0.85
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	Ic	1.00	Iq	1.00	I _γ	1.00
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	Dc	1.01	Dq	1.01	D _γ	1.00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	Bc	1.00	Bq	1.00	B _γ	1.00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	Gc	1.00	Gq	1.00	G _γ	1.00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	Zc	0.98	Zq	0.95	Z _γ	0.95
Fattori di punzonamento	VESIC	⇒	Ψc	1.00	Ψq	1.00	Ψ _γ	1.00

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	0	q_{ult} (A+B+C)	778 kPa
(B) Componente per sovracc - Nq [kPa]	59	q_d (q_{ult}/FS)	338 kPa
(C) Componente per attrito - N _γ [kPa]	719	q_{ult} (q_{ult} x B' x L')	353'810 kN
		q_d (q_{ult}/FS)	153'830 kN

q_d (q_{ult}/FS)	=	338 kPa	>	q_{max} = 34 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ_d (τ_{ult}/FS)	=	18 kPa	>	τ_{max} = 0 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

27.1.3 Calcolo cedimenti verticali

Lo stato deformativo dei terreni di fondazione è stato analizzato con il codice di calcolo Settle al fine di poter simulare l'effettiva stratigrafia esistente e le pendenze del piano campagna.

Di seguito si riporta il modello Settle con indicazione della stratigrafia considerata e dei parametri geotecnici dei diversi depositi presenti.

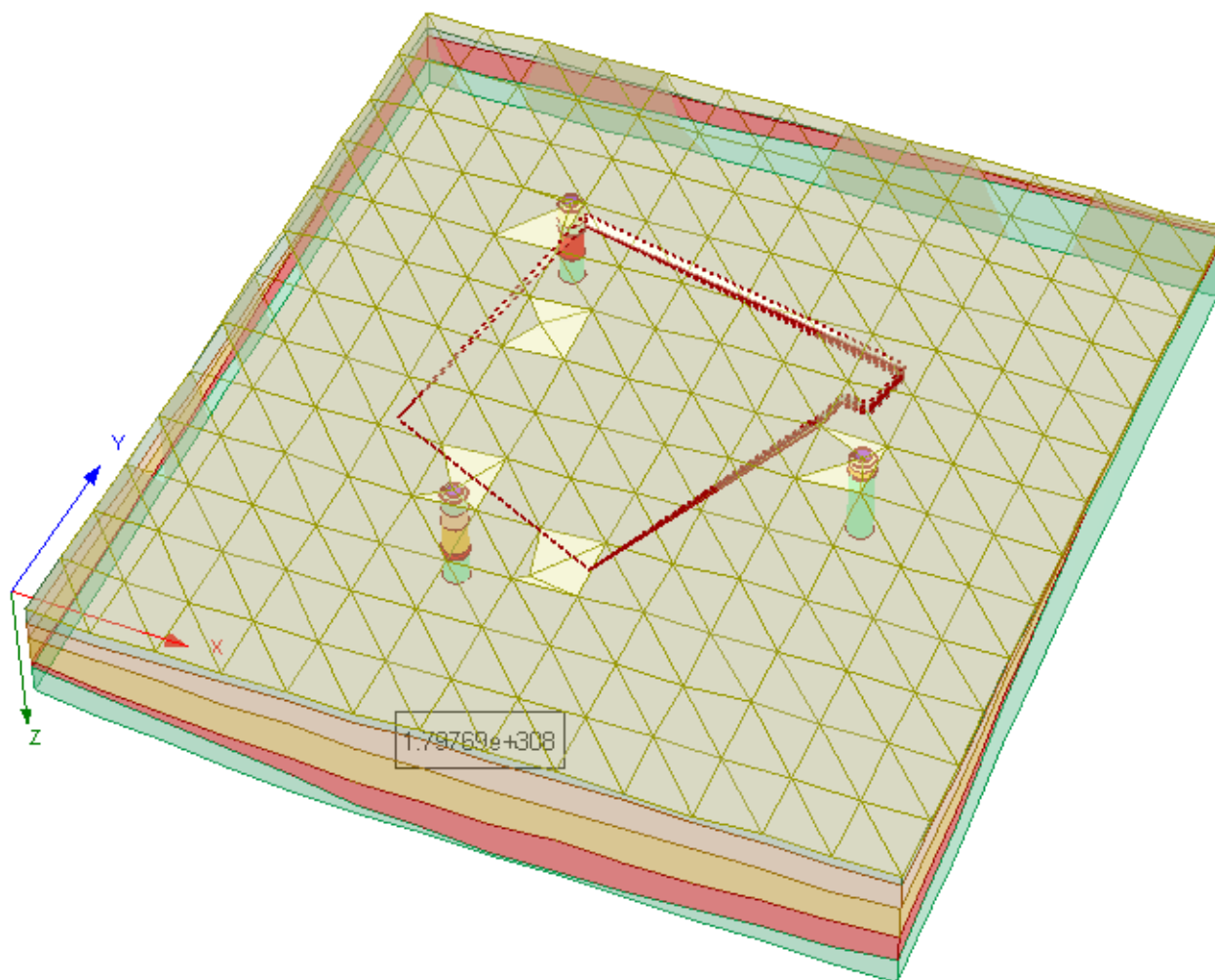


Figura 133 Modello geotecnico utilizzato

STRATO	Peso di volume (kN/mc)	Modulo di Young (kPa)	Modulo di ricarico (kPa)
Ghiaia con sabbia	19	13000	39000
Sabbia limosa	19	16000	42000
Limo	18	4600	13800
Sabbia con limo	19	14000	42000
Cappellaccio	19	50000	150000
Flysch	21	150000	450000

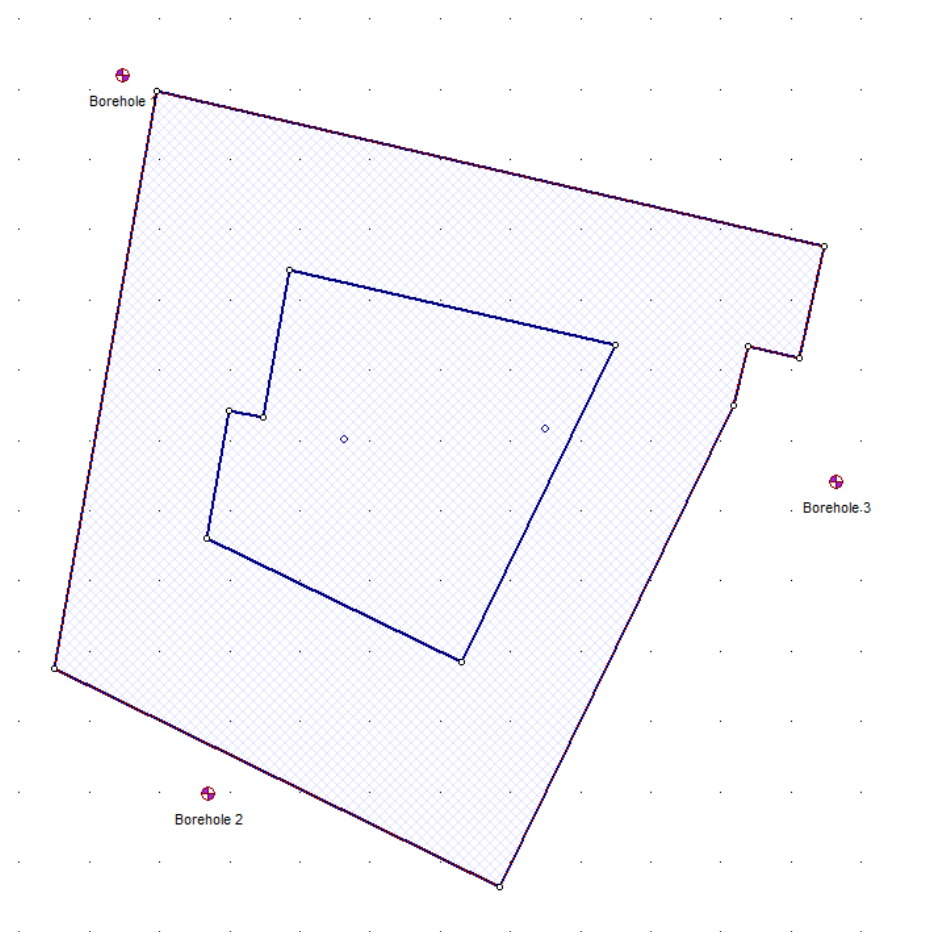


Figura 134 Planimetria con indicazione dei Boreholes

Borehole 1

Location: X: 404317 Y: 5.05777e Name: Borehole 1

Borehole Top Elevation: 17 ☒ Define Layers By Thickness

#	Name	Thickness	Top Elevation	Bottom Elevation
1	Ghiaia con sabbia	2.5	17	14.5
2	sabbia limosa	1.5	14.5	13
3	limo	0	13	13
4	sabbia con limo	0	13	13
5	cappellaccio	4	13	9
6	flysch	4	9	5

Layers Preview

Soil Layer Column

OK Cancel







Insert Layer Above Insert Layer Below Delete Layer

? X

Borehole 2

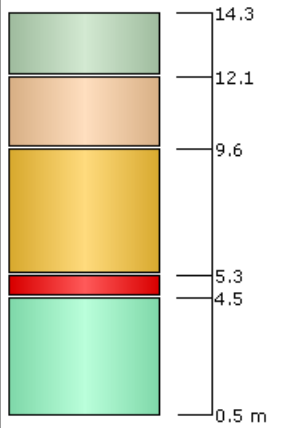
Location: X: Y: Name:

Borehole Top Elevation: ☒ Define Layers By Thickness

#	Name	Thickness	Top Elevation	Bottom Elevation
1	 Ghiaia con sabbia	0	14.3	14.3
2	 sabbia limosa	2.2	14.3	12.1
3	 limo	2.5	12.1	9.6
4	 sabbia con limo	4.3	9.6	5.3
5	 cappellaccio	0.8	5.3	4.5
6	 flysch	4	4.5	0.5

Layers Preview

Soil Layer Column









14.3
12.1
9.6
5.3
4.5
0.5 m

? X

Borehole 3

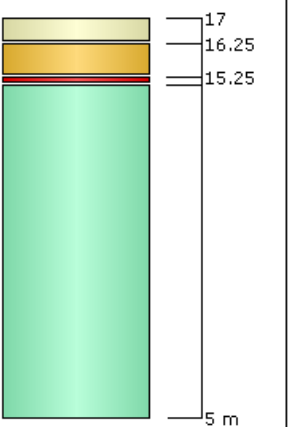
Location: X: Y: Name:

Borehole Top Elevation: ☒ Define Layers By Thickness

#	Name	Thickness	Top Elevation	Bottom Elevation
1	 Ghiaia con sabbia	0.75	17	16.25
2	 sabbia limosa	0	16.25	16.25
3	 limo	0	16.25	16.25
4	 sabbia con limo	1	16.25	15.25
5	 cappellaccio	0.25	15.25	15
6	 flysch	10	15	5

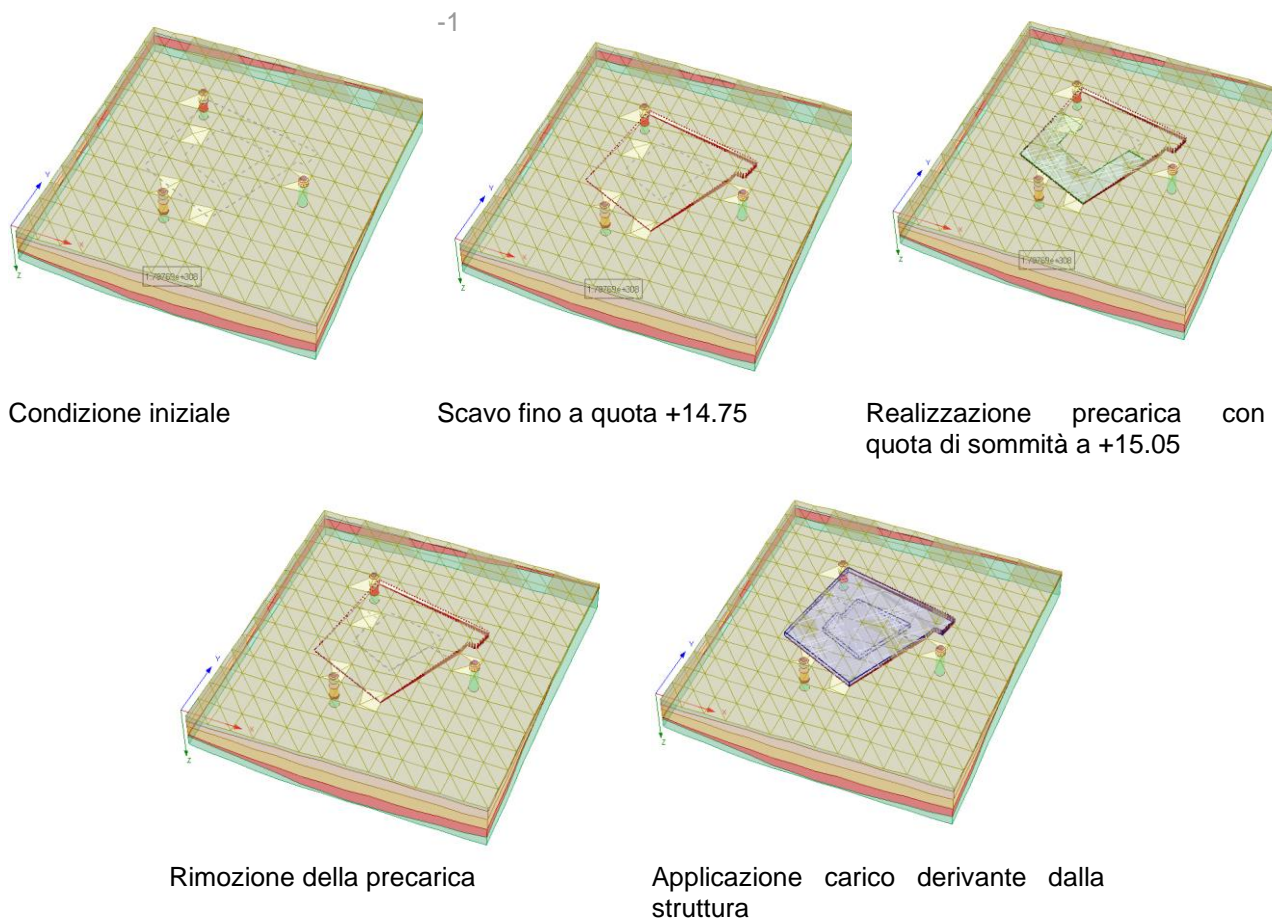
Layers Preview

Soil Layer Column



17
16.25
15.25
5 m

FASI SIMULATE



Inizialmente si è simulato il caso di applicazione del carico di 25 kPa direttamente alla quota di fondo scavo senza realizzare il rilevato di precarica e si sono ottenuti cedimenti differenziali notevoli a causa della diverse configurazioni stratigrafiche. In particolar modo il cedimento maggiore si rileva nella zona più a sud dove i depositi compressibili hanno uno spessore di circa 9 m e l'altezza di scavo è praticamente nulla. Nel lato Nord Est dove la roccia è più superficiale i cedimenti sono praticamente nulli.

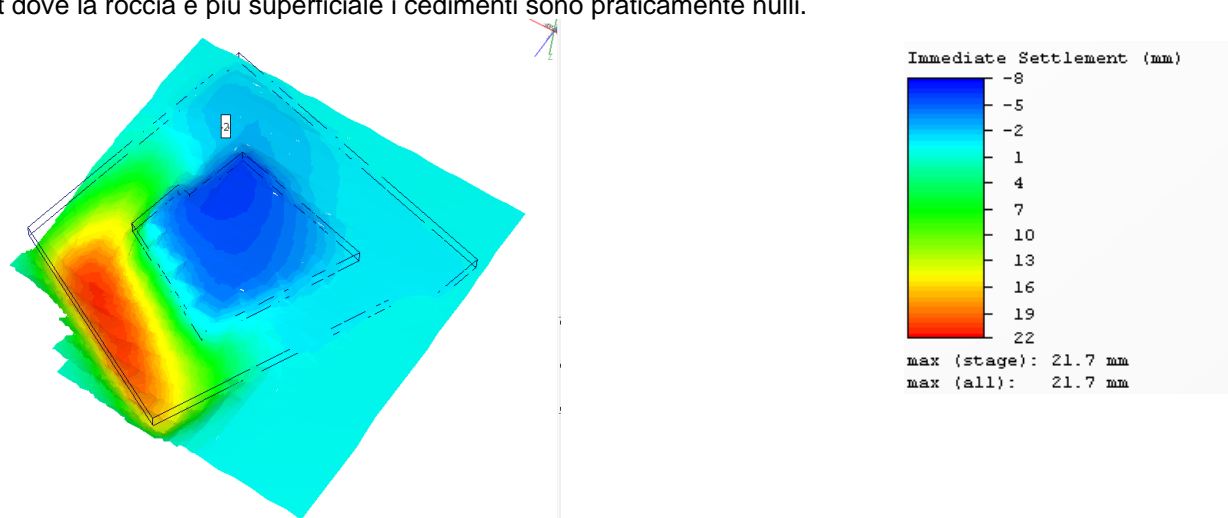


Figura 135 Cedimenti in vista 3D.

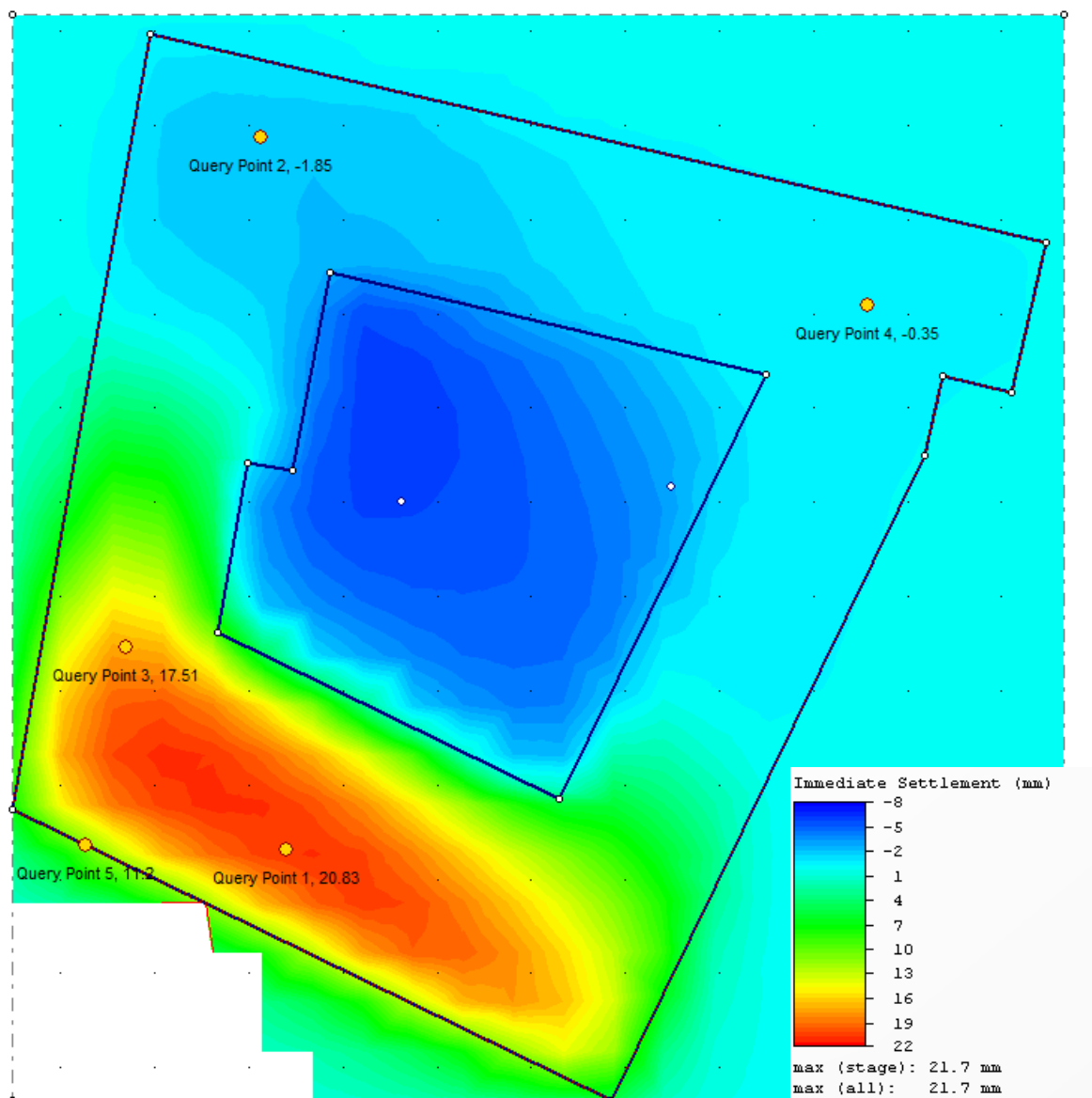


Figura 136 Planimetria con indicazione dei cedimenti maturati.

Si è quindi scelto di adottare la soluzione con precarica e maturazione dei cedimenti prima della realizzazione dell'edificio. In questo modo la platea e la struttura sopraelevata non saranno soggette a fenomeni di cedimento differenziale a vantaggio della loro funzionalità.

Il rilevato di precarica dovrà avere la quota di sommità pari a +15.05 m slmm; in questo modo si garantirà ovunque al terreno una precarica di 25 kPa, a partire dalla quota di 14.75 mslmm di fondo scavo. Tale pressione è stata definita in modo da avere a struttura ultimata un cedimento massimo di circa 10 mm.

Il rilevato sarà realizzato compattando il terreno proveniente dagli scavi della zona più a Nord del futuro sedime dell'asilo in cui si hanno altezze di scavo di circa 2.30 m. Il terreno dovrà essere compattato per strati garantendo una densità minima pari al 95% della densità ottimale stabilita dalla prova Proctor e una densità relativa di 18.5 kPa.

Si riportano ora i cedimenti maturati a seguito dell'applicazione della precarica e successivamente dai carichi provenienti dalla struttura di progetto.

