



COMUNE DI FIRENZE

Promotore:

Società Crematorio di Firenze S.p.A.

PROPOSTA DI PROGETTAZIONE COSTRUZIONE E GESTIONE DEL NUOVO TEMPIO CREMATORIO DI FIRENZE

(ai sensi dell'art.37 bis e ss. L.109/94)

PROGETTO ESECUTIVO

(Progetto Definitivo approvato dalla G.C. con Delibera n.2013/g/00308 del 25/9/2013)

OPERE FASE 1



HYDEA S.p.A.
Architettura, Ingegneria, Ambiente
via del Rosso Fiorentino, 2/g - 50142

Direttore Tecnico (Art. 53 D.P.R. 554 21 Dicembre 1999)

Dott. Ing. Paolo Giustiniani-Ordine Ingegneri di Firenze n° 1818

Ing. PAOLO GIUSTINIANI
Arch. ALESSANDRO SCARPONI

Coordinatore per la Sicurezza in fase di progettazione:
Arch. Giorgio Salimbene



Impianti elettrici meccanici:

Management
M&E
Engineering

M&E srl

Via Giovanni da Cascia, 15 - 50127 Firenze
Tel. 055334071 - Fax. 0553218089
email : postmaster@meesrl.com

Ing. Paolo Bonacorsi

Strutture:

aei progetti

Ing. Stefano Valentini

Geologia - geotecnica:

Geol. Lorenzo Cirri

Elaborato:

DG.3.03

RELAZIONE GEOTECNICA

SCALA -

COMMESSA
ED_029

RESPONSABILE DI COMMESSA

PAOLO GIUSTINIANI

DATA PRIMA EMISSIONE

Luglio 2015

REVISIONE

DATA

REDATTO

A

Luglio 2015

SV

Sistema Qualità certificato da:
N. 9175-HYDE
per tutti i processi aziendali



INDICE

1. INTRODUZIONE	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3. FONTI	7
4. CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE DELL'AREA	8
5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA E MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO	9
6. CAMPAGNA GEOGNOSTICA	12
6.1. SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO E PROVE DI LABORATORIO	12
6.1.1. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE STANDARD (SPT)	15
6.1.2. PROVE DI LABORATORIO	17
6.2. SAGGI GEOGNOSTICI CON ESCAVATORE	19
6.3. PROVE DI CARICO SU PIASTRA	21
6.4. PROVE DI COMPATTAZIONE PROCTOR	21
6.5. PROVA DI PENETRAZIONE C.B.R. (CALIFORNIA BEARING RATIO)	22
6.6. ESECUZIONE DELLE INDAGINI SISMICHE	22
7. CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO E MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO	24
7.1. PESO DI VOLUME, CONTENUTO NATURALE IN ACQUA ED INDICI DI ATTERBERG	26
7.2. RESISTENZA AL TAGLIO DRENATA	26
7.3. PARAMETRI DI DEFORMAZIONE DEL TERRENO	27
7.4. CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO	29
7.5. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO	30
8. ANALISI STRUTTURALI MEDIANTE CODICI DI CALCOLO AUTOMATICI	32
8.1. RELAZIONE CODICI DI CALCOLO	32
9. VERIFICHE DI SICUREZZA	34
9.1. FONDAZIONE DEI NUOVI EDIFICI	34
9.1.1. STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	35
9.1.2. STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	47
9.1.3. VALUTAZIONE DEL RISCHIO LIQUEFAZIONE	51
9.1.4. MODULO DI REAZIONE DEL TERRENO	52
9.2. VERIFICA DELLE TERRE RINFORZATE	53
9.2.1. PROCEDURA DI CALCOLO	56
9.2.1. TABULATI DI CALCOLO	62
10. BIBLIOGRAFIA	82

1. INTRODUZIONE

La presente relazione geotecnica riferisce sulle problematiche, sui calcoli e sulle verifiche di natura geotecnica relative agli interventi previsti nell'ambito dell'intervento nell'area del cimitero di Trespiano, a Firenze, ed in particolare alla realizzazione del nuovo *Tempio Crematorio* e delle relative opere annesse ivi compresa la *nuova viabilità* ed il nuovo edificio *Sepolcreti* (vedi *Figura 1* e *Figura 2*).



FIGURA 1 - INQUADRAMENTO PLANIMETRICO DEGLI EDIFICI (IN ROSSO LA NUOVA VIABILITÀ, IN GIALLO IL NUOVO EDIFICIO DEL TEMPIO CREMATORIO E IN VERDE I NUOVI SEPOLCRETI)

Tra gli interventi in progetto quello principale è il nuovo *Tempio Crematorio* che si compone di tre livelli, oltre la copertura, di cui uno interrato. I vari livelli sono caratterizzati da differenti destinazioni d'uso:

- piano interrato: zona accettazione e preparazione salme, spogliatoi, locali tecnici. Il livello è servito da una viabilità carrabile di accesso e uscita;
- piano terra: locale forni, atrio monumentale, sale commiato, sala cerimonie;
- piano primo: locale trattamento fumi, sale d'attesa, uffici.

L'edificio, fuori terra, presenta una pianta a croce raccordata al centro da un elemento circolare di diametro di circa 18 m, ha una superficie coperta dei piani fuori terra pari a circa 770 m² a piano e presenta un'altezza massima, rispetto al piano terra, di 14,20 m.

L'edificio del nuovo *Tempio Crematorio* sarà realizzato con struttura portante e sismo-resistente costituita da pareti in c.a. e le fondazioni, poste ad un unico livello, saranno realizzate prevalentemente da una platea a spessore costante (50 cm) e da travi di fondazione realizzate con spessore pari a quello della platea. Le strutture verticali saranno realizzate attraverso pilastri e pareti in c.a.. Le pareti avranno spessore differenziato in funzione della loro ubicazione, in particolare: spessore 35 cm per le pareti contro terra della rampa di accesso, spessore 30 cm per le pareti contro terra, spessore 25 cm per le pareti fuori terra e per quelle dell'anello circolare. Gli orizzontamenti dei vari livelli saranno realizzati secondo due differenti tecnologie in funzione della localizzazione all'interno dell'edificio in modo da ottimizzare sia le prestazioni strutturali che la facilità e rapidità di realizzazione in cantiere. Oltre le travi, gli orizzontamenti saranno realizzati con solai prefabbricati spiroll e attraverso solette piene in c.a. gettate in opera. Per entrambe le tecnologie si sono adottati differenti spessori in funzione della localizzazione all'interno dell'edificio. La copertura dell'atrio circolare (diametro 18 m) sarà realizzata attraverso una struttura reticolare leggera in acciaio.

L'edificio, in funzione delle fasi di costruzione, è stato suddiviso in due zone denominate "Lotto funzionale 1" e "Lotto funzionale 2". I due lotti funzionali saranno realizzati in momenti successivi l'uno all'altro. Questo ha imposto la necessità di verificare le strutture sia nella configurazione in cui il "Lotto funzionale 1" è da solo sia la configurazione finale denominata "Edificio Completo", cioè nella quale i due lotti funzionali sono realizzati entrambi.

Sono previsti in progetto anche i nuovi *Sepolcreti* caratterizzati da un edificio monopiano destinato all'alloggiamento dei loculi. L'edificio con pianta rettangolare è costituito da un platea di fondazione di spessore 25 cm, pareti in elevazione in c.a. di spessore 20 cm e soletta di copertura in soletta piena in c.a. di spessore 20 cm.

Per quanto riguarda la viabilità è prevista la realizzazione di circa 500 m di viabilità di raccordo tra l'attuale piazzale in adiacenza a via Bolognese e la nuova area antistante il nuovo Tempio Crematorio in progetto.

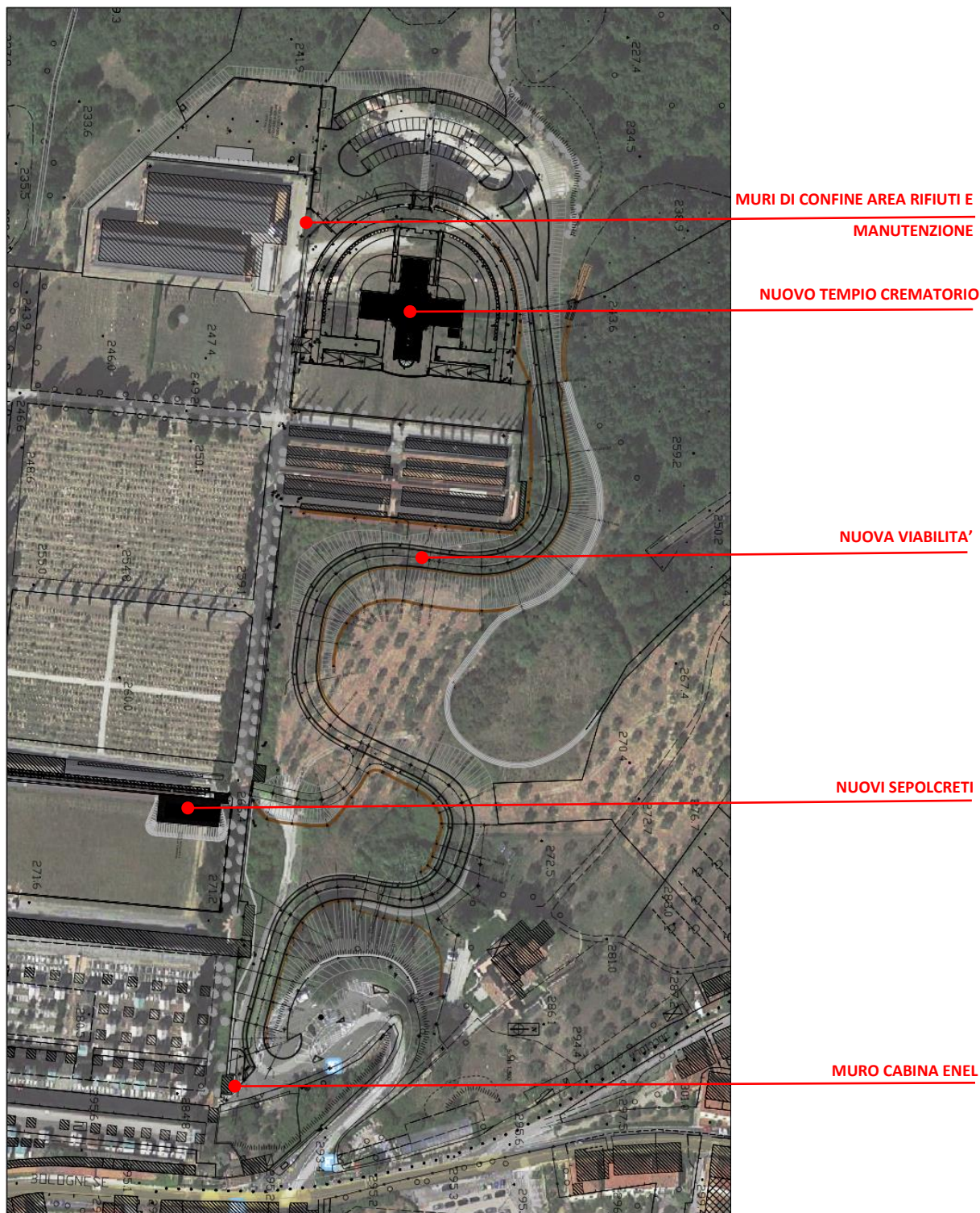


FIGURA 2 - INQUADRAMENTO PLANIMETRICO DEGLI INTERVENTI

Nel seguito, sulla base della documentazione in possesso dello scrivente, sono stati dapprima ricostruiti i modelli stratigrafici di riferimento dei terreni di fondazione e, successivamente, è stata effettuata la caratterizzazione geotecnica degli stessi. Infine, dopo un'analisi sulle problematiche poste dall'esecuzione degli interventi in progetto, sono state effettuate le verifiche di capacità portante e la stima dei possibili cedimenti delle opere fondali e le verifiche geotecniche delle opere in terra rinforzata.

La presente relazione è redatta in conformità al contenuto del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni" nonché della Circolare Min. LL. PP. 02 febbraio 2009 per le quali la classe d'uso relativa alla struttura in progetto è la classe 2.

Il dott. geol. Lorenzo Cirri ha condotto le indagini ai sensi del D.P.R. 36/R del 9-7-2009.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Legge 5 novembre 1971, n.1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Legge 2 febbraio 1974, n. 64 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D.M. Min. Infrastrutture 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni, indicate nel seguito come **NTC2008**;
- Circolare Ministero Infrastrutture e Trasporti - 02 febbraio 2009, n. 617 CS.LL.PP., indicata nel seguito come **C-NTC2008**;
- EUROCODICE 7, “Geotechnical Design”, indicato nel seguito come **EC7**;
- EUROCODICE 8, “ Design of Structures for Earthquake resistance”, indicato nel seguito come **EC8**.

3. FONTI

Le informazioni necessarie per la caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dall'intervento in progetto sono state desunte dalla documentazione messa a disposizione dal cliente:

- carta Geologica Regionale;
- carta litotecnica del Comune di Firenze;
- indagine geologica da parte del dott. geol. Lorenzo Cirri nel 2005;
- indagine geologica da parte del dott. geol. Lorenzo Cirri nel 2007;
- indagine geologica da parte del dott. geol. Lorenzo Cirri nel 2014;
- *Relazione Geologica*, Progetto di costruzione e gestione del nuovo Tempio Crematorio di Firenze – Opere di fase 1 “viabilità”, redatta dal dott. geol. Lorenzo Cirri nel 2015, nel seguito denominata **RGEO1**;
- *Relazione Geologica*, Progetto di costruzione e gestione del nuovo Tempio Crematorio di Firenze – Opere di fase 1 “Tempio crematorio”, redatta dal dott. geol. Lorenzo Cirri nel 2015, nel seguito denominata **RGEO2**.

4. CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE DELL'AREA

L'area di progetto si trova in area prevalentemente collinare ad una quota compresa tra i 240 m s.l.m. e i 250 m s.l.m. a sud dell'abitato di Pian di San Bartolo.

Come risulta dalla relazione geologica in fase di sopralluogo, a conferma di quanto riportato nella carta geomorfologica allegata al R.U.C., non sono state rilevate forme e processi che denotino instabilità dell'area.

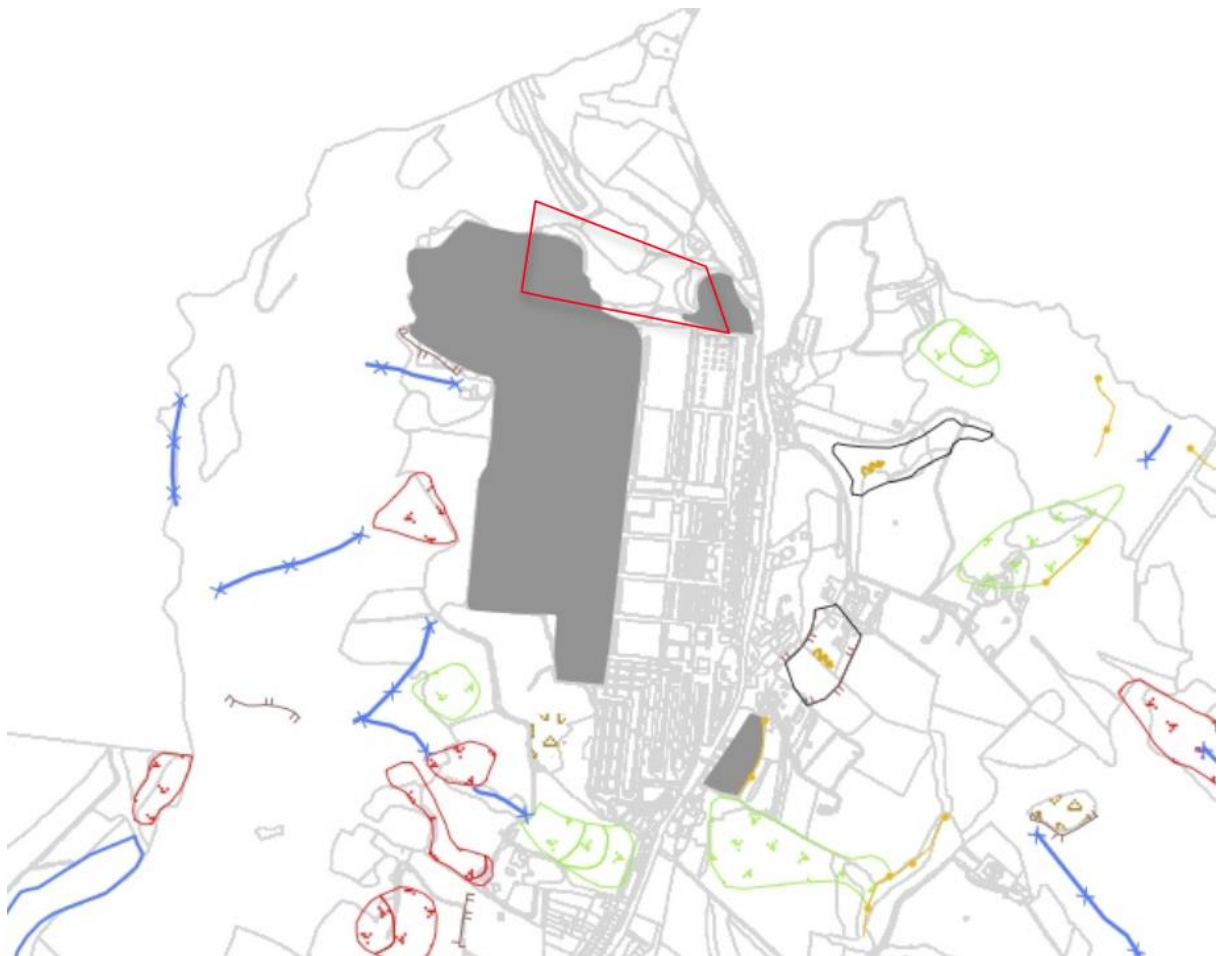


FIGURA 3 – CARTA GEOMORFOLOGICA ALLEGATA AL R.U.C.

5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA E MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO

L'area d'intervento è posta nell'ampio bacino sedimentario del Medio Valdarno, caratterizzato da una forma allungata con asse maggiore orientato NW-SE. Tale unità paleogeografica è costituita da uno spessore variabile di depositi fluvio-lacustri non litificati, sedimentatisi entro una fossa tettonica, la cui formazione è connessa con le fasi distensive post-parossistiche dell'orogenesi appenninica miocenica, a partire dal Pliocene superiore.

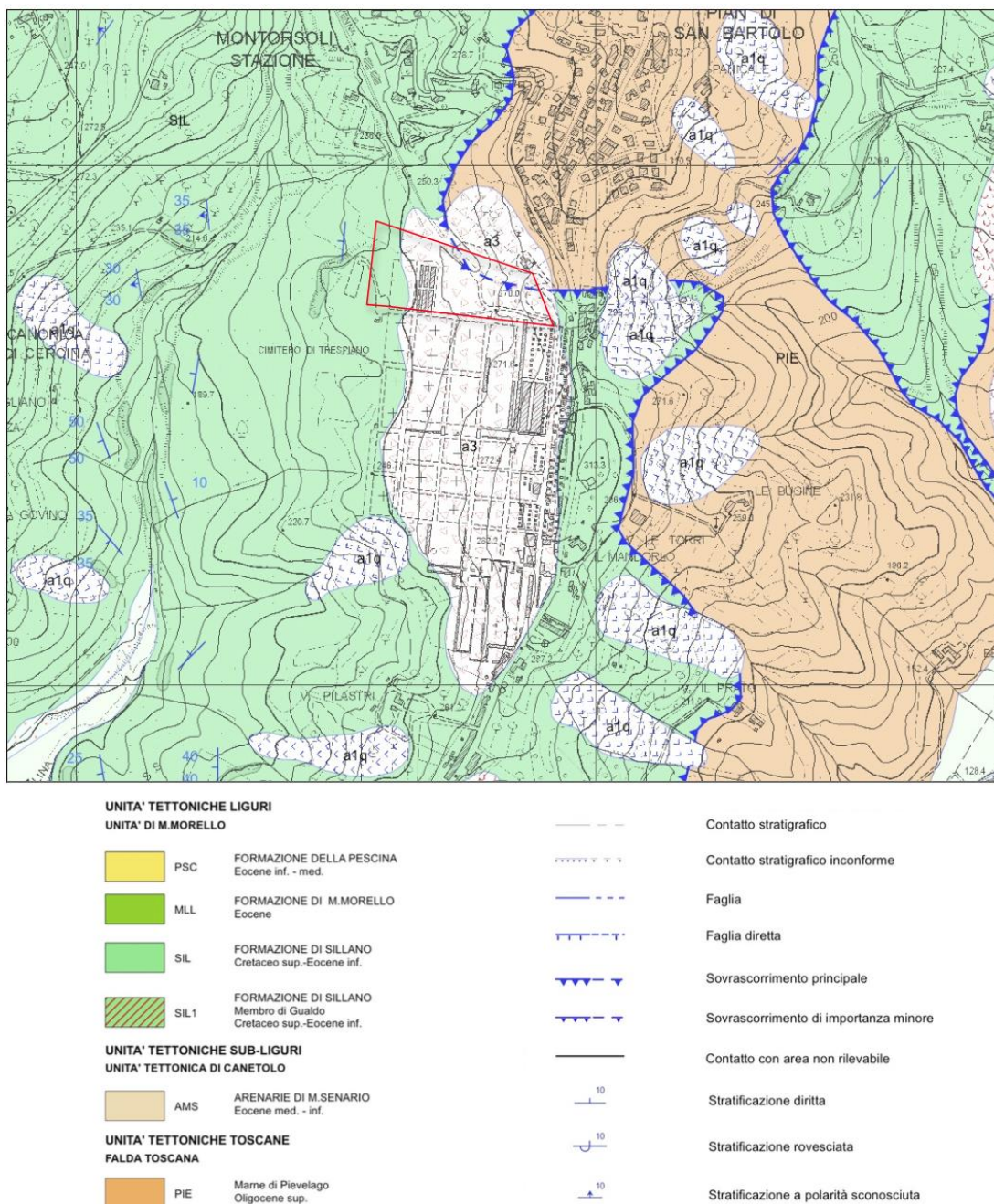


FIGURA 4 – CARTA GEOLOGICA (IN ROSSO L'AREA DI INTERVENTO)

Dalla carta geologica l'intervento è collocato su terreni costituiti da coltri detritiche indifferenziate, sotto alle quali si ritrovano, a monte terreni appartenenti alla Formazione delle *Marne di Pievelago* (PIE) e a valle terreni riconducibili alla *Formazione di Sillano* (SIL) costituita da argilliti varicolori con irregolari intercalazioni di arenarie quarzoso-calcaree e calcareniti, finemente stratificate, marne e calcari marnosi grigio chiari, costituiti da sabbie argillose con orizzonti e lenti di sabbie e conglomerati. Le Marne di Pievelago, sono marne siltose grigio – avana; marne argillitiche di colore giallo ocra, leggermente fissili.

Dai sondaggi geognostici effettuati, si rileva la presenza di materiali a prevalente componente limo argillosa inglobante abbondante quantità di materiale litoide (di origine calcarea e calcareo marnosa) distinto in pezzature comprese tra 3 e 10 cm. Tali materiali si possono ragionevolmente ricollegare all'alterazione della *Formazione di Sillano* sopra citata.

Per quanto riguarda l'idrologia il sito è collocato nel punto di sovrapposizione di bacini di primaria importanza. Infatti, mentre il drenaggio del versante occidentale è compiuto dal Torrente Terzollina, che scorre a circa 500 metri dall'area di progetto, a una quota di circa 200 mt s.l.m., il drenaggio della parte orientale della collina è espletato dal Torrente Mugnone.

Nelle rocce la permeabilità, che rappresenta la maggiore o minore conduttività dell'ammasso roccioso nei confronti di un fluido è definita "primaria" se è dovuta alla presenza di vuoti e interstizi tra i granuli di un terreno sciolto e "secondaria" se è dovuta alla presenza di fratture nelle rocce lapidee.

Nell'area di intervento con riferimento alla circolazione idrica sotterranea, all'interno della coltre di materiale incoerente la permeabilità è di tipo primario, poiché direttamente proporzionale alla percentuale dei vuoti intercomunicanti presenti all'interno dei depositi stessi mentre nei livelli prevalentemente limoso - argillosi la permeabilità è molto bassa o addirittura assente.

In genere si può avere intensa circolazione idrica superficiale o ipodermica assai disorganizzata, riscontrabile in corrispondenza di orizzonti a maggiore prevalenza sabbioso - ghiaiosa.

Da un punto di vista idrogeologico, la *Formazione di Sillano*, affiorante sotto la coltre di detrito indifferenziato superficiale, presenta una certa eterogeneità litologica, che si riflette anche sulle caratteristiche di permeabilità. In particolare, le argilliti e le marne possono essere considerate in pratica impermeabili (termini acquicludi) e in tali materiali le componenti orizzontali e verticali del moto dell'acqua è trascurabile e l'acqua può essere presente sotto forma di ritenzione, non soggetta a gravità.

I calcari marnosi possono invece presentare permeabilità secondaria in corrispondenza di fasce rocciose intensamente fratturate (termini acquitardi): in essi la componente orizzontale del moto è pressoché trascurabile e si possono, invece, verificare importanti movimenti verticali.

Tali calcari si possono quindi configurare come “acquifero fratturato”, caratterizzato da “doppia porosità” nei quali la circolazione principale avviene nel reticolo esistente di macro-fratture, che occupano un volume trascurabile dell’ammasso e determinano un ridotto immagazzinamento idrico, mentre la circolazione secondaria, più lenta ma più estesa, si sviluppa nelle micro-fratturazioni dell’ammasso roccioso ed avviene in modo simile a quella dei mezzi porosi.

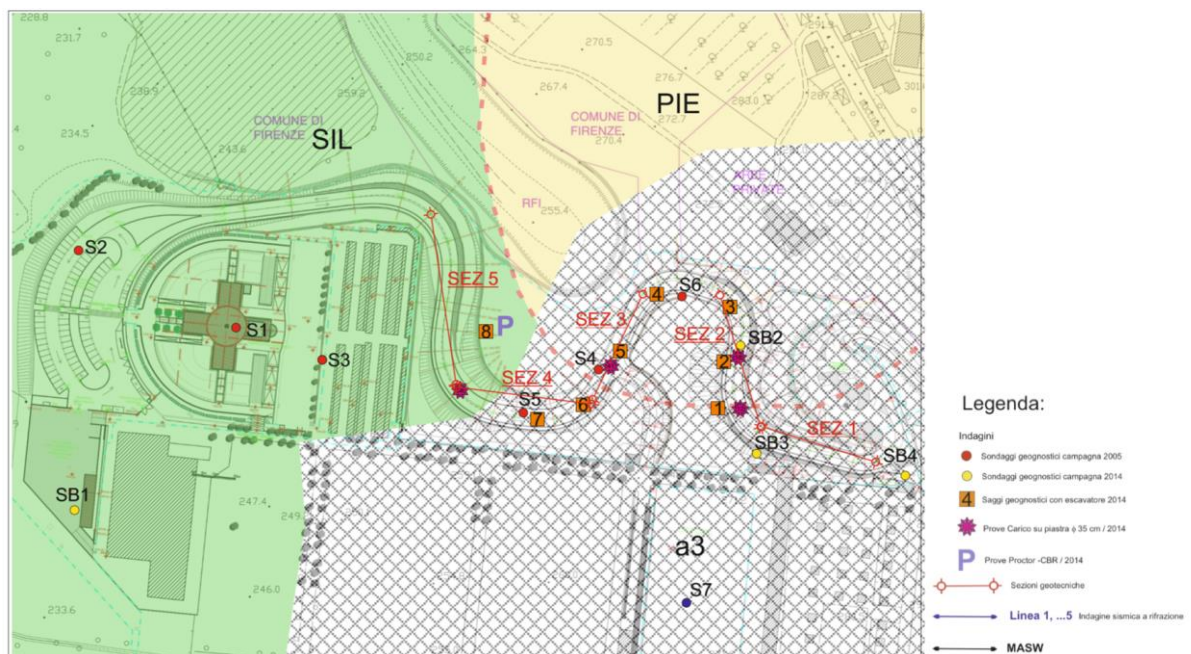
Da un punto di vista idrogeologico, quanto detto per i calcari, è da ritenersi valido anche per la *Formazione delle Marne di Pievelago*.

Per maggiori dettagli sui caratteri geologici dell’area si rimanda alle relazioni **RGEO1** ed **RGEO2**.

6. CAMPAGNA GEOGNOSTICA

Per la caratterizzazione geotecnica dell'area interessata dall'intervento si è fatto esplicito riferimento ai risultati ottenuti delle prove in sito e alle prove di laboratorio effettuate nel corso delle campagne geognostiche realizzate nel 2005, 2007 e 2014 nonché alla bibliografia.

Nella figura seguente sono riassunte le indagini effettuate nell'area per la caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dalle opere in progetto.



6.1. SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO E PROVE DI LABORATORIO

La campagna geognostica del 2005, eseguita dalla ditta *SonGeo srl* di Ferrara, è consistita in n. 6 sondaggi meccanici verticali a carotaggio continuo con esecuzione a quote significative di prove penetrometriche dinamiche di tipo S.P.T. e il prelievo di campioni indisturbati e disturbati di terreno sottoposti a specifiche analisi nei laboratori geotecnici della *Pangeo* di Poggibonsi.

I sondaggi S1 ed S3 hanno raggiunto la profondità di 15 m dal piano campagna mentre gli altri, S2, S4, S5 ed S6, sono stati spinti fino a circa 10 m. Il sondaggio S6 è stato attrezzato con piezometro a tubo aperto.

La campagna geognostica del 2007 ha riguardato esclusivamente aspetti legati alla classificazione ambientale delle terre e rocce da scavo a mezzo di saggi e /o prelievi.

La campagna geognostica del 2014 è consistita in n. 4 sondaggi meccanici verticali a carotaggio continuo da 10 m di profondità con esecuzione a quote significative di prove penetrometriche

dinamiche di tipo S.P.T. e il prelievo di campioni indisturbati e disturbati di terreno sottoposti a specifiche analisi nei laboratori geotecnici di ElleTi di Firenze.

Fanno parte integrante della campagna geognostica anche gli 8 saggi fatti con l'escavatore lungo il percorso della nuova viabilità per la ricostruzione stratigrafica, il prelievo di campioni disturbati, l'esecuzione di prove su piastra, prove di compattazione proctor e prove di penetrazione C.B.R. ed, infine, prove CIC per la determinazione del contenuto di calce da adottare per il trattamento del terreno.

Per la descrizione esaustiva delle stratigrafie dei sondaggi a carotaggio continuo si rimanda alle relazioni geologiche **RGE01** ed **RGE02** mentre nelle figure seguenti vengono riassunte sotto forma tabellare, dove con la riga del titolo in giallo si hanno le ricostruzioni stratigrafiche relative all'area del Tempio Crematorio della campagna geognostica del 2005, in azzurro quelle riferite alla stessa area ma della campagna geognostica del 2014 ed, infine, in bianco le stratigrafie dell'area interessata dalla realizzazione della nuova viabilità.

SONDAGGIO S1

Profondità mt da p.c.	Descrizione litologica
0.00 – 1.60	Terreno di riporto limoso di colore marrone, con laterizi resti marmorei e lapidei
1.60 – 4.90	Terreno limo argilloso di color nocciola con inclusi ghiaiosi
4.90 – 6.60	Argilla limosa con presenza di ghiaia fine il cui contenuto diminuisce con la profondità
6.60 – 10.50	Argilla nocciola con concrezioni calcaree
10.50 – 13.0	Argilla molto compatta di color nocciola con concrezioni calcaree
13.0 – 15.0	Argilla molto compatta di colore verdastro con striature marroni; presenti concrezioni calcaree

TABELLA 1 – STRATIGRAFIA SONDAGGIO S1

SONDAGGIO S2

Profondità mt da p.c.	Descrizione litologica
0.0 – 2.50	Terreno di riporto composto da limo argilloso marrone con livelli di casti arenacei tra 1.10 e 1.30 mt
2.50 – 3.0	Terreno di riporto limo argilloso con laterizi
3.0 – 4.60	Argilla limosa di colore marrone scuro con clasti calcareo – arenacei
4.60 – 10.0	Argilla limosa di colore nocciola con concrezioni calcaree

TABELLA 2 – STRATIGRAFIA SONDAGGIO S2

SONDAGGIO S3

<i>Profondità mt da p.c.</i>	<i>Descrizione litologica</i>
0.0 – 0.50	Terreno di riporto limoso con ghiaia
0.50 – 1.50	Argilla limosa marrone con concrezioni calcaree e clasti fino a 2 cm
1.50 – 3.0	Argilla variegata nocciola con inclusi calcarei
3.0 – 5.50	Argilla compatta color nocciola con concrezioni calcaree millimetriche
5.50 – 6.30	Ciottoli calcareo arenacei
6.30 – 8.0	Argilla variegata nocciola con inclusi calcarei
8.0 – 10.0	Argilla compatta marrone con concrezioni calcaree e clasti fino a 3 cm
10.0 – 10.9	Blocchi e clasti subangolari calcarei in matrice limosa grigio chiara
10.90 – 12.10	Arenaria grigia fratturata
12.10 – 15.0	Argilla grigia scura con clasti marnosi, e localmente arenacei

TABELLA 3 – STRATIGRAFIA SONDAGGIO S3

SONDAGGIO S4

<i>Profondità mt da p.c.</i>	<i>Descrizione litologica</i>
0.0 – 0.50	Terreno di riporto
0.50 – 2.30	Limo argilloso marrone scuro con striature grigie
2.30 – 5.50	Argilla limosa marrone con concrezioni calcaree la cui concentrazione aumenta con la profondità
5.50 – 6.60	Argilla compatta con concrezioni calcaree
6.60 – 9.10	Argilla grigia con concrezioni calcaree
9.10 – 10.0	Argilla di colore marrone molto compatta con concrezioni calcaree centimetriche

TABELLA 4 – STRATIGRAFIA SONDAGGIO S4

SONDAGGIO S5

<i>Profondità mt da p.c.</i>	<i>Descrizione litologica</i>
0.0 – 0.40	Terreno di riporto
0.40 – 0.80	Argilla compatta marrone con clasti calcarei
0.80 – 2.40	Blocchi di arenaria e calcareniti
2.40 – 3.80	Limo argilloso color nocciola
3.80 – 7.10	Argilla limosa con livelli più compatti ed inclusi calcarei
7.10 – 10.0	Argilla limosa poco compatta di colore marrone con ciottoli

TABELLA 5 – STRATIGRAFIA SONDAGGIO S5

SONDAGGIO S6

<i>Profondità mt da p.c.</i>	<i>Descrizione litologica</i>
0.0 – 2.30	Terreno di riporto in prevalenza argilloso, di colore bruno con clasti centimetrici
2.30 – 2.70	Ciottoli calcarenitici in matrice argillosa
2.70 – 3.00	Argilla grigio – verde con inclusi
3.00 – 10.0	Argilla compatta color nocciola con inclusi calcarei

TABELLA 6 – STRATIGRAFIA SONDAGGIO S6

SONDAGGIO SB1

<i>Profondità mt da p.c.</i>	<i>Descrizione litologica</i>
0.00 – 1,00	Terreno di riporto limoso argilloso con rari frammenti di manufatti lapidei
1,00 – 7,90	Terreno limo argilloso di color nocciola plastico
7,90 – 10,0	Argilla limosa plastica di colore grigio piombo

TABELLA 7 – STRATIGRAFIA SONDAGGIO SB1

SONDAGGIO SB2

<i>Profondità mt da p.c.</i>	<i>Descrizione litologica</i>
0.00 – 2,60	Terreno di riporto limoso argilloso con rari frammenti di manufatti lapidei
2,60 – 10,00	Terreno limo argilloso di color nocciola plastico

TABELLA 8 – STRATIGRAFIA SONDAGGIO SB2

SONDAGGIO SB3

<i>Profondità mt da p.c.</i>	<i>Descrizione litologica</i>
0.00 – 2,50	Terreno di riporto limoso argilloso con rari frammenti di manufatti lapidei
2,50 – 8,00	Terreno limo argilloso di color nocciola plastico

TABELLA 9 – STRATIGRAFIA SONDAGGIO SB3

SONDAGGIO SB4

<i>Profondità mt da p.c.</i>	<i>Descrizione litologica</i>
0.00 – 3,70	Terreno di riporto limoso argilloso con rari frammenti di manufatti lapidei
3,70 – 8,00	Terreno limo argilloso di color nocciola plastico

TABELLA 10 – STRATIGRAFIA SONDAGGIO SB4

6.1.1.PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE STANDARD (SPT)

Nella campagna geognostica del 2005 e in quella del 2010 sono state eseguite delle prove penetrometriche dinamiche del tipo STP che hanno interessato gli strati superficiali, tra -1.5 m e -18.5 m, caratterizzati dalla presenza di limi, limi argillosi e argille.

Le prove SPT hanno consentito la caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dalla realizzazione delle opere in progetto.

Si riporta di seguito una tabella nella quale sono riportati i risultati del controllo dei valori ottenuti nelle prove penetrometriche dinamiche standard (SPT) mediante il “Criterio di Affidabilità di Schmertmann (1979)” dove:

$$\begin{cases} X_1 = N_1/N_3 \\ X_2 = N_2/N_3 \end{cases}$$

e la prova è considerata valida se:

$$0 \leq X_1 \leq X_2 \leq 1$$

Come si può vedere dalla tabella sottostante alcune delle prove effettuate non superano il criterio di affidabilità. Ai fini della presente è stato attribuito un valore pari a 50 colpi alle prove che hanno dato rifiuto al solo scopo di permettere la caratterizzazione geotecnica del litotipo interessato.

Criterio di Affidabilità dei Risultati (Schmertmann 1979)								
SPT	z [m di progetto]	z [m s.l.m.]	N1	N2	N3	X1	X2	Verificata
SPT-S1-1	7.0	nd	12	31	50	0.24	0.62	SI
SPT-S1-2	13.0	nd	21	35	50	0.42	0.70	SI
SPT-SB1-1	4.5	nd	9	11	15	0.60	0.73	SI
SPT-SB1-2	8.2	nd	13	15	20	0.65	0.75	SI
SPT-SB2-1	3.0	nd	5	6	7	0.71	0.86	SI
SPT-SB2-2	7.0	nd	11	15	17	0.65	0.88	SI
SPT-SB2-3	9.0	nd	12	15	14	0.86	1.07	NO
SPT-SB3-1	2.5	nd	9	8	13	0.69	0.62	NO
SPT-SB3-2	6.5	nd	9	16	18	0.50	0.89	SI

TABELLA 11 – RIEPILOGO DEI RISULTATI SPT

Nel seguito le prove che non rispettano il suddetto criterio di accettazione non saranno prese in considerazione per la parametrizzazione dei terreni indagati.

Nelle figure seguenti è rappresentato l'andamento con la profondità di N_{SPT} e di $(N_1)_{60}$ cioè il valore di N_{SPT} con rapporto di energia di riferimento pari al 60% e normalizzato per uno sforzo efficace σ_{vo} di 100 kPa. Tale valore risulta necessario in molte delle correlazioni utilizzate per uniformare gli standard nazionali nell'esecuzione delle prove penetrometriche dinamiche.

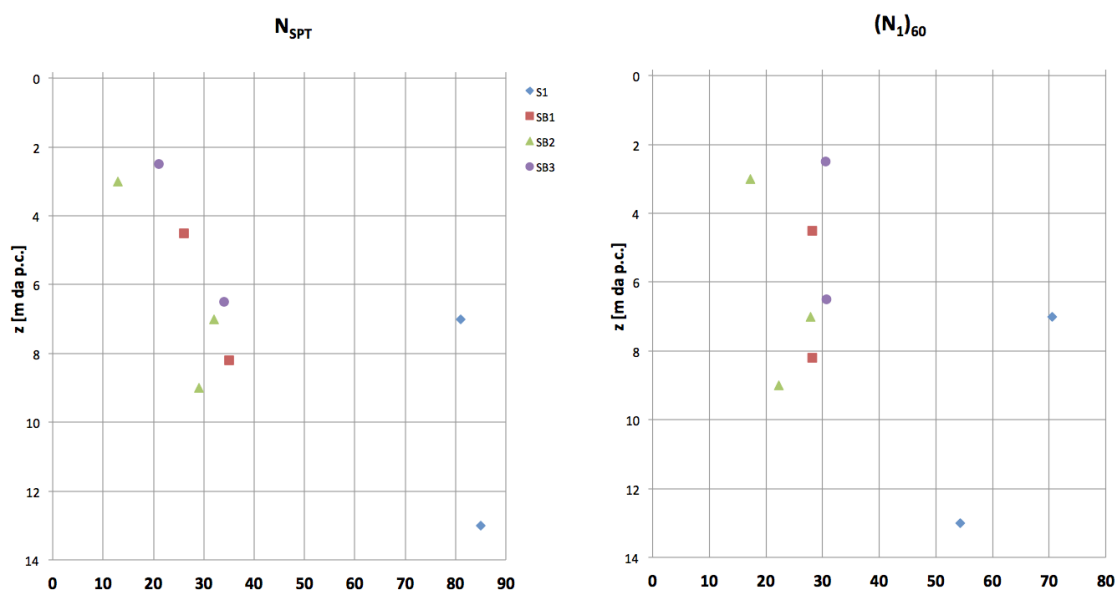


FIGURA 6 – ANDAMENTO CON LA PROFONDITÀ DAL PIANO CAMPAGNA DI N_{SPT} E DI $(N_1)_{60}$

In presenza di sabbie e, comunque, di terreni non coesivi questi si classificano in base ai valori N_{SPT} tramite la tabella, riportata di seguito, secondo Terzaghi e Peck (1967) e Gibbs e Holtz (1957).

N_{SPT}	$(N_1)_{60}$	Stato di addensamento	Densità relativa D_R [%]
0 - 4	0 - 3	Molto sciolto	$D_R < 15$
4 - 10	3 - 8	Sciolto	$15 < D_R < 35$
10 - 30	8 - 25	Medio	$35 < D_R < 65$
30 - 50	25 - 42	Denso	$65 < D_R < 85$
> 50	> 42	Molto denso	$85 < D_R < 100$

TABELLA 12 - DESCRIZIONE DELLO STATO DI ADDENSAMENTO IN FUNZIONE DELLA D_R

Le prove SPT oggetto della presente non hanno interessato strati di terreno incoerente pertanto le suddette considerazioni non sono applicabili alla presente.

In presenza di terreni a grana fine si valuta la consistenza in base ai valori N_{SPT} tramite la tabella, riportata di seguito, di Terzaghi e Peck (1967).