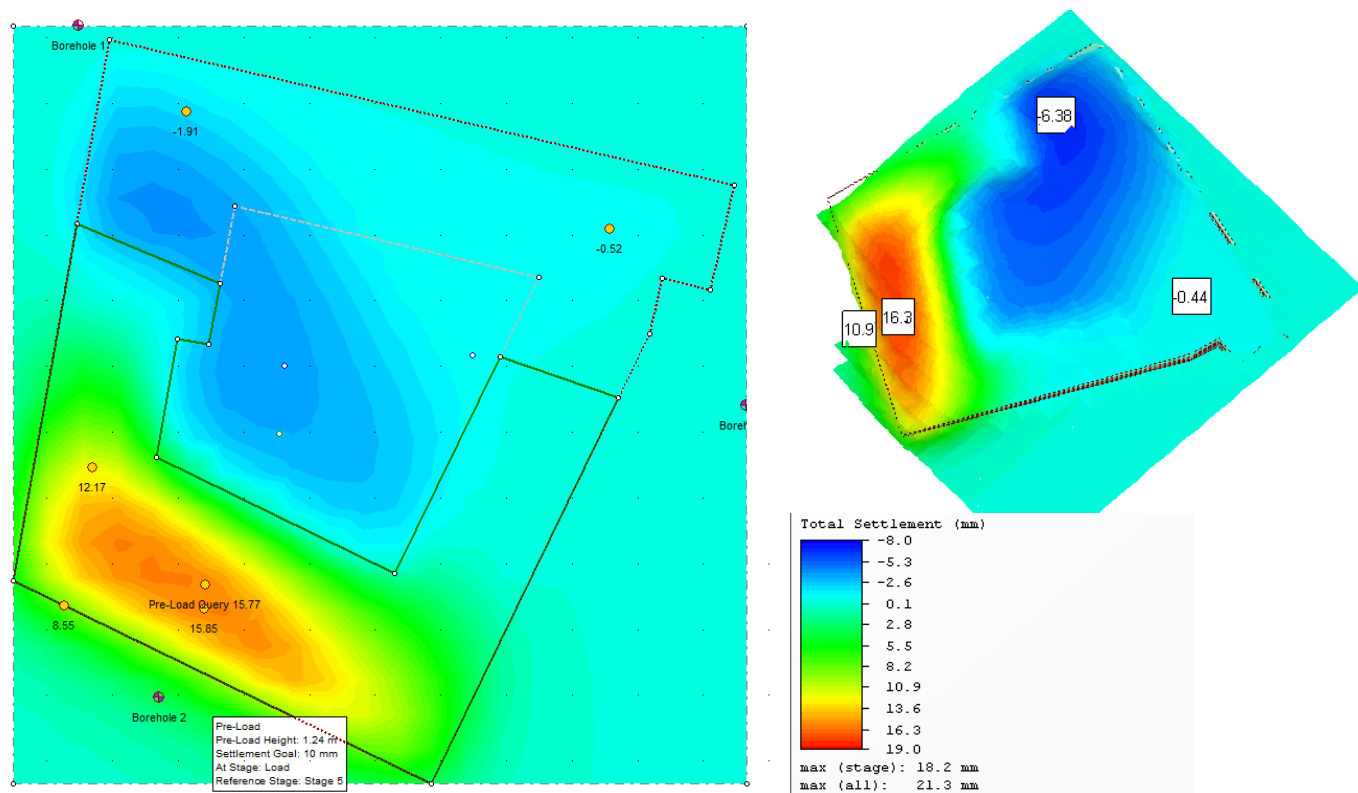


Figura 137 Mappa dei cedimenti - Fase di precarica

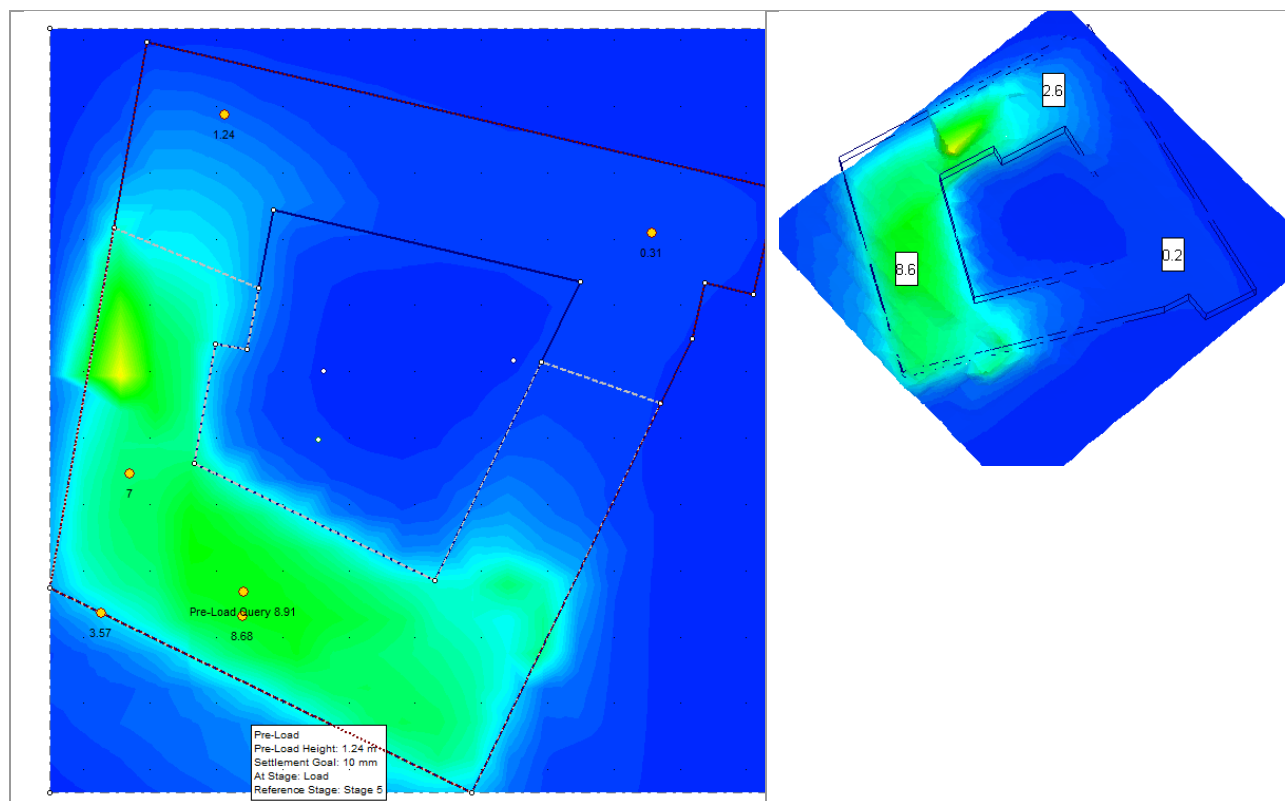


Figura 138 Mappa dei cedimenti - Fase di realizzazione struttura

Come si evince dalle planimetrie il cedimento massimo previsto a struttura ultimata è di 8.6 mm assolutamente compatibile con la funzionalità dell'edificio.

27.2 AUTORIMESSA – CORPO PRINCIPALE

Per il corpo centrale dell'autorimessa si prevede una platea superficiale di spessore pari a 30 cm data la presenza di un battente d'acqua di circa 0.96 m. Il piano di posa delle fondazioni è pari a 11.44 m da p.c. e va a poggiare direttamente sui depositi ghiaiosi o sullo strato litoide a seconda della profondità di quest'ultimo.

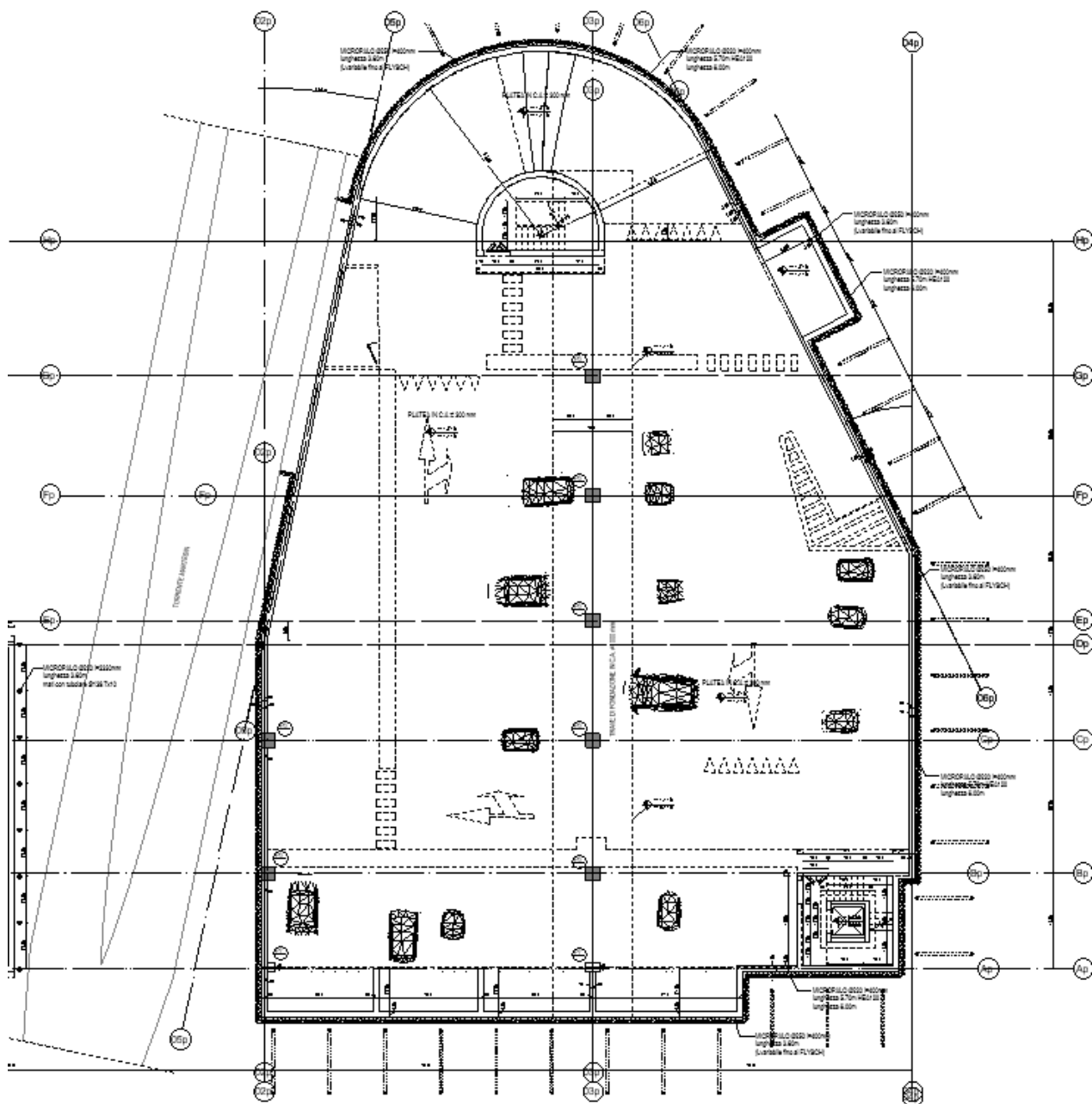


Figura 139 Planimetria fondazione Autorimessa.

27.2.1 Carichi agenti

Per i carichi agenti in fondazione si rimanda alla relazione strutturale.

27.2.1 Verifica di capacità portante

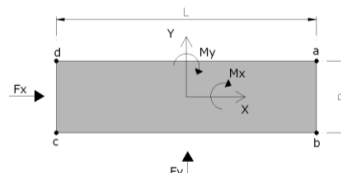
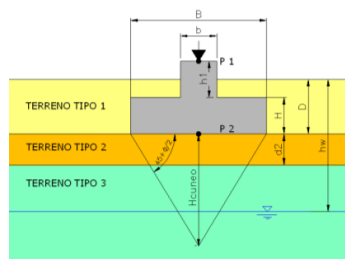
27.2.1.1 Trave principale

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI

PROGETTO Roiano
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto esecutivo
J.N. 1247
DATA 06/2019
DESCRIZIONE Platea Autorimessa

GEOMETRIA FONDAZIONE

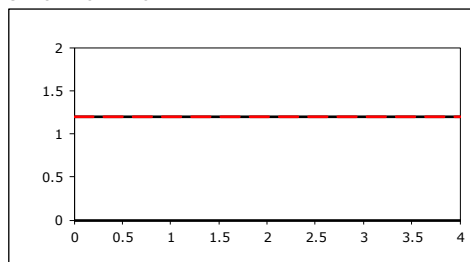
TIPO DI FONDAZIONE :	1	P
(1) Plinto / Platea		
(2) Trave		
L (lato maggiore fondazione)	38.4	m
B (lato minore fondazione)	6	m
H (altezza fondazione)	1.2	m
I (lato maggiore dado)	0	m
b (lato minore dado)	0	m
h1 (altezza dado)	0	m
D (altezza terreno stabilizzante)	1.2	m
γ_{ron} (peso specifico fondazione)	25	kN/mc
γ_{terr} (peso spec. terreno sopra fond.)	19	kN/mc
α (angolo inclinazione fondazione>0)	0	°
β (angolo inclinazione pendio>0)	0	°
a_g/g (accelerazione sismica orizz.)	0.134	
S (coeff. stratigrafico)	1.2	
Punto Applicazione forze esterne	1	
(1) Forze applicate a quota H+h1 - P1		
(2) Forze applicate a quota fondo scavo - P2		
Braccio Forze esterne	1.2	m
Volume cls fondazione	276	mc
Volume terreno sopra fondazione	0	mc
P.P.1 peso proprio fondazione (k)	6912	kN
P.P.2 peso proprio terreno sopra fondazione (k)	0	kN
P.P.1 + P.P.2	6912	kN



PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO

QUOTA FALDA DA P.C.		
hw (quota falda da p.c. >0)	0	m
TERRENO TIPO 1		
γ_{k1} (peso specifico naturale terreno)	19	kN/mc
TERRENO TIPO 2		
d_2 (spessore strato)	3	m
ϕ'_{k2} (angolo di attrito)	35	°
c'_{k2} (coesione efficace)	0	kPa
$C_{u,k2}$ (coesione non drenata)	0	kPa
γ_{k2} (peso specifico naturale)	19	kN/mc
G (modulo di elasticità trasversale)	5000	kPa
TERRENO TIPO 3		
ϕ'_{k3} (angolo di attrito)	30	°
c'_{k3} (coesione efficace)	0	kPa
$C_{u,k3}$ (coesione non drenata)	0	kPa
γ_{k3} (peso specifico naturale)	19	kN/mc
G (modulo di elasticità trasversale)	50000	kPa

SEZIONE FONDAZIONE



TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA

H_{uneo}	5.8	m
$\phi'_{k,eq}$	33	°
$c'_{k,eq}$	0	kPa
$C_{u,k,eq}$	0	kPa
$\gamma_{k,eq}$	19	kN/mc
G	26574	kPa

TIPO DI VERIFICA

TIPO DI VERIFICA	1	=>
(1) Drenata	DRENATA	
(2) Non Drenata		
FORMULA PER IL CALCOLO DI N_y	2	
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN	
(2) Brinch - Hansen (1970)		
(3) Vesic (1975)		
(4) Spangler - Handy (1982)		
FATTORI CORRETTIVI	2	
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN	
(2) Brinch - Hansen (1970)		
(3) Vesic (1970)		
VERIFICA IN DIREZIONE	1	
(1) Y (Momento Mxx e forza FY // B)	B	
(2) X (Momento Myy e forza FX // L)		

VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE

$\phi'_{k,eq}$	33	°
$c'_{k,eq}$	0	kPa
$C_{u,k,eq}$	0	kPa
$D \cdot \gamma$	10.8	kPa
γ	9	kN/mc
		contributo peso stabilizzante
		contributo forze di attrito

RIEPILOGO VERIFICHE:

(1) D.M. 17/01/2018

	qd (kPa)	qmax (kPa)	verifica
(1) SLE - RARA	275	103	SI
(4) A1+M1+R3	359	136	SI

N.B. Nelle verifiche non drenate utilizzare i coeff. di Brinch - Hansen

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 17/01/2018)

PROGETTO Roiano
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto esecutivo
J.N. 1247
DATA 06/2019
DESCRIZIONE Platea Autorimessa
NORMATIVA (1) D.M. 17/01/2018
COMBINAZIONE (1) SLE - RARA

(1) SLE - RARA

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO
(1) D.M. 17/01/2018
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

COMBINAZIONE

D.M.17/01/2018

EC7

X
(1) SLE - RARA
(2) A1+M1+R1
(3) A2+M2+R2
(4) A1+M1+R3
(5) SISMA
(11) A1+M1+R1
(12) A2+M2+R1
(13) A1+M1+R2
(14) A1+M2+R3
(15) SISMA

Metodo TA D.M.11/03/1988
Approccio 1 comb. 1
Approccio 1 comb. 2
Approccio 2

Approccio 1 comb. 1
Approccio 1 comb. 2
Approccio 2
Approccio 3

Tipo di carico	D.M.17/01/2018					EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2	SISMA		A1	A2	SISMA	
Pesi propri	1	1.3	1	1		1.35	1	1	
Permanenti strutturali	1	1.3	1	1		1.35	1	1	
Permanenti non strutturali	1	1.5	1.3	1		1.35	1	1	
Variabili	1	1.5	1.3	1		1.5	1.3	1	

Parametri terreno	D.M.17/01/2018				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA	
tan ϕ (angolo di attrito)	1	1	1.25	1	1	1.25	1	1.25
c' (coesione apparente)	1	1	1.25	1	1	1.25	1	1.25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1.4	1	1	1.4	1	1.4

Resistenze	D.M.17/01/2018				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3
Capacità portante	3	1	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1
Scorrimento	1.5	1	1.1	1.1	1.1	1	1.1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI
(1) CARICHI CARATTERISTICI
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p. fond. + p.p. ter. (k) [kN] 6,912
p.p. fond. + p.p. ter. (d) [kN] 6,912
N_d [kN] 16,726
F_{yd} [kN] 0
M_{xd} [kNm] 0
F_{xd} [kN] 0
M_{yd} [kNm] 0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

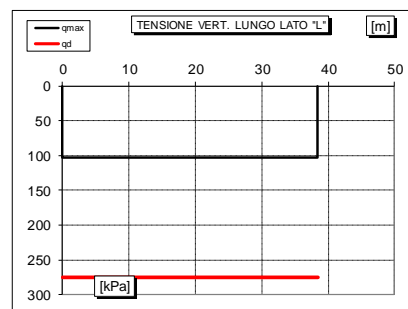
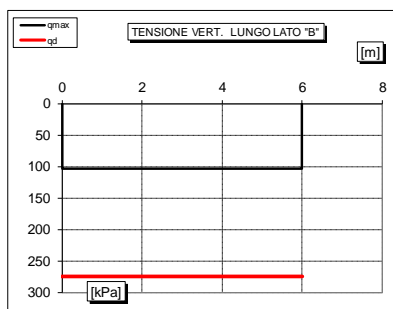
N_{tot} [kN] 23,638
F_{y tot} [kN] 0
M_{x tot} [kNm] 0
F_{x tot} [kN] 0
M_{y tot} [kNm] 0
ex = M_x / N_{tot} (lungo lato B) 0.00
REAGENTE 1.00
ey = M_y / N_{tot} (lungo lato L) 0.00
REAGENTE 6.40

CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kNm]	0	0
My [kNm]	0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)

	Gd + Qd
N [kN]	16,726
Fy [kN]	0
Mx [kNm]	0
Fx [kNm]	0
My [kNm]	0



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI	
$\phi_{k,eq}$ (angolo di attrito) [°]	33
c' $\phi_{k,eq}$ (coesione apparente) [kPa]	0
Cu $\phi_{k,eq}$ (coesione non drenata) [kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO	
ϕ_d (angolo di attrito) [°]	33
c' ϕ_d (coesione apparente) [kPa]	0
Cu ϕ_d (coesione non drenata) [kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE	
Nc PRANDTL (1921)	37.38
Nq PRANDTL (1921)	24.93
N _y	22.97

TIPO DI FONDAZIONE

1 P

1 DRENATA

2 BRINCH - HANSEN

2 BRINCH - HANSEN

1 B

1 SI

FATTORI CORRETTIVI

DIREZIONE DI CALCOLO

FATTORI SISMICI

PUNZONAMENTO

Ir (indice di rigidezza) 1098

Icr (indice critico) 183

FORMULA GENERALE :

$q_{ult} = c N_{s,c} i_d c_b g_c z_c \Psi_c + q N_{s,q} i_d q_b g_c z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{s,\gamma} i_d b_g z_\gamma \Psi_\gamma$

$q_{ult} = 825 \text{ kPa}$

$q_d (q_{ult}/FS) = 275 \text{ kPa}$

$Q_{ult} (q_{ult} \times B' \times L')$

$Q_d (Q_{ult}/FS) = 189,982 \text{ kN}$

$Q_d (Q_{ult}/FS) = 63,327 \text{ kN}$

FATTORI CORRETTIVI									
Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1.10	Sq	1.10	Sy	0.94	
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	ic	1.00	Iq	1.00	Iy	1.00	
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	Dc	1.08	Dq	1.12	Dy	1.00	
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	Bc	1.00	Bq	1.00	By	1.00	
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	Gc	1.00	Gq	1.00	Gy	1.00	
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	Zc	0.95	Zq	0.90	Zy	0.90	
Fattori di punzonamento	VESIC	⇒	Ψc	1.00	Ψq	1.00	Ψy	1.00	

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	0	⇒	q _{ult} (A+B+C)	825 kPa
(B) Componente per sovracc - Nq [kPa]	299		q _d (q _{ult} /FS)	275 kPa
(C) Componente per attrito - Ny [kPa]	525		Q _{ult} (q _{ult} x B' x L')	189,982 kN
			Q _d (Q _{ult} /FS)	63,327 kN

q _d (q _{ult} /FS)	=	275 kPa	>	q _{max}	=	103 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ _d (τ _{ult} /FS)	=	44 kPa	>	τ _{max}	=	0 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M.17/01/2018)

PROGETTO Roiano
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto esecutivo
J.N. 1247
DATA 06/2019
DESCRIZIONE Platea Autorimessa
NORMATIVA (1) D.M. 17/01/2018
COMBINAZIONE (4) A1+M1+R3

(4) A1+M1+R3

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO
(1) D.M. 17/01/2018
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

COMBINAZIONE

D.M.17/01/2018

EC7

- (1) SLE - RARA Metodo TA D.M.11/03/1988
- (2) A1+M1+R1 Approccio 1 comb. 1
- (3) A2+M2+R2 Approccio 1 comb. 2
- **X** (4) A1+M1+R3 Approccio 2
- (5) SISMA
- (11) A1+M1+R1 Approccio 1 comb. 1
- (12) A2+M2+R1 Approccio 1 comb. 2
- (13) A1+M1+R2 Approccio 2
- (14) A1+M2+R3 Approccio 3
- (15) SISMA

Tipo di carico	D.M.17/01/2018					EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2	SISMA		A1	A2	SISMA	
Pesi propri	1.3	1	1	1		1.35	1	1	
Permanenti strutturali	1.3	1	1	1		1.35	1	1	
Permanenti non strutturali	1.5	1	1.5	1.3		1.35	1	1	
Variabili	1.5	1	1.5	1.3		1.5	1.3	1	

Parametri terreno	D.M.17/01/2018				SISMA	EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	M1	M2			M1	M2		SISMA
tan φ (angolo di attrito)	1	1	1.25		1	1	1.25		1.25
c' (coesione apparente)	1	1	1.25		1	1	1.25		1.25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1.4		1	1	1.4		1.4

Resistenze	D.M.17/01/2018				SISMA	EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	R1	R2	R3		R1	R2	R3	SISMA
Capacità portante	2.3	3	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1	1
Scorrimento	1.1	1.5	1	1.1	1.1	1	1.1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI
(1) CARICHI CARATTERISTICI
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p. fond. + p.p. ter. (k)	[kN]	6,912
p.p. fond. + p.p. ter. (d)	[kN]	8,986
N _d	[kN]	22,388
Fy _d	[kN]	0
Mx _d	[kNm]	0
Fx _d	[kN]	0
My _d	[kNm]	0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

N _{tot}	[kN]	31,374
Fy _{tot}	[kN]	0
Mx _{tot}	[kNm]	0
Fx _{tot}	[kN]	0
My _{tot}	[kNm]	0
ex = Mx / N _{tot} (lungo lato B)		0.00
REAGENTE		1.00
ey = My / N _{tot} (lungo lato L)		0.00
REAGENTE		6.40

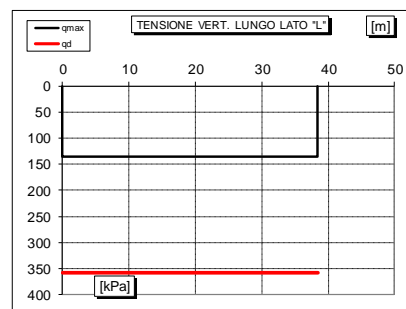
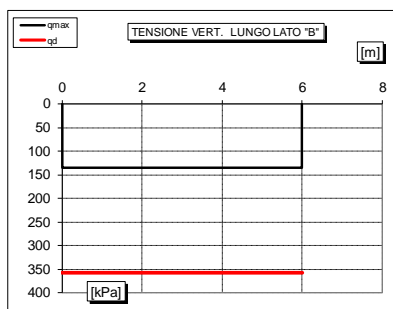
CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kNm]	0	0
My [kNm]	0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)

INSERIRE CARICHI!!!