N_{SPT}	CONSISTENZA	Resistenza al taglio non drenata C_u [kPa]	Indice di consistenza $I_c = (W_L - W_N) / PI$	Manipolazione in situ
0 - 2	Molle	0 - 25	<0.5	si sprema fra le dita chiudendo il pugno
2 - 4	Tenero	25 - 50	0.5 - 0.75	si modella facilmente con le dita
4 - 8	Medio	50 - 100		si modella con forte pressione della dita
8 - 15	Consistente	100 - 150	0.75 - 1.0	si incava ("dent") con forte pressione della dita
15 - 30	Molto	150 - 200	1.0 - 1.5	si incava ("dent") solo leggermente con forte pressione della dita
> 30	Duro	> 200	>1.5	si intacca ("dent") solo leggermente con la punta della matita

TABELLA 13 – CONSISTENZA DEI TERRENI COESIVI DA SPT (TERZAGHI E PECK, 1967)

Secondo questa classificazione la parte "fina" del terreno con SPT media pari a 27 (valore cautelativo non tenendo conto delle SPT a rifiuto) è classificabile come "molto consistente".

6.1.2. PROVE DI LABORATORIO

Durante la campagna del 2005 è stato possibile prelevare 2 campioni indisturbati di terreno posto a profondità di circa 3.0 m mentre più in profondità, a causa della presenza di materiale litoide e/o di terreni con struttura argilloscistosa come quelli della Formazione di Sillano, non è stato possibile effettuare altri prelievi. Sui campioni sono state eseguite prove di classificazione, limiti di Atterberg,

granulometrie, prova edometrica e prova di taglio consolidato drenato dalle quali si sono dedotti i parametri riassunti nella tabella seguente.

S1C1			
Profondità di prelievo (m da p.c.)			2,4 – 3,0
PARAMETRI FISICI			
Peso di volume	γ	kN/mc	17
Contenuto di acqua	w	%	15
LIMITI DI ATTERBERG			
Limite di liquidità	LL	*	33,56
Limite di plasticità	LP	*	16,39
Indice di plasticità	IP	*	17,17
PROVA EDOMETRICA			
Indice di compressione	Cc	*	0,132
PROVA DI TAGLIO CONSOLIDATO DRENATO			
Coesione drenata	C'	kN/mq	54,92
Angolo di attrito interno	ϕ	°	26,9

TABELLA 14 – RIEPILOGO DEI RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO SUL CAMPIONE S1C1 (ZONA TEMPIO)

S4C1			
Profondità di prelievo (m da p.c.)			2.5-3.1
PARAMETRI FISICI			
Peso di volume	γ	kN/mc	1.9
Contenuto di acqua	w	%	12
ANALISI GRANULOMETRICA			
Ghiaia (>60 mm)	G	%	11.2
Sabbia (2-0.060 mm)	S	%	12.5
Limo (0.060 – 0.002 mm) e Argilla (<0.002 mm)	LA	%	76.4
PROVA DI TAGLIO CONSOLIDATO DRENATO			
Coesione drenata	C'	kN/mq	63.5
Angolo di attrito interno	ϕ	°	30.7

TABELLA 15 – RIEPILOGO DEI RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO SUL CAMPIONE S4C1 (ZONA VAIBILITA')

Durante la campagna del 2014 è stato possibile prelevare 2 campioni indisturbati di terreno posto a profondità massime di circa 4.5 m mentre, anche in questo caso, a maggiori profondità, a causa della presenza di materiale litoide e/o di terreni con struttura argilloscistosa come quelli della Formazione di Sillano, non è stato possibile effettuare altri prelievi. Sui campioni sono state eseguite prove di classificazione e prove di taglio consolidato drenato.

			SB1C1
Profondità di prelievo (m da p.c.)			1,5 – 2,0
PARAMETRI FISICI			
Peso di volume	γ	kN/mc	19,3
Contenuto di acqua	w	%	23,8
PROVA DI TAGLIO CONSOLIDATO DRENATO			
Angolo di attrito interno	ϕ	°	18
Coesione drenata	c	kPa	16
PROVA DI COMPRESIONE AD ESPANSIONE LATERALE LIBERA			
Coesione non drenata	cu	KPa	137
Carico di rottura	qu	KPa	68,5

TABELLA 16 – RIEPILOGO DEI RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO SUL CAMPIONE SB1C1 (ZONA TEMPIO)

			SB4C1
Profondità di prelievo (m da p.c.)			4,5 – 5,0
PARAMETRI FISICI			
Peso di volume	γ	kN/mc	19,2
Contenuto di acqua	w	%	14,5
PROVA DI TAGLIO CONSOLIDATO DRENATO			
Angolo di attrito interno	ϕ	°	22
Coesione drenata	c	kPa	3

TABELLA 17 – RIEPILOGO DEI RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO SUL CAMPIONE SB4C1 (ZONA VAIBILITA')

Le prove di laboratorio hanno consentito di ricavare i principali parametri geotecnici e geomeccanici dei terreni coesivi individuati con le indagini.

6.2. SAGGI GEOGNOSTICI CON ESCAVATORE

Nella campagna geognostica del 2014 lungo il percorso della nuova viabilità sono stati eseguiti otto saggi geognostici con escavatore spinti fino alla profondità di 2 mt da p.c. locale, durante i quali sono stati prelevati campioni disturbati, sottoposti ad analisi e prove geotecniche di laboratorio i cui risultati sono sintetizzati nelle seguenti tabelle. Tali prove sono state eseguite nel Laboratorio GEOTECNICO DOTT. ANTONIO MUCCHI autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e Trasporti D.P.R. 380/01, art.59 – Circolare n.349/99.

			S1C1	S3C1	S5C1	S7C1
Profondità di prelievo (m da p.c.)			0,5 – 1,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,5	0,5 – 1,0
PARAMETRI FISICI						
Peso di volume	γ	kN/mc	18,69	19,24	18,52	17,90
Contenuto di acqua	w	%	8,6	11,3	19,8	12,8
PROVA DI TAGLIO CONSOLIDATO DRENATO						
			S1C1	S3C1	S5C1	S7C1
Profondità di prelievo (m da p.c.)			0,5 – 1,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,5	0,5 – 1,0
PARAMETRI FISICI						
Peso di volume	γ	kN/mc	18,69	19,24	18,52	17,90
Contenuto di acqua	w	%	8,6	11,3	19,8	12,8
PROVA DI TAGLIO CONSOLIDATO DRENATO						
Angolo di attrito interno	ϕ	°	27	28	28	26
Coesione drenata	c	kPa	51,68	47,96	70,02	18,78

TABELLA 18 – RIEPILOGO DEI RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO SUI SAGGI GEOGNOSTICI (ZONA VAIBILITA')

E necessario tenere presente che le prove di laboratorio sono state realizzate su campioni “disturbati” e, pertanto, individuano un angolo “residuo” (ϕ_R) pari al valore minimo che il terreno ha quando viene completamente annullata la storia tensionale.

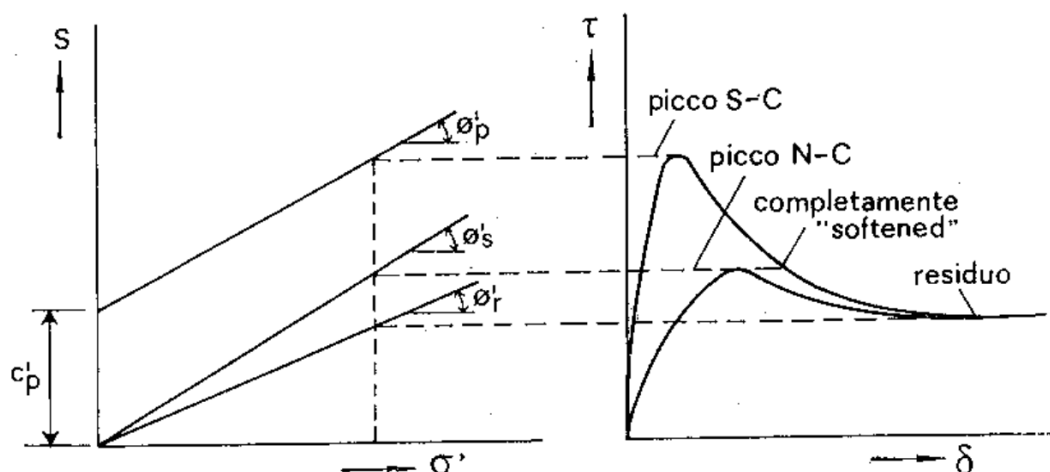


FIGURA 7 – INVILUPPI DI RESISTENZA DI PICCO, RESIDUA E DI COMPLETO RAMMOLLIMENTO PER UNA ARGILLA

Le suddette prove di laboratorio hanno consentito di ricavare i principali parametri geotecnici e geomeccanici dei terreni coesivi che costituiscono sia il piano di posa del rilevato e/o il sottofondo della nuova viabilità che il terreno a tergo delle opere in terra rinforzata ove questo viene riutilizzato.

6.3. PROVE DI CARICO SU PIASTRA

Nella campagna geognostica del 2014 lungo il percorso della nuova viabilità sono state eseguite 4 prove di carico su piastra per determinare l'ammissibilità o meno del terreno naturale come sottofondo stradale.

Nella tabella seguente sono riassunti i risultati ottenuti in termini di modulo di deformazione.

PROVA P1 – sez.12

Pressione (N/mm ²)	Modulo di deformazione (Md)	Cedimento (mm)
0,05 – 0,15	6,83	4,31
0,15 – 0,25	8,70	3,38

PROVA P2 – sez.18

Pressione (N/mm ²)	Modulo di deformazione (Md)	Cedimento (mm)
0,05 – 0,15	5,98	4,92
0,15 – 0,25	4,08	7,21

PROVA P3 – sez.41

Pressione (N/mm ²)	Modulo di deformazione (Md)	Cedimento (mm)
0,05 – 0,15	11,27	2,61
0,15 – 0,25	8,78	3,35

PROVA P4 – sez.58

Pressione (N/mm ²)	Modulo di deformazione (Md)	Cedimento (mm)
0,05 – 0,15	16,72	1,76
0,15 – 0,25	18,16	1,62

TABELLA 19 – RIEPILOGO DEI RISULTATI DELLE PROVE DI CARICO SU PIASTRA (ZONA VAIBILITA')

I risultati ottenuti dimostrano la necessità di procedere in loco alla parziale asportazione di terreno nei casi in cui il valore di Md è inferiore a 10 MPa nell'intervallo di carico 0.05-0.15 MPa ovvero di procedere al consolidamento a mezzo di trattamenti a calce viva.

6.4. PROVE DI COMPATTAZIONE PROCTOR

Nella campagna geognostica del 2014 lungo il percorso della nuova viabilità sono state eseguite 2 prove di compattazione Proctor per determinare la massima massa volumica (densità) ottenibile per costipamento della frazione secca della terra e il corrispondente livello di umidità, detto di "umidità ottima" in corrispondenza del quale risulta più efficace l'azione di costipamento meccanico del terreno.

Nella seguente tabella sono riassunti i risultati ottenuti in termini densità e di "umidità ottima".

		Prova 1	Prova 2
Analisi granulometrica			
Ghiaia	%	0	0
Sabbia	%	18	12
Limo e argilla	%	82	88
Limiti di Atterberg			
Limite Liquido	%	54	53
Limite plastico	%	20	20
Indice plastico	*	34	33
Caratteristiche ottimali			
Peso di volume del terreno secco	(KN/m ³)	19,5	19,20
Contenuto d'acqua	(w %)	12	13,2

TABELLA 20 – RIEPILOGO DEI RISULTATI DELLE PROVE DI COMPATTAZIONE PROCTOR (ZONA VIABILITA')

6.5. PROVA DI PENETRAZIONE C.B.R. (CLAFORNIA BEARING RATIO)

La prova di penetrazione consente di determinare l'indice di portanza C.B.R. di una terra a densità e umidità note. Il valore del CBR è dato dal rapporto tra il carico unitario necessario ad avere un affondamento di un pistone cilindrico di 5 mm di diametro in una fustella Proctor di un campione di terreno costipato a un'umidità e densità prefissata, e un valore di carico prefissato. Il pistone è fatto penetrare nel campione a una velocità costante di 1 mm/50 s, misurando le pressioni trasmesse dalla sonda del terreno. Le pressioni misurate in corrispondenza delle penetrazioni a 2,5 mm e a 5 mm sono messe in rapporto con le pressioni standard rispettivamente di 70 kg/cm² e 105 kg/cm².

I rapporti, espressi in percentuale, esprimono gli indici CBR per il terreno sottoposto a prova. Il maggiore fra i due si assume quale valore di CBR.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti per le prove eseguite:

- PROVA 1 = INDICE CBR 7%
- PROVA 2 = INDICE CBR 4%

Secondo i valori di riferimento del Catalogo delle pavimentazioni (CNR) i valori di CBR ottenuti sono indice di portata "scarsa".

6.6. ESECUZIONE DELLE INDAGINI SISMICHE

Per la caratterizzazione sismica del sottosuolo (§ 3.2.2 delle NTC) si sono effettuate sia indagini geosismiche avvalendosi del metodo sismico a rifrazione, che utilizza la determinazione della velocità di propagazione delle onde longitudinali (onde P) e talvolta trasversali (onde S) nel sottosuolo, che delle prove MASW che sono un metodo basato sull'analisi della dispersione geometrica delle onde superficiali (onde di Rayleigh).

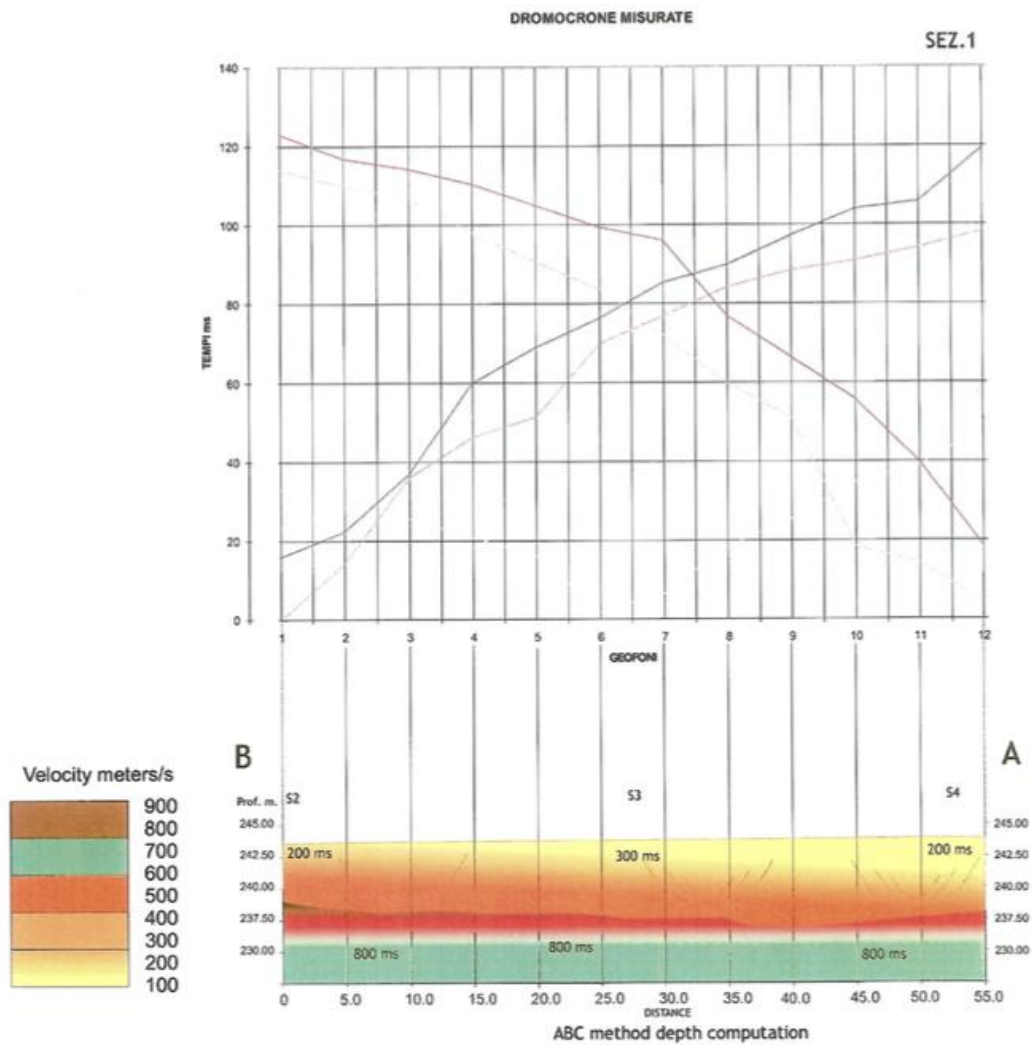


FIGURA 8 – RIEPILOGO DEI RISULTATI DELL'INDAGINE SISMICA A RIFRAZIONE (ZONA TEMPIO)

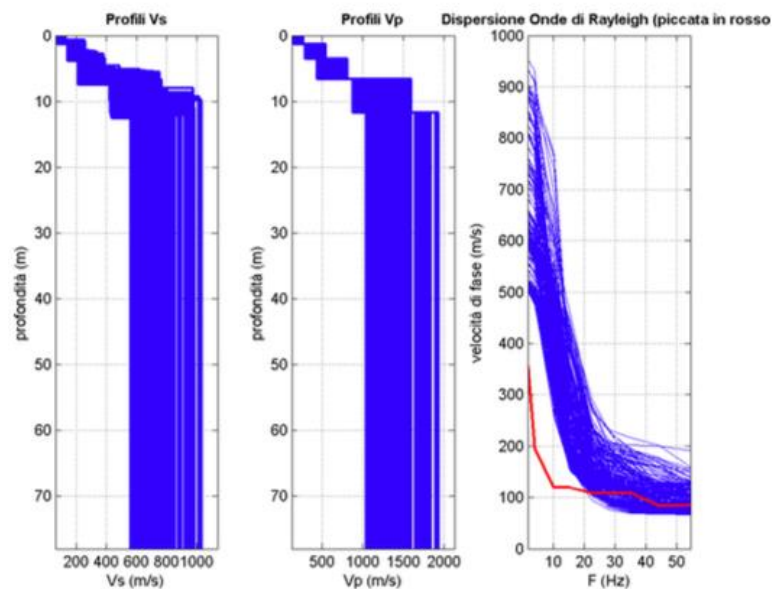


FIGURA 9 – RIEPILOGO DEI RISULTATI DELL'INDAGINE MASW (ZONA TEMPIO)

7. CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO E MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Nel seguito facendo riferimento ai risultati delle prove in situ e in laboratorio effettuate vengono caratterizzati dal punto di vista geotecnico i seguenti litotipi importanti ai fini delle verifiche geotecniche da effettuare sia sulle fondazioni degli edifici che sulle opere controterra. Per quanto riguarda le opere del Tempio Crematorio i terreni indagati all'interno del volume significativo possono suddividersi in (Figura 10):

- **LIVELLO A** : terreno di riporto superficiale caratterizzato dalla presenza di materiale eterogeneo in matrice limosa;
- **LIVELLO B** : limi argillosi con abbondanti clasti arenacei;
- **LIVELLO C** : argillocisti siltosi in alternanza a strati arenacei (Formazione di Sillano).

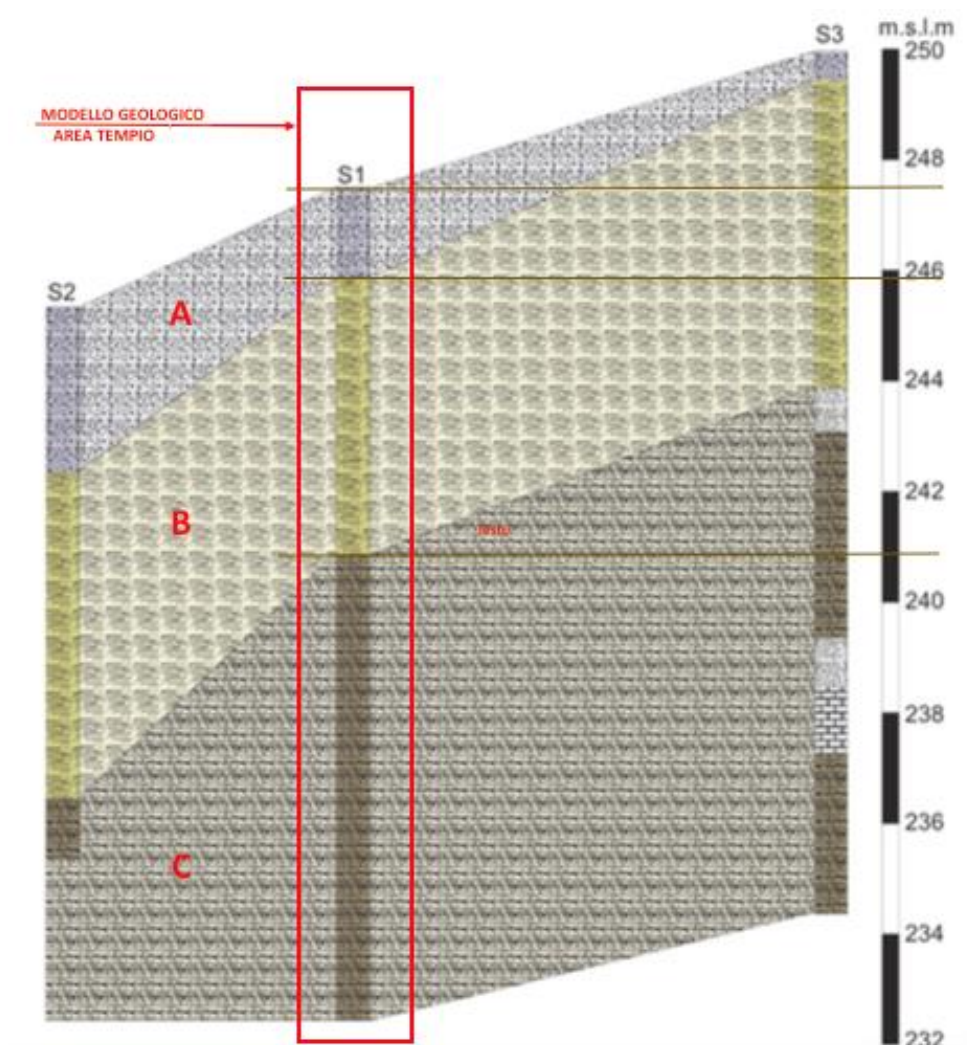


FIGURA 10 – MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO PER L'AREA DI INTERVENTO DEL TEMPIO

In base all'osservazione dei risultati dei sondaggi geognostici, riportati nelle pagine precedenti e per i quali si rimanda a **GEO1** e **GEO2** per una descrizione particolareggiata, si può ritenere che il piano fondale della struttura del Tempio posto in media a Q.R. +242.5/ +243.0 sia posizionato nel livello B costituito da limi argillosi con abbondanti clasti arenacei.