	Gd + Qd
N [kN]	22,388
Fy [kN]	
Mx [kNm]	
Fx [kNm]	
My [kNm]	



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI	
φ _{k,eq} (angolo di attrito)	[°] 33
c' _{k,eq} (coesione apparente)	[kPa] 0
c _{u,k,eq} (coesione non drenata)	[kPa] 0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO	
φ _d (angolo di attrito)	[°] 33
c' _d (coesione apparente)	[kPa] 0
c _{u,d} (coesione non drenata)	[kPa] 0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE	
Nc PRANDTL (1921)	37.38
Nq PRANDTL (1921)	24.93
Nγ	22.97

TIPO DI FONDAZIONE

1 P

1 DRENATA

2 BRINCH - HANSEN

2 BRINCH - HANSEN

1 B

1 SI

FATTORI CORRETTIVI

DIREZIONE DI CALCOLO

FATTORI SISMICI

PUNZONAMENTO

Ir (indice di rigidezza) 1098

Icr (indice critico) 183

FORMULA GENERALE :

$$q_{ult} = c N_{c,i} d_c b_c g_c z_c \Psi_c + q N_{q,i} d_q b_q g_q z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma,i} d_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} z_{\gamma} \Psi_{\gamma}$$

Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1.10	Sq	1.10	Sγ	0.94
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	Id	1.00	Iq	1.00	Iγ	1.00
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	Dc	1.08	Dq	1.12	Dγ	1.00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	Bc	1.00	Bq	1.00	Bγ	1.00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	Gc	1.00	Gq	1.00	Gγ	1.00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	Zc	0.95	Zq	0.90	Zγ	0.90
Fattori di punzonamento	VESIC	⇒	Ψc	1.00	Ψq	1.00	Ψγ	1.00

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	0	⇒	q _{ult} (A+B+C)	825 kPa
(B) Componente per sovracc - Nq [kPa]	299		q _d (q _{ult} /FS)	359 kPa
(C) Componente per attrito - Nγ [kPa]	525		q _{ult} (q _{ult} x B' x L')	189,982 kN
			Q _d (Q _{ult} /FS)	82,601 kN

q _d (q _{ult} /FS)	=	359 kPa	>	q _{max}	=	136 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ _d (τ _{ult} /FS)	=	79 kPa	>	τ _{max}	=	0 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M.17/01/2018)

PROGETTO	Roiano
LIVELLO DI PROGETTAZIONE	Progetto esecutivo
J.N.	1247
DATA	06/2019
DESCRIZIONE	Platea Autorimessa
NORMATIVA	(1) D.M. 17/01/2018
COMBINAZIONE	(5) SISMA

(5) SISMA

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO
(1) D.M. 17/01/2018
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

D.M.17/01/2018

.	(1) SLE - RARA	Metodo TA D.M.11/03/1988
.	(2) A1+M1+R1	Approccio 1 comb. 1
.	(3) A2+M2+R2	Approccio 1 comb. 2
.	(4) A1+M1+R3	Approccio 2
X	(5) SISMA	

COMBINAZIONE

EC7

- . (11) A1+M1+R1 Approccio 1 comb. 1
- . (12) A2+M2+R1 Approccio 1 comb. 2
- . (13) A1+M1+R2 Approccio 2
- . (14) A1+M2+R3 Approccio 3
- . (15) SISMA

Tipo di carico		D.M.17/01/2018				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)					
		SLE	A1	A2		SISMA		A1	A2		SISMA
Pesi propri	1	1	1.3	1		1		1.35	1		1
Permanenti strutturali	1	1	1.3	1		1		1.35	1		1
Permanenti non strutturali	1	1	1.5	1.3		1		1.35	1		1
Variabili	1	1	1.5	1.3		1		1.5	1.3		1

Parametri terreno	SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA
$\tan \phi$ (angolo di attrito)	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25
c (coesione apparente)	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1.4	1	1	1.4	1.4

Resistenze		SLE	R1	R2	R3	SISMA		R1	R2	R3	SISMA
Capacità portante	2.3	3	1	1.8	2.3	2.3		1	1.4	1	1
Scorrimento	1.1	1.5	1	1.1	1.1	1.1		1	1.1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI
(1) CARICHI CARATTERISTICI
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

CARICHI CARATTERISTICI

CARICHI DI PROGETTO ($G_d + Q_d$)
INSERIRE CARICHI!!!

INSERIRE CARICHI!!!

Gk	Qk
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0

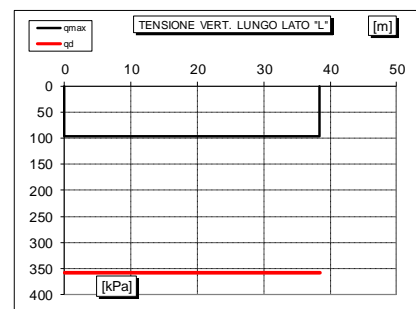
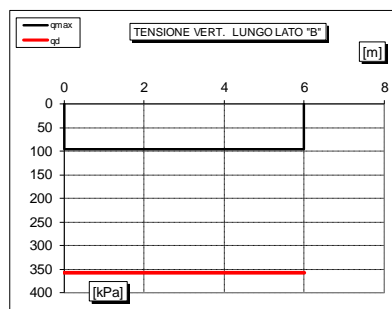
Gd + Qd
15,145

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p. fond. + p.p. ter. (k)	[kN]	6,912
p.p. fond. + p.p. ter. (d)	[kN]	6,912
N _d	[kN]	15,145
Fy _d	[kN]	0
Mx _d	[kNm]	0
Fx _d	[kN]	0
My _d	[kNm]	0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

N _{tot}	[kN]	22,057
F _{y tot}	[kN]	0
M _{x tot}	[kNm]	0
F _{x tot}	[kN]	0
M _{y tot}	[kNm]	0
ex = M _x / N _{tot}	(lungo lato B)	0.00
REAGENTE		1.00
ey = M _y / N _{tot}	(lungo lato L)	0.00
REAGENTE		6.40

**VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE**

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI		
ϕ k_{eq} (angolo di attrito)	[°]	33
c' k_{eq} (coesione apparente)	[kPa]	0
C_u k_{eq} (coesione non drenata)	[kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO		
ϕ_d (angolo di attrito)	[°]	33
c'_d (coesione apparente)	[kPa]	0
$C_{u,d}$ (coesione non drenata)	[kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE	
Nc PRANDTL (1921)	37.38
Nq PRANDTL (1921)	24.93
N _y	22.97

TIPO DI FONDAZIONE	1	P
TIPO DI VERIFICA	1	DRENATA
CALCOLO DI N_y	2	BRINCH - HANSEN
FATTORI CORRETTIVI	2	BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO	1	B
FATTORI SISMICI	1	SI
PUNZIONAMENTO		
Ir (indice di rigidezza)	1098	\Rightarrow Fattori di punzonamento = 1
Icr (indice critico)	183	
FORMULA GENERALE :		
$q_{ult} = c N_{s,c,i,d} b_c g_c z_c \Psi_c + q N_{s,q,i,d} b_q g_q z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{s,\gamma,i,d} b_\gamma g_\gamma z_\gamma \Psi_\gamma$		

FATTORI CORRETTIVI							
Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1.10	Sq	1.10	Sr 0.94
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	ic	1.00	iq	1.00	ir 1.00
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	Dc	1.08	Dq	1.12	Dr 1.00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	Bc	1.00	Bq	1.00	Br 1.00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	Gc	1.00	Gq	1.00	Gr 1.00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	Zc	0.95	Zq	0.90	Zr 0.90
Fattori di ruotamento	VFSIC	⇒	Ψc	1.00	Ψq	1.00	Ψr 1.00

(A) Componente per coesione - N_c [kPa]	0	\Rightarrow	$q_{ult} \text{ (A+B+C)}$	825 kPa
(B) Componente per sovracc - N_q [kPa]	299		$q_d \text{ (} q_{ult}/FS \text{)}$	359 kPa
(C) Componente per attrito - N_f [kPa]	525		$Q_{ult} \text{ (} q_{ult} \times B' \times L' \text{)}$	189,982 kN
			$Q_d \text{ (} Q_{ult}/FS \text{)}$	82,601 kN

$q_d (q_{ult}/F_s)$	=	359	kPa	>	q_{max}	=	96	kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
$\tau_d (\tau_{ult}/F_s)$	=	56	kPa	>	τ_{max}	=	0	kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

27.2.1.1.1.1 Calcolo cedimenti verticali

Si considerano tutti gli scenari possibili ovvero fondazione sul flysch alterato/cappellaccio di alterazione oppure assenza dello strato litoide.

La stima del cedimento medio con il metodo di Burland-Burbidge per una pressione di 103 kPa fornisce un valore di 4 mm per i cedimenti immediati e di 2 mm per i cedimenti a lungo termine nel caso della fondazione sui depositi ghiaiosi. Nel caso in cui la fondazione poggi sul cappellaccio di alterazione il cedimento totale è di 2 mm. Dalla stima dei cedimenti e tenendo conto anche degli effetti a lungo termine si ottiene una K di Winkler pari a 2 kg/cm³.

Tali cedimenti sono ritenuti accettabile sia dal punto di vista statico che funzionale.

I cedimenti differenziali sono quindi contenuti e accettabili.

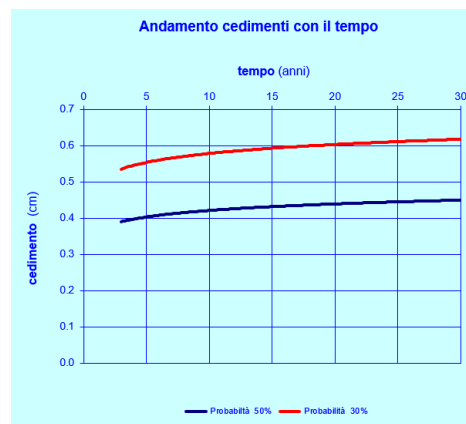
Flysch assente

METODO BURLAND-BURBIDGE					
DATI DI INGRESSO					
B	larghezza della fondazione	6.0	(m)		
L	lunghezza della fondazione	38.4	(m)		
z_w	profondità della falda da piano campagna	4.10	(m)		
h_f	quota della fondazione da piano campagna	4.10	(m)		
q'	pressione efficace lorda alla quota d'imposta della fondazione	103	(kPa)		
p	probabilità che il cedimento superi quello calcolato (valore max < 100%)	30	(%)		
R_s; R	fattori di carico: 0 = carichi statici, 1 = carichi pulsanti	0	(-)		
t	Istante di tempo nel quale si vuole calcolare il cedimento a lungo termine (t > 3 anni)	30	(anni)		
OCR	grado di sovraconsolidazione	1.0	(-)		

n° strato	ΔH (m)	H (m)	γ _n (kN/m ³)	N _{SPT} (colpi / piede)	Sabbie limose = 0 Sabbie = 1 Sabbia-Ghiaiosa; Ghiaia = 2
1	2.5	2.5	19.0	14	2
2	2.5	5.0	19.0	23	2
3	1.0	6.0	19.0	30	2
4	5.5	11.5	19.0	30	2
5	10.0	21.5	19.0	90	2

ΔH	spessore strato i-esimo
H	quota del letto strato i-esimo
γ _n	peso di volume naturale
N _{SPT}	numero di colpi/piede

RISULTATI			
	Cedimento immediato (cm)	Cedimento al tempo t (cm)	Cedimento totale (cm)
Probabilità 50%	0.3	0.1	0.4
Probabilità 30%	0.4	0.2	0.6
Profondità significativa (diffusione di q' al di sotto del piano di fondazione):			3.77 (m)



Fondazione su cappellaccio

METODO BURLAND-BURBRIDGE

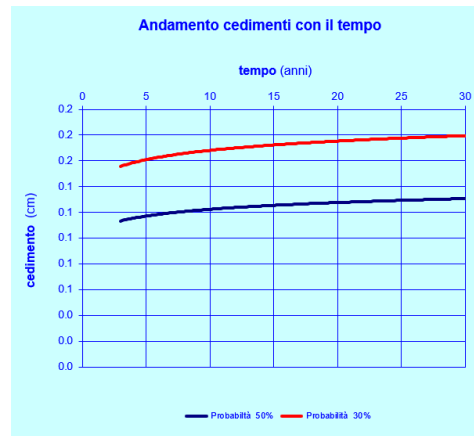
DATI DI INGRESSO

B	larghezza della fondazione	6.0	(m)
L	lunghezza della fondazione	38.4	(m)
z _w	profondità della falda da piano campagna	4.10	(m)
h _f	quota della fondazione da piano campagna	4.10	(m)
q'	pressione efficace lorda alla quota d'imposta della fondazione	103	(kPa)
p	probabilità che il cedimento superi quello calcolato (valore max < 100%)	30	(%)
R ₃ ; R _t	fattori di carico: 0 = carichi statici, 1 = carichi pulsanti	0	(-)
t	Istante di tempo nel quale si vuole calcolare il cedimento a lungo termine (t > 3 anni)	30	(anni)
OCR	grado di sovraconsolidazione	1.0	(-)

n° strato	ΔH (m)	H (m)	γ _n (kN/m³)	N _{SPT} (colpi / piede)	Sabbie limose = 0 Sabbie = 1 Sabbia-Ghialosa; Ghiaia = 2
1	6.1	6.1	19.0	41	2
2	2.0	8.1	19.0	100	2
3	3.0	11.1	19.0	100	2
4	10.0	21.1	19.0	100	2
5	10.0	31.1	19.0	100	2
ΔH	spessore strato i-esimo				
H	quota del letto strato i-esimo				
γ _n	peso di volume naturale				
N _{SPT}	numero di colpi/piede				

RISULTATI

	Cedimento immediato (cm)	Cedimento al tempo t (cm)	Cedimento totale (cm)
Probabilità 50%	0.1	0.0	0.1
Probabilità 30%	0.1	0.1	0.2
Profondità significativa (diffusione di q' al di sotto del piano di fondazione):			3.77 (m)



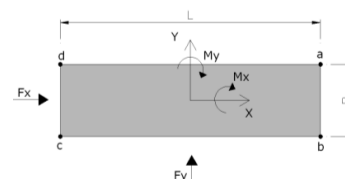
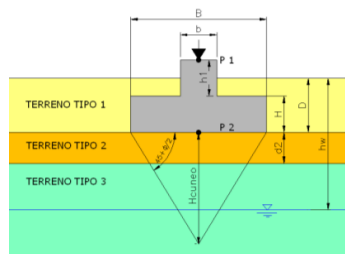
27.2.1.2 Trave laterale filo 05p

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI

PROGETTO Roiano
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto esecutivo
J.N. 1247
DATA 06/2019
DESCRIZIONE Platea Autorimessa

GEOMETRIA FONDAZIONE

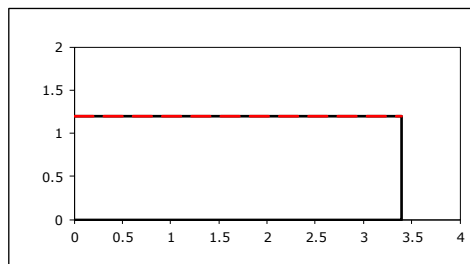
TIPO DI FONDAZIONE :	1	P
(1) Plinto / Platea		
(2) Trave		
L (lato maggiore fondazione)	40	m
B (lato minore fondazione)	3.4	m
H (altezza fondazione)	1.2	m
I (lato maggiore dado)	0	m
b (lato minore dado)	0	m
h1 (altezza dado)	0	m
D (altezza terreno stabilizzante)	1.2	m
γ_{fon} (peso specifico fondazione)	25	kN/mc
γ_{terr} (peso spec. terreno sopra fond.)	19	kN/mc
α (angolo inclinazione fondazione>0)	0	°
β (angolo inclinazione pendio>0)	0	°
Punto Applicazione forze esterne	2	
(1) Forze applicate a quota H+h1 - P1		
(2) Forze applicate a quota fondo scavo - P2		
Braccio Forze esterne	0.0	m
Volume cls fondazione	163	mc
Volume terreno sopra fondazione	0	mc
P.P.1 peso proprio fondazione (k)	4080	kN
P.P.2 peso proprio terreno sopra fondazione (k)	0	kN
P.P.1 + P.P.2	4080	kN



PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO

QUOTA FALDA DA P.C.		
hw (quota falda da p.c. >0)	0	m
TERRENO TIPO 1		
γ_{k1} (peso specifico naturale terreno)	19	kN/mc
TERRENO TIPO 2		
d_2 (spessore strato)	3	m
ϕ_{k2} (angolo di attrito)	35	°
c'_{k2} (coesione efficace)	0	kPa
$C_{u,k2}$ (coesione non drenata)	0	kPa
γ_{k2} (peso specifico naturale)	19	kN/mc
G (modulo di elasticità trasversale)	5000	kPa
TERRENO TIPO 3		
ϕ_{k3} (angolo di attrito)	30	°
c'_{k3} (coesione efficace)	0	kPa
$C_{u,k3}$ (coesione non drenata)	0	kPa
γ_{k3} (peso specifico naturale)	19	kN/mc
G (modulo di elasticità trasversale)	50000	kPa

SEZIONE FONDAZIONE



TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA

$H_{c,uneq}$	3.3	m
$\phi_{k,eq}$	35	°
$c'_{k,eq}$	0	kPa
$C_{u,k,eq}$	0	kPa
$\gamma_{k,eq}$	19	kN/mc
G	8661	kPa

TIPO DI VERIFICA

TIPO DI VERIFICA	1	=>
(1) Drenata	DRENATA	
(2) Non Drenata		
FORMULA PER IL CALCOLO DI N_y	2	
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN	
(2) Brinch - Hansen (1970)		
(3) Vesic (1975)		
(4) Spangler - Handy (1982)		
FATTORI CORRETTIVI	2	
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN	
(2) Brinch - Hansen (1970)		
(3) Vesic (1970)		
VERIFICA IN DIREZIONE	1	
(1) Y (Momento Mxx e forza FY // B)	B	
(2) X (Momento Myy e forza FX // L)		

VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE

$\phi_{k,eq}$	35	°
$c'_{k,eq}$	0	kPa
$C_{u,k,eq}$	0	kPa
$D \cdot \gamma$	10.8	kPa
γ	9	kN/mc
		contributo peso stabilizzante
		contributo forze di attrito

RIEPILOGO VERIFICHE:

(1) D.M. 17/01/2018

	qd (kPa)	qmax (kPa)	verifica
(1) SLE - RARA	291	124	SI
(4) A1+M1+R3	380	186	SI

N.B. Nelle verifiche non drenate utilizzare i coeff. di Brinch - Hansen

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 17/01/2018)

PROGETTO Roiano
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto esecutivo
J.N. 1247
DATA 06/2019
DESCRIZIONE Platea Autorimessa
NORMATIVA (1) D.M. 17/01/2018
COMBINAZIONE (1) SLE - RARA

(1) SLE - RARA

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO
(1) D.M. 17/01/2018
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

D.M.17/01/2018

X (1) SLE - RARA Metodo TA D.M.11/03/1988
• (2) A1+M1+R1 Approccio 1 comb. 1
• (3) A2+M2+R2 Approccio 1 comb. 2
• (4) A1+M1+R3 Approccio 2
• (5) SISMA
• (11) A1+M1+R1 Approccio 1 comb. 1
• (12) A2+M2+R1 Approccio 1 comb. 2
• (13) A1+M1+R2 Approccio 2
• (14) A1+M2+R3 Approccio 3
• (15) SISMA

COMBINAZIONE

Tipo di carico	D.M.17/01/2018					EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2	SISMA		A1	A2	SISMA	
Pesi propri	1	1	1.3	1	1	1.35	1	1	1
Permanenti strutturali	1	1	1.3	1	1	1.35	1	1	1
Permanenti non strutturali	1	1	1.5	1.3	1	1.35	1	1	1
Variabili	1	1	1.5	1.3	1	1.5	1.3	1	1

Parametri terreno	D.M.17/01/2018				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA	
tan ϕ (angolo di attrito)	1	1	1.25	1	1	1.25	1	1.25
c' (coesione apparente)	1	1	1.25	1	1	1.25	1	1.25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1.4	1	1	1.4	1	1.4

Resistenze	D.M.17/01/2018				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3
Capacità portante	3	1	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1
Scorrimento	1.5	1	1.1	1.1	1.1	1	1.1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI
(1) CARICHI CARATTERISTICI
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kNm]	0	0
My [kNm]	0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)
INSERIRE CARICHI!!!

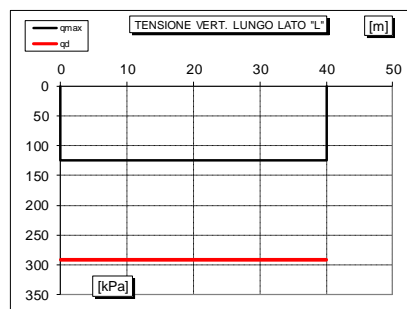
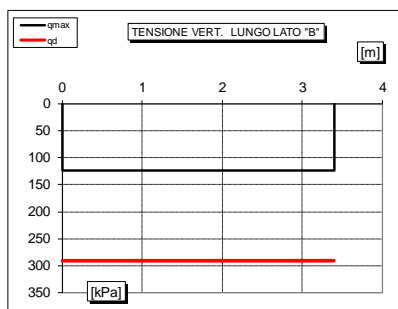
	Gd + Qd
N [kN]	12,800
Fy [kN]	
Mx [kNm]	
Fx [kNm]	
My [kNm]	

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p fond. + p.p ter. (k)	[kN]	4,080
p.p fond. + p.p ter. (d)	[kN]	4,080
N _d	[kN]	12,800
Fy _d	[kN]	0
Mx _d	[kNm]	0
Fx _d	[kN]	0
My _d	[kNm]	0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

N _{tot}	[kN]	16,880
Fy _{tot}	[kN]	0
Mx _{tot}	[kNm]	0
Fx _{tot}	[kN]	0
My _{tot}	[kNm]	0
ex = Mx / N _{tot} (lungo lato B)		0.00
REAGENTE		0.57
ey = My / N _{tot} (lungo lato L)		0.00
REAGENTE		6.67



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI

$\phi_{k,eq}$ (angolo di attrito)	[°]	35
c' $\phi_{k,eq}$ (coesione apparente)	[kPa]	0
Cu $\phi_{k,eq}$ (coesione non drenata)	[kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO

ϕ_d (angolo di attrito)	[°]	35
c' ϕ_d (coesione apparente)	[kPa]	0
Cu ϕ_d (coesione non drenata)	[kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE

Nc PRANDTL (1921)	44.51
Nq PRANDTL (1921)	31.72
N _γ	31.80

TIPO DI FONDAZIONE

TIPO DI VERIFICA

CALCOLO DI N_y

FATTORI CORRETTIVI

DIREZIONE DI CALCOLO

FATTORI SISMICI

PUNZONAMENTO

I_r (indice di rigidezza)

I_{cr} (indice critico)

FORMULA GENERALE :

$$q_{ult} = c N_{c,i} d_{c,c} g_{c,z} \Psi_c + q N_{q,i} d_{q,q} g_{q,z} \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma,i} d_{\gamma,\gamma} g_{\gamma,z} \Psi_\gamma$$

FATTORI CORRETTIVI

Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1.06	Sq	1.06	Sy	0.97
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	Id	1.00	Iq	1.00	Iy	1.00
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	Dc	1.14	Dq	1.21	Dy	1.00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	Bc	1.00	Bq	1.00	By	1.00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	Gc	1.00	Gq	1.00	Gy	1.00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	Zc	0.98	Zq	0.96	Zy	0.96
Fattori di punzonamento	VESIC	⇒	Ψc	1.00	Ψq	1.00	Ψy	1.00

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	0	\Rightarrow	q _{ult} (A+B+C)	874 kPa
(B) Componente per sovracc - Nq [kPa]	422		q _d (q _{ult} /FS)	291 kPa
(C) Componente per attrito - N _γ [kPa]	452		q _{ult} (q _{ult} x B' x L')	118,834 kN
			Q _d (Q _{ult} /FS)	39,611 kN

q _d (q _{ult} /FS)	=	291 kPa	>	q _{max}	=	124 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ _d (τ _{ult} /FS)	=	57 kPa	>	τ _{max}	=	0 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M.17/01/2018)

PROGETTO Roiano
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto esecutivo
J.N. 1247
DATA 06/2019
DESCRIZIONE Platea Autorimessa
NORMATIVA (1) D.M. 17/01/2018
COMBINAZIONE (4) A1+M1+R3

(4) A1+M1+R3

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO
(1) D.M. 17/01/2018
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

1

D.M.17/01/2018

(1) SLE - RARA Metodo TA D.M.11/03/1988
(2) A1+M1+R1 Approccio 1 comb. 1
(3) A2+M2+R2 Approccio 1 comb. 2
(4) A1+M1+R3 Approccio 2
(5) SISMA

COMBINAZIONE

4

EC7

(11) A1+M1+R1 Approccio 1 comb. 1
(12) A2+M2+R1 Approccio 1 comb. 2
(13) A1+M1+R2 Approccio 2
(14) A1+M2+R3 Approccio 3
(15) SISMA

Tipo di carico		D.M.17/01/2018				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
		SLE	A1	A2	SISMA	A1	A2	SISMA	
Pesi propri	1.3	1	1.3	1	1	1.35	1	1	
Permanenti strutturali	1.3	1	1.3	1	1	1.35	1	1	
Permanenti non strutturali	1.5	1	1.5	1.3	1	1.35	1	1	
Variabili	1.5	1	1.5	1.3	1	1.5	1.3	1	

Parametri terreno		D.M.17/01/2018				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
		SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA	
tan φ (angolo di attrito)	1	1	1	1.25	1	1	1.25	1	1.25
c' (coesione apparente)	1	1	1	1.25	1	1	1.25	1	1.25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1	1.4	1	1	1.4	1	1.4

Resistenze		D.M.17/01/2018				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
		SLE	R1	R2	R3	R1	R2	R3	SISMA
Capacità portante	2.3	3	1	1.8	2.3	1	1.4	1	1
Scorrimento	1.1	1.5	1	1.1	1.1	1	1.1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI
(1) CARICHI CARATTERISTICI
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

2

CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kNm]	0	0
My [kNm]	0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)

INSERIRE CARICHI!!!

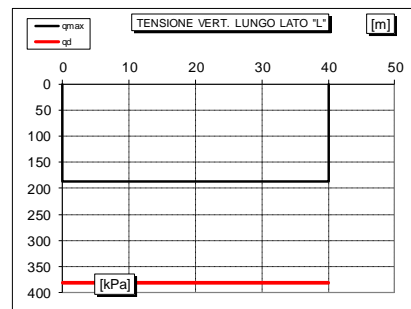
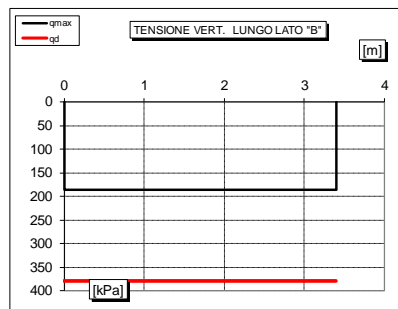
	Gd + Qd
N [kN]	20,000
Fy [kN]	0
Mx [kNm]	0
Fx [kNm]	0
My [kNm]	0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p fond. + p.p ter. (k)	[kN]	4,080
p.p fond. + p.p ter. (d)	[kN]	5,304
N _d	[kN]	20,000
Fy _d	[kN]	0
Mx _d	[kNm]	0
Fx _d	[kN]	0
My _d	[kNm]	0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

N _{tot}	[kN]	25,304
Fy _{tot}	[kN]	0
Mx _{tot}	[kNm]	0
Fx _{tot}	[kN]	0
My _{tot}	[kNm]	0
ex = Mx / N _{tot} (lungo lato B)		0.00
REAGENTE		0.57
ey = My / N _{tot} (lungo lato L)		0.00
REAGENTE		6.67



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI		
φ _{k,eq} (angolo di attrito)	[°]	35
c' _{k,eq} (coesione apparente)	[kPa]	0
c _{u,k,eq} (coesione non drenata)	[kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO		
φ _d (angolo di attrito)	[°]	35
c' _d (coesione apparente)	[kPa]	0
c _{u,d} (coesione non drenata)	[kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE		
Nc PRANDTL (1921)		44.51
Nq PRANDTL (1921)		31.72
Nγ		31.80

TIPO DI FONDAZIONE

TIPO DI VERIFICA

CALCOLO DI N_y

FATTORI CORRETTIVI

DIREZIONE DI CALCOLO

FATTORI SISMICI

PUNZONAMENTO

I_r (indice di rigidezza)

I_{cr} (indice critico)

FORMULA GENERALE :

$$q_{ult} = c N_{c,i} d_{c,c} g_{c,z} \Psi_c + q N_{q,i} d_{q,q} g_{q,z} \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma,i} d_{\gamma,\gamma} g_{\gamma,z} \Psi_\gamma$$

FATTORI CORRETTIVI

Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1.06	Sq	1.06	Sγ	0.97
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	Id	1.00	Iq	1.00	Iγ	1.00
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	Dc	1.14	Dq	1.21	Dγ	1.00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	Bc	1.00	Bq	1.00	Bγ	1.00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	Gc	1.00	Gq	1.00	Gγ	1.00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	Zc	0.98	Zq	0.96	Zγ	0.96
Fattori di punzonamento	VESIC	⇒	Ψc	1.00	Ψq	1.00	Ψγ	1.00

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	0	⇒	q _{ult} (A+B+C)	874 kPa
(B) Componente per sovracc - Nq [kPa]	422	⇒	q _d (q _{ult} /FS)	380 kPa
(C) Componente per attrito - Nγ [kPa]	452	⇒	q _{ult} (q _{ult} x B' x L')	118,834 kN
			q _d (q _{ult} /FS)	51,667 kN

q _d (q _{ult} /FS)	=	380 kPa	>	q _{max}	=	186 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ _d (τ _{ult} /FS)	=	117 kPa	>	τ _{max}	=	0 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M.17/01/2018)

PROGETTO Roiano
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto esecutivo
J.N. 1247
DATA 06/2019
DESCRIZIONE Platea Autorimessa
NORMATIVA (1) D.M. 17/01/2018
COMBINAZIONE (5) SISMA

(5) SISMA

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO
(1) D.M. 17/01/2018
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

COMBINAZIONE

OK

Tipo di carico		D.M.17/01/2018				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
		SLE	A1	A2	SISMA	A1	A2	SISMA	
Pesi propri	1	1	1.3	1	1	1.35	1	1	
Permanenti strutturali	1	1	1.3	1	1	1.35	1	1	
Permanenti non strutturali	1	1	1.5	1.3	1	1.35	1	1	
Variabili	1	1	1.5	1.3	1	1.5	1.3	1	

Parametri terreno		D.M.17/01/2018				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
		SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA	
$\tan \phi$ (angolo di attrito)	1	1	1	1.25	1	1	1.25	1	1.25
c' (coesione apparente)	1	1	1	1.25	1	1	1.25	1	1.25
C_u (resistenza non drenata)	1	1	1	1.4	1	1	1.4	1	1.4

Resistenze		D.M.17/01/2018				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
		SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3
Capacità portante	2.3	3	1	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1
Scorrimento	1.1	1.5	1	1.1	1.1	1.1	1	1.1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI
(1) CARICHI CARATTERISTICI
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p. fond. + p.p. ter. (k) [kN] 4,080
p.p. fond. + p.p. ter. (d) [kN] 4,080
 N_d [kN] 8,000
 $F_{y,d}$ [kN] 0
 $M_{x,d}$ [kNm] 0
 $F_{x,d}$ [kN] 0
 $M_{y,d}$ [kNm] 0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

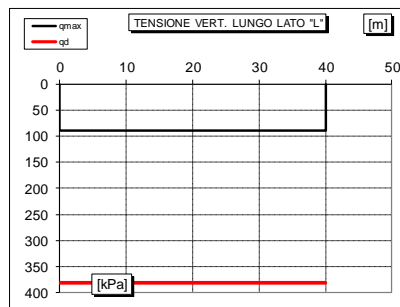
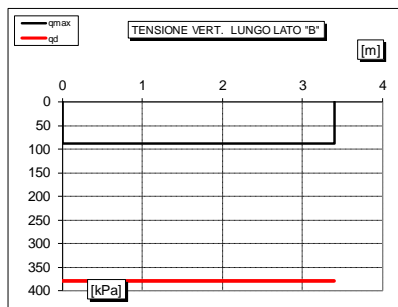
N_{tot} [kN] 12,080
 $F_{y,tot}$ [kN] 0
 $M_{x,tot}$ [kNm] 0
 $F_{x,tot}$ [kN] 0
 $M_{y,tot}$ [kNm] 0
 $ex = M_x / N_{tot}$ (lungo lato B) 0.00
REAGENTE 0.57
 $ey = M_y / N_{tot}$ (lungo lato L) 0.00
REAGENTE 6.67

CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kNm]	0	0
My [kNm]	0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)

	Gd + Qd
N [kN]	8,000
Fy [kN]	0
Mx [kNm]	0
Fx [kNm]	0
My [kNm]	0



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI	
$\phi_{k,eq}$ (angolo di attrito) [°]	35
$c'_{k,eq}$ (coesione apparente) [kPa]	0
$C_{u,k,eq}$ (coesione non drenata) [kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO	
ϕ_d (angolo di attrito) [°]	35
c'_d (coesione apparente) [kPa]	0
$C_{u,d}$ (coesione non drenata) [kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE	
N_c PRANDTL (1921)	44.51
N_q PRANDTL (1921)	31.72
N_γ	31.80

TIPO DI FONDAZIONE	1	P
TIPO DI VERIFICA	1	DRENATA
CALCOLO DI N_γ	2	BRINCH - HANSEN
FATTORI CORRETTIVI	2	BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO	1	B
FATTORI SISMICI	1	SI
PUNZONAMENTO		
I_r (indice di rigidezza)	481	\Rightarrow Fattori di punzonamento = 1
I_{cr} (indice critico)	250	
FORMULA GENERALE :		
$q_{ult} = c N_{s,c} i_d b c_c z_c \Psi_c + q N_{s,q} i_d b q_c z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{s,\gamma} i_d b \gamma_c z_\gamma \Psi_\gamma$		

FATTORI CORRETTIVI								
Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1.06	Sq	1.06	Sγ	0.97
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	Ic	1.00	Iq	1.00	γ	1.00
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	Dc	1.14	Dq	1.21	Dγ	1.00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	Bc	1.00	Bq	1.00	Bγ	1.00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	Gc	1.00	Gq	1.00	Gγ	1.00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	Zc	0.98	Zq	0.96	Zγ	0.96
Fattori di punzonamento	VFSIC	⇒	Ψc	1.00	Ψq	1.00	Ψγ	1.00

(A) Componente per coesione - N_c [kPa]	0	\Rightarrow	$q_{ult} (A+B+C)$	874 kPa
(B) Componente per sovracc. - N_q [kPa]	422		$q_d (q_{ult}/FS)$	380 kPa
(C) Componente per attrito - N_γ [kPa]	452		$Q_{ult} (q_{ult} \times B' \times L')$	118,834 kN
			$Q_d (Q_{ult}/FS)$	51,667 kN

$q_d (q_{ult}/FS)$	=	380 kPa	>	q_{max}	=	89 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
$\tau_d (\tau_{ult}/FS)$	=	56 kPa	>	τ_{max}	=	0 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

27.2.1.2.1.1 Calcolo dei cedimenti verticali

Si considerano tutti gli scenari possibili ovvero fondazione sul flysch alterato/cappellaccio di alterazione oppure assenza dello strato litoide.

Il cedimento stimato medio con il metodo di Burland-Burbidge è di circa 7 mm per una pressione di 124 kPa nel caso della fondazione sui depositi ghiaiosi e di 2 mm nel caso in cui la fondazione poggi sul cappellaccio di alterazione. Dalla stima dei cedimenti si ottiene una K di Winkler pari a 2 kg/cm³.

Tali cedimenti sono ritenuti accettabile sia dal punto di vista statico che funzionale.
I cedimenti differenziali sono quindi contenuti e accettabili.

Flysch assente

E.4. FORMULE SPEDITIVE

METODO BURLAND-BURBIDGE

DATI DI INGRESSO

B	larghezza della fondazione	3.4	(m)
L	lunghezza della fondazione	40.0	(m)
z_w	profondità della falda da piano campagna	4.00	(m)
h_f	quota della fondazione da piano campagna	4.00	(m)
q'	pressione efficace lorda alla quota d'imposta della fondazione	124	(kPa)
p	probabilità che il cedimento superi quello calcolato (valore max < 100%)	30	(%)
R_s; R_t	fattori di carico: 0 = carichi statici, 1 = carichi pulsanti	0	(-)
t	Istante di tempo nel quale si vuole calcolare il cedimento a lungo termine (t > 3 anni)	30	(anni)
OCR	grado di sovraconsolidazione	1.0	(-)

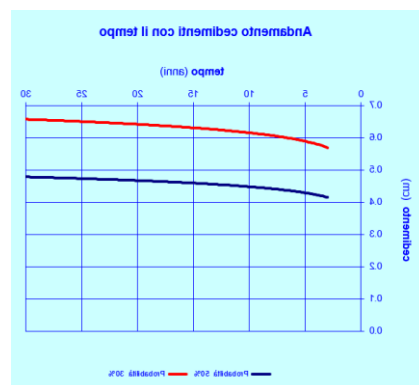
n° strato	ΔH (m)	H (m)	γ _n (kN/m ³)	N _{SPT} (colpi / piede)	Sabbie limose = 0 Sabbie = 1 Sabbia-Ghiaiosa; Ghiaia = 2
1	2.5	2.5	19.0	14	2
2	2.5	5.0	19.0	23	2
3	1.0	6.0	19.0	30	2
4	5.5	11.5	19.0	30	2
5	10.0	21.5	19.0	90	2

ΔH spessore strato i-esimo
 H quota del letto strato i-esimo
 γ_n peso di volume naturale
 N_{SPT} numero di colpi/piede

RISULTATI

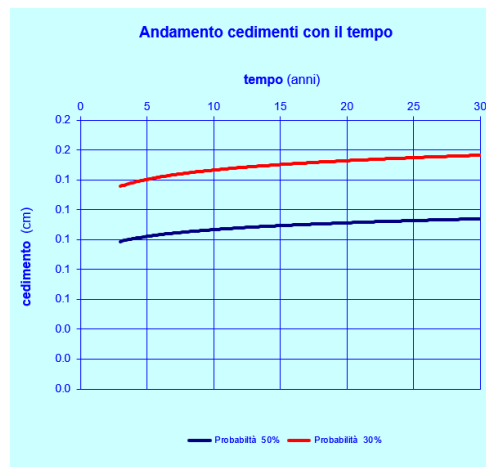
	Cedimento immediato (cm)	Cedimento al tempo t (cm)	Cedimento totale (cm)
Probabilità 50%	0.3	0.2	0.5
Probabilità 30%	0.4	0.2	0.7

Profondità significativa (diffusione di q' al di sotto del piano di fondazione): 2.42 (m)



Fondazione su cappellaccio

METODO BURLAND-BURBIDGE					
DATI DI INGRESSO					
B	larghezza della fondazione	3.4	(m)		
L	lunghezza della fondazione	40.0	(m)		
z_w	profondità della falda da piano campagna	4.00	(m)		
h_f	quota della fondazione da piano campagna	4.00	(m)		
q'	pressione efficace lorda alla quota d'imposta della fondazione	124	(kPa)		
p	probabilità che il cedimento superi quello calcolato (valore max < 100%)	30	(%)		
R_s; R	fattori di carico: 0 = carichi statici, 1 = carichi pulsanti	0	(-)		
t	Istante di tempo nel quale si vuole calcolare il cedimento a lungo termine (t > 3 anni)	30	(anni)		
OCR	grado di sovraconsolidazione	1.0	(-)		
n° strato	ΔH (m)	H (m)	γ_n (kN/m³)	N_{SPT} (colpi / piede)	Sabbie limose = 0 Sabbie = 1 Sabbia-Ghiaiosa; Ghiaia = 2
1	5.0	5.0	19.0	41	2
2	2.0	7.0	19.0	100	2
3	3.0	10.0	19.0	100	2
4	10.0	20.0	19.0	100	2
5	10.0	30.0	19.0	100	2
ΔH	spessore strato i-esimo				
H	quota del letto strato i-esimo				
γ _n	peso di volume naturale				
N _{SPT}	numero di colpi/piede				
RISULTATI					
	Cedimento immediato (cm)	Cedimento al tempo t (cm)	Cedimento totale (cm)		
Probabilità 50%	0.1	0.0	0.1		
Probabilità 30%	0.1	0.1	0.2		
Profondità significativa (diffusione di q' al di sotto del piano di fondazione):			2.42 (m)		



27.2.1.3 Trave laterale filo 06p

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI

PROGETTO Roiano
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto esecutivo
J.N. 1247
DATA 06/2019
DESCRIZIONE Platea Autorimessa

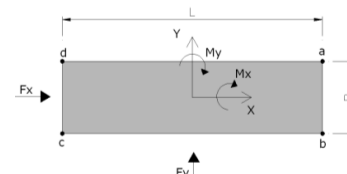
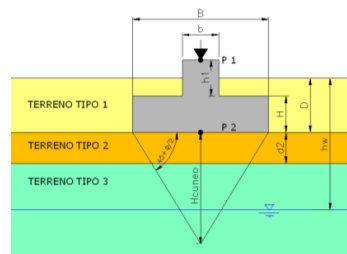
GEOMETRIA FONDAZIONE

TIPO DI FONDAZIONE :	1	P
(1) Plinto / Platea		
(2) Trave		
L (lato maggiore fondazione)	32	m
B (lato minore fondazione)	2	m
H (altezza fondazione)	1.2	m
I (lato maggiore dado)	0	m
b (lato minore dado)	0	m
h1 (altezza dado)	0	m
D (altezza terreno stabilizzante)	1.2	m
γ_{fon} (peso specifico fondazione)	25	kN/mc
γ_{terr} (peso spec. terreno sopra fond.)	19	kN/mc
α (angolo inclinazione fondazione>0)	0	°
β (angolo inclinazione pendio>0)	0	°
a_g/g (accelerazione sismica orizz.)	0.134	
S (coeff. stratigrafico)	1.2	

Punto Applicazione forze esterne

- (1) Forze applicate a quota H+h1 - P1
(2) Forze applicate a quota fondo scavo - P2

Braccio Forze esterne	1.2	m
Volume cls fondazione	77	mc
Volume terreno sopra fondazione	0	mc
P.P.1 peso proprio fondazione (k)	1920	kN
P.P.2 peso proprio terreno sopra fondazione (k)	0	kN
P.P.1 + P.P.2	1920	kN



PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO

QUOTA FALDA DA P.C.		
hw (quota falda da p.c. >0)	0	m

TERRENO TIPO 1

γ_{k1} (peso specifico naturale terreno)	19	kN/mc
---	-----------	-------

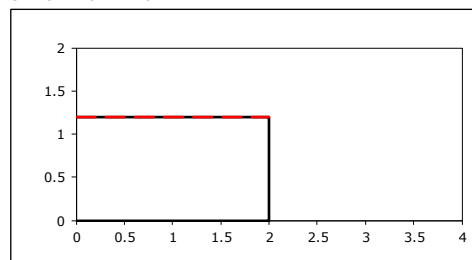
TERRENO TIPO 2

d2 (spessore strato)	3	m
ϕ'_{k2} (angolo di attrito)	35	°
c'_{k2} (coesione efficace)	0	kPa
$c_{u,k2}$ (coesione non drenata)	0	kPa
γ_{k2} (peso specifico naturale)	19	kN/mc
G (modulo di elasticità trasversale)	5000	kPa

TERRENO TIPO 3

ϕ'_{k3} (angolo di attrito)	30	°
c'_{k3} (coesione efficace)	0	kPa
$c_{u,k3}$ (coesione non drenata)	0	kPa
γ_{k3} (peso specifico naturale)	19	kN/mc
G (modulo di elasticità trasversale)	50000	kPa

SEZIONE FONDAZIONE



TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA

H_{cuneo}	1.9	m
$\phi'_{k,eq}$	35	°
$c'_{k,eq}$	0	kPa
$c_{u,k,eq}$	0	kPa
$\gamma_{k,eq}$	19	kN/mc
G	5000	kPa

TIPO DI VERIFICA

TIPO DI VERIFICA	1	=>
(1) Drenata	DRENATA	
(2) Non Drenata		

FORMULA PER IL CALCOLO DI N_y

(1) Meyerhof (1963)	2
(2) Brinch - Hansen (1970)	BRINCH - HANSEN
(3) Vesic (1975)	
(4) Spangler - Handy (1982)	

FATTORI CORRETTIVI

(1) Meyerhof (1963)	2
(2) Brinch - Hansen (1970)	BRINCH - HANSEN
(3) Vesic (1970)	

VERIFICA IN DIREZIONE

- (1) Y (Momento Mxx e forza FY // B)
(2) X (Momento Myy e forza FX // L)

VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE

$\phi'_{k,eq}$	35	°
$c'_{k,eq}$	0	kPa
$c_{u,k,eq}$	0	kPa
$D \cdot \gamma$	10.8	kPa
γ	9	kN/mc
		contributo peso stabilizzante
		contributo forze di attrito

RIEPILOGO VERIFICHE:

(1) D.M. 17/01/2018

	qd (kPa)	qmax (kPa)	verifica
(1) SLE - RARA	246	165	S1
(4) A1+M1+R3	321	182	S1

N.B. Nelle verifiche non drenate utilizzare i coeff. di Brinch - Hansen

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 17/01/2018)

PROGETTO Roiano
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto esecutivo
J.N. 1247
DATA 06/2019
DESCRIZIONE Platea Autorimessa
NORMATIVA (1) D.M. 17/01/2018
COMBINAZIONE (1) SLE - RARA

(1) SLE - RARA

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO
(1) D.M. 17/01/2018
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