Si evidenzia che nel caso di fondazioni di grandi superfici, come quella oggetto della presente, il "volume significativo" cioè il volume di terreno interessato dalla presenza della fondazione è molto grande e, pertanto, è necessario valutare il comportamento di un volume rilevante di terreno che nel nostro caso significa, principalmente, caratterizzare dal punto di vista meccanico i livelli presenti, fino a 15.0 ÷ 20.0 m.

Per quanto riguarda la nuova viabilità i terreni indagati all'interno del volume significativo possono suddividersi in (Figura 11):

- **LIVELLO A** : detrito e/o terreno di riporto superficiale caratterizzato dalla presenza di materiale eterogeneo in matrice limosa tipici anche del Livello B;
- **LIVELLO C** : argillocisti siltosi in alternanza a strati arenacei (Formazione di Sillano).
- **LIVELLO D** : marne della Formazione di Pievelago;

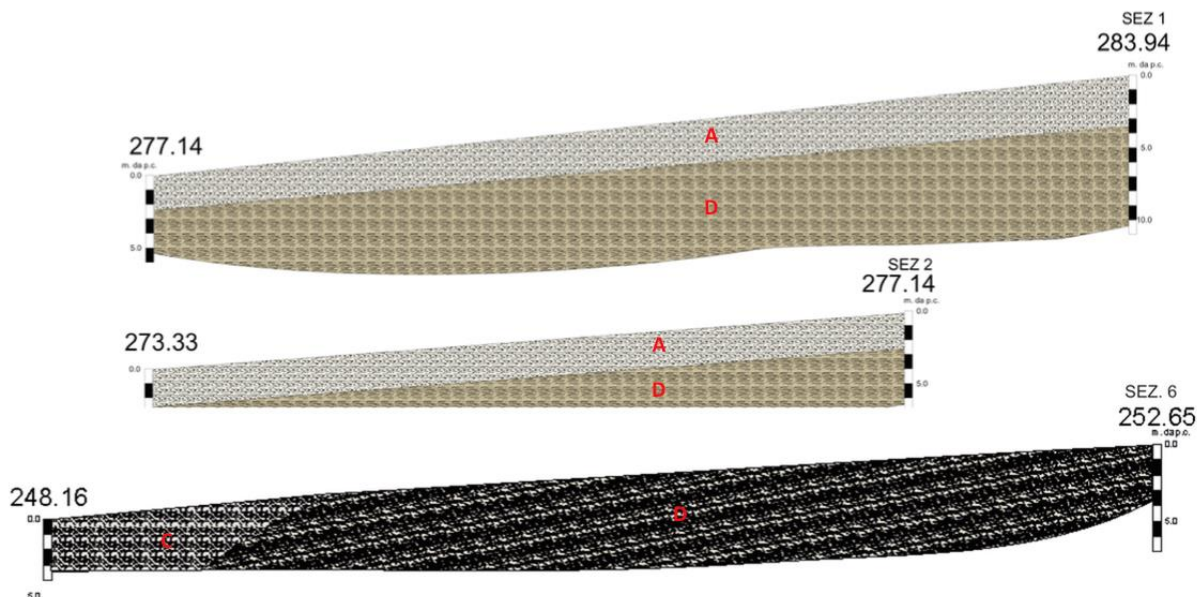


FIGURA 11 – MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO PER LA NUOVA VIABILITÀ (SEZ. 1, 2 E 6)

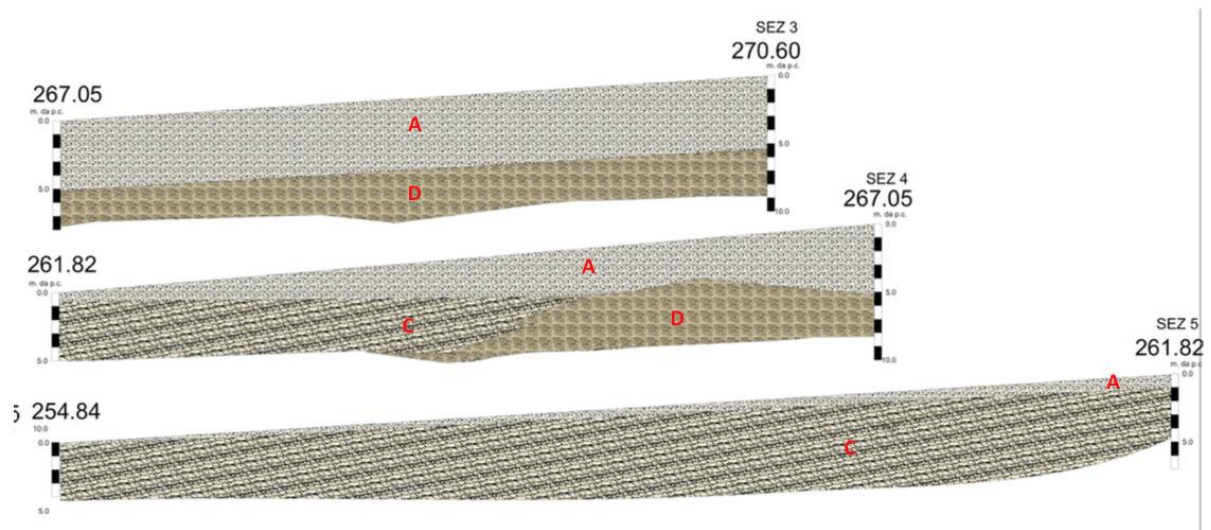


FIGURA 12 – MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO PER LA NUOVA VIABILITÀ (SEZ. 3, 4 E 5)

7.1. PESO DI VOLUME, CONTENUTO NATURALE IN ACQUA ED INDICI DI ATTERBERG

Sulla base delle prove di laboratorio effettuate, ai fini della presente, è attribuito un peso di volume di 18.5 kN/m^3 per il livello A, di 19 kN/m^3 per il Livello B e D mentre viene assunto un valore di 19.5 kN/m^3 per i livello C.

Per i terreni del livello B i limiti di Atterberg fanno classificare i terreni come argille inorganiche di media plasticità.

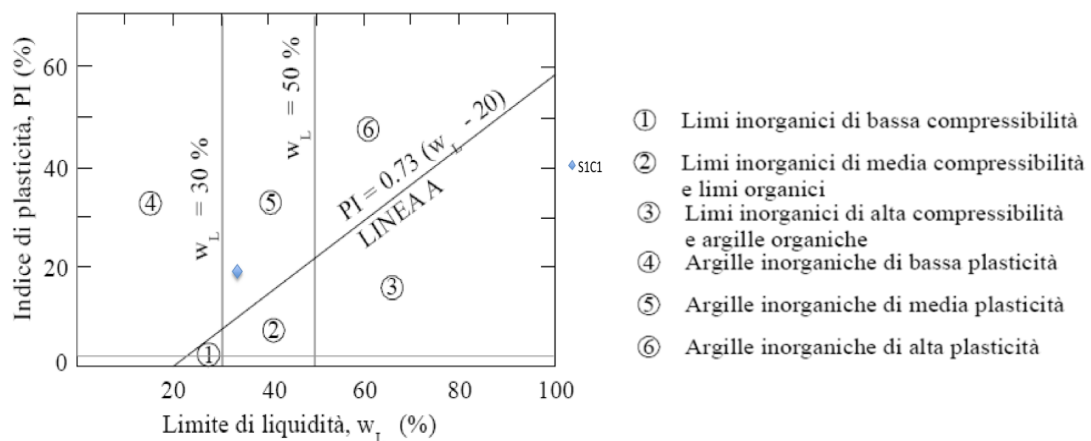


FIGURA 13 – CARTA DI CASAGRANDE

7.2. RESISTENZA AL TAGLIO DRENATA

Per la stima della resistenza al taglio drenata dei livelli A si è fatto riferimento alle prove di laboratorio effettuate sui campioni prelevati durante lo svolgimento della campagna geognostica del 2014 a mezzo di saggi geognostici. Per quattro campioni di terreno caratteristico del livello A sono state eseguite

prove di taglio consolidato drenato dalle quali è stato possibile ottenere una stima della resistenza a taglio drenato. I risultati ottenuti sono riassunti nella seguente tabella.

LITOTIPO	CAMPIONE	PROVE	PROF. [m]	Φ' [°]	c' [kPa]
A	S1C1	TCD	0.75	27	52
A	S3C1	TCD	1.25	28	48
A	S5C1	TCD	1.25	28	70
A	S7C1	TCD	0.75	26	19
MEDIA				27	47

TABELLA 21 - VALORI CARATTERISTICI DELLA RESISTENZA AL TAGLIO DRENATA Φ' NEL LIVELLO A

Anche per un campione di terreno caratteristico del livello B è stata eseguita una prova di taglio consolidato drenato che ha fornito i seguenti risultati:

LITOTIPO	CAMPIONE	PROVE	PROF. [m]	Φ' [°]	c' [kPa]
B	S1C1	TCD	2.70	27	55

TABELLA 22 - VALORI CARATTERISTICI DELLA RESISTENZA AL TAGLIO DRENATA Φ' NEL LIVELLO B

Tali valori sono cautelativamente assunti anche per il livello C anche se questi terreni appartenenti alla *Formazione di Sillano* hanno in genere valori di resistenza al taglio drenata maggiori ma, tuttavia, essendo di difficile campionamento non è stato possibile, nonostante i tentativi effettuati, fare prelievi idonei per l'esecuzione delle prove di taglio in laboratorio. Tuttavia, i valori di SPT ottenuti nelle prove effettuate, che hanno dato valori dell'ordine dei 30 colpi sulla seconda volata e rifiuto sulla terza, dimostrano che siamo in presenza di terreni da "molto consistenti" a "duri" secondo la classificazione di Terzaghi e Peck (1967) ripresa dalle Raccomandazioni AGI (1977).

Relativamente al livello D, di scarso interesse ai fini della presente, in quanto non rientra nel volume significativo delle opere del nuovo Tempio e non risulta interessato dalle opere in terra rinforzata da realizzare lungo la nuova viabilità, si assume la classificazione fatta dal geologo dott. Lorenzo Cirri sulla base delle prove speditive in situ e delle prove geofisiche.

7.3. PARAMETRI DI DEFORMARZIONE DEL TERRENO

Per la stima dei parametri di deformabilità dei terreni si possono utilizzare i risultati delle prove di laboratorio e, ove non disponibili, correlazioni di natura empirica con i risultati delle prove penetrometriche dinamiche e qualora disponibili di quelle statiche. Tuttavia è opportuno precisare

che, essendo i parametri di deformabilità molto sensibili alle modificazioni prodotte alle condizioni al contorno, causate per esempio dalle operazioni di perforazione o durante le operazioni di infissione dinamica dell'attrezzo di prova, i valori desunti dalle correlazioni basate sulle prove penetrometriche dinamiche e/o statiche sono, in generale, meno raffinati di quelli ottenuti da prove di laboratorio.

Ai fini della presente è importante la caratterizzazione dei terreni del livello B e C. Tuttavia, considerando che, nel nostro caso, le caratteristiche meccaniche dei terreni migliorano con la profondità, come dimostrato dalle prove geofisiche, è a favore della sicurezza eseguire le verifiche allo stato limite di esercizio prendendo a riferimento i valori della prova edometrica effettuata sul litotipo B. Infatti, come si è già detto, a causa della difficoltà di campionamento del terreno per la continua presenza di inclusioni calcaree e/o marnose non si sono potuti ottenere campioni indisturbati di terreno del litotipo C e, purtroppo, per lo stesso motivo non è stato possibile l'esecuzione di prove penetrometriche statiche e/o dinamiche.

I valori ottenuti dall'analisi dei risultati dalla prova edometrica effettuata sui terreni del livello B in termini di indici di compressione (c_c), di ricompressione (c_R) e di rigonfiamento (c_s) e della pressione di preconsolidazione (σ'_p) sono graficizzati nella seguente figura e riassunti nella tabella successiva.

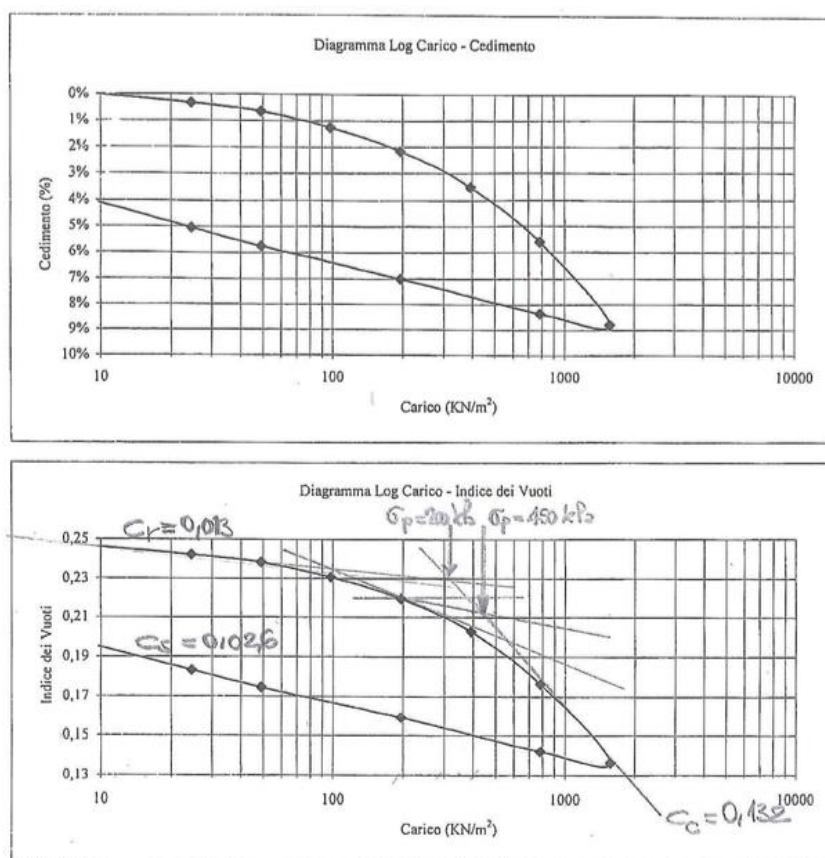


FIGURA 14 – PROVA EDOMETRICA SUL CAMPIONE S1C1

LITOTIPO	QUOTA [m]	CAMPIONE	σ_p [kPa]	OCR	e_0	C_r	C_c	C_s
B	2.7	S1C1	325	6.2	0.246	0.013	0.132	0.026

TABELLA 23 - VALORI CARATTERISTICI DELLA RESISTENZA AL TAGLIO DRENATA Φ' NEL LIVELLO B

Nel caso oggetto della presente in funzione della quota di imposta della fondazione e del carico trasmesso al suolo siamo in regime di compensazione. Infatti, a fronte di uno scavo medio di circa 4.5 m, in riferimento alla quota di imposta delle fondazioni, il terreno subisce uno “scarico” di circa 85 kPa mentre il carico trasmesso dalla struttura di fondazione al terreno allo stato limite di esercizio è pari, in media, a circa 50 kPa.

Per queste motivazioni, nel seguito le analisi numeriche per la verifica allo stato limite di esercizio si sono eseguite sulla base dei valori ottenuti dalla prova edometrica effettuata facendo riferimento alla curva di ricarico.

7.4. CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO

Dall’analisi dei risultati della campagna geognostica emerge che i terreni all’interno dei 30 m sotto il piano delle fondazioni sono caratterizzati da velocità di onde di taglio pari in media a 320 m/sec tipica di un suolo di categoria **C** delle NTC 2008:

“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)”.

Relativamente alle condizioni topografiche viene assunta la categoria T2.

7.5. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

In funzione dei risultati ottenuti dalle indagini effettuate si è potuto definire nel dettaglio il modello geotecnico di riferimento da adottare per le verifiche geotecniche.

In particolare, per la verifica geotecnica del Tempio Crematorio sulla base delle informazioni desunte e secondo le considerazioni e le procedure in precedenza esposte si ritiene di poter fare riferimento al seguente modello geotecnico costituito da un unico litotipo con le parametrizzazione del livello B che, dal punto di vista geotecnico, è rappresentativo del comportamento geomeccanico del “volume significativo” cioè il volume di terreno influenzato dalla realizzazione dell’opera:

- ✓ piano campagna posto a quota circa pari a +247.00 m s.m.l. con pendenze inferiori a 15° (nell’area di intervento);
- ✓ terreno di fondazione, a meno di una coltre superficiale antropizzata, avente i seguenti parametri geotecnici caratteristici (
- ✓ *Tabella 24*) :

PROFONDITÀ [m]	LITOTIPO	γ' [kN/m ³]	ϕ'_{k_s} [°]	c'_k [kPa]	c_r [-]
	LIVELLO B	19	27	55	0.016

TABELLA 24 - PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEI TERRENI INDAGATI PER LA ZONA TEMPIO CREMATORIO

Tale modello geotecnico è esaustivo dal punto di vista delle verifiche delle opere in progetto sia in riferimento allo stato limite ultimo (SLU) che allo stato limite di esercizio (SLE).

Per quanto riguarda, invece, il calcolo delle opere in terra rinforzata il modello geotecnico di riferimento è rappresentato nella figura sottostante e riassunto in tabella con la precisazione che il terreno che costituisce il corpo della terra rinforzata è realizzato con misto di cava classificabile come A2-4 secondo HRB-AASHTO (CNR-UNI 10006:2002) al quale viene attribuito una parametrizzazione di bibliografia.

Il terreno posto a tergo delle opere in terra rinforzata sarà ottenuto selezionando accuratamente il terreno proveniente dagli scavi di sbancamento al fine di ridurre i volumi di terreno in uscita ed entrata dal cantiere. Cautelativamente ai fini delle verifiche vengono assegnati i parametri geotecnici di Tabella 25. In fase di cantiere tali assunzioni dovranno trovare riscontro a mezzo di prove geotecniche in situ e in laboratorio eseguite dall’Impresa secondo i criteri stabiliti dalla D.L.

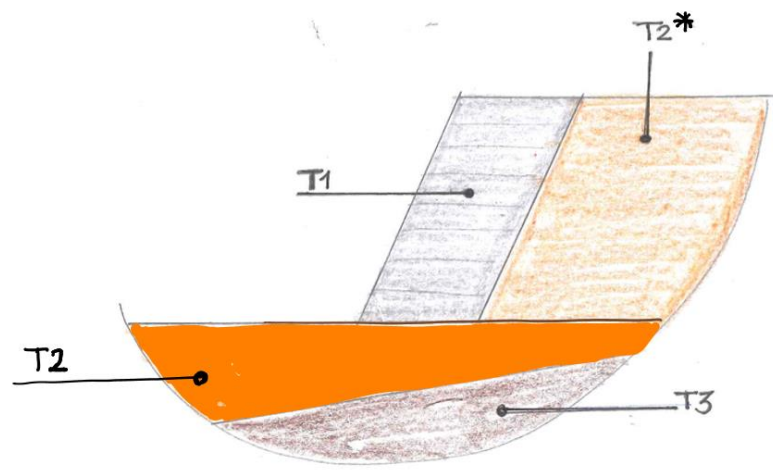


FIGURA 15 – MODELLO GEOTECNICO PER LA VERIFICA DELLE TERRE RINFORZATE

PROFONDITÀ [m]	LITOTIPO	γ' [kN/m ³]	ϕ'_k [°]	c'_k [kPa]
T1 - Terreno del corpo della terra rinforzata	TERRENO DI CAVA	19.5	35	-
T2* - Terreno di spinta	TERRENO RIMANEGGIATO	19	27	0
T2 - Terreno di appoggio	LIVELLO B	19	27	55
T3 - Terreno profondo	LIVELLO D	19.5	27	55

TABELLA 25 - PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEI TERRENI PER LA VERIFICA DELLE TERRE RINFORZATE

Inoltre, sulla base degli studi effettuati, dei rilievi, delle prove in situ e di laboratorio si può concludere che:

- l'area di intervento è esente da fenomeni di dissesto attivi;
- la stratigrafia dell'area risulta essere ben definita: è presente una copertura artificiale con spessore variabile da punto a punto;
- le prove in situ e le prove di laboratorio hanno consentito di caratterizzare i terreni dal punto di vista geotecnico in modo esaustivo;
- la falda è profonda è pressoché assente, risulta invece di una certa importanza la circolazione superficiale che andrà accuratamente regimentata sia in fase di cantiere che nella configurazione finale di progetto.

8. ANALISI STRUTTURALI MEDIANTE CODICI DI CALCOLO AUTOMATICI

Al fine di effettuare le verifiche agli SLU ed agli SLE si è fatto uso di software di comprovata validità come la suite **GeoStru**.

GeoStru software

Procedura di attivazione

Codice del prodotto: 13

Codice di registrazione del prodotto

Chiave hardware Rockey 4HD - HID: 458478685

Tipo licenza: Chiave hardware

Dati cliente

Codice cliente: 3921

Intestazione: AEI Progetti srl

Indirizzo: Via Bolognese, 48

Località: 50139 Firenze (FI) - Nazione: Italy

Partita iva: 05272840488 Codice fiscale: nd

E-mail: s.valentini@aeiprogetti.it

Chiudi

FIGURA 16 - LICENZA SUITE GEOSTRU SOFTWARE (CHIAVE N. 458478685)

La suite *GeoStru Software* implementa in modo automatico la soluzione di problemi geotecnici (interpretazione delle prove in situ, calcolo della capacità portante delle fondazioni superficiali e profonde, verifica di stabilità del pendio, ecc.) applicando soluzioni classiche in forma chiusa.

8.1. RELAZIONE CODICI DI CALCOLO

In ottemperanza a quanto richiesto nelle NTC 2008 (§10.2) per ciò che concerne l'analisi e le verifiche eseguite mediante l'ausilio di codici di calcolo, si afferma:

- che i risultati dei calcoli strutturali eseguiti con l'utilizzo del calcolatore sono stati verificati dagli scriventi della presente relazione;
- che i risultati presentati nelle forme allegate al progetto Esecutivo ne garantiscono la leggibilità e la corretta interpretazione;
- che i metodi adottati per la risoluzione dei problemi è la modellazione agli elementi finiti tramite programmi di calcolo e risoluzioni in forma chiusa per analisi di tipo "locale" e per le verifiche delle analisi svolte con programmi di calcolo;
- che le metodologie seguite per le verifiche o per il progetto-verifica delle sezioni sono il metodo agli Stati Limite (NTC 2008, Eurocodici e normative ACI, ove ritenute necessarie come supplemento);

- che le combinazioni di carico adottate con riferimento alle NTC 2008 sono:
la combinazione fondamentale agli Stati Limite Ultimi (SLU)
la combinazione caratteristica rara per gli Stati Limite di Esercizio irreversibili (SLE)
la combinazione frequente per gli Stati Limite di Esercizio reversibili (SLE)
la combinazione quasi permanente per gli effetti a lungo termine (SLE)
la combinazione sismica per gli SLU/SLE relativi all'azione sismica (SLV/SLD/SLO)
- che l'origine, le caratteristiche e la validazione dei codici di calcolo sono le seguenti:

TITOLO	GEOSTRU SOFTWARE
AUTORE	Geostru
PRODUTTORE	Geostru
DISTRIBUTORE	Geostru
VERSIONE	2015
ESTREMI LICENZA	458478685

- che l'affidabilità e la validazione dei codici utilizzati è stata verificata attraverso:
l'esame preliminare, condotto dal progettista, di valutazione dell'affidabilità e soprattutto dell'idoneità del programma nel caso specifico di applicazione,
l'esame della documentazione fornita dal produttore e dal distributore sulle modalità e procedure seguite per la validazione del programma
- che sulla base della documentazione fornita dal produttore e dal distributore a corredo del programma è possibile desumere che i campi di impiego dei codici di calcolo adottati sono congruenti con il progetto in oggetto.

9. VERIFICHE DI SICUREZZA

Nel seguito si riportano le verifiche di capacità portante, la stima dei cedimenti attesi in fondazione, le verifiche di liquefacibilità del terreno e la stima del modulo di reazione del terreno per gli edifici in progetti. Inoltre, sono relazionate le verifiche effettuate per valutare la stabilità globale e locale delle opere in terra rinforzata da realizzarsi a supporto della nuova viabilità.

9.1. FONDAZIONE DEI NUOVI EDIFICI

Un sistema fondale deve rispondere in genere a due requisiti:

“...lo stato di tensione indotto nel terreno deve essere compatibile con le caratteristiche di resistenza dello stesso, nella situazione iniziale ed in quelle che potranno verificarsi nel tempo...”;

“...gli spostamenti delle strutture di fondazione devono essere compatibili con prefissati livelli di sicurezza e con la funzionalità delle strutture in elevazione...”.

Vista la natura dei terreni ed i carichi trasmessi in fondazione dalle strutture in elevazione si è optato per l'impiego di fondazioni di tipo diretto a platea per i corpi principali e a travi rovesce per quelli secondari. Queste ultime, che sono molto più economiche delle fondazioni di tipo profondo, in genere sono in grado di garantire un adeguato margine di sicurezza nei confronti della rottura ma non sempre nei confronti di intollerabili cedimenti assoluti e differenziali.

Nella verifica di fondazioni a platea è importante la verifica dei cedimenti, assoluti e differenziali, in quanto i grandi volumi di terreno coinvolti nei meccanismi di rottura sono in grado di garantire resistenze (in termini di pressioni limite di contatto) molto grandi anche in presenza di terreni dalle caratteristiche meccaniche molto scadenti. Esperienze presenti in bibliografia dimostrano come più in generale i collassi di fondazioni superficiali a platea di grandi dimensione sono dovuti a fenomeni locali, tra i più importanti si ricorda la liquefazione, ovvero a problemi strutturali della sezione in c.a., dovuti a deficit di armatura o delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo, ovvero fenomeni legati alla durabilità (corrosione delle armature per attacco da cloruri, fenomeni di degrado del calcestruzzo legati alla carbonatazione; ecc.). Quindi in generale nell'approccio alla progettazione geotecnica di fondazioni superficiali a platea di grandi dimensioni si procede partendo dall'individuazione di un valore del cedimento assoluto e differenziale ritenuti ammissibili, anche in funzione delle condizioni al contorno (edificio esistente, presenza di strutture sensibili in adiacenza alle fondazioni di progetto, ecc.) e dalla individuazioni delle pressioni sul terreno che, anche in funzione della rigidità della fondazione, determinano tali cedimenti.

9.1.1. STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per la verifica allo stato limite ultimo si è utilizzato l'Approccio 1 proposto nelle NTC2008 secondo cui si utilizzano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e per la resistenza globale del sistema (R):

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Per la verifica in combinazione sismica nella combinazione 2 si deve far riferimento ai coefficienti A2 pari all'unità:

- Combinazione 2 sismica: (A2*+M1+R2) , A2*=1

Per le fondazioni si sono compiute le verifiche ai seguenti stati limite ultimi di tipo geotecnico, riportate di seguito, accertandosi che per ciascuno di essi sia verificata relazione:

$$E_d \leq R_d$$

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

Ai fini della presente, per le fondazioni superficiali, si sono tenuti in conto i seguenti SLU di tipo geotecnico (GEO):

- ✓ Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ✓ Collasso per scorrimento sul piano di posa;
- ✓ Stabilità globale.

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

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 26 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

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	1,0	1,0

Tabella 27 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 28 - Coefficienti parziali γ_r per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Gli stati limite ultimi che riguardano la stabilità globale e lo scorrimento sono implicitamente soddisfatti in quanto il rapporto molto basso tra altezza della struttura e superficie di contatto della fondazione con il terreno e la proporzione di struttura interrata e in elevazione permettono, in questa fase, una assunzione in tal senso.

Avendo scelto l'Approccio 1 si riportano di seguito i valori dei parametri di resistenza del terreno di progetto ottenuti mediante l'applicazione dei coefficienti parziali mostrati nella colonna M1 ed M2 della Tabella 29 in funzione della combinazione di carico analizzata.

A favore della sicurezza, poiché come si è già detto nelle platee di fondazione di grandi dimensioni non è la verifica in termini di stato limite ultimo quella che ne determina il dimensionamento, si è assunto come terreno di fondazione il livello B. In altri termini, vista la complessità del modello geotecnico, si è preferito non tenere in conto della stratificazione del terreno ed assumere per lo stesso valori cautelativi pari a quelli dello strato con caratteristiche meccaniche peggiori. Tale assunzione è senz'altro cautelativa ai fini delle verifiche SLU.

Parametri di resistenza di Progetto del Terreno			
	γ [kN/m ³]	ϕ'_d [°]	C' [kPa]
Combinazione 1: (M1)	19.5	27	55
Combinazione 2: (M2)	19.5	22	44
Combinazione Sismica: (M2)	19.5	22	44

Tabella 29 – Parametri di resistenza di progetto del terreno del Tempio Crematorio

Per introdurre il concetto di capacità portante immaginiamo di applicare ad un blocco di calcestruzzo appoggiato su un terreno omogeneo un carico verticale centrato e di misurare il valore del cedimento all'aumentare del carico. Se riportiamo in un grafico la curva carico-cedimenti, osserviamo che il suo andamento è diverso in relazione allo stato di addensamento (o alla consistenza, se si tratta di terreno coesivo) del terreno.

In particolare, si ha che:

- a parità di carico, il cedimento del blocco è tanto maggiore quanto minore è la densità relativa (o quanto minore è la consistenza);

- per valori elevati della densità relativa (o della consistenza), in corrispondenza del carico di rottura, il blocco collassa, mentre per valori bassi della densità relativa (o della consistenza) il cedimento tende ad aumentare progressivamente ed indefinitamente. In questo caso la condizione di rottura è individuata da un valore limite convenzionale del cedimento.

Alle diverse curve carico-cedimenti corrispondono diversi meccanismi di rottura che possono ricondursi a tre schemi principali (Figura 17):

1. rottura generale
2. rottura locale
3. punzonamento

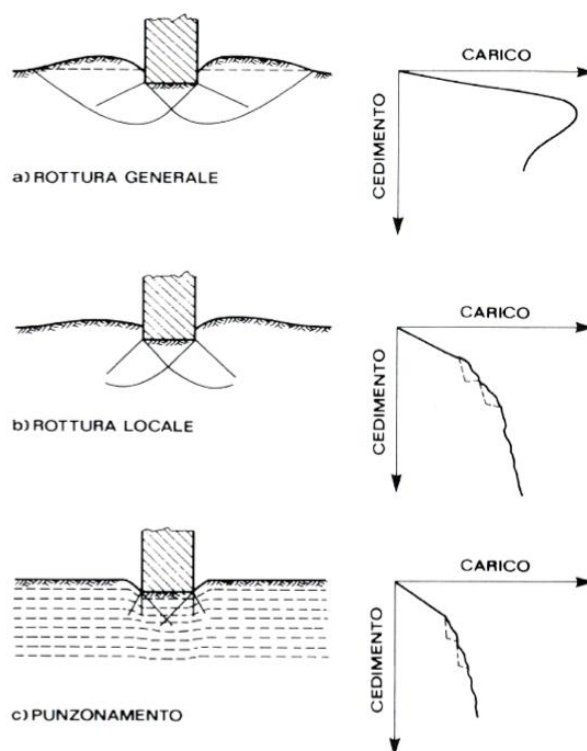


FIGURA 17 – MECCANISMI DI ROTTURA DEL TERRENO

Per ciascuno dei suddetti meccanismi di rottura si sviluppano, nel terreno sottostante la fondazione, superfici di rottura con diverso andamento. Variando la profondità del piano di posa si osserva che l'andamento della curva carico-cedimenti si modifica e in particolare all'aumentare della profondità del piano di posa si può passare da una condizione di rottura generale ad una di rottura locale e ad una per punzonamento.

Per quanto riguarda i tre meccanismi di rottura sopra menzionati, è possibile osservare che nel caso di terreno denso (o compatto) i piani di rottura si estendono fino a raggiungere la superficie del piano campagna (rottura generale), nel caso di materiale sciolto (o poco consistente) le superfici di rottura interessano solo la zona in prossimità del cuneo sottostante la fondazione e non si estendono

lateralmente (rottura locale); nel caso di materiale molto sciolto (o molle) le superfici di rottura coincidono praticamente con le facce laterali del cuneo (punzonamento).

In generale la rottura locale e/o per punzonamento si ha per terreni poco addensati e/o per fondazioni profonde (D/B elevato) mentre non può verificarsi in condizioni non drenate per terreni a grana fine dato che il volume non può variare è, pertanto, possibile solo la rottura generale.

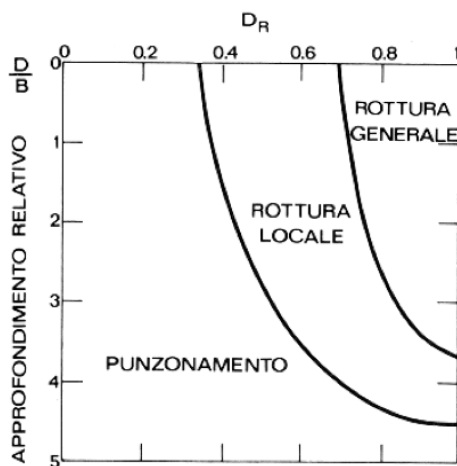


FIGURA 18: MECCANISMI DI ROTTURA DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU SABBIA

Attualmente non si dispone di criteri quantitativi per individuare a priori il tipo di meccanismo di rottura, anche se esistono indicazioni a livello qualitativo per identificare il tipo di rottura più probabile (un esempio per le sabbie è riportato in Figura 18). Ad oggi, non sono reperibili in letteratura soluzioni analitiche per lo studio del meccanismo di rottura locale, mentre esistono soluzioni approssimate per la stima del meccanismo di rottura e l'individuazione di fattori correttivi da applicare alle formule utilizzate per il calcolo del carico limite per lo schema di rottura generale per il quale esistono formulazioni in forma chiusa.

In questi casi si fa riferimento alla teoria di Vesic (1975) che ha studiato in via approssimativa il fenomeno della rottura per punzonamento di una fondazione diretta, assimilando il terreno ad un mezzo elastico-perfettamente plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica indefinita. Il fenomeno risulta essere retto dall' "indice di rigidezza" definito dal seguente rapporto:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma * \tan \phi}$$

dove:

G rappresenta il modulo di elasticità tangenziale del terreno;

σ la tensione normale media che si registra ad una profondità pari a $z = D+B/2$ dal piano di campagna.

Vesic definisce, inoltre, l'indice di rigidità critico della fondazione $I_{r,crit}$ come il valore limite dell'indice di rigidità della fondazione al di sotto del quale risulta predominante la "rottura per punzonamento" o la "rottura locale" rispetto alla "rottura generale" :

$$I_{r,crit} = \frac{1}{2} e^{(3.3-0.45 \frac{B}{L}) \cot(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})}$$

Nel caso in cui $I_r < I_{r,crit}$ la rottura avviene per "punzonamento" ed è necessario correggere le formule di capacità portante con opportuni coefficienti mentre nel caso invece $I_r > I_{r,crit}$ la rottura è di tipo "generale".

Nel caso oggetto della presente non si hanno terreni nei quali la rottura è "generale".

Per le valutazioni numeriche si è fatto riferimento alla relazione di Brinch-Hansen (tale relazione è quella di riferimento per EC7 ed EC 8):

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

N_{γ} , N_c , N_q = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio del terreno di fondazione ϕ' ;

s_{γ} , s_c , s_q = fattori di forma della fondazione;

i_{γ} , i_c , i_q = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;

b_{γ} , b_c , b_q = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;

g_{γ} , g_c , g_q = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;

d_c , d_q = fattori correttivi che tengono della profondità del piano di posa;

Si esplicitano di seguito le formule dei fattori di capacità portante e dei vari fattori correttivi utilizzati nella formula trinomia di Brinch-Hansen:

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

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$$

$$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

TABELLA 30 - FATTORI DI CAPACITÀ PORTANTE

Forma della fondazione	s_c	s_q	s_{γ}
Rettangolare	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$	$1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'}$
Circolare o quadrata	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \phi$	0,6

TABELLA 31 - FATTORI DI FORMA DELLA FONDAZIONE

dove $B'=B-2e_B$ e $L'=L-2e_L$.

Terreno	i_c	i_q	i_γ
$\phi = 0$ argilla satura in condizioni non drenate	$1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_u \cdot N_c}$	1	1
$c > 0, \phi > 0$ argilla in condi- zioni drenate	$i_q - \frac{1-i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$\left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot g \phi'}\right]^{m+1}$	$\left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot g \phi'}\right]^{m+1}$
$c = 0$ sabbia	-	$\left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$\left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$
$m = m_L \cdot \cos^2 \vartheta$ $+ m_B \cdot \sin^2 \vartheta$	$m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{L}{B}}$	$m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$	ϑ è l'angolo fra la direzione del carico proiettata sul piano di fondazione e la direzione di L

TABELLA 32 - FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO

b_c	b_q	b_γ
$b_q - \frac{1-b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$	$(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$

TABELLA 33 - FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO DI POSA DELLA FONDAZIONE

dove:

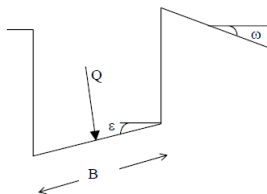


FIGURA 19 - FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO DI POSA DELLA FONDAZIONE

g_c	g_q	g_γ
$g_q - \frac{1-g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$(1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	$\frac{g_q}{\cos \omega}$

TABELLA 34 - FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO CAMPAGNA

Valore di ϕ	d_c	d_q	d_γ
$\phi = 0$ argilla satura in condi- zioni non drenate	$\frac{D}{B'} \leq 1 \quad 1 + 0,4 \cdot \frac{D}{B'}$ $\frac{D}{B'} > 1 \quad 1 + 0,4 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B'}\right)$	1	1
$\phi > 0$ sabbia e argilla in condi- zioni drenate	$d_q - \frac{1-d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$\frac{D}{B'} \leq 1 \quad 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \frac{D}{B'}$ $\frac{D}{B'} > 1 \quad 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B'}\right)$	1

TABELLA 35 - FATTORI DI PROFONDITÀ

La circolare esplicativa del 02.02.2009, al paragrafo C7.11.5.3.1, riporta: "L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale).

Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati K_{hi} e K_{hk} , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

I valori K_{hk} possono essere valutati facendo riferimento ai valori di normativa specificati per i pendii. L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi} e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa.

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_y in funzione del coefficiente sismico K_{hk} ; il fattore N_y viene quindi moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico."

Quindi, la riduzione del carico limite di fondazioni superficiali in presenza di sisma è dovuta alla riduzione del fattore di capacità portante N_y , a sua volta dovuta all'effetto inerziale della massa di terreno coinvolta nel meccanismo di rottura (effetto cinematico) ed all'effetto inerziale della struttura (effetto inerziale).

Per tener conto della deformabilità della fondazione e dell'interazione terreno struttura nel seguito si procede alla verifica in funzione al valore massimo della tensione sul terreno ottenuto nel modello di calcolo FEM pari a 130 kPa e 114 kPa rispettivamente per la combinazione geotecnica e quella sismica (dalla Figura 20 alla Figura 25).

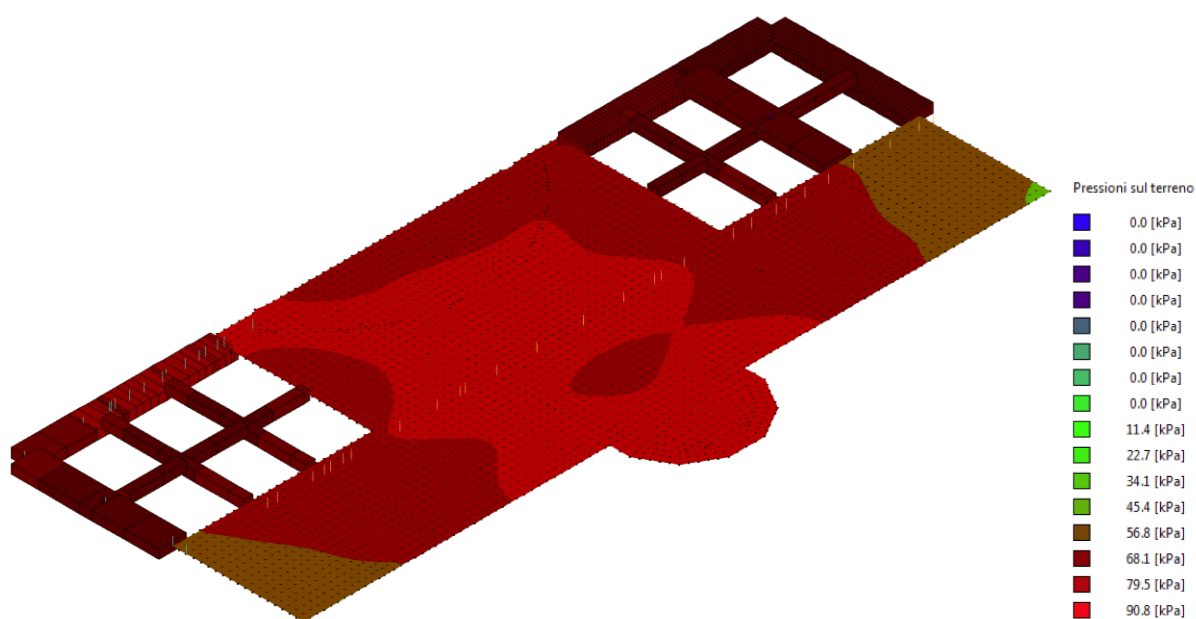


FIGURA 20 – INVILUPPO DEL VALORE DELLA TENSIONE MASSIMA SUL TERRENO DA FEM IN COMBINAZIONE GEOTECNICA (LOTTO FUNZIONALE 1)