COMBINAZIONE

D.M.17/01/2018

EC7

X
(1) SLE - RARA Metodo TA D.M.11/03/1988
(2) A1+M1+R1 Approccio 1 comb. 1
(3) A2+M2+R2 Approccio 1 comb. 2
(4) A1+M1+R3 Approccio 2
(5) SISMA
(11) A1+M1+R1 Approccio 1 comb. 1
(12) A2+M2+R1 Approccio 1 comb. 2
(13) A1+M1+R2 Approccio 2
(14) A1+M2+R3 Approccio 3
(15) SISMA

Tipo di carico	D.M.17/01/2018					EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2	SISMA		A1	A2	SISMA	
Pesi propri	1	1.3	1	1		1.35	1	1	
Permanenti strutturali	1	1.3	1	1		1.35	1	1	
Permanenti non strutturali	1	1.5	1.3	1		1.35	1	1	
Variabili	1	1.5	1.3	1		1.5	1.3	1	

Parametri terreno	D.M.17/01/2018				SISMA	EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	M1	M2			M1	M2		SISMA
tan ϕ (angolo di attrito)	1	1	1.25		1	1	1.25		1.25
c' (coesione apparente)	1	1	1.25		1	1	1.25		1.25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1.4		1	1	1.4		1.4

Resistenze	D.M.17/01/2018				SISMA	EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	R1	R2	R3		R1	R2	R3	SISMA
Capacità portante	3	1	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1	1
Scorrimento	1.5	1	1.1	1.1	1.1	1	1.1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI
(1) CARICHI CARATTERISTICI
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p. fond. + p.p. ter. (k) [kN] 1,920
p.p. fond. + p.p. ter. (d) [kN] 1,920
N_d [kN] 8,640
F_{yd} [kN] 0
M_{xd} [kNm] 0
F_{xd} [kN] 0
M_{yd} [kNm] 0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

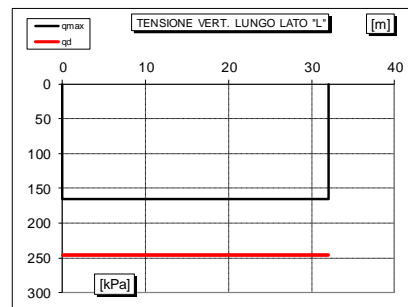
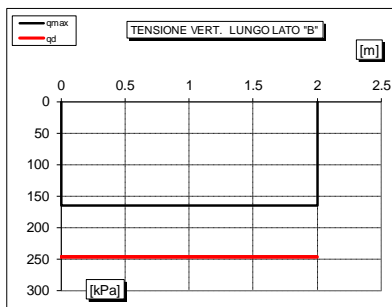
N_{tot} [kN] 10,560
F_{y tot} [kN] 0
M_{x tot} [kNm] 0
F_{x tot} [kN] 0
M_{y tot} [kNm] 0
ex = M_x / N_{tot} (lungo lato B) 0.00
REAGENTE 0.33
ey = M_y / N_{tot} (lungo lato L) 0.00
REAGENTE 5.33

CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kNm]	0	0
My [kNm]	0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)

	Gd + Qd
N [kN]	8,640
Fy [kN]	0
Mx [kNm]	0
Fx [kNm]	0
My [kNm]	0



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI	
$\phi_{k,eq}$ (angolo di attrito) [°]	35
c' $\phi_{k,eq}$ (coesione apparente) [kPa]	0
Cu $\phi_{k,eq}$ (coesione non drenata) [kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO	
ϕ_d (angolo di attrito) [°]	35
c' ϕ_d (coesione apparente) [kPa]	0
Cu ϕ_d (coesione non drenata) [kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE	
Nc PRANDTL (1921)	46.18
Nq PRANDTL (1921)	33.36
N _y	34.01

TIPO DI FONDAZIONE

1 P

TIPO DI VERIFICA

1 DRENATA

CALCOLO DI N_y

2 BRINCH - HANSEN

FATTORI CORRETTIVI

2 BRINCH - HANSEN

DIREZIONE DI CALCOLO

1 B

FATTORI SISMICI

1 SI

PUNZONAMENTO

I_r (indice di rigidità) 360

I_{cr} (indice critico) 269

⇒ Fattori di punzonamento = 1

FORMULA GENERALE :

$$q_{ult} = c N_{c,i} d_{c,i} b_c g_{c,i} z_{c,i} \Psi_{c,i} + q N_{q,i} d_{q,i} b_q g_{q,i} z_{q,i} \Psi_{q,i} + \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma,i} d_{\gamma,i} b_{\gamma,i} g_{\gamma,i} z_{\gamma,i} \Psi_{\gamma,i}$$

FATTORI CORRETTIVI		⇒		Sc		Sq		Sy	
Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒		1.05		1.04		0.98	
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒		1.00		1.00		1.00	
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒		1.24		1.36		1.00	
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒		1.00		1.00		1.00	
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒		1.00		1.00		1.00	
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒		0.95		0.91		0.91	
Fattori di punzonamento	VESIC	⇒		1.00		1.00		1.00	

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	0	⇒	q _{ult} (A+B+C)	739 kPa
(B) Componente per sovracc - Nq [kPa]	466		q _d (q _{ult} /FS)	246 kPa
(C) Componente per attrito - Ny [kPa]	272		q _{ult} (q _{ult} x B' x L')	47,270 kN
			q _d (q _{ult} /FS)	15,757 kN

q _d (q _{ult} /FS)	=	246 kPa	>	q _{max}	=	165 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ _d (τ _{ult} /FS)	=	77 kPa	>	τ _{max}	=	0 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M.17/01/2018)

PROGETTO Roiano
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto esecutivo
J.N. 1247
DATA 06/2019
DESCRIZIONE Platea Autorimessa
NORMATIVA (1) D.M. 17/01/2018
COMBINAZIONE (4) A1+M1+R3

(4) A1+M1+R3

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO
(1) D.M. 17/01/2018
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

COMBINAZIONE

OK

Tipo di carico		D.M.17/01/2018				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
		SLE	A1	A2	SISMA	A1	A2	SISMA	
Pesi propri	1.3	1	1.3	1	1	1.35	1	1	
Permanenti strutturali	1.3	1	1.3	1	1	1.35	1	1	
Permanenti non strutturali	1.5	1	1.5	1.3	1	1.35	1	1	
Variabili	1.5	1	1.5	1.3	1	1.5	1.3	1	

Parametri terreno		D.M.17/01/2018				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
		SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA	
$\tan \phi$ (angolo di attrito)	1	1	1	1.25	1	1	1.25	1	1.25
c' (coesione apparente)	1	1	1	1.25	1	1	1.25	1	1.25
C_u (resistenza non drenata)	1	1	1	1.4	1	1	1.4	1	1.4

Resistenze		D.M.17/01/2018				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
		SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3
Capacità portante	2.3	3	1	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1
Scorrimento	1.1	1.5	1	1.1	1.1	1.1	1	1.1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI
(1) CARICHI CARATTERISTICI
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p. fond. + p.p. ter. (k) [kN] 1,644
p.p. fond. + p.p. ter. (d) [kN] 2,137
 N_d [kN] 10,960
 $F_{y,d}$ [kN] 0
 $M_{x,d}$ [kNm] 0
 $F_{x,d}$ [kN] 0
 $M_{y,d}$ [kNm] 0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

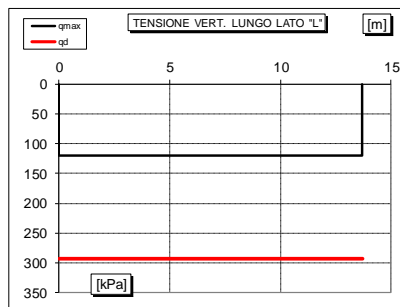
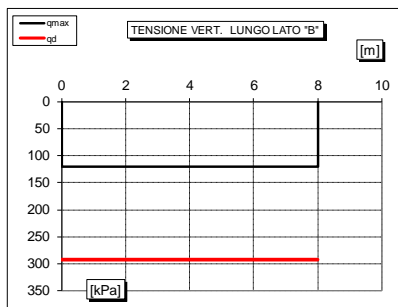
N_{tot} [kN] 13,097
 $F_{y,tot}$ [kN] 0
 $M_{x,tot}$ [kNm] 0
 $F_{x,tot}$ [kN] 0
 $M_{y,tot}$ [kNm] 0
 $e_x = M_x / N_{tot}$ (lungo lato B) 0.00
REAGENTE 1.33
 $e_y = M_y / N_{tot}$ (lungo lato L) 0.00
REAGENTE 2.28

CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kN]	0	0
My [kNm]	0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)
INSERIRE CARICHI!!!

	Gd + Qd
N [kN]	10,960
Fy [kN]	0
Mx [kNm]	0
Fx [kN]	0
My [kNm]	0



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI	
$\phi_{k,eq}$ (angolo di attrito) [°]	32
$c'_{k,eq}$ (coesione apparente) [kPa]	0
$C_{u,k,eq}$ (coesione non drenata) [kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO	
ϕ_d (angolo di attrito) [°]	32
c'_d (coesione apparente) [kPa]	0
$C_{u,d}$ (coesione non drenata) [kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE	
N_c PRANDTL (1921)	35.38
N_q PRANDTL (1921)	23.08
N_γ	20.67

TIPO DI FONDAZIONE	1	P
TIPO DI VERIFICA	1	DRENATA
CALCOLO DI N_γ	2	BRINCH - HANSEN
FATTORI CORRETTIVI	2	BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO	1	B
FATTORI SISMICI	1	SI
PUNZONAMENTO		
I_r (indice di rigidezza)	1255	⇒ Fattori di punzonamento = 1
I_{cr} (indice critico)	119	
FORMULA GENERALE :		
$q_{ult} = c N_{s,c} i_d b_c g_c z_c \Psi_c + q N_{s,q} i_d b_q g_q z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{s,\gamma} i_d b_\gamma g_\gamma z_\gamma \Psi_\gamma$		

FATTORI CORRETTIVI								
Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1.38	Sq	1.36	Sγ	0.77
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	IC	1.00	Iq	1.00	Iγ	1.00
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	Dc	1.03	Dq	1.04	Dγ	1.00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	Bc	1.00	Bq	1.00	Bγ	1.00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	Gc	1.00	Gq	1.00	Gγ	1.00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	Zc	0.95	Zq	0.90	Zγ	0.90
Fattori di punzonamento	VFSIC	⇒	Ψc	1.00	Ψq	1.00	Ψγ	1.00

(A) Componente per coesione - N_c [kPa]	0	$q_{ult} (A+B+C)$	674 kPa
(B) Componente per sovracc. - N_q [kPa]	160	$q_d (q_{ult}/FS)$	293 kPa
(C) Componente per attrito - N_γ [kPa]	514	$Q_{ult} (q_{ult} \times B' \times L')$	73,856 kN
		$Q_d (q_{ult}/FS)$	32,111 kN

$q_d (q_{ult}/FS)$	=	293 kPa	>	q_{max}	=	120 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
$\tau_d (\tau_{ult}/FS)$	=	68 kPa	>	τ_{max}	=	0 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M.17/01/2018)

PROGETTO Roiano
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto esecutivo
J.N. 1247
DATA 06/2019
DESCRIZIONE Platea Autorimessa
NORMATIVA (1) D.M. 17/01/2018
COMBINAZIONE (5) SISMA

(5) SISMA

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO
(1) D.M. 17/01/2018
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

COMBINAZIONE

OK

Tipo di carico		D.M.17/01/2018				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
		SLE	A1	A2	SISMA	A1	A2	SISMA	
Pesi propri	1	1	1.3	1	1	1.35	1	1	1
Permanenti strutturali	1	1	1.3	1	1	1.35	1	1	1
Permanenti non strutturali	1	1	1.5	1.3	1	1.35	1	1	1
Variabili	1	1	1.5	1.3	1	1.5	1.3	1	1

Parametri terreno		D.M.17/01/2018				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
		SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA	
$\tan \phi$ (angolo di attrito)	1	1	1	1.25	1	1	1.25	1	1.25
c' (coesione apparente)	1	1	1	1.25	1	1	1.25	1	1.25
C_u (resistenza non drenata)	1	1	1	1.4	1	1	1.4	1	1.4

Resistenze		D.M.17/01/2018				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
		SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3
Capacità portante	2.3	3	1	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1
Scorrimento	1.1	1.5	1	1.1	1.1	1.1	1	1.1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI
(1) CARICHI CARATTERISTICI
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p fond. + p.p ter. (k) [kN] 1,644
p.p fond. + p.p ter. (d) [kN] 1,644
 N_d [kN] 7,672
 $F_{y,d}$ [kN] 0
 $M_{x,d}$ [kNm] 0
 $F_{x,d}$ [kN] 0
 $M_{y,d}$ [kNm] 0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

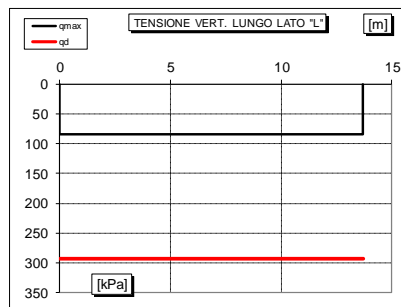
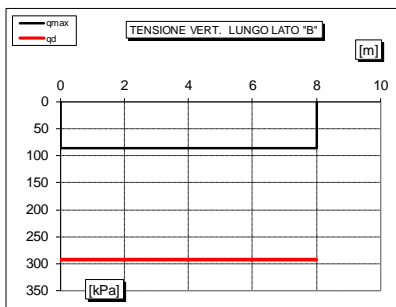
N_{tot} [kN] 9,316
 $F_{y,tot}$ [kN] 0
 $M_{x,tot}$ [kNm] 0
 $F_{x,tot}$ [kN] 0
 $M_{y,tot}$ [kNm] 0
 $e_x = M_x / N_{tot}$ (lungo lato B) 0.00
REAGENTE 1.33
 $e_y = M_y / N_{tot}$ (lungo lato L) 0.00
REAGENTE 2.28

CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kNm]	0	0
My [kNm]	0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)
INSERIRE CARICHI!!!

	Gd + Qd
N [kN]	7,672
Fy [kN]	0
Mx [kNm]	0
Fx [kNm]	0
My [kNm]	0



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI	
$\phi_{k,eq}$ (angolo di attrito) [°]	32
$c'_{k,eq}$ (coesione apparente) [kPa]	0
$C_{u,k,eq}$ (coesione non drenata) [kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO	
ϕ_d (angolo di attrito) [°]	32
c'_d (coesione apparente) [kPa]	0
$C_{u,d}$ (coesione non drenata) [kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE	
N_c PRANDTL (1921)	35.38
N_q PRANDTL (1921)	23.08
N_γ	20.67

TIPO DI FONDAZIONE	1	P
TIPO DI VERIFICA	1	DRENATA
CALCOLO DI N_γ	2	BRINCH - HANSEN
FATTORI CORRETTIVI	2	BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO	1	B
FATTORI SISMICI	1	SI
PUNZONAMENTO		
I_r (indice di rigidezza)	1255	\Rightarrow Fattori di punzonamento = 1
I_{cr} (indice critico)	119	
FORMULA GENERALE :		
$q_{ult} = c N_{s,c} i_d b c_g z_c \Psi_c + q N_{s,q} i_d b q_g z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{s,\gamma} i_d b \gamma_g z_\gamma \Psi_\gamma$		

FATTORI CORRETTIVI								
Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1.38	Sq	1.36	Sγ	0.77
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	IC	1.00	Iq	1.00	Iγ	1.00
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	Dc	1.03	Dq	1.04	Dγ	1.00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	Bc	1.00	Bq	1.00	Bγ	1.00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	Gc	1.00	Gq	1.00	Gγ	1.00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	Zc	0.95	Zq	0.90	Zγ	0.90
Fattori di punzonamento	VESIC	⇒	Ψc	1.00	Ψq	1.00	Ψγ	1.00

(A) Componente per coesione - N_c [kPa]	0	\Rightarrow	$q_{ult} (A+B+C)$	674 kPa
(B) Componente per sovracc. - N_q [kPa]	160		$q_d (q_{ult}/FS)$	293 kPa
(C) Componente per attrito - N_γ [kPa]	514		$Q_{ult} (q_{ult} \times B' \times L')$	73,856 kN
			$Q_d (Q_{ult}/FS)$	32,111 kN

$q_d (q_{ult}/FS)$	=	293 kPa	>	q_{max}	=	85 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
$\tau_d (\tau_{ult}/FS)$	=	48 kPa	>	τ_{max}	=	0 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

27.2.1.3.1.1 Calcolo dei cedimenti verticali

Si considerano tutti gli scenari possibili ovvero fondazione sul flysch alterato/cappellaccio di alterazione oppure assenza dello strato litoide.

La stima del cedimento medio con il metodo di Burland-Burbidge per una pressione di 165 kPa fornisce un valore di 5 mm per i cedimenti immediati e di 2 mm per i cedimenti a lungo termine nel caso della fondazione sui depositi ghiaiosi. Nel caso in cui la fondazione poggi sul cappellaccio di alterazione il cedimento totale è di 2 mm. Dalla stima dei cedimenti e tenendo conto anche degli effetti a lungo termine si ottiene una K di Winkler pari a 2 kg/cm³.

Tali cedimenti sono ritenuti accettabile sia dal punto di vista statico che funzionale.

I cedimenti differenziali sono quindi contenuti e accettabili.

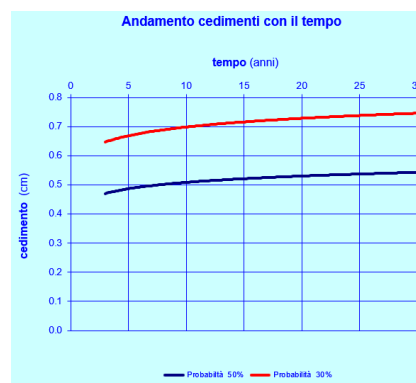
Flysch assente

METODO BURLAND-BURBIDGE					
DATI DI INGRESSO					
B	larghezza della fondazione	2.0	(m)		
L	lunghezza della fondazione	32.0	(m)		
z_w	profondità della falda da piano campagna	4.10	(m)		
h_f	quota della fondazione da piano campagna	4.10	(m)		
q'	pressione efficace lorda alla quota d'impasto della fondazione	165	(kPa)		
p	probabilità che il cedimento superi quello calcolato (valore max < 100%)	30	(%)		
R_s; R	fattori di carico: 0 = carichi statici, 1 = carichi pulsanti	0	(-)		
t	Istante di tempo nel quale si vuole calcolare il cedimento a lungo termine (t > 3 anni)	30	(anni)		
OCR	grado di sovraconsolidazione	1.0	(-)		

n° strato	ΔH (m)	H (m)	γ _n (kN/m ³)	N _{SPT} (colpi / piede)	Sabbie limose = 0 Sabbie = 1 Sabbia-Ghiaiosa; Ghiaia = 2
1	2.5	2.5	19.0	14	2
2	2.5	5.0	19.0	23	2
3	1.0	6.0	19.0	30	2
4	5.5	11.5	19.0	30	2
5	10.0	21.5	19.0	90	2

ΔH	spessore strato i-esimo
H	quota del letto strato i-esimo
γ _n	peso di volume naturale
N _{SPT}	numero di colpi/piede

RISULTATI			
	Cedimento immediato (cm)	Cedimento al tempo t (cm)	Cedimento totale (cm)
Probabilità 50%	0.4	0.2	0.5
Probabilità 30%	0.5	0.2	0.7
Profondità significativa (diffusione di q' al di sotto del piano di fondazione):			1.60 (m)



Fondazione su cappellaccio

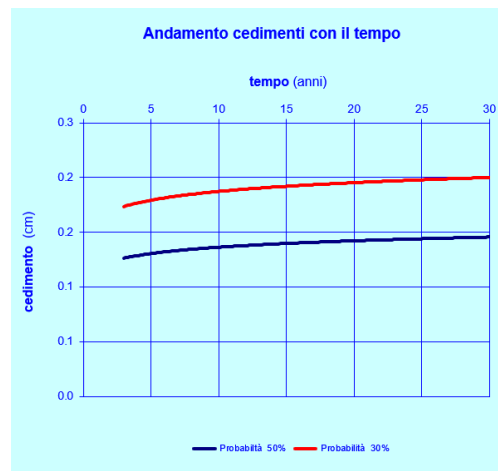
METODO BURLAND-BURBIDGE					
DATI DI INGRESSO					
B	larghezza della fondazione	2.0	(m)		
L	lunghezza della fondazione	32.0	(m)		
z_w	profondità della falda da piano campagna	4.10	(m)		
h_f	quota della fondazione da piano campagna	4.10	(m)		
q'	pressione efficace lorda alla quota d'imposta della fondazione	165	(kPa)		
p	probabilità che il cedimento superi quello calcolato (valore max < 100%)	30	(%)		
R_s; R	fattori di carico: 0 = carichi statici, 1 = carichi pulsanti	0	(-)		
t	Istante di tempo nel quale si vuole calcolare il cedimento a lungo termine (t > 3 anni)	30	(anni)		
OCR	grado di sovraconsolidazione	1.0	(-)		

n° strato	ΔH (m)	H (m)	γ _n (kN/m³)	N _{SPT} (colpi / piede)	Sabbie limose = 0 Sabbie = 1 Sabbia-Ghiaiosa; Ghiaia = 2
1	5.0	5.0	19.0	41	2
2	2.0	7.0	19.0	100	2
3	3.0	10.0	19.0	100	2
4	10.0	20.0	19.0	100	2
5	10.0	30.0	19.0	100	2

ΔH spessore strato i-esimo
H quota del letto strato i-esimo
γ_n peso di volume naturale
N_{SPT} numero di colpi/piede

	Cedimento immediato (cm)	Cedimento al tempo t (cm)	Cedimento totale (cm)
Probabilità 50%	0.1	0.0	0.1
Probabilità 30%	0.1	0.1	0.2

Profondità significativa (diffusione di q' al di sotto del piano di fondazione): 1.60 (m)



27.2.1.4 Platea spessore 600 mm

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI

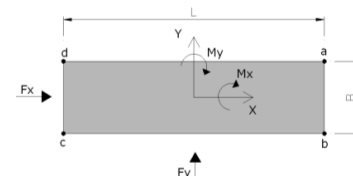
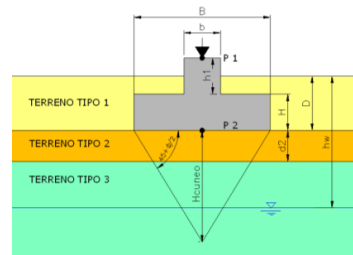
PROGETTO Roiano
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto esecutivo
J.N. 1247
DATA 06/2019
DESCRIZIONE Platea Autorimessa

GEOMETRIA FONDAZIONE

TIPO DI FONDAZIONE :	1	P
(1) Plinto / Platea		
(2) Trave		
L (lato maggiore fondazione)	13.7	m
B (lato minore fondazione)	8	m
H (altezza fondazione)	0.6	m
I (lato maggiore dado)	0	m
b (lato minore dado)	0	m
h1 (altezza dado)	0	m
D (altezza terreno stabilizzante)	0.6	m
γ_{fon} (peso specifico fondazione)	25	kN/mc
γ_{terr} (peso spec. terreno sopra fond.)	19	kN/mc
α (angolo inclinazione fondazione>0)	0	°
β (angolo inclinazione pendio>0)	0	°
a_g/g (accelerazione sismica orizz.)	0.134	
S (coeff. stratigrafico)	1.2	

Punto Applicazione forze esterne
(1) Forze applicate a quota H+h1 - P1
(2) Forze applicate a quota fondo scavo - P2

Braccio Forze esterne	0.6	m
Volume cls fondazione	66	mc
Volume terreno sopra fondazione	0	mc
P.P.1 peso proprio fondazione (k)	1644	kN
P.P.2 peso proprio terreno sopra fondazione (k)	0	kN
P.P.1 + P.P.2	1644	kN



PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO

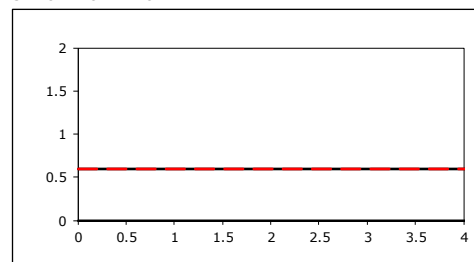
QUOTA FALDA DA P.C.
hw (quota falda da p.c. >0)

TERRENO TIPO 1
γ_{k1} (peso specifico naturale terreno)

TERRENO TIPO 2		
d ₂ (spessore strato)	3	m
φ _{k2} (angolo di attrito)	35	°
c' _{k2} (coesione efficace)	0	kPa
C _{u k2} (coesione non drenata)	0	kPa
γ _{k2} (peso specifico naturale)	19	kN/mc
G (modulo di elasticità trasversale)	5000	kPa

TERRENO TIPO 3		
φ _{k3} (angolo di attrito)	30	°
c' _{k3} (coesione efficace)	0	kPa
C _{u k3} (coesione non drenata)	0	kPa
γ _{k3} (peso specifico naturale)	19	kN/mc
G (modulo di elasticità trasversale)	50000	kPa

SEZIONE FONDAZIONE



TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA

H _{cuneo}	7.7	m
φ _{k,eq}	32	°
c' _{k,eq}	0	kPa
C _{u k,eq}	0	kPa
γ _{k,eq}	19	kN/mc
G	32431	kPa

TIPO DI VERIFICA

TIPO DI VERIFICA
(1) Drenata
(2) Non Drenata

FORMULA PER IL CALCOLO DI N_y
(1) Meyerhof (1963)
(2) Brinch - Hansen (1970)
(3) Vesic (1975)
(4) Spangler - Handy (1982)

FATTORI CORRETTIVI
(1) Meyerhof (1963)
(2) Brinch - Hansen (1970)
(3) Vesic (1970)

VERIFICA IN DIREZIONE
(1) Y (Momento M_{xx} e forza F_y // B)
(2) X (Momento M_{yy} e forza F_x // L)

VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE

φ _{k,eq}	32	°
c' _{k,eq}	0	kPa
C _{u k,eq}	0	kPa
D · γ	5.4	kPa
γ	9	kN/mc

RIEPILOGO VERIFICHE:

(1) D.M. 17/01/2018

	qd (kPa)	q _{max} (kPa)	verifica
(1) SLE - RARA	225	75	SI
(4) A1+M1+R3	293	120	SI

N.B. Nelle verifiche non drenate utilizzare i coeff. di Brinch - Hansen

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 17/01/2018)

PROGETTO Roiano
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto esecutivo
J.N. 1247
DATA 06/2019
DESCRIZIONE Platea Autorimessa
NORMATIVA (1) D.M. 17/01/2018
COMBINAZIONE (1) SLE - RARA

(1) SLE - RARA

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO
(1) D.M. 17/01/2018
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

COMBINAZIONE

D.M.17/01/2018

EC7

X
(1) SLE - RARA
(2) A1+M1+R1
(3) A2+M2+R2
(4) A1+M1+R3
(5) SISMA
(11) A1+M1+R1
(12) A2+M2+R1
(13) A1+M1+R2
(14) A1+M2+R3
(15) SISMA

Metodo TA D.M.11/03/1988
Approccio 1 comb. 1
Approccio 1 comb. 2
Approccio 2
Approccio 1 comb. 1
Approccio 1 comb. 2
Approccio 2
Approccio 3

Tipo di carico	D.M.17/01/2018					EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2		SISMA	A1	A2		SISMA
Pesi propri	1	1.3	1		1	1.35	1		1
Permanenti strutturali	1	1.3	1		1	1.35	1		1
Permanenti non strutturali	1	1.5	1.3		1	1.35	1		1
Variabili	1	1.5	1.3		1	1.5	1.3		1

Parametri terreno	D.M.17/01/2018				SISMA	EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	M1	M2			M1	M2		SISMA
tan ϕ (angolo di attrito)	1	1	1.25		1	1	1.25		1.25
c' (coesione apparente)	1	1	1.25		1	1	1.25		1.25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1.4		1	1	1.4		1.4

Resistenze	D.M.17/01/2018				SISMA	EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	R1	R2	R3		R1	R2	R3	SISMA
Capacità portante	3	1	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1	1
Scorrimento	1.5	1	1.1	1.1	1.1	1	1.1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI
(1) CARICHI CARATTERISTICI
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p. fond. + p.p. ter. (k) [kN] 1,644
p.p. fond. + p.p. ter. (d) [kN] 1,644
N_d [kN] 6,576
F_{yd} [kN] 0
M_{xd} [kNm] 0
F_{xd} [kN] 0
M_{yd} [kNm] 0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

N_{tot} [kN] 8,220
F_{y tot} [kN] 0
M_{x tot} [kNm] 0
F_{x tot} [kN] 0
M_{y tot} [kNm] 0
ex = M_x / N_{tot} (lungo lato B) 0.00
REAGENTE 1.33
ey = M_y / N_{tot} (lungo lato L) 0.00
REAGENTE 2.28

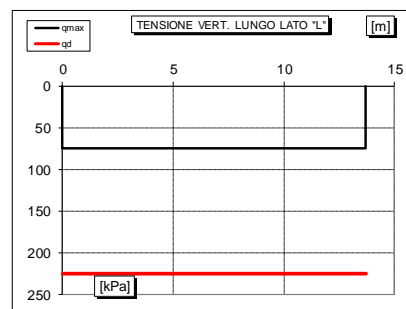
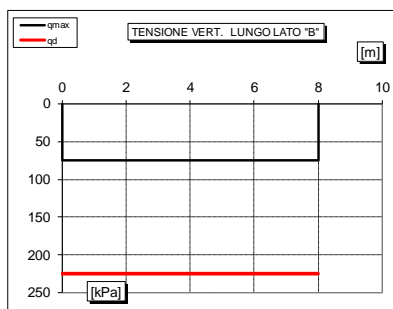
CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kNm]	0	0
My [kNm]	0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)

INSERIRE CARICHI!!!

	Gd + Qd
N [kN]	6,576
Fy [kN]	
Mx [kNm]	
Fx [kNm]	
My [kNm]	



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI	
$\phi_{k,eq}$ (angolo di attrito) [°]	32
c' $\phi_{k,eq}$ (coesione apparente) [kPa]	0
Cu $\phi_{k,eq}$ (coesione non drenata) [kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO	
ϕ_d (angolo di attrito) [°]	32
c' ϕ_d (coesione apparente) [kPa]	0
Cu ϕ_d (coesione non drenata) [kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE	
Nc PRANDTL (1921)	35.38
Nq PRANDTL (1921)	23.08
N _y	20.67

TIPO DI FONDAZIONE	1	P
TIPO DI VERIFICA	1	DRENATA
CALCOLO DI N_y	2	BRINCH - HANSEN
FATTORI CORRETTIVI	2	BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO	1	B
FATTORI SISMICI	1	SI
PUNZONAMENTO		
I _r (indice di rigidità)	1255	⇒ Fattori di punzonamento = 1
I _{cr} (indice critico)	119	
FORMULA GENERALE :		
$q_{ult} = c N_{s,c} i_d c_b g_c z_{\psi_c} + q N_{s,q} i_d q_b g_c z_{\psi_q} + \frac{1}{2} B \gamma N_{s,\gamma} i_d b_g z_{\psi_\gamma}$		

FATTORI CORRETTIVI									
Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1.38	Sq	1.36	Sy	0.77	
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	ic	1.00	Iq	1.00	Iy	1.00	
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	Dc	1.03	Dq	1.04	Dy	1.00	
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	Bc	1.00	Bq	1.00	By	1.00	
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	Gc	1.00	Gq	1.00	Gy	1.00	
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	Zc	0.95	Zq	0.90	Zy	0.90	
Fattori di punzonamento	VESIC	⇒	Ψc	1.00	Ψq	1.00	Ψy	1.00	

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	0	⇒	q _{ult} (A+B+C)	674 kPa
(B) Componente per sovracc - Nq [kPa]	160		q _d (q _{ult} /FS)	225 kPa
(C) Componente per attrito - Ny [kPa]	514		q _{ult} (q _{ult} x B' x L')	73,856 kN
			q _d (q _{ult} /FS)	24,619 kN

q _d (q _{ult} /FS)	=	225 kPa	>	q _{max}	=	75 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ _d (τ _{ult} /FS)	=	31 kPa	>	τ _{max}	=	0 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M.17/01/2018)

PROGETTO Roiano
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto esecutivo
J.N. 1247
DATA 06/2019
DESCRIZIONE Platea Autorimessa
NORMATIVA (1) D.M. 17/01/2018
COMBINAZIONE (4) A1+M1+R3

(4) A1+M1+R3

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO
(1) D.M. 17/01/2018
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

COMBINAZIONE

OK

Tipo di carico		D.M.17/01/2018				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
		SLE	A1	A2	SISMA	A1	A2	SISMA	
Pesi propri	1.3	1	1.3	1	1	1.35	1	1	1
Permanenti strutturali	1.3	1	1.3	1	1	1.35	1	1	1
Permanenti non strutturali	1.5	1	1.5	1.3	1	1.35	1	1	1
Variabili	1.5	1	1.5	1.3	1	1.5	1.3	1	1

Parametri terreno		D.M.17/01/2018				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
		SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA	
$\tan \phi$ (angolo di attrito)	1	1	1	1.25	1	1	1.25	1	1.25
c' (coesione apparente)	1	1	1	1.25	1	1	1.25	1	1.25
C_u (resistenza non drenata)	1	1	1	1.4	1	1	1.4	1	1.4

Resistenze		D.M.17/01/2018				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
		SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3
Capacità portante	2.3	3	1	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1
Scorrimento	1.1	1.5	1	1.1	1.1	1.1	1	1.1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI
(1) CARICHI CARATTERISTICI
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p. fond. + p.p. ter. (k) [kN] 1,644
p.p. fond. + p.p. ter. (d) [kN] 2,137
 N_d [kN] 10,960
 $F_{y,d}$ [kN] 0
 $M_{x,d}$ [kNm] 0
 $F_{x,d}$ [kN] 0
 $M_{y,d}$ [kNm] 0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

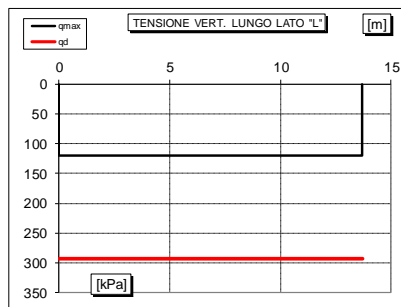
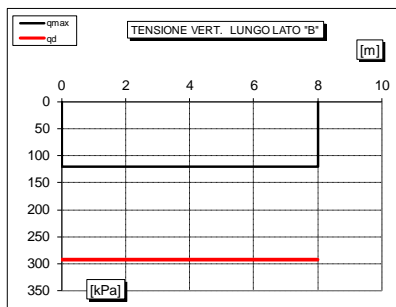
N_{tot} [kN] 13,097
 $F_{y,tot}$ [kN] 0
 $M_{x,tot}$ [kNm] 0
 $F_{x,tot}$ [kN] 0
 $M_{y,tot}$ [kNm] 0
 $ex = M_x / N_{tot}$ (lungo lato B) 0.00
REAGENTE 1.33
 $ey = M_y / N_{tot}$ (lungo lato L) 0.00
REAGENTE 2.28

CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kN]	0	0
My [kNm]	0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)
INSERIRE CARICHI!!!

	Gd + Qd
N [kN]	10,960
Fy [kN]	0
Mx [kNm]	0
Fx [kN]	0
My [kNm]	0



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI	
$\phi_{k,eq}$ (angolo di attrito) [°]	32
$c'_{k,eq}$ (coesione apparente) [kPa]	0
$C_{u,k,eq}$ (coesione non drenata) [kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO	
ϕ_d (angolo di attrito) [°]	32
c'_d (coesione apparente) [kPa]	0
$C_{u,d}$ (coesione non drenata) [kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE	
N_c PRANDTL (1921)	35.38
N_q PRANDTL (1921)	23.08
N_γ	20.67

TIPO DI FONDAZIONE	1	P
TIPO DI VERIFICA	1	DRENATA
CALCOLO DI N_y	2	BRINCH - HANSEN
FATTORI CORRETTIVI	2	BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO	1	B
FATTORI SISMICI	1	SI
PUNZONAMENTO		
I_r (indice di rigidezza)	1255	⇒ Fattori di punzonamento = 1
I_{cr} (indice critico)	119	
FORMULA GENERALE :		
$q_{ult} = c N_{s,c} i_d b_c g_c z_c \Psi_c + q N_{s,q} i_d b_q g_q z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{s,\gamma} i_d b_\gamma g_\gamma z_\gamma \Psi_\gamma$		

FATTORI CORRETTIVI								
Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1.38	Sq	1.36	Sγ	0.77
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	IC	1.00	Iq	1.00	Iγ	1.00
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	Dc	1.03	Dq	1.04	Dγ	1.00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	Bc	1.00	Bq	1.00	Bγ	1.00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	Gc	1.00	Gq	1.00	Gγ	1.00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	Zc	0.95	Zq	0.90	Zγ	0.90
Fattori di punzonamento	VFSIC	⇒	Ψc	1.00	Ψq	1.00	Ψγ	1.00

(A) Componente per coesione - N_c [kPa]	0	$q_{ult} (A+B+C)$	674 kPa
(B) Componente per sovracc. - N_q [kPa]	160		293 kPa
(C) Componente per attrito - N_γ [kPa]	514		73,856 kN
			32,111 kN

$q_d (q_{ult}/F_s)$	=	293 kPa	>	q_{max}	=	120 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
$\tau_d (\tau_{ult}/F_s)$	=	68 kPa	>	τ_{max}	=	0 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M.17/01/2018)

PROGETTO Roiano
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto esecutivo
J.N. 1247
DATA 06/2019
DESCRIZIONE Platea Autorimessa
NORMATIVA (1) D.M. 17/01/2018
COMBINAZIONE (5) SISMA

(5) SISMA

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO
(1) D.M. 17/01/2018
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

COMBINAZIONE

OK

Tipo di carico		D.M.17/01/2018				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
		SLE	A1	A2	SISMA	A1	A2	SISMA	
Pesi propri	1	1	1.3	1	1	1.35	1	1	1
Permanenti strutturali	1	1	1.3	1	1	1.35	1	1	1
Permanenti non strutturali	1	1	1.5	1.3	1	1.35	1	1	1
Variabili	1	1	1.5	1.3	1	1.5	1.3	1	1

Parametri terreno		D.M.17/01/2018				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
		SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA	
$\tan \phi$ (angolo di attrito)	1	1	1	1.25	1	1	1.25	1	1.25
c' (coesione apparente)	1	1	1	1.25	1	1	1.25	1	1.25
C_u (resistenza non drenata)	1	1	1	1.4	1	1	1.4	1	1.4

Resistenze		D.M.17/01/2018				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
		SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3
Capacità portante	2.3	3	1	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1
Scorrimento	1.1	1.5	1	1.1	1.1	1.1	1	1.1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI
(1) CARICHI CARATTERISTICI
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p fond. + p.p ter. (k) [kN] 1,644
p.p fond. + p.p ter. (d) [kN] 1,644
 N_d [kN] 7,672
 $F_{y,d}$ [kN] 0
 $M_{x,d}$ [kNm] 0
 $F_{x,d}$ [kN] 0
 $M_{y,d}$ [kNm] 0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

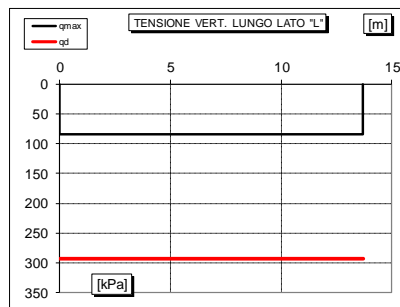
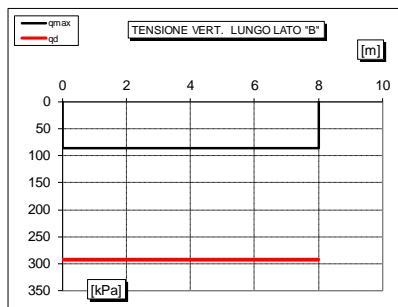
N_{tot} [kN] 9,316
 $F_{y,tot}$ [kN] 0
 $M_{x,tot}$ [kNm] 0
 $F_{x,tot}$ [kN] 0
 $M_{y,tot}$ [kNm] 0
 $e_x = M_x / N_{tot}$ (lungo lato B) 0.00
REAGENTE 1.33
 $e_y = M_y / N_{tot}$ (lungo lato L) 0.00
REAGENTE 2.28

CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kNm]	0	0
My [kNm]	0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)
INSERIRE CARICHI!!!

	Gd + Qd
N [kN]	7,672
Fy [kN]	0
Mx [kNm]	0
Fx [kNm]	0
My [kNm]	0



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI	
$\phi_{k,eq}$ (angolo di attrito) [°]	32
$c'_{k,eq}$ (coesione apparente) [kPa]	0
$C_{u,k,eq}$ (coesione non drenata) [kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO	
ϕ_d (angolo di attrito) [°]	32
c'_d (coesione apparente) [kPa]	0
$C_{u,d}$ (coesione non drenata) [kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE	
N_c PRANDTL (1921)	35.38
N_q PRANDTL (1921)	23.08
N_γ	20.67

TIPO DI FONDAZIONE	1	P
TIPO DI VERIFICA	1	DRENATA
CALCOLO DI N_γ	2	BRINCH - HANSEN
FATTORI CORRETTIVI	2	BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO	1	B
FATTORI SISMICI	1	SI
PUNZONAMENTO		
I_r (indice di rigidezza)	1255	\Rightarrow Fattori di punzonamento = 1
I_{cr} (indice critico)	119	
FORMULA GENERALE :		
$q_{ult} = c N_{s,c} i_d b c_g z_c \Psi_c + q N_{s,q} i_d b q_g z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{s,\gamma} i_d b \gamma_g z_\gamma \Psi_\gamma$		

FATTORI CORRETTIVI								
Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1.38	Sq	1.36	Sy	0.77
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	Id	1.00	Iq	1.00	Iy	1.00
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	Dc	1.03	Dq	1.04	Dy	1.00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	Bc	1.00	Bq	1.00	By	1.00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	Gc	1.00	Gq	1.00	Gy	1.00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	Zc	0.95	Zq	0.90	Zy	0.90
Fattori di punzonamento	VESIC	⇒	ψc	1.00	ψq	1.00	ψy	1.00

(A) Componente per coesione - N_c [kPa]	0	\Rightarrow	$q_{ult} (A+B+C)$	674 kPa
(B) Componente per sovracc. - N_q [kPa]	160		$q_d (q_{ult}/FS)$	293 kPa
(C) Componente per attrito - N_γ [kPa]	514		$Q_{ult} (q_{ult} \times B' \times L')$	73,856 kN
			$Q_d (Q_{ult}/FS)$	32,111 kN

$q_d (q_{ult}/FS)$	=	293 kPa	>	q_{max}	=	85 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
$\tau_d (\tau_{ult}/FS)$	=	48 kPa	>	τ_{max}	=	0 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

27.2.1.4.1.1 Calcolo dei cedimenti verticali

Si considerano tutti gli scenari possibili ovvero fondazione sul flysch alterato/cappellaccio di alterazione oppure assenza dello strato litoide.

La stima del cedimento medio con il metodo di Burland-Burbidge per una pressione di 75 kPa fornisce un valore di 3 mm per i cedimenti immediati e di 1 mm per i cedimenti a lungo termine nel caso della fondazione sui depositi ghiaiosi. Nel caso in cui la fondazione poggi sul cappellaccio di alterazione il cedimento totale è di 1 mm. Dalla stima dei cedimenti e tenendo conto anche degli effetti a lungo termine si ottiene una K di Winkler pari a 2 kg/cm³.

Tali cedimenti sono ritenuti accettabile sia dal punto di vista statico che funzionale.

I cedimenti differenziali sono quindi contenuti e accettabili.

Flysch assente

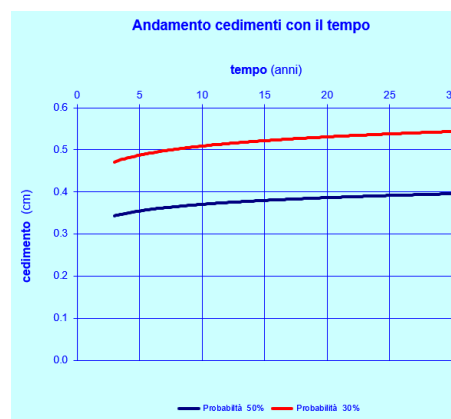
METODO BURLAND-BURBIDGE					
DATI DI INGRESSO					
B	larghezza della fondazione	8.0	(m)		
L	lunghezza della fondazione	13.7	(m)		
z_w	profondità della falda da piano campagna	3.50	(m)		
h_f	quota della fondazione da piano campagna	3.50	(m)		
q'	pressione efficace lorda alla quota d'imposta della fondazione	75	(kPa)		
p	probabilità che il cedimento superi quello calcolato (valore max < 100%)	30	(%)		
R_s; R	fattori di carico: 0 = carichi statici, 1 = carichi pulsanti	0	(-)		
t	Istante di tempo nel quale si vuole calcolare il cedimento a lungo termine (t > 3 anni)	30	(anni)		
OCR	grado di sovraconsolidazione	1.0	(-)		

n° strato	ΔH (m)	H (m)	γ _n (kN/m ³)	N _{SPT} (colpi / piede)	Sabbie limose = 0 Sabbie = 1 Sabbia-Ghiaiosa; Ghiaia = 2
1	2.5	2.5	19.0	14	2
2	2.5	5.0	19.0	23	2
3	1.0	6.0	19.0	30	2
4	5.5	11.5	19.0	30	2
5	10.0	21.5	19.0	90	2

ΔH	spessore strato i-esimo
H	quota del letto strato i-esimo
γ _n	peso di volume naturale
N _{SPT}	numero di colpi/piede

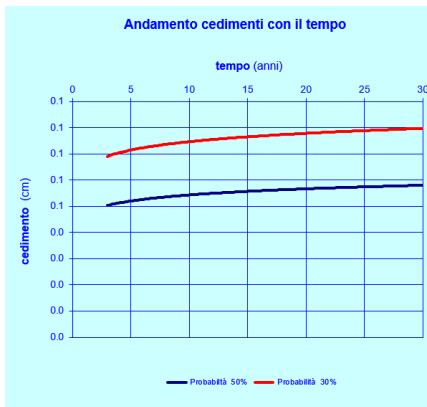
	Cedimento immediato (cm)	Cedimento al tempo t (cm)	Cedimento totale (cm)
Probabilità 50%	0.2	0.1	0.3
Probabilità 30%	0.3	0.1	0.4

Profondità significativa (diffusione di q' al di sotto del piano di fondazione):	4.72 (m)
--	----------



Fondazione su cappellaccio

METODO BURLAND-BURBIDGE					
DATI DI INGRESSO					
B	larghezza della fondazione	8.0	(m)		
L	lunghezza della fondazione	13.7	(m)		
z _w	profondità della falda da piano campagna	3.50	(m)		
h _f	quota della fondazione da piano campagna	3.50	(m)		
q'	pressione efficace lorda alla quota d'imposta della fondazione	75	(kPa)		
p	probabilità che il cedimento superi quello calcolato (valore max < 100%)	30	(%)		
R ₀ ; R	fattori di carico: 0 = carichi statici, 1 = carichi pulsanti	0	(-)		
t	Istante di tempo nel quale si vuole calcolare il cedimento a lungo termine (t > 3 anni)	30	(anni)		
OCR	grado di sovraconsolidazione	1.0	(-)		
n° strato	ΔH (m)	H (m)	γ _n (kN/m³)	N _{BPT} (colpi / piede)	Sabbie limose = 0 Sabbie = 1 Sabbia-Ghialosa; Ghiala = 2
1	6.1	6.1	19.0	41	2
2	2.0	8.1	19.0	100	2
3	3.0	11.1	19.0	100	2
4	10.0	21.1	19.0	100	2
5	10.0	31.1	19.0	100	2
ΔH	spessore strato i-esimo				
H	quota del letto strato i-esimo				
γ _n	peso di volume naturale				
N _{BPT}	numero di colpi/piede				
RISULTATI					
	Cedimento immediato (cm)	Cedimento al tempo t (cm)	Cedimento totale (cm)		
Probabilità 50%	0.0	0.0	0.1		
Probabilità 30%	0.1	0.0	0.1		
Profondità significativa (diffusione di q' al di sotto del piano di fondazione):				4.72 (m)	



27.2.1 Verifica al sollevamento

Nella verifica dell'equilibrio della sezione alla traslazione verticale, la forza destabilizzante è la pressione idrostatica e quelle equilibranti sono i pesi propri delle strutture definitive e tutti i pesi permanenti portati. A favore di sicurezza si trascurano invece gli accidentali.