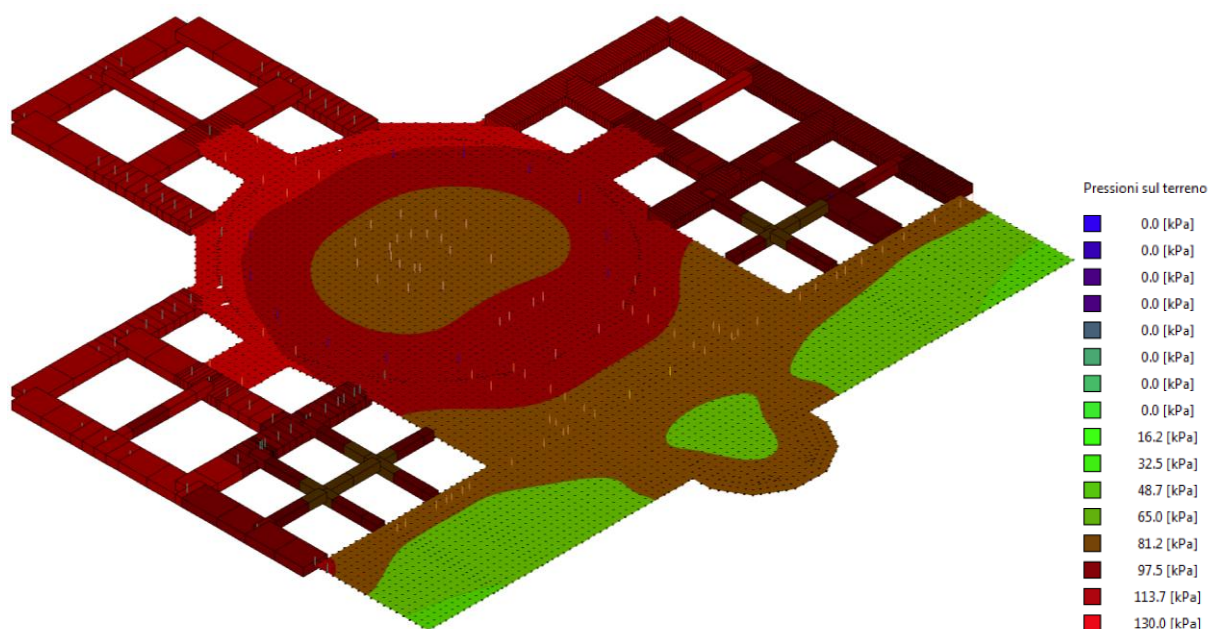


FIGURA 21 – INVILUPPO DEL VALORE DELLA TENSIONE MASSIMA SUL TERRENO DA FEM IN COMBINAZIONE GEOTECNICA (EDIFICIO COMPLETO)

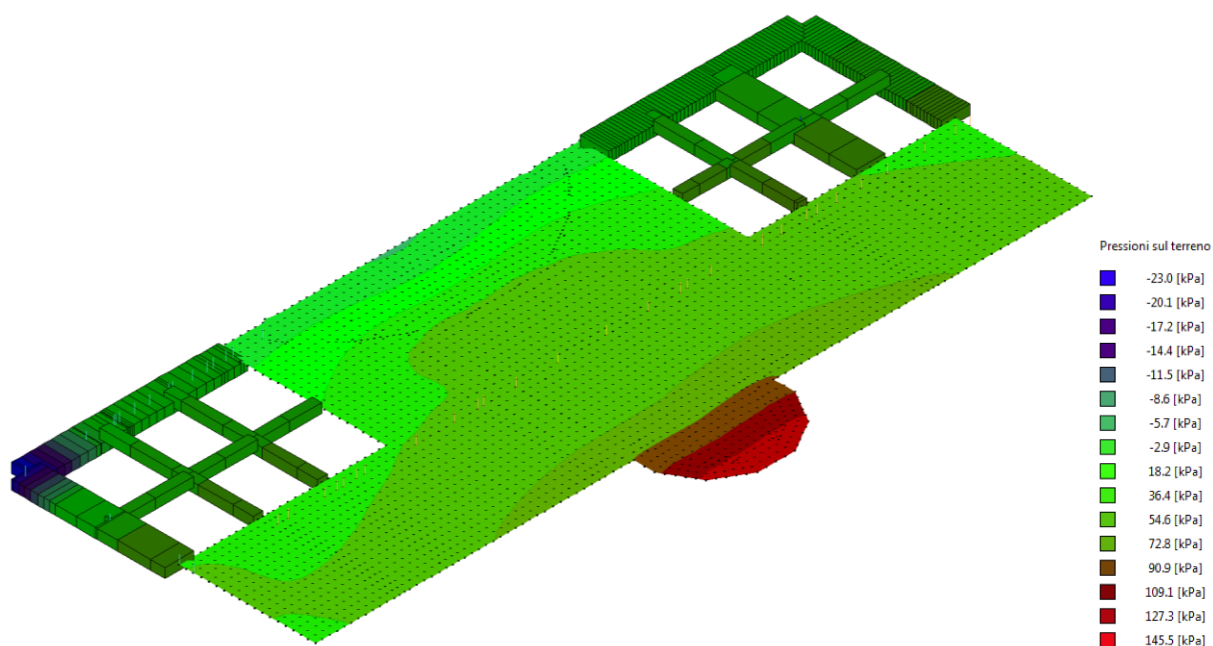


FIGURA 22 - PRESSIONI TERRENO IN COMBINAZIONE SLV DIREZIONE X (LOTTO FUNZIONALE 1)

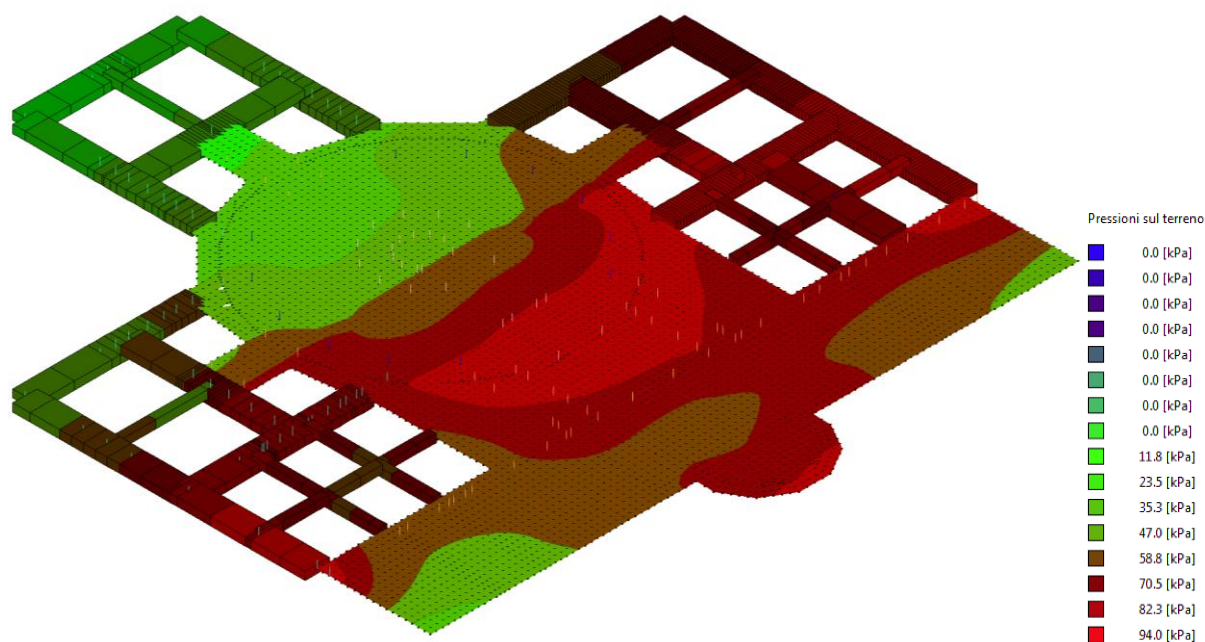


FIGURA 23 - PRESSIONI TERRENO IN COMBINAZIONE SLV DIREZIONE X (EDIFICIO COMPLETO)

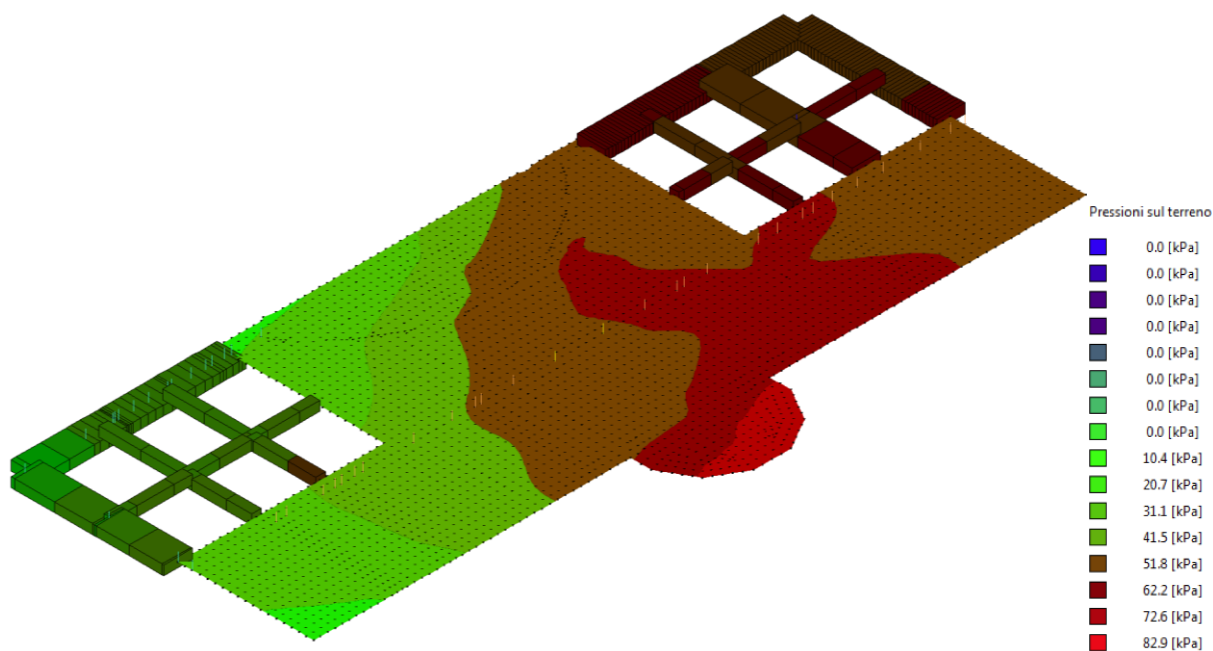


FIGURA 24 - PRESSIONI TERRENO IN COMBINAZIONE SLV DIREZIONE Y (LOTTO FUNZIONALE 1)

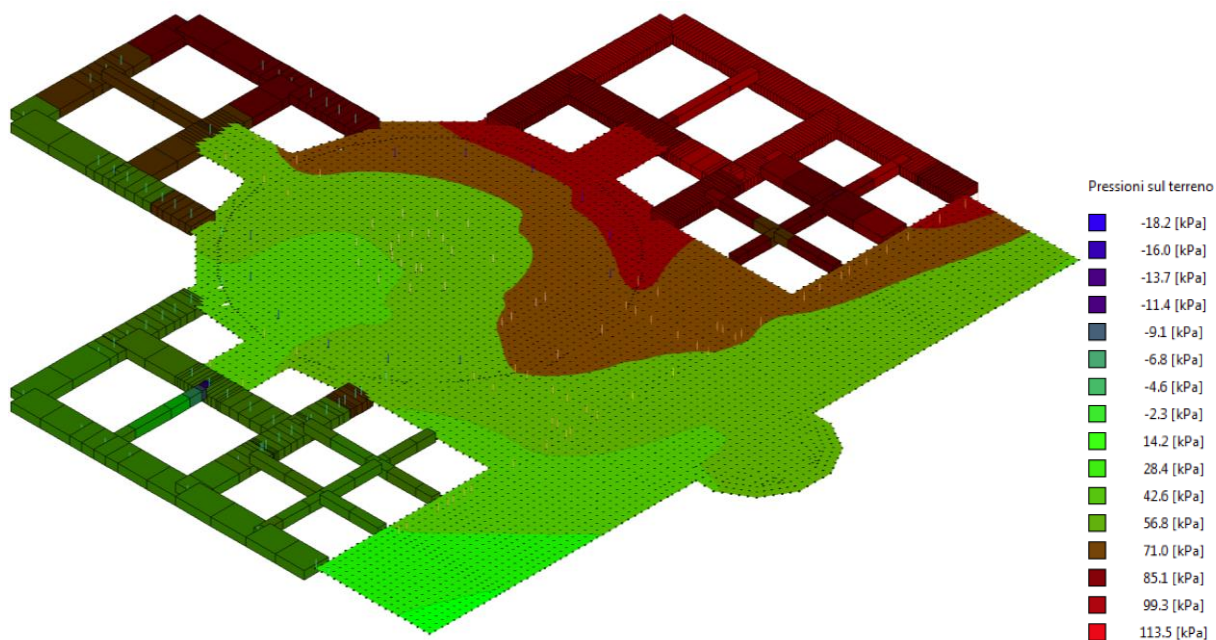


FIGURA 25 - PRESSIONI TERRENO IN COMBINAZIONE SLV DIREZIONE Y (EDIFICIO COMPLETO)

Per quanto riguarda la fondazione a platea nell'ipotesi che il carico agente in fondazione sia verticale, che la fondazione sia di tipo rettangolare, con piano di posa orizzontale e inclinazione del piano campagna nulla, si ottiene una capacità portante, funzione delle dimensioni in pianta della fondazione stessa (B) e crescente al crescere della profondità del piano di posa (D).

Si sono assunti i seguenti valori della platea di fondazione:

- B (larghezza della fondazione) = 20 m;
- L (lunghezza della fondazione) = 25 m;
- D (ricoprimento laterale) = 0.5 m.

Tali assunzioni risultano cautelative in quanto all'aumentare dell'approfondimento della platea di fondazione rispetto al piano campagna che circonda il manufatto si ottengono valori della capacità portante maggiori.

Nelle tabelle seguenti sono riassunti i risultati ottenuti in termini di valore di progetto delle resistenze in condizioni drenate (R_d) dividendo la resistenza limite (q_{LIM}) per il relativo coefficiente parziale di combinazione ($\gamma_R = 1$ per la *combinazione 1* e $\gamma_R = 1.8$ sia per la *combinazione 2* che per quella *sismica*) e il valore dell'ente sollecitante (E_d).

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (kN/m ²)	Resistenza di progetto [Rd] (kN/m ²)
A1+M1+R1			
	Brinch - Hansen	3629	3629
A2+M2+R2			
	Brinch - Hansen	1830	1017
Sisma			
	Brinch - Hansen	1362	756

TABELLA 36 – VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE DELLA PLATEA DI FONDAZIONE

La verifica è soddisfatta se:

$$E_d \leq R_d$$

La verifica è soddisfatta anche facendo riferimento al valore massimo della tensione sul terreno ottenuto nel modello di calcolo FEM pari a 140 kPa e 114 kPa, rispettivamente per la combinazione SLU ed SLV, che rispetto ai valori minimi della resistenza di progetto garantiscono coefficienti di sicurezza pari a 7.8 e 6.6 nelle due combinazioni analizzate.

Invece, per le fondazioni a trave rovescia nell'ipotesi che il carico agente in fondazione sia verticale, che la fondazione sia di tipo rettangolare, con piano di posa orizzontale e inclinazione del piano

campagna nulla, si ottiene una capacità portante, funzione delle dimensioni in pianta della fondazione stessa (B) e crescente al crescere della profondità del piano di posa (D).

Si sono assunti i seguenti valori della platea di fondazione:

- B (larghezza della fondazione) = 1.5 m;
- L (lunghezza della fondazione) = 10 m;
- D (ricoprimento laterale) = 0.5 m.

Tali assunzioni risultano cautelative in quanto all'aumentare dell'approfondimento della fondazione rispetto al piano campagna che circonda il manufatto si ottengono valori della capacità portante maggiori.

Nelle tabelle seguenti sono riassunti i risultati ottenuti in termini di valore di progetto delle resistenze in condizioni drenate (R_d) dividendo la resistenza limite (q_{lim}) per il relativo coefficiente parziale di combinazione ($\gamma_R = 1$ per la *combinazione 1* e $\gamma_R = 1.8$ sia per la *combinazione 2* che per quella *sismica*) e il valore dell'ente sollecitante (E_d).

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (kN/m ²)	Resistenza di progetto [Rd] (kN/m ²)
A1+M1+R1			
	Brinch - Hansen	895	895
A2+M2+R2			
	Brinch - Hansen	496	275
Sisma			
	Brinch - Hansen	450	250

TABELLA 37 – VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE DELLA TRAVE ROVESCIA

La verifica è soddisfatta anche facendo riferimento al valore massimo della tensione sul terreno ottenuto nel modello di calcolo FEM pari a 140 kPa e 114 kPa, rispettivamente per la combinazione SLU ed SLV, che rispetto ai valori minimi della resistenza di progetto garantiscono un coefficiente di sicurezza pari a 1.95 e 2.2 nelle due combinazioni analizzate.

9.1.2. STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere verificata la relazione:

$$E_d \leq C_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni, nello specifico gli spostamenti ritenuti compatibili con la funzionalità dell'opera e dei manufatti adiacenti, in questo si valutano i cedimenti.

Con cedimento di una fondazione superficiale si indica l'abbassamento del piano di posa a causa della deformazione del terreno sottostante. I cedimenti, in generale, possono essere provocati da molteplici cause, tra cui le principali sono:

- deformazioni del terreno di fondazione a seguito dell'applicazione dei carichi della sovrastruttura;
- abbassamenti della falda o, più in generale, variazioni del regime delle pressioni neutre nel sottosuolo;
- vibrazioni di qualsiasi natura, in particolar modo in terreni incoerenti;
- scavi a cielo aperto o in sotterraneo eseguiti vicino alla fondazione.

Il cedimento, S , di una fondazione superficiale su terreno si compone di tre parti: cedimento immediato, S_i , cedimento di consolidazione, S_c , e cedimento viscoso, S_s .

$$S = S_i + S_c + S_s$$

In alcuni casi il controllo dei cedimenti può comportare una limitazione alle pressioni applicabili al terreno, anche se inferiori alla pressione ammissibile nei riguardi della capacità portante.

Lo studio dei cedimenti di una fondazione deve poter giungere a garantire che i cedimenti assoluti e differenziali nei confronti delle fondazioni vicine, causati dall'applicazione della pressione di progetto della fondazione, siano compatibili con la statica e la funzionalità della sovrastruttura.

Principali componenti del cedimento sono i rotolamenti e gli scorrimenti tra le particelle (con variazione della porosità del terreno) e la rottura dei granuli che modifica la struttura del materiale. Solo una piccolissima frazione del cedimento proviene dalla deformazione elastica dei granuli del terreno. La maggior parte del cedimento rilevato, dunque, ha natura plastica e non può essere recuperato una volta scaricato il terreno. Tuttavia è in genere possibile trattare il terreno come materiale pseudoelastico, caratterizzato dai tipici parametri elastici, validi per una determinata condizione di sforzo. Tale procedura dà risultati interessanti, spostando, però, il problema nella esatta valutazione dei parametri elastici equivalenti.

Per cedimento differenziale si intende la differenza di cedimento Δs tra due fondazioni o parti di fondazione della stessa sovrastruttura. I valori massimi ammissibili dei cedimenti differenziali, che non devono essere superati, sono dettati da:

- considerazioni di tipo strutturale;
- tipo ed utilizzazione della sovrastruttura;
- considerazioni di carattere estetico e psicologico.

I cedimenti differenziali sono dovuti alle seguenti cause:

- natura del deposito;
- disuniformità del terreno di fondazione;
- diversità di carico nelle fondazioni della stessa struttura;
- posizione diversa della fondazione nell'ambito dell'area dell'edificio;
- più tipologie di fondazione adottate nello stesso edificio;
- modalità esecutive scelte;
- dimensioni e tipologia della sovrastruttura.

Il cedimento più pericoloso è quello che causa la massima distorsione nella sovrastruttura, definita come rapporto tra il cedimento differenziale di due fondazioni contigue Δs e la loro distanza L . Da indagini sperimentali è stato rilevato che la distorsione massima debba essere inferiore ai seguenti limiti:

- edifici in muratura: $\Delta s/L \leq 1/600$;
- edifici in cemento armato: $\Delta s/L \leq 1/1000$.

Bjerrum (1963) ha definito una serie di valori che possono causare danni o problemi alle diverse tipologie strutturali o a utenze particolari. Per esempio, pone il limite (1/750) come il valore di distorsione che può causare difficoltà al funzionamento di macchinari ed apparecchiature sensibili ai cedimenti, (1/300) la distorsione che può provocare problemi all'utilizzo di un carro-ponte e (1/250) la distorsione che può rendere visibile l'inclinazione di edifici alti e rigidi. In genere, però, per semplicità, si preferisce considerare i limiti ammissibili riferiti ai cedimenti totali:

- $u_{amm} = 30$ mm per fondazioni su terreni sabbiosi;
- $u_{amm} = 40$ mm per fondazioni su argille.

E' anche possibile precaricare l'area quando il terreno è compressibile e permeabile, cioè quando i cedimenti si esauriscono poco tempo dopo che sono stati applicati i carichi.

Se i cedimenti previsti risultassero superiori ai valori massimi ammissibili, allora si deve intervenire cambiando la fondazione in uno dei seguenti modi, in ordine di priorità:

- aumentandone le dimensioni in pianta;
- passando dalla tipologia di plinti isolati a travi di fondazione o platee;

- abbassando il piano di posa in modo da ottenere una maggior compensazione del carico (riduzione dell'aliquota di carico eccedente la tensione verticale preesistente alla quota del piano di posa).

Ai fini della verifica in oggetto per la stima dei cedimenti si ricorre al metodo elastico sulla base dei risultati delle prove in situ.

Nella combinazione agli stati limite d'esercizio da considerare nella valutazione dei cedimenti (*combinazione quasi permanente*) si ha un sovraccarico medio trasmesso alla fondazione pari a 50 kPa.