La verifica al galleggiamento è stata condotta con riferimento allo stato limite di sollevamento (UPL) ed in relazione al battente idraulico della "falda di progetto", ipotizzata a +12.20 m s.l.m.m.

Si riporta un estratto delle norme tecniche NTC 2018 relativo ai criteri di verifica nei confronti del sollevamento.

6.2.4.2 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici

Le opere geotecniche devono essere verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento.

A tal fine, nella valutazione delle pressioni interstiziali e delle quote piezometriche caratteristiche, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle condizioni stratigrafiche.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, ovvero la risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ($G_{inst,d}$) e quella variabile ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad [6.2.4]$$

dove

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \quad [6.2.5]$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III. Al fine del calcolo della resistenza di progetto R_d , tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2). Ove necessario, il calcolo della resistenza va eseguito in accordo a quanto indicato nei successivi paragrafi per le fondazioni su pali e per gli ancoraggi.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

In condizioni di flusso prevalentemente verticale:

- nel caso di frontiera di efflusso libera, la verifica a sifonamento si esegue controllando che il gradiente idraulico i risulti non superiore al gradiente idraulico critico i_c diviso per un coefficiente parziale $\gamma_R = 3$, se si assume come effetto delle azioni il gradiente idraulico medio, e per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$ nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso;
- in presenza di un carico imposto sulla frontiera di efflusso, la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$.

In tutti gli altri casi il progettista deve valutare gli effetti delle forze di filtrazione e garantire adeguati livelli di sicurezza, da prefiggere e giustificare esplicitamente.

Si fa salvo, comunque, quanto previsto nel Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26 giugno 2014 recante "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)", ove applicabile

Di seguito si riportano le verifiche al galleggiamento dell'autorimessa interrata:

$$V_{inst,d} = \Delta H \cdot \gamma_w \cdot Area = 1.71 \cdot 9.806 \cdot 1377.7 = 23101 \text{ kN}$$

dove:

ΔH = battente idraulico sotto la fondazione (ipotizzato cautelativamente pari a al massimo 1.71 m)

γ_w = peso specifico acqua = 9.806 kN/m³.

$$G_{stb,d} = V_{platea} \cdot \gamma_{cls} + V_{elevazioni} \cdot \gamma_{cls}$$

dove:

γ_{cls} = peso specifico cls = 25 kN/m³;

Vengono presi in considerazione per la verifica al sollevamento i soli pesi proprio della fondazione e delle elevazioni fino al livello 0 dell'autorimessa.

VERIFICA AL SOLLEVAMENTO - CALCOLO PESO INTERRATO AUTORIMESSA							
	altezza	spessore	Numero	Lunghezza	Area		Peso
	(m)	(m)	-	(m)	(mq)		(kN)
Platea sp. 0.4 m		0.4			720		7200
Travi sp. 1.2 m		1.2			482		14460
Platea sp. 0.6 m		0.6			175.7		2636
muri	3.05	0.3		150			3431
pilastrini 0.7*0.7	3.05		5		0.49		187
pilastrini 0.4*0.7	3.05		4		0.28		85
Setti 1	3.05	0.3	3	2.2			151
Setti 2	3.05	0.3	2	4.6			210
Setto	3.05	0.3	1	16.37			374
Peso totale							28735

Verifica $23101 \times 1.1 \text{ kN} = 25412 \text{ kN} < 28735 \times 0.9 \text{ kN} = 25861 \text{ kN}$

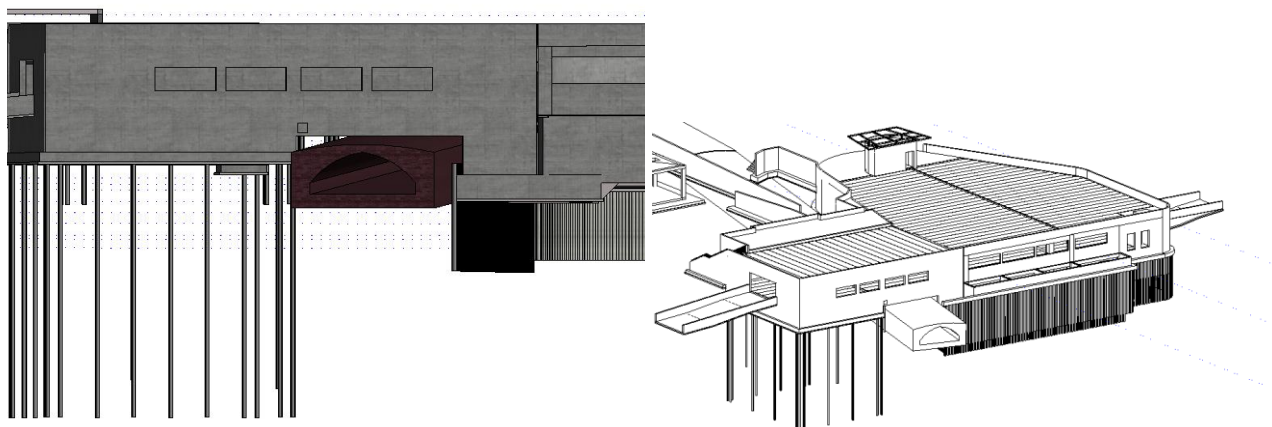
FS=1.017

27.3 AUTORIMESSA – CORPO SECONDARIO

Per il corpo secondario dell'autorimessa si prevede una platea superficiale di spessore pari a 50 cm data la presenza rilevante di depositi superficiali.

Il piano di posa delle fondazioni è pari a 12.40 m da p.c. con uno scavo minimo di circa 1 m.

Per quanto riguarda i solai che si trovano al di sopra della galleria idraulica verranno sostenuti da dei micropali di lunghezza 13 m ad est di quest'ultima. Ad ovest il solaio andrà a scaricare direttamente sulla fondazione dell'autorimessa.



La trave parete che sostiene la copertura poggerà anch'essa su dei micropali garantendo in questa maniera l'uniformità dei cedimenti. La vasca di raccolta acqua poggerà direttamente sul terreno e sarà resa indipendente dalla struttura a sostegno della copertura; in questo modo si eviteranno fenomeni di cedimenti differenziali per via del diverso sistema fondazionale. Si prevede un battente d'acqua di 1.50 m.

27.3.1 Carichi agenti

Piano Interrato (vasca di raccolta acque)

Peso proprio (Platea sp=50)	$p_1 =$	12.5	kN/m ²
Sovraccarico accidentale (1.5 m di acqua)	$q_1 =$	15.0	kN/m ²
Carico complessivo	T =	27.5	kN/m²

Piano Terra – Solaio delta

Peso proprio (Alveolari h=400mm+cappa sp=60)	$p_1 =$	7.00	kN/m ²
Sovraccarico permanente (pavimento industriale sp=150mm).....	$p_2 =$	3.75	kN/m ²
Sovraccarico accidentale (Cat. F)	$q_1 =$	2.50	kN/m ²
Carico complessivo	T =	13.25	kN/m²

Per i carichi agenti provenienti dalla sovrastruttura si rimanda direttamente alla relazione strutturale.

27.3.2 Verifica di capacità portante platea sp. 500 mm

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI

PROGETTO Roiano
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto definitivo
J.N. 1247
DATA 06/2019
DESCRIZIONE Platea Autorimessa corpo secondario

GEOMETRIA FONDAZIONE

TIPO DI FONDAZIONE :

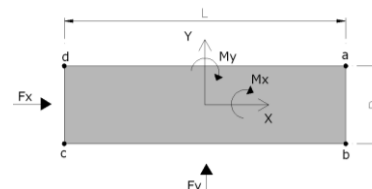
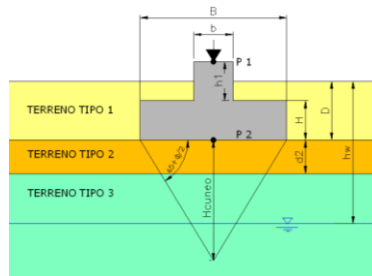
- (1) Plinto / Platea
(2) Trave

L (lato maggiore fondazione)	16	m
B (lato minore fondazione)	13.2	m
H (altezza fondazione)	0.5	m
I (lato maggiore dado)	0	m
b (lato minore dado)	0	m
h1 (altezza dado)	0	m
D (altezza terreno stabilizzante)	0.5	m
γ_{fon} (peso specifico fondazione)	0	kN/mc
γ_{terr} (peso spec. terreno sopra fond.)	19	kN/mc
α (angolo inclinazione fondazione > 0)	0	°
β (angolo inclinazione pendio > 0)	0	°

Punto Applicazione forze esterne

- (1) Forze applicate a quota H+h1 - P1
(2) Forze applicate a quota fondo scavo - P2

Braccio Forze esterne	0.5	m
Volume cls fondazione	106	mc
Volume terreno sopra fondazione	0	mc
P.P.1 peso proprio fondazione (k)	0	kN
P.P.2 peso proprio terreno sopra fondazione (k)	0	kN
P.P.1 + P.P.2	0	kN



PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO

QUOTA FALDA DA P.C.

hw (quota falda da p.c. > 0)	0	m
------------------------------	----------	---

TERRENO TIPO 1

γ_{k1} (peso specifico naturale terreno)	19	kN/mc
---	-----------	-------

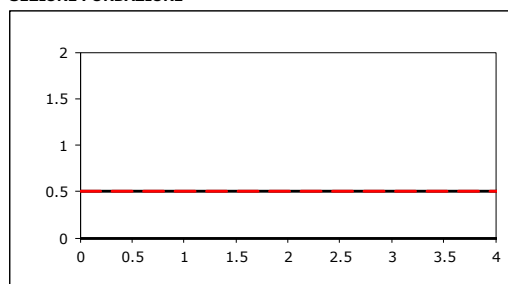
TERRENO TIPO 2

d_2 (spessore strato)	2	m
ϕ'_{k2} (angolo di attrito)	28	°
c'_{k2} (coesione efficace)	0	kPa
$C_{u,k2}$ (coesione non drenata)	0	kPa
γ_{k2} (peso specifico naturale)	19	kN/mc
G (modulo di elasticità trasversale)	5000	kPa

TERRENO TIPO 3

ϕ'_{k3} (angolo di attrito)	34	°
c'_{k3} (coesione efficace)	0	kPa
$C_{u,k3}$ (coesione non drenata)	0	kPa
γ_{k3} (peso specifico naturale)	19	kN/mc
G (modulo di elasticità trasversale)	50000	kPa

SEZIONE FONDAZIONE



TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA

$H_{c,uneo}$	11.0	m
$\phi'_{k,eq}$	33	°
$c'_{k,eq}$	0	kPa
$C_{u,k,eq}$	0	kPa
$\gamma_{k,eq}$	19	kN/mc
G	41806	kPa

TIPO DI VERIFICA

TIPO DI VERIFICA

- (1) Drenata
(2) Non Drenata

FORMULA PER IL CALCOLO DI N_y

- (1) Meyerhof (1963)
(2) Brinch - Hansen (1970)
(3) Vesic (1975)
(4) Spangler - Handy (1982)

FATTORI CORRETTIVI

- (1) Meyerhof (1963)
(2) Brinch - Hansen (1970)
(3) Vesic (1970)

VERIFICA IN DIREZIONE

- (1) Y (Momento M_{xx} e forza F_Y // B)
(2) X (Momento M_{yy} e forza F_X // L)

VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE

$\phi'_{k,eq}$	33	°
$c'_{k,eq}$	0	kPa
$C_{u,k,eq}$	0	kPa
$D \cdot \gamma$	4.5	kPa
γ	9	kN/mc

contributo peso stabilizzante
contributo forze di attrito

RIEPILOGO VERIFICHE:

- (1) D.M. 17/01/2018

	qd (kPa)	qmax (kPa)	verifica
(1) SLE - RARA	365	55	SI
(4) A1+M1+R3	476	70	SI

N.B. Nelle verifiche non drenate utilizzare i coeff. di Brinch - Hansen

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 17/01/2018)

PROGETTO Roiano
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto definitivo
J.N. 1247
DATA 06/2019
DESCRIZIONE Platea Autorimessa corpo secondario
NORMATIVA (1) D.M. 17/01/2018
COMBINAZIONE (1) SLE - RARA **OK**

(1) SLE - RARA

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO
(1) D.M. 17/01/2018
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

COMBINAZIONE

D.M.17/01/2018

EC7

X
(1) SLE - RARA Metodo TA D.M.11/03/1988
(2) A1+M1+R1 Approccio 1 comb. 1
(3) A2+M2+R2 Approccio 1 comb. 2
(4) A1+M1+R3 Approccio 2
(5) SISMA
(11) A1+M1+R1 Approccio 1 comb. 1
(12) A2+M2+R1 Approccio 1 comb. 2
(13) A1+M1+R2 Approccio 2
(14) A1+M2+R3 Approccio 3
(15) SISMA

Tipo di carico	D.M.17/01/2018					EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2		SISMA	A1	A2		SISMA
Pesi propri	1	1	1.3	1	1	1.35	1		1
Permanenti strutturali	1	1	1.3	1	1	1.35	1		1
Permanenti non strutturali	1	1	1.5	1.3	1	1.35	1		1
Variabili	1	1	1.5	1.3	1	1.5	1.3		1

Parametri terreno	D.M.17/01/2018				SISMA	EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	M1	M2			M1	M2		SISMA
tan ϕ (angolo di attrito)	1	1	1.25		1	1	1.25		1.25
c' (coesione apparente)	1	1	1.25		1	1	1.25		1.25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1.4		1	1	1.4		1.4

Resistenze	D.M.17/01/2018				SISMA	EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	R1	R2	R3		R1	R2	R3	SISMA
Capacità portante	3	1	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1	1
Scorrimento	1.5	1	1.1	1.1	1.1	1	1.1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI
(1) CARICHI CARATTERISTICI
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p. fond. + p.p. ter. (k) [kN] 0
p.p. fond. + p.p. ter. (d) [kN] 0
N_d [kN] 11,616
F_{yd} [kN] 0
M_{xd} [kNm] 0
F_{xd} [kN] 0
M_{yd} [kNm] 0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

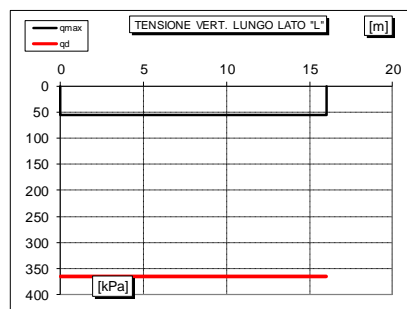
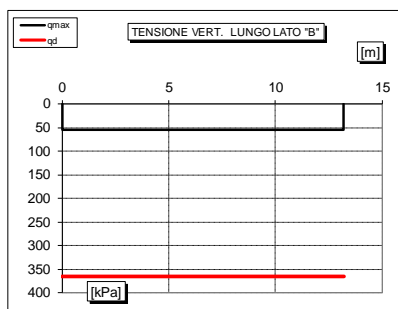
N_{tot} [kN] 11,616
F_{y tot} [kN] 0
M_{x tot} [kNm] 0
F_{x tot} [kN] 0
M_{y tot} [kNm] 0
ex = M_x / N_{tot} (lungo lato B) 0.00
REAGENTE 2.20
ey = M_y / N_{tot} (lungo lato L) 0.00
REAGENTE 2.67

CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kNm]	0	0
My [kNm]	0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)

	Gd + Qd
N [kN]	11,616
Fy [kN]	
Mx [kNm]	
Fx [kNm]	
My [kNm]	



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI	
$\phi_{k,eq}$ (angolo di attrito) [°]	33
c' $\phi_{k,eq}$ (coesione apparente) [kPa]	0
Cu $\phi_{k,eq}$ (coesione non drenata) [kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO	
ϕ_d (angolo di attrito) [°]	33
c' ϕ_d (coesione apparente) [kPa]	0
Cu ϕ_d (coesione non drenata) [kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE	
Nc PRANDTL (1921)	38.37
Nq PRANDTL (1921)	25.85
N _y	24.13

TIPO DI FONDAZIONE	1	P
TIPO DI VERIFICA	1	DRENATA
CALCOLO DI N_y	2	BRINCH - HANSEN
FATTORI CORRETTIVI	2	BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO	1	B
FATTORI SISMICI	1	SI
PUNZONAMENTO		
I _r (indice di rigidezza)	1010	⇒ Fattori di punzonamento = 1
I _{cr} (indice critico)	109	
FORMULA GENERALE :		
$q_{ult} = c N_{c,c} i_{c,c} d_{c,c} g_{c,c} z_{c,c} \Psi_c + q N_{q,q} i_{q,q} d_{q,q} g_{q,q} z_{q,q} \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma,\gamma} i_{\gamma,\gamma} d_{\gamma,\gamma} g_{\gamma,\gamma} z_{\gamma,\gamma} \Psi_\gamma$		

FATTORI CORRETTIVI								
Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1.56	Sq	1.53	S _γ	0.67
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	ic	1.00	Iq	1.00	I _γ	1.00
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	dc	1.02	Dq	1.02	D _γ	1.00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	bc	1.00	Bq	1.00	B _γ	1.00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	Gc	1.00	Gq	1.00	G _γ	1.00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	Zc	0.98	Zq	0.96	Z _γ	0.96
Fattori di punzonamento	VESIC	⇒	ψc	1.00	ψq	1.00	ψ _γ	1.00

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	0	\Rightarrow	q _{ult} (A+B+C)	1,096 kPa
(B) Componente per sovracc - Nq [kPa]	175		q _d (q _{ult} /FS)	365 kPa
(C) Componente per attrito - Ny [kPa]	921		q _{ult} (q _{ult} x B' x L')	231,415 kN
			Q _d (Q _{ult} /FS)	77,138 kN

q _d (q _{ult} /FS)	=	365 kPa	>	q _{max}	=	55 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ _d (τ _{ult} /FS)	=	24 kPa	>	τ _{max}	=	0 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M.17/01/2018)

PROGETTO	Roiano
LIVELLO DI PROGETTAZIONE	Progetto definitivo
J.N.	1247
DATA	06/2019
DESCRIZIONE	Platea Autorimessa corpo secondario
NORMATIVA	(1) D.M. 17/01/2018
COMBINAZIONE	(4) A1+M1+R3 OK

(4) A1+M1+R3

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO
(1) D.M. 17/01/2018
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

D.M.17/01/2018

.	(1) SLE - RARA	Metodo TA D.M.11/03/1988
.	(2) A1+M1+R1	Approccio 1 comb. 1
.	(3) A2+M2+R2	Approccio 1 comb. 2
X	(4) A1+M1+R3	Approccio 2
.	(5) SISMA	
.	(11) A1+M1+R1	Approccio 1 comb. 1
.	(12) A2+M2+R1	Approccio 1 comb. 2
.	(13) A1+M1+R2	Approccio 2
.	(14) A1+M2+R3	Approccio 3
.	(15) SISMA	

COMBINAZIONE

EC7

Tipo di carico		D.M.17/01/2018				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)					
		SLE	A1	A2		SISMA		A1	A2		SISMA
Pesi propri	1.3	1	1.3	1		1		1.35	1		1
Permanenti strutturali	1.3	1	1.3	1		1		1.35	1		1
Permanenti non strutturali	1.5	1	1.5	1.3		1		1.35	1		1
Variabili	1.5	1	1.5	1.3		1		1.5	1.3		1

Parametri terreno	SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA
tan ϕ (angolo di attrito)	1	1	1,25	1	1	1,25	1,25
c (coesione apparente)	1	1	1,25	1	1	1,25	1,25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1,4	1	1	1,4	1,4

Resistenze		SLE	R1	R2	R3	SISMA		R1	R2	R3	SISMA
Capacità portante	2.3	3	1	1.8	2.3	2.3		1	1.4	1	1
Scorrimento	1.1	1.5	1	1.1	1.1	1.1		1	1.1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI
(1) CARICHI CARATTERISTICI
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

CARICHI CARATTERISTICI

Gk	Qk
0	0
0	0
0	0
0	0
0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)
INSERIRE CARICHI!!!

INSERIRE CARICHI!!!