Ai fini della verifica in oggetto per la stima dei cedimenti si ricorre al metodo edometrico sulla base dei risultati delle prove edometriche effettuate sui campioni prelevati in situ.

Come si già detto, in funzione della quota di imposta della fondazione e del carico trasmesso al suolo siamo in regime di compensazione del carico. Infatti, a fronte di uno scavo medio di circa 4.5 m il terreno subisce uno "scarico" di 85 KPa mentre il carico trasmesso dalla struttura di fondazione al terreno allo stato limite di esercizio è pari, in media, a circa 50 kPa. Pertanto, è evidente, che per valutare l'entità del cedimento ci si debba muovere sulla curva di ricarico.

La formulazione utilizzata per il calcolo dei cedimenti, ΔH , secondo il metodo edometrico logaritmico è la seguente:

$$\Delta H = \frac{H_o}{1 + e_o} \cdot [C_s \cdot \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{vo}}]$$

dove:

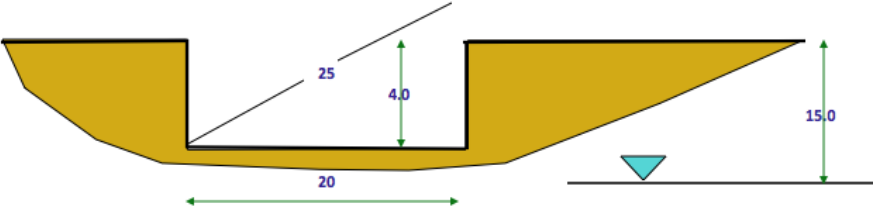
$c_r = 0.013$

H_o : nelle analisi, per la corretta applicazione della suddetta formulazione, la stratigrafia è stata assunta suddivisa in strati da 50 cm, nel baricentro dei quali è stata calcolata la tensione verticale efficace (σ'_v) e la sovrappressione dovuta ai carichi ($\Delta \sigma_v = \sigma_q$) secondo la teoria di Boussinesq;

$\Sigma H_o = H_{CRIT}$: si definisce come lo spessore di terreno che con la sua deformazione sotto l'effetto dei carichi contribuisce al cedimento totale; ai fini della presente la profondità che determina lo spessore H_{CRIT} è valutata come la profondità alla quale $\sigma_q / \sigma'_v = 0.2$; con questa assunzione si ottiene che lo spessore dello strato compressibile è pari a circa 7.5 m dalla quota di imposta delle fondazioni corrispondente a circa 13 m dal p.c.;

Il cedimento medio della fondazione elastica è stato valutato come pari all' 85% del cedimento calcolato con la suddetta formulazione, secondo l'approccio proposto da R. Lancellotta in "Fondazioni (ed. 1999)", ed il cedimento della fondazione rigida è, invece, valutato come pari al 90% di quest'ultimo sempre secondo lo stesso autore.

In Tabella 38 è riportato il tabulato dei calcoli effettuati dal quale risulta che il cedimento massimo è pari a 11 mm considerando la fondazione infinitamente deformabile che, alla luce di quanto detto sopra, equivale a 8 mm di cedimento della fondazione considerando la sua rigidezza. **Tale valore è da ritenersi ammissibile in funzione dei limiti proposti da Bjerrum (1963).**



FONDAZIONE				
B	LARGHEZZA FONDAZIONE	[m]	20	
L	LUNGHEZZA FONDAZIONE	[m]	25	
D	PROFONDITA' PIANO DI APPOGGIO	[m]	4	
CARICHI				
q	SCARICO FONDAZIONI	[kPa]	50	
$\Delta q/\sigma'_v$	RAPPORTO PER INDIVIDUARE LA PROFONDITA' CRITICA	[m]	0.2	
H_{CRIT}	PROFONDITA' CRITICA	[m]	7.5	
TERRENO				
Y	PESO SPECIFICO	[kPa]	19	
Y'	PESO SPECIFICO IMMERSO	[kPa]	11	
z_w	PROFONDITA' DELLA FALDA	[m]	15	
Cr	INDICE PROVA EDOMETRICA		0.013	✓
e_0	INDICE DEI VUOTI INIZIALE		0.246	

z	ζ	R ₁	R ₂	R ₃	σ _v	Ycal	σ' _v	σ _v /σ' _v	σ' _v + σ _v	η
[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[kPa]	[kN/m ³]	[kPa]	[-]	[kPa]	[m]
0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0	19	0		0	0.0000
0.5	0.0	0.000	0.000	0.000	0	19	10		10	0.0000
1.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0	19	19		19	0.0000
1.5	0.0	0.000	0.000	0.000	0	19	29		29	0.0000
2.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0	19	38		38	0.0000
2.5	0.0	0.000	0.000	0.000	0	19	48		48	0.0000
3.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0	19	57		57	0.0000
3.5	0.0	0.000	0.000	0.000	0	19	67		67	0.0000
4.0	0.0	0.000	0.000	0.000	50	19	76		126	0.0011
4.5	0.5	12.510	10.012	16.016	50	19	86	0.58	135	0.0010
5.0	1.0	12.540	10.050	16.039	50	19	95	0.53	145	0.0010
5.5	1.5	12.590	10.112	16.078	50	19	105	0.48	154	0.0009
6.0	2.0	12.659	10.198	16.132	50	19	114	0.44	164	0.0008
6.5	2.5	12.748	10.308	16.202	50	19	124	0.40	173	0.0008
7.0	3.0	12.855	10.440	16.286	49	19	133	0.37	182	0.0007
7.5	3.5	12.981	10.595	16.386	49	19	143	0.34	191	0.0007
8.0	4.0	13.124	10.770	16.500	48	19	152	0.32	200	0.0006
8.5	4.5	13.285	10.966	16.628	48	19	162	0.30	209	0.0006
9.0	5.0	13.463	11.180	16.771	47	19	171	0.28	218	0.0006
9.5	5.5	13.657	11.413	16.926	46	19	181	0.26	227	0.0005
10.0	6.0	13.865	11.662	17.095	46	19	190	0.24	236	0.0005
10.5	6.5	14.089	11.927	17.277	45	19	200	0.22	244	0.0005
11.0	7.0	14.327	12.207	17.471	44	19	209	0.21	253	0.0004
11.5	7.5	14.577	12.500	17.678	43	19	219	0.20	261	0.0000
12.0	8.0	14.841	12.806	17.896	42	19	228	0.18	270	0.0000
12.5	8.5	15.116	13.124	18.125	41	19	238	0.17	278	0.0000
13.0	9.0	15.403	13.454	18.364	40	19	247	0.16	287	0.0000
13.5	9.5	15.700	13.793	18.615	38	19	257	0.15	295	0.0000
14.0	10.0	16.008	14.142	18.875	37	19	266	0.14	303	0.0000
TOTALE										0.011

TABELLA 38 – VERIFICA DEI VALORI OTTENUTI CON IL METODO ELASTICO

9.1.3. VALUTAZIONE DEL RISCHIO LIQUEFAZIONE

Secondo le NTC2008 la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. Eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
3. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. 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;
5. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$;

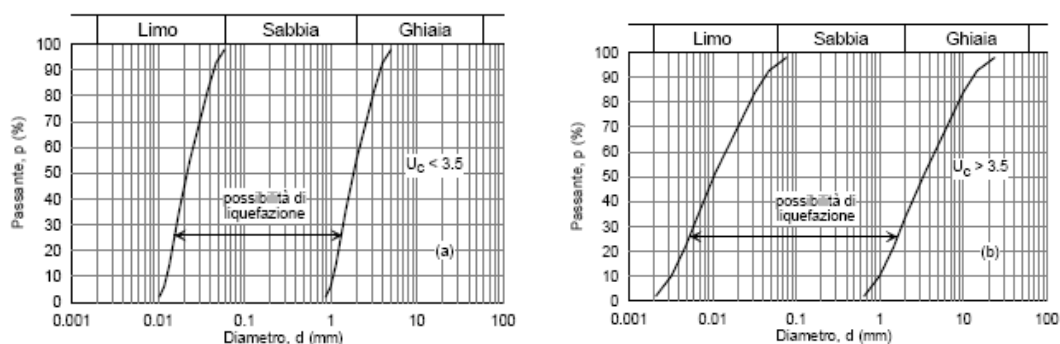


FIGURA 26 - FUSI GRANULOMETRICI DEI TERRENI SUSCETTIBILI DI LIQUEFAZIONE

In base all'osservazione che la granulometria è esterna ai suddetti fusi granulometrici si può affermare che il terreno di fondazione in oggetto non è suscettibile di liquefazione.

9.1.4. MODULO DI REAZIONE DEL TERRENO

Quando si intenda condurre una analisi di interazione tra terreno, struttura di fondazione e struttura in elevazione in campo elastico (per esempio con l'uso di codici di calcolo FEM), al fine di determinare lo stato sollecitazionale e deformativo agente sugli elementi strutturali è pratica comune fare uso del cosiddetto "modulo di reazione" o "coefficiente di reazione" del terreno piuttosto che del modulo elastico dello stesso. In altri termini, da un punto di vista ingegneristico, si preferisce ricorrere ad una drastica semplificazione del reale comportamento del terreno, schematizzando lo stesso, in campo elastico, per mezzo di semplici elementi "molla", tra loro disconnessi (modello alla "Winkler") in modo tale da rendere più snello il modello di calcolo impiegato per l'analisi strutturale.

Tale coefficiente, che lega concettualmente la pressione agente sul terreno ai cedimenti e che di norma viene impiegato per fondazioni a trave rovescia o per platee, non rappresenta una proprietà del terreno in quanto, come noto, lo stesso a parità di altre condizioni dipende dalla forma e dalle dimensioni della fondazione.

Una stima rappresentativa del coefficiente di sottofondo è possibile farla a partire dal cedimento calcolato in funzione dei carichi di esercizio. In sostanza si inverte la formula che definisce il coefficiente di di sottofondo (k) noto l'abbassamento (η), pari al cedimento, e la forza (q) pari al carico che genera tale cedimento:

$$q = k \eta$$

Relativamente al cedimento calcolato si ottiene un valori pari a 0.006 N/mm^3 . **Nei modelli strutturali è stato cautelativamente assunto un valori pari a 0.005 N/mm^3 .**

9.2. VERIFICA DELLE TERRE RINFORZATE

Per consentire la realizzazione della nuova viabilità si è reso necessaria la realizzazione di paramenti in terra rinforzata allo scopo di sostenere il terreno a monte nelle zone interessate dal dislivello con il parcheggio esistente posto alla quota di via Bolognese ovvero, a valle della viabilità, nei casi in cui questa è realizzata in rilevato.

Nelle figure seguenti sono graficizzate entrambe le suddette situazioni in cui si è reso necessario realizzare i paramenti in terra rinforzata.

SEZIONE TIPO 2
RIF. SEZ. 21 -
PROGRESSIVA 119,10 M

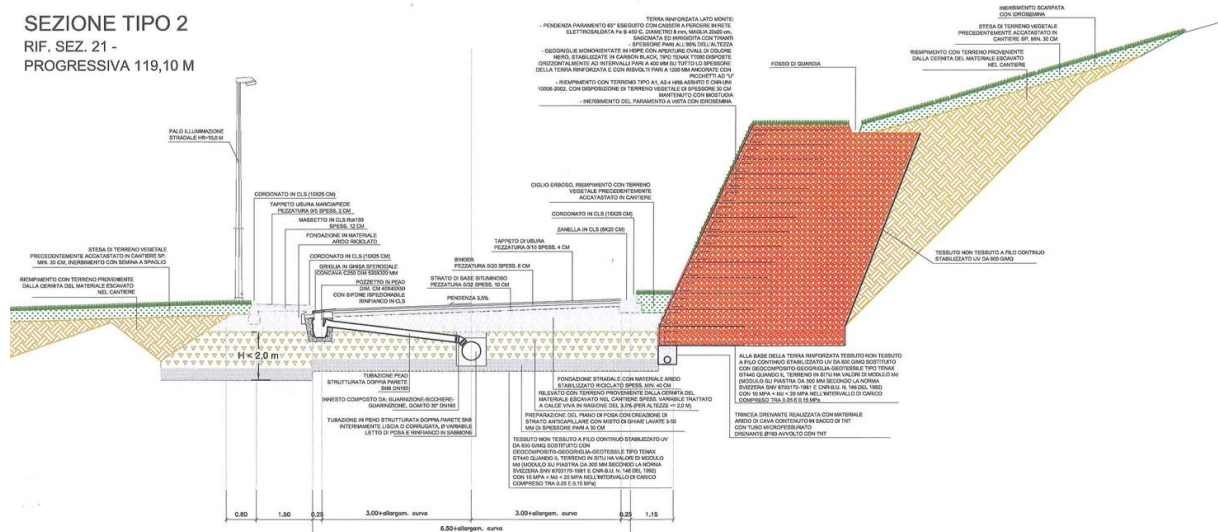


FIGURA 27 – SEZIONE TIPO DI PROGETTO CON TERRA RINFORZATA A MONTE

SEZIONE TIPO 1
RIF. SEZ. 7 -
PROGRESSIVA 49,97 M

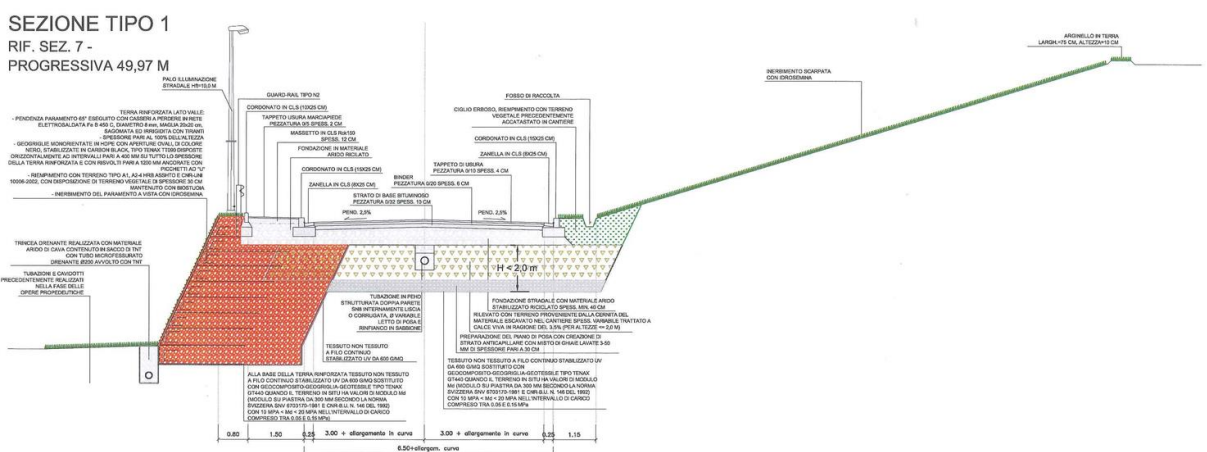


FIGURA 28 – SEZIONE TIPO DI PROGETTO CON TERRA RINFORZATA A VALLE

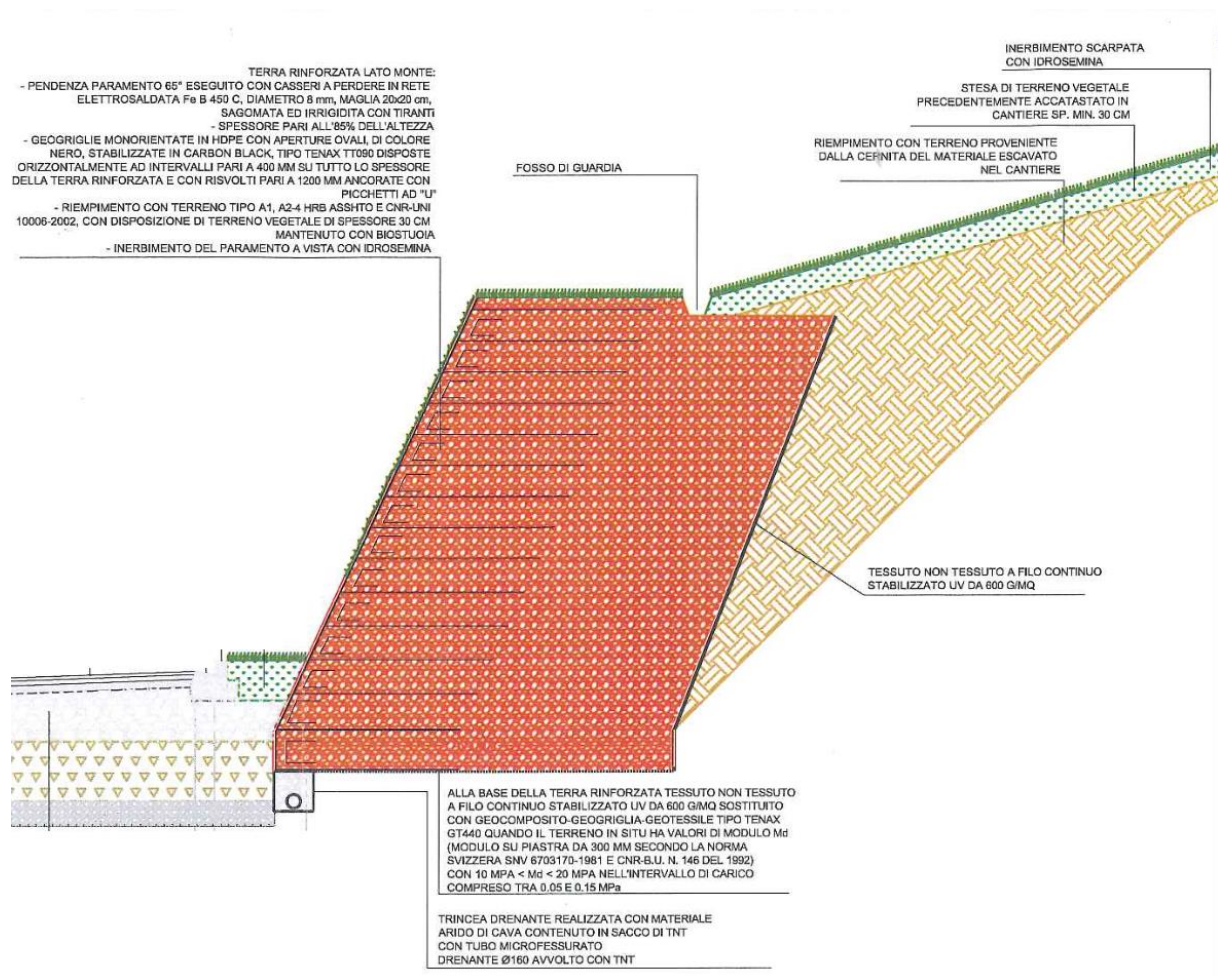


FIGURA 29– TERRA RINFORZATA – SEZIONE TIPO – TIPOLOGIA E GEOMETRIA DEI RINFORZI

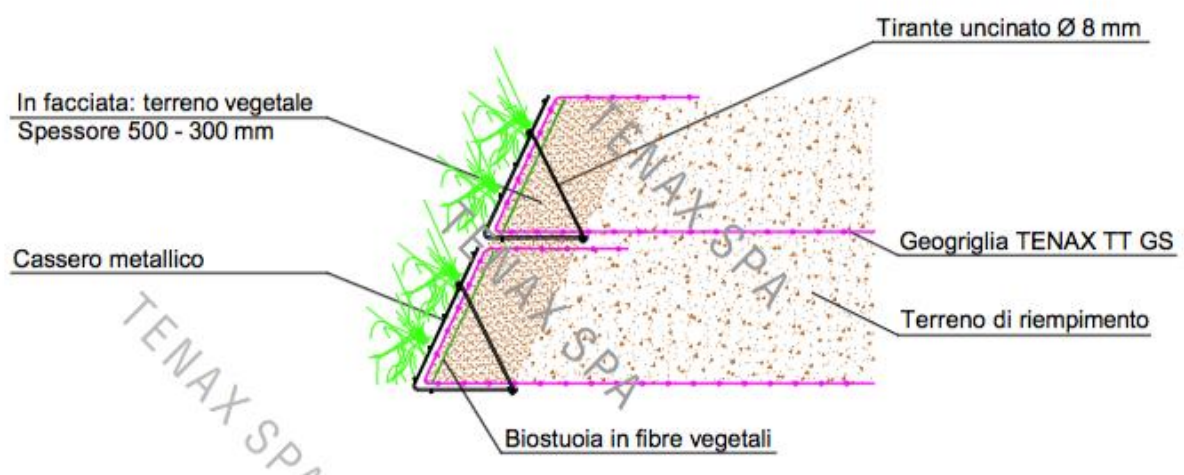


FIGURA 30 – TERRA RINFORZATA – DETTAGLIO DI FACCIATA (FONTE TENAX S.P.A.)

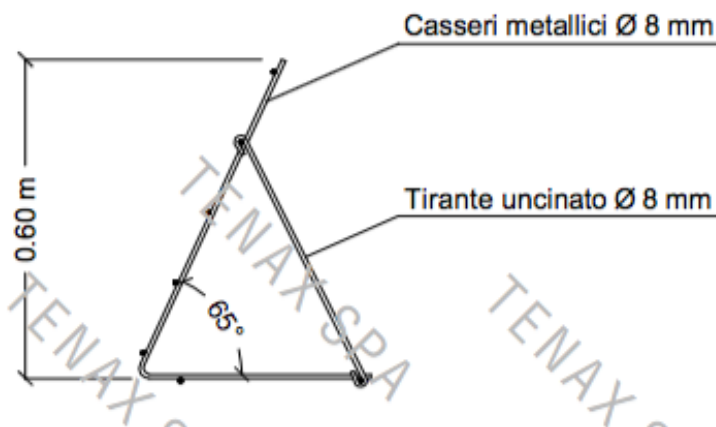


FIGURA 31 – TERRA RINFORZATA – DETTAGLIO CASSERO METALLICO DI FACCIATA (FONTE TENAX S.P.A.)