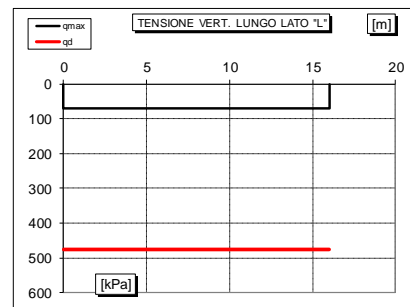
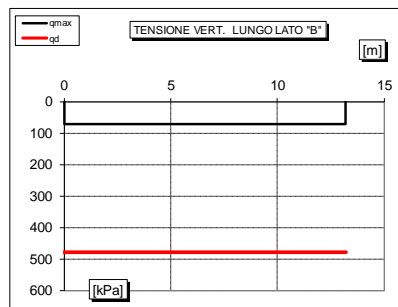
Gd + Qd
14,78

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p fond. + p.p ter. (k)	[kN]	0
p.p fond. + p.p ter. (d)	[kN]	0
N _d	[kN]	14,784
F _{Yd}	[kN]	0
M _{Xd}	[kNm]	0
F _{Xd}	[kN]	0
M _{Yd}	[kNm]	0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

N _{tot}	[kN]	14,784
Fy _{tot}	[kN]	0
Mx _{tot}	[kNm]	0
Fx _{tot}	[kN]	0
My _{tot}	[kNm]	0
ex = Mx / N _{tot}	(lungo lato B)	0.00
REAGENTE		2.20
ey = My / N _{tot}	(lungo lato L)	0.00
REAGENTE		2.67

**VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE**

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI		
$\phi_{k,eq}$ (angolo di attrito)	[°]	33
$c'_{k,eq}$ (coesione apparente)	[kPa]	0
$c_{u,k,eq}$ (coesione non drenata)	[kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO		
ϕ_d (angolo di attrito)	[°]	33
c'_d (coesione apparente)	[kPa]	0
$C_{u,d}$ (coesione non drenata)	[kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE	
Nc PRANDTL (1921)	38.37
Nq PRANDTL (1921)	25.85
N _y	24.13

TIPO DI FONDAZIONE	1	P
TIPO DI VERIFICA	1	DRENATA
CALCOLO DI N_y	2	BRINCH - HANSEN
FATTORI CORRETTIVI	2	BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO	1	B
FATTORI SISMICI	1	SI
PUNZONAMENTO		
Ir (indice di rigidezza)	1010	⇒ Fattori di punzonamento = 1
Icr (indice critico)	109	
FORMULA GENERALE :		
$q_{ult} = c N_{c,c} i_d b_c g_c z_c \Psi_c + q N_{q,q} i_d b_q g_q z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma,s} i_d b_s g_s z_s \Psi_s$		

FATTORI CORRETTIVI								
Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1.56	Sq	1.53	St	0.67
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	ic	1.00	iq	1.00	it	1.00
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	Dc	1.02	Dq	1.02	Dt	1.00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	Bc	1.00	Bq	1.00	Bt	1.00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	Gc	1.00	Gq	1.00	Gt	1.00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	Zc	0.98	Zq	0.96	Zt	0.96
Fattori di nuozonamento	VSIC	⇒	ψc	1.00	ψq	1.00	ψt	1.00

(A) Componente per coesione - N_c [kPa]	0	\Rightarrow	$q_{ult} (A+B+C)$	1,096 kPa
(B) Componente per sovracc - N_q [kPa]	175		$q_d (q_{ult}/FS)$	476 kPa
(C) Componente per attrito - N_f [kPa]	921		$Q_{ult} (q_{ult} \times B' \times L')$	231,415 kN
			$Q_d (Q_{ult}/FS)$	100,615 kN

$q_d (q_{ult}/F_s)$	=	476	kPa	>	$q_{max} =$	70	kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
$\tau_d (\tau_{ult}/F_s)$	=	41	kPa	>	$\tau_{max} =$	0	kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

27.3.3 Calcolo cedimenti verticali della platea sp. 500 mm

La stima del cedimento medio con il metodo di Burland-Burbidge per una pressione di 55 kPa fornisce un valore di 4 mm per i cedimenti immediati e di 2 mm per i cedimenti a lungo termine nel caso della fondazione sui depositi ghiaiosi. Dalla stima dei cedimenti e tenendo conto anche degli effetti a lungo termine si ottiene una K di Winkler pari a 1 kg/cm³.

Tale cedimento è ritenuto accettabile sia dal punto di vista statico che funzionale.

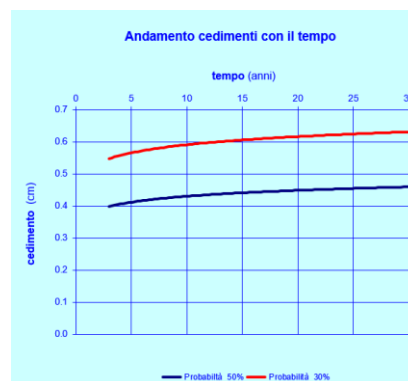
METODO BURLAND-BURBIDGE					
DATI DI INGRESSO					
B	larghezza della fondazione		13.2	(m)	
L	lunghezza della fondazione		16.0	(m)	
z_w	profondità della falda da piano campagna		4.10	(m)	
h_f	quota della fondazione da piano campagna		1.80	(m)	
q'	pressione efficace lorda alla quota d'imposta della fondazione		55	(kPa)	
p	probabilità che il cedimento superi quello calcolato (valore max < 100%)		30	(%)	
R_s; R	fattori di carico: 0 = carichi statici, 1 = carichi pulsanti		0	(-)	
t	istante di tempo nel quale si vuole calcolare il cedimento a lungo termine (t > 3 anni)		50	(anni)	
OCR	grado di sovraconsolidazione		1.0	(-)	

n° strato	ΔH (m)	H (m)	γ _n (kN/m ³)	N _{SPT} (colpi / piede)	Sabbie limose = 0 Sabbie = 1 Sabbia-Ghiaiosa; Ghiaia = 2
1	2.2	2.2	19.0	14	2
2	2.5	4.7	19.0	23	2
3	1.0	5.7	19.0	12	2
4	3.5	9.2	19.0	30	2
5	4.0	13.2	19.0	90	2

ΔH	spessore strato i-esimo
H	quota del letto strato i-esimo
γ _n	peso di volume naturale
N _{SPT}	numero di colpi/piede

	Cedimento immediato (cm)	Cedimento al tempo t (cm)	Cedimento totale (cm)
Probabilità 50%	0.3	0.2	0.5
Probabilità 30%	0.4	0.2	0.6

Profondità significativa (diffusione di q' al di sotto del piano di fondazione): 6.96 (m)

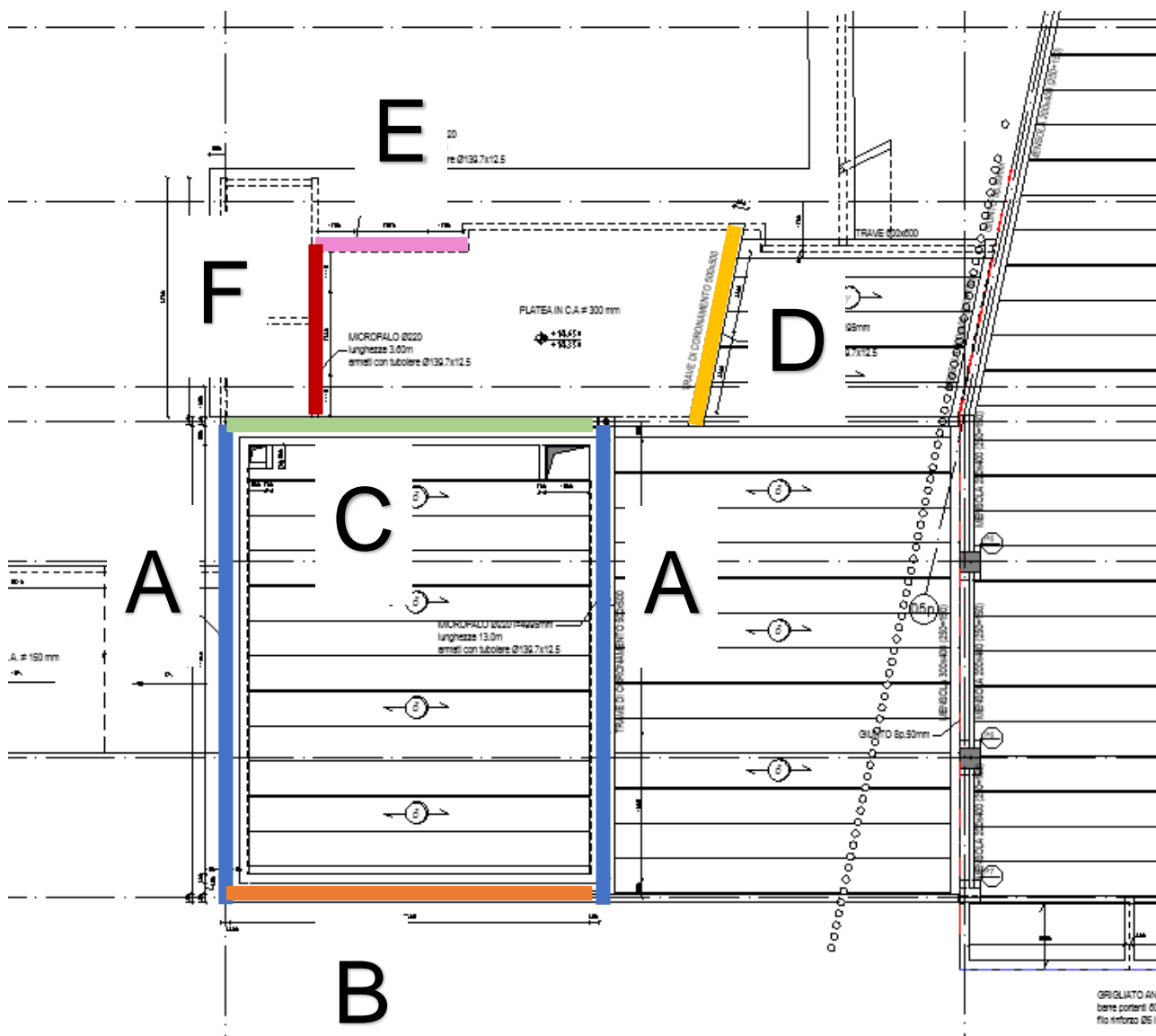


27.3.1 Verifica di capacità portante micropali diametro 220 mm

Come introdotto al paragrafo precedente si prevede un cavalletto di micropali a sostegno dei solai a cavallo della galleria idraulica esistente per evitare di gravare su di essa.

Si riportano le verifiche di capacità portante della berlinese di micropali di diametro 220 mm aventi interasse 400 mm e lunghezza 6 m e dei micropali isolati aventi diametro 220 mm e lunghezza 13 m.

I carichi agenti sono schematizzati nelle seguenti figure seguenti:



Tipologia muro	Carico lineare assiale max SLE (kN/m)	Carico lineare assiale max SLU/SLV (kN/m)	Lunghezza (m)	Numero micropali	Carico sul singolo micropalo SLE (kN)	Carico sul singolo micropalo SLU/SLV (kN)
A	175	260	16	6	466	694
B	240	320	13	6	520	694
C	85	110	13	3	368	476
D	80	100	7.0	3	186	250
E	140	180	6.20	2	434	558
F	170	220	5.20	2	442	572

Per il calcolo del valore caratteristico della resistenza di adesione (R_{ak}) si utilizza la relazione di Bustamante-Doix. La reazione limite offerta dal tirante è data dalla formula:

$$R_{lim} = \pi D \alpha L q_s$$

D diametro di perforazione

α coefficiente dipendente dalla natura e dalla compattezza del terreno (assunto pari a 1.0)

L lunghezza del micropalo

q_s attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie del bulbo in funzione della natura del suolo, della sua consistenza e della metodologia di sigillatura adottata.

I valori della resistenza tangenziale q_s nell'interfaccia tra tratto iniettato e terreno dipendono sia dalla natura del terreno, sia dalla tecnologia realizzativa.

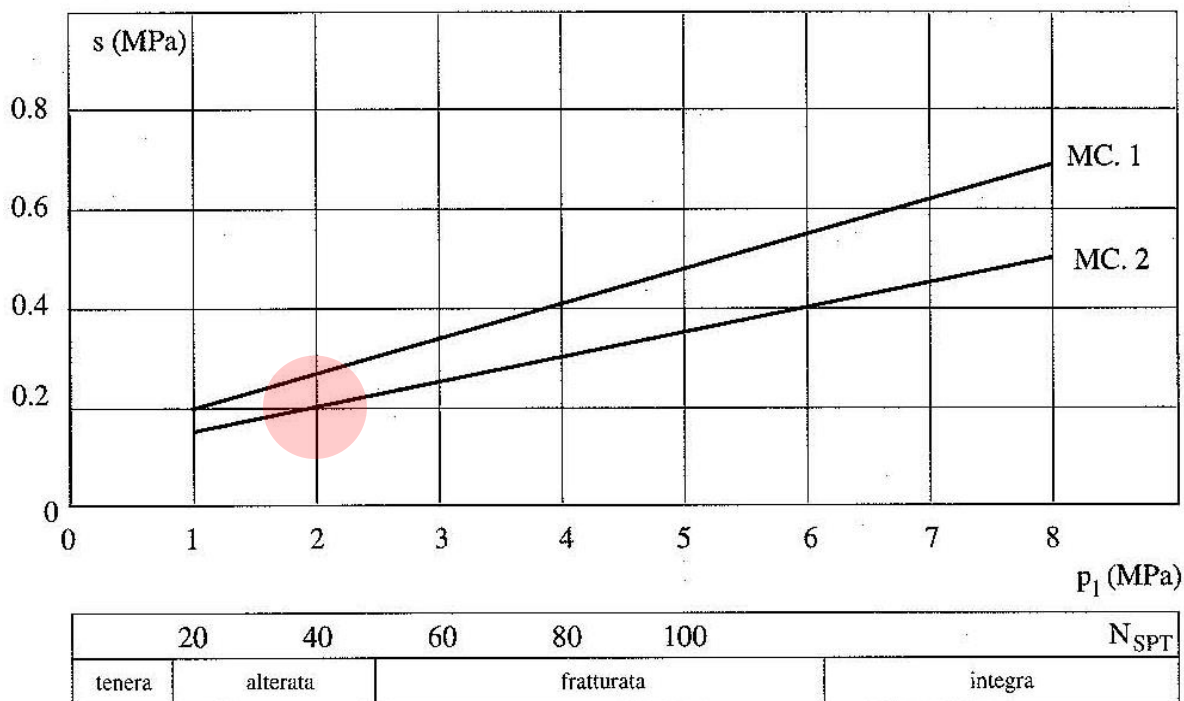


Figura 140 Abaco per la valutazione di q_s per rocce.

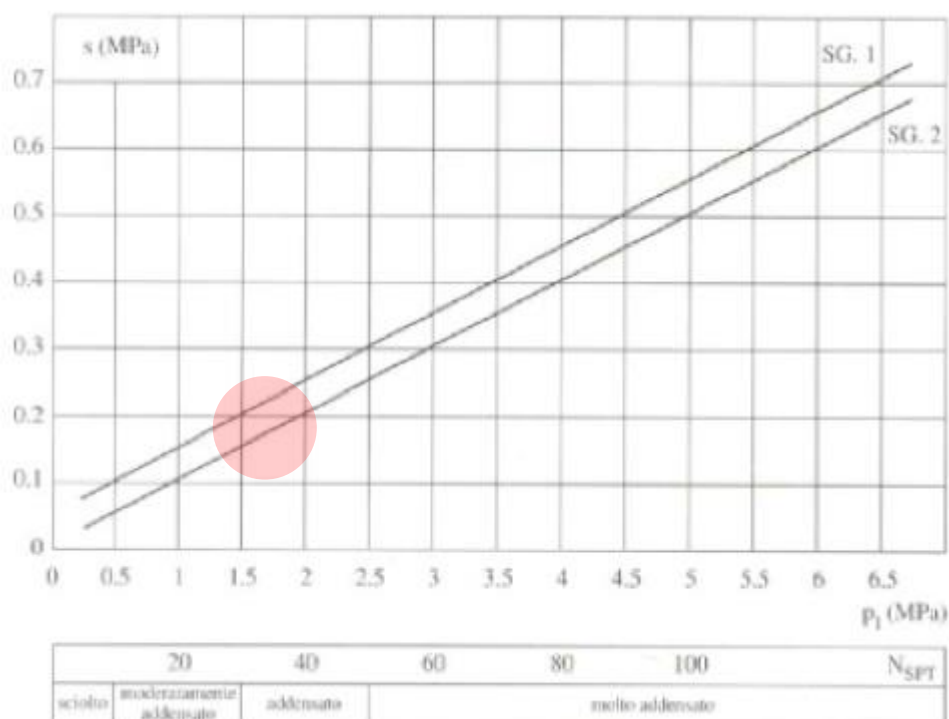


Figura 141 Abaco per la valutazione di q_s per sabbie e ghiaie.

TERRENO	INIEZIONE SEMPLICE	INIEZIONI AD ALTA PRESSIONE DA PIÙ VALVOLE	INIEZIONE AD ALTA PRESSIONE CON OTTURATORE
MARNA	1	1.2	1
GHIAIA	1	1.6÷1.8	1.2÷1.4
SABBIA	1	1.4÷1.5	1.1÷1.2
LIMO	1	1.4÷1.6	1.1÷1.2
ARGILLA	1	1.6÷2	1÷1.2

Figura 142 Valori di α diagrammati in funzione della tecnologia esecutiva

Suoli	Metodo per l'iniezione	
	I.R.S.	I.G.U.
Ghiaia	SG 1	SG 2
Ghiaia sabbiosa		
Sabbia ghiaiosa		
Sabbia grossolana		
Sabbia media		
Sabbia fina		
Sabbia limosa		
Limo	AL 1	AL2
Argilla	MC 1	MC 2
Marna		
Calcari marnosi		
Gesso alterato e fratturato		
Roccia alterata e fratturata	≥ R 1	≥ R 2

Figura 143 Tipi di iniezioni (I.R.S. Iniezioni ripetute, I.G.U. Iniezioni semplici)

Dal grafico si ricava una q_s di 200 kPa per una roccia alterata e una q_s di 180 per sabbie con N_{spt} variabile tra 30 e 40.

La resistenza caratteristica è funzione del fattore di correlazione ξ_{a3} (= 1.60 per un numero di profili di indagini pari a 3):

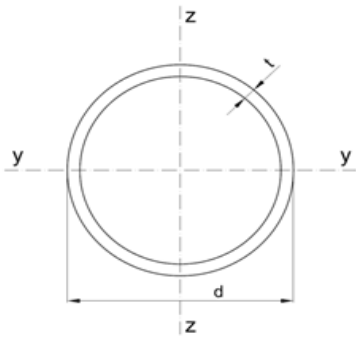
$$R_{ak} = R_{ak} / \xi_{a3}$$

Micropalo	D (m)	Quota punta	alfa	Lnetta (m)	Area lat (mq)	t kPa	Qlim,lat (kN/m)	Qlim,pu nt (kN7m)	Qlim,tot (kN/m)	Fs	μ	Wpalox 1,3 kN/m	Nd,com kN/m	Ned (kN/m)	FS
	0.22	-14.20 m	1	13	8.985	180	1617	243	1860	2.2275	1	16.05	819	619	1.32

La verifica risulta soddisfatta poiché la sollecitazione sul micropalo più sollecitato risulta pari a 694 kN.

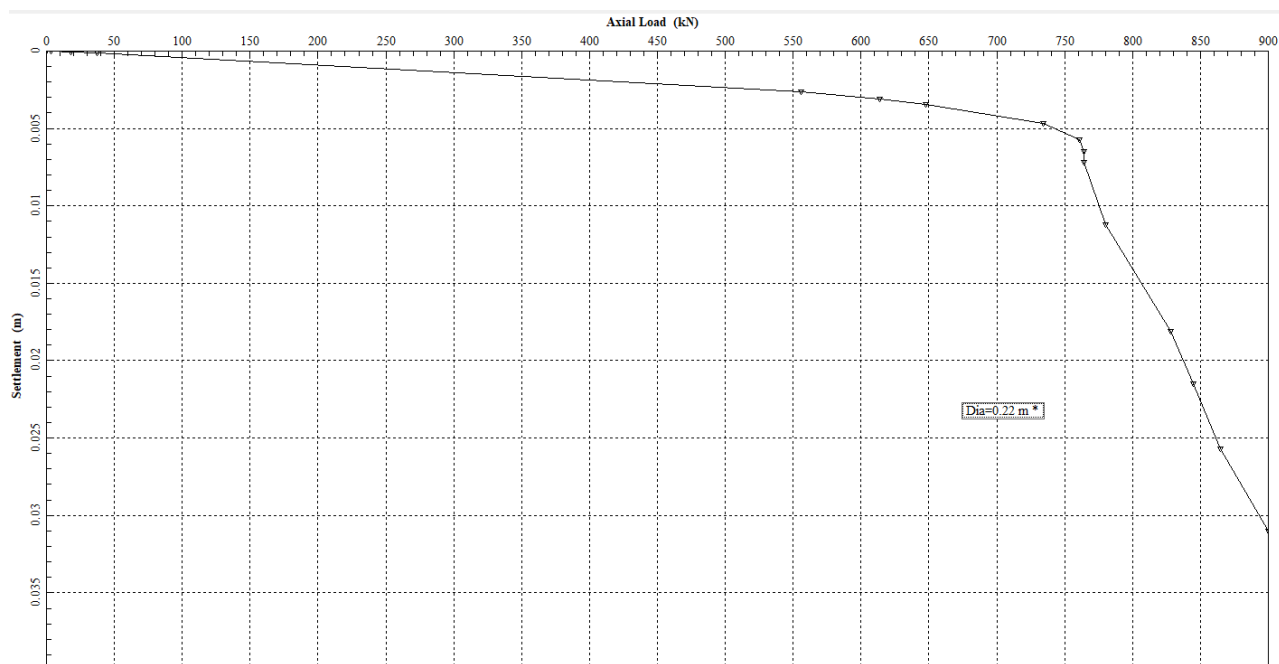
27.3.2 Verifica strutturale micropali

I micropali sono armati con un tubolare di diametro 193.7 mm e spessore 12.5 mm.

Profili tubolari tondi-verifica a PRESSO-FLESSIONE e TAGLIO (NTC18 § 4.2.4.1.2)																													
Profilo ϕ 139.7 sp.12.5 	<table> <tr> <td>d</td><td>139.7 mm</td></tr> <tr> <td>t</td><td>12.50 mm</td></tr> <tr> <td>f_{yk}</td><td>355 Mpa</td></tr> <tr> <td>γ_{M0}</td><td>1.05</td></tr> <tr> <td>f_{yk}/γ_{M0}</td><td>338 Mpa</td></tr> <tr> <td>γ_{M1}</td><td>1.05</td></tr> <tr> <td>f_{yk}/γ_{M1}</td><td>338 Mpa</td></tr> <tr> <td>Peso</td><td>39.21 kg/m</td></tr> <tr> <td>A</td><td>49.95 cm²</td></tr> <tr> <td>$W_{el,y}$</td><td>146 cm³</td></tr> <tr> <td>$W_{pl,y}$</td><td>202.90 cm³</td></tr> <tr> <td>$A_{v,z}$</td><td>31.8 cm²</td></tr> <tr> <td>I_y</td><td>1020.01 cm⁴</td></tr> <tr> <td>I_y</td><td>4.52 cm</td></tr> </table>	d	139.7 mm	t	12.50 mm	f_{yk}	355 Mpa	γ_{M0}	1.05	f_{yk}/γ_{M0}	338 Mpa	γ_{M1}	1.05	f_{yk}/γ_{M1}	338 Mpa	Peso	39.21 kg/m	A	49.95 cm ²	$W_{el,y}$	146 cm ³	$W_{pl,y}$	202.90 cm ³	$A_{v,z}$	31.8 cm ²	I_y	1020.01 cm ⁴	I_y	4.52 cm
d	139.7 mm																												
t	12.50 mm																												
f_{yk}	355 Mpa																												
γ_{M0}	1.05																												
f_{yk}/γ_{M0}	338 Mpa																												
γ_{M1}	1.05																												
f_{yk}/γ_{M1}	338 Mpa																												
Peso	39.21 kg/m																												
A	49.95 cm ²																												
$W_{el,y}$	146 cm ³																												
$W_{pl,y}$	202.90 cm ³																												
$A_{v,z}$	31.8 cm ²																												
I_y	1020.01 cm ⁴																												
I_y	4.52 cm																												

load	node	N_{ed} [kN]	$V_{ed,z}$ [kN]	$M_{ed,y}$ [kNm]
combination				
ENV SLU E SLV		694		
$\sigma_{x,Ed}$ [MPa]	$\tau_{Ed,z}$ [MPa]	$\sigma_{VM,Ed}$ [MPa]	f_{yk}/γ_{M0} [MPa]	
138.9	0.0	138.9	338	Verificato

27.3.1 Calcolo dei cedimenti verticali dei micropali



Il cedimento stimato per il micropalo più sollecitato (Forza assiale SLE 520 kN) è pari a 2.5 mm.