La procedura d'installazione è la seguente:

1. livellare, rullare e compattare il piano di fondazione e posizionamento di tessuto non tessuto ovvero geocomposito-geogriglia-geotessile secondo le specifiche di progetto in funzione della portanza dello strato di base verificato a mezzo di prove su piastra;
2. posizionare ed allineare i casseri metallici sovrapponendoli tra loro;
3. posizionare la geogriglia di rinforzo in HDPE e tagliare le stesse con un cutter secondo le lunghezze indicate in progetto: la lunghezza del taglio è determinata dalla profondità di ancoraggio, dal risvolto in facciata e dal risvolto superiore. Posizionare all'interno dei casseri in rete elettrosaldata i tagli di geogriglia di rinforzo adagiandoli sul piano di fondazione in strati orizzontali e perpendicolari al fronte; la geogriglia di rinforzo deve essere ben aderente alla facciata interna del cassero in rete elettrosaldata lasciando la porzione terminale temporaneamente esterna al cassero stesso (tale porzione deve corrispondere alla lunghezza stabilita per il risvolto superiore);
4. posizionare la biostuoia in fibre vegetali o il feltro preseminato internamente al risvolto in facciata della geogriglia di rinforzo e posizionare i tiranti di irrigidimento del cassero (circa 1 ogni 0,45 m);
5. stendere il terreno sopra le geogriglie in strati dello spessore di max 300 mm. Livellare e compattare il terreno utilizzando, in prossimità della facciata (per circa 1.00 m) delle piastre vibranti o vibrocostipatori mentre per la parte centrale, utilizzando dei rulli compattatori. Compattare fino ad ottenere una densità non inferiore al 95% dello Standard di Proctor. Si raccomanda di usare per i primi 300 mm di spessore, rispetto alla facciata, del terreno vegetale, per permettere un rapido e migliore inerbimento.
6. Ripetere le operazioni da 1 a 5 fino a completamento dell'opera.

7. ad opera ultimata dovrà essere effettuata un'idrosemina a spessore sulla facciata, oppure inerbire utilizzando piante tappezzanti o talee.

9.2.1. PROCEDURA DI CALCOLO

Un semplice modello aiuta a spiegare il principio cui s'ispirano le tecniche per la terra rinforzata. Consideriamo l'elemento di terreno della figura seguente che è parte di una massa indefinita di terreno. L'applicazione di uno sforzo verticale σ_v causa una deformazione nell'elemento e il conseguente sforzo orizzontale è causato dalla compressione laterale del terreno adiacente che si oppone alla deformazione.

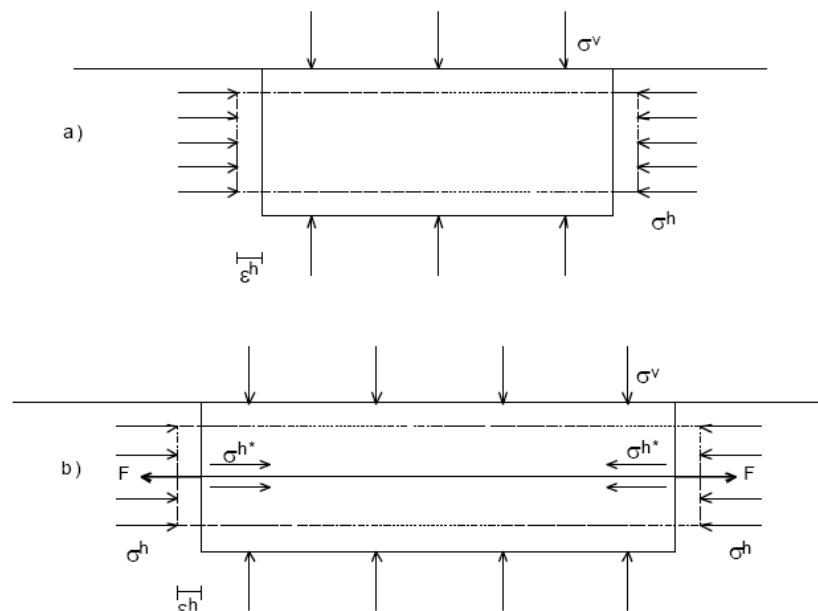


FIGURA 32 – SCHEMA DI FUNZIONAMENTO DELLA TERRA RINFORZATA

Orizzontalmente il terreno subisce una deformazione ϵ_h , che è causa principale di rottura locale. Quando un elemento di rinforzo è messo nel terreno, l'applicazione di uno sforzo verticale è seguito dalla deformazione dell'elemento di terreno e dall'allungamento dell'elemento di rinforzo.

Questo allungamento genera poi una resistenza a trazione T nel rinforzo, che subito dopo produce uno sforzo orizzontale σ_h . Questo sforzo, che dà anche l'azione di confinamento sui granuli di terreno, contribuisce a resistere alle forze orizzontali e a ridurre le deformazioni orizzontali. Perciò l'inclusione di una geogriglia nella massa di terreno riduce le deformazioni e gli sforzi applicati al terreno. Gli sforzi verticali σ_v applicati al terreno possono perciò essere incrementati.

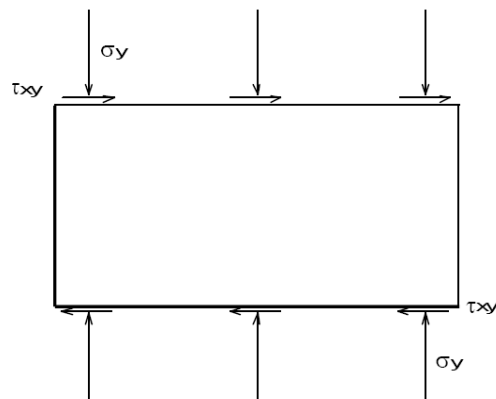


FIGURA 33 – ANDAMENTO DEGLI SFORZI IN UN ELEMENTO DI TERRENO

Riguardo alla resistenza agli sforzi di taglio, in accordo con la FIGURA 33 in un elemento di terreno incoerente abbiamo:

$$(\tau_{yx})_{\max} = \sigma_y \tan \phi_{\max}$$

dove:

$\phi_{\max}$ = massimo angolo di resistenza a taglio del terreno;

$(\tau_{yx})_{\max}$ = massimo sforzo di resistenza a taglio fornito dal terreno.

Quando l'elemento di terreno è attraversato da un elemento di rinforzo inclinato di un angolo θ rispetto alla verticale (FIGURA 34), lo stato tensionale è modificato perché la sollecitazione T genera uno sforzo di taglio prodotto dalla componente tangenziale $T \sin \theta$, mentre componente normale $T \cos \theta$ genera un'altra τ_{yx} dovuta all'angolo d'attrito $\phi_{\max}$ del terreno.

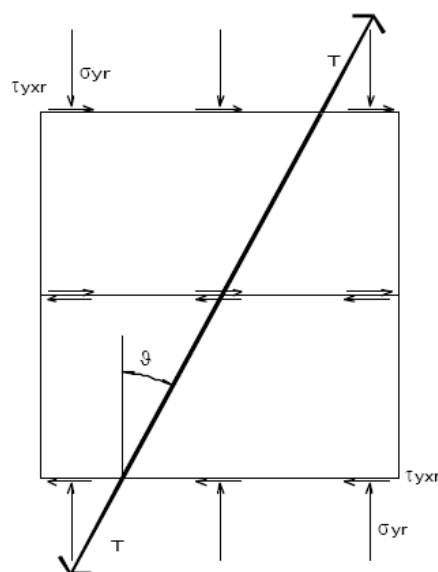


FIGURA 34 – ANDAMENTO DEGLI SFORZI IN UN ELEMENTO DI TERRENO ATTRAVERSATO DA UN RINFORZO

$$(\tau_{yxr})_{\max} = \sigma_{yr} \tan \phi_{\max} + (T/A_s) \cos \theta \tan \phi_{\max} + (T/A_s) \sin \theta$$

dove:

A_s = area dell'elemento di rinforzo;

$(\tau_{yxr})_{\max}$ = massimo valore di resistenza a taglio del terreno rinforzato.

In tal modo lo sforzo normale sull'elemento di terreno è incrementato di:

$$\sigma_y^{\wedge} = (T/A) \cos \theta$$

mentre il massimo sforzo di taglio che il terreno può sopportare è incrementato di:

$$\tau_{yxr}^{\wedge} = (T/A_s) \cos \theta \tan \phi_{\max} + (T/A_s) \sin \theta$$

I fattori influenzanti la resistenza a taglio del terreno rinforzato sono:

- la resistenza e rigidità del rinforzo relativamente al terreno circostante;
- la posizione del rinforzo;
- la forma del rinforzo, che deve poter sviluppare un elevato angolo d'attrito apparente all'interfaccia con il terreno;
- le caratteristiche di creep (allungamento sotto carico di trazione costante) del rinforzo durante la vita di progetto- durabilità del rinforzo.

In particolare la struttura geometrica del rinforzo deve garantire un attrito elevato, tale da evitare possibili sfilamenti del rinforzo stesso a causa della forza di trazione T cui è sottoposto. Bisogna rilevare che un rinforzo troppo rigido può rompersi per piccole deformazioni senza mobilitare valori di resistenza elevati; un materiale troppo estensibile non riuscirebbe a fornire un rinforzo sufficiente se prima non si verificano grosse deformazioni, deformazioni solitamente incompatibili con la vita di una struttura.

La stabilità globale del terreno rinforzato è basata sull'interazione tra terreno e rinforzo. E' comunque necessario proteggere la facciata del manufatto dall'erosione.

La verifica di una struttura in terra rinforzata con geogriglie in condizioni sismiche può essere condotta in condizioni quasi-statiche considerando un incremento della spinta a tergo del blocco dovuta alla accelerazione (verticale ed orizzontale) provocata dal sisma stesso.

Tali valori dell'accelerazione provocata dal sisma sono valutati come una frazione dell'accelerazione di gravità g ; i moltiplicatori di g (k_h e k_v), chiamati anche coefficienti sismici, variano con le caratteristiche sismiche della zona.

Per qualunque materiale esiste un angolo di inclinazione limite del pendio β_{lim} a cui un pendio non rinforzato può essere costruito con sicurezza. Per il caso di materiale incoerente e secco, l'angolo di inclinazione limite è uguale all'angolo di attrito interno del terreno: $\beta_{lim}=\phi'$.

Un pendio con inclinazione maggiore di quella limite si definisce pendio ripido e per realizzare un rilevato con pendio ripido è necessario aggiungere alcune forze addizionali per mantenere l'equilibrio. Il metodo più facile consiste nella posa di alcuni strati di rinforzo. Le forze che devono essere applicate al terreno per mantenere l'equilibrio possono essere sommate in una forza globale che agisce nella direzione orizzontale che è poi la direzione dei rinforzi.

Le forze addizionali richieste per l'equilibrio di un pendio ripido, con un adeguato margine di sicurezza rispetto ad ogni potenziale meccanismo di rottura, possono essere determinate con un'analisi di equilibrio limite. Essa consiste nel considerare le possibili superfici di rottura e nel confrontare, per ognuna di esse, le forze attive con le forze di attrito.

Il fattore di sicurezza è calcolato come rapporto tra la massima forza di taglio fornita dal terreno prima della rottura e la forza di taglio sviluppata sulla superficie considerata. Per determinare la spinta è necessario, come detto, conoscere la forma della superficie di rottura. Superfici con forme complesse comportano analisi molto prossime alla realtà, ma sicuramente oneri di calcolo superiori. Con i programmi di calcolo è possibile ricercare le superfici di scivolamento con forma di spirale logaritmica. Per ciascuna superficie uscente da un prefissato punto, viene determinato il rapporto tra il momento instabilizzante, provocato dal peso proprio del terreno, dai sovraccarichi, dalle azioni sismiche (applicate nel baricentro della massa identificata dalla spirale logaritmica) e della pressione interstiziale, ed il momento resistente, dato dalla resistenza a taglio del terreno e dalla reazione delle geogriglie. Secondo la teoria dell'equilibrio limite, tale rapporto deve assumere il valore unitario quando siano stati applicati gli opportuni fattori di sicurezza alle forze resistenti. La prima superficie di rottura viene calcolata a partire dall'estremità esterna dalla geogriglia superiore. La resistenza a trazione delle geogriglie necessaria per garantire un prefissato fattore di sicurezza all'opera viene determinata per ciascuna superficie di rottura passante per l'estremità esterna della geogriglia stessa. La superficie di rottura che richiede la resistenza a trazione maggiore è identificata come critica. La verifica viene ripetuta per cerchi di rottura passanti per l'estremità della geogriglia immediatamente al di sotto, considerando come forza resistente anche l'azione del rinforzo superiore.

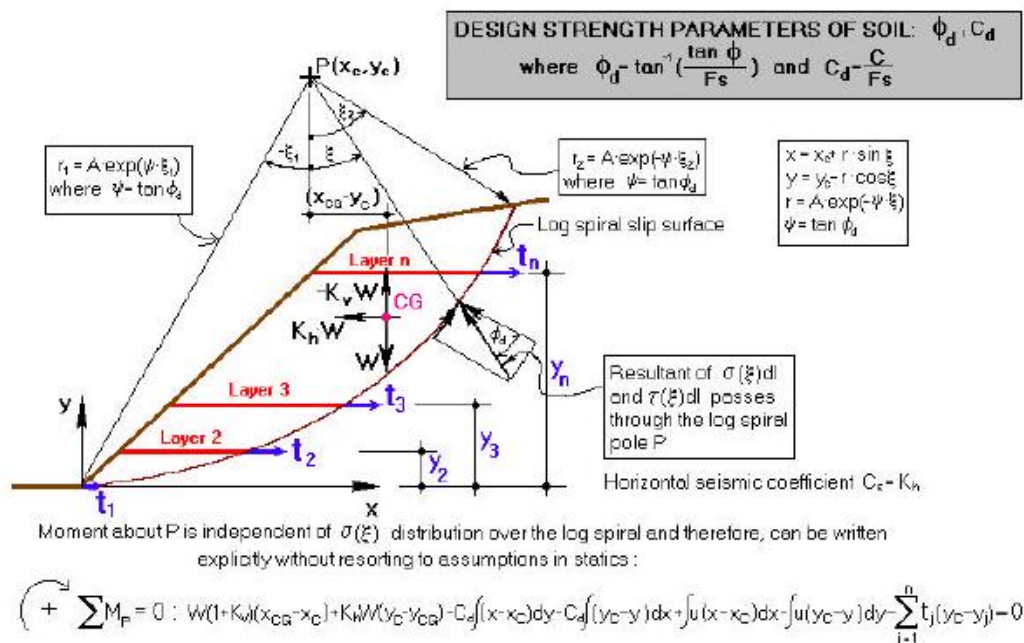
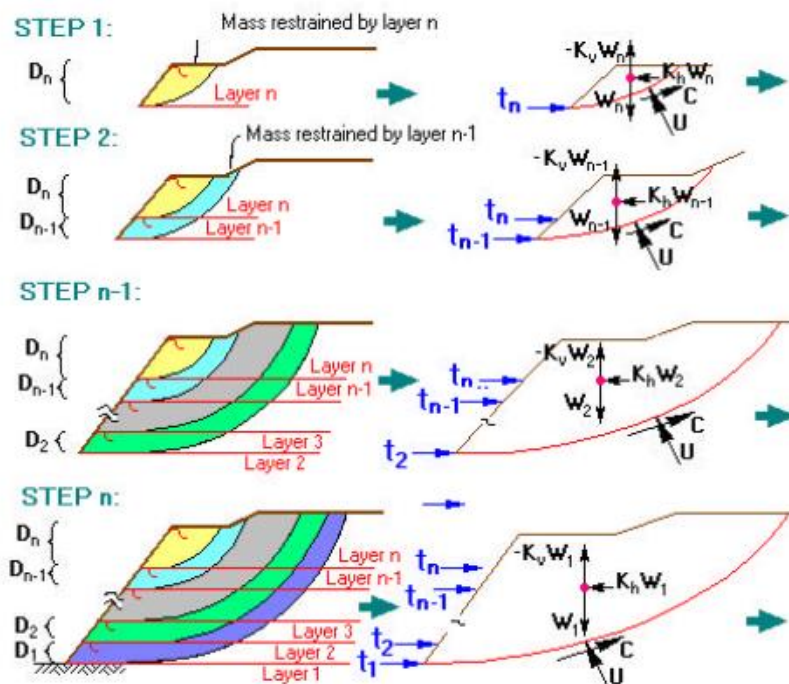


FIGURA 35 – SINTESI DELLE VERIFICHE GLOBALI DA EFFETTUARE

La superficie di rottura passante per il piede del pendio identifica la cosiddetta zona “attiva” del pendio stesso, cioè la parte del pendio che potenzialmente può essere soggetta a scivolamento. Tale linea identifica in pratica il confine tra la zona “stabile”, a tergo della linea, e quella “instabile”. Ovviamente affinché i rinforzi possano garantire la resistenza a trazione calcolata in precedenza essi devono essere

Come detto, la superficie di rottura critica passante per il piede è caratterizzata dalla forza massima. Superfici che sono esterne ad essa (cioè più profonde) non sono critiche, ma possono tuttavia richiedere delle lunghezze di ancoraggio maggiori. Per questo motivo viene considerato un secondo possibile meccanismo di rottura, identificato come rottura composta.

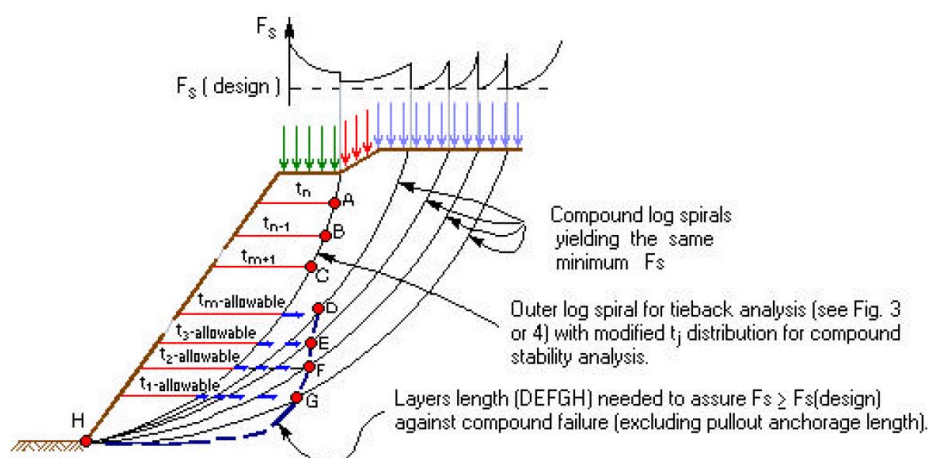


FIGURA 36 – SINTESI DELLE VERIFICHE LOCALI DA EFFETTUARE

E' importante sottolineare come la resistenza a trazione calcolata con la verifica di stabilità interna è solitamente molto minore rispetto a quella effettivamente disponibile t_{allow} ; nota la sommatoria delle resistenze necessarie, ottenute dall'analisi di stabilità interna, si impone che tale forza sia garantita dalle sole geogriglie al piede. In pratica, detta T la sommatoria delle resistenze t_j calcolate, si ipotizza che le prime geogriglie al piede assorbano tutta la forza T (cioè, si impone che la sommatoria delle prime m t_{allow} resistenze sia maggiore o uguale a T). Si calcola quindi la lunghezza di ancoraggio per queste prime m geogriglie, che si ipotizzano sollecitate al massimo delle loro risorse, e si ammette per le restanti geogriglie che esse debbano soddisfare la sola stabilità interna. Terminata la verifica di stabilità interna propriamente detta e la verifica di stabilità composta, viene effettuata una verifica a scivolamento del blocco rinforzato lungo la prima geogriglia, ed una verifica di stabilità globale, per la quale si rimanda a **RGE01**, considerando il cerchio critico tra quelli passanti per l'estremità interna della prima geogriglia.

9.2.1. TABULATI DI CALCOLO

Nelle pagine seguenti in riferimento alla sezione più sollecitata, quella di maggiore altezza del paramento della terre rinforzata, sono sintetizzate le verifiche effettuate.

Descrizione	TR 21
Coefficiente azione sismica orizzontale	0.0606
Coefficiente azione sismica orizzontale	0.0303

Geometria

Nr.	X (m)	Y (m)
1	0.0	0.0
2	3.03	6.5
3	8.03	6.5
4	5.0	0.0

Peso unità di volume	19.5 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	22.0 kN/m ³
Angolo di resistenza a taglio	35.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²
Angolo attrito terreno rinforzo	22.0 °

Terreno riempimento

Peso unità di volume	19.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	21.0 kN/m ³
Angolo di resistenza a taglio	25.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²
Angolo di attrito terra muro	0.0 °

Terreno fondazione

Peso unità di volume	19.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	21.0 kN/m ³
Angolo di resistenza a taglio	27.0 °
Coesione	55.0 kN/m ²

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza a facciata (Lf) (m)	Lunghezza non efficace (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza a totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza sfilamento	Fattore sicurezza rottura
1	0.0	0.0	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0	5	5	1	24.62	1.66
2	0.19	0.4	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.02	4.98	5	1	24.55	1.76
3	0.37	0.8	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.04	4.96	5	1	24.49	1.89
4	0.56	1.2	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.07	4.93	5	1	24.43	2.03
5	0.75	1.6	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.09	4.91	5	1	24.39	2.19
6	0.93	2.0	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.11	4.89	5	1	24.36	2.39
7	1.12	2.4	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.13	4.87	5	1	24.36	2.62
8	1.31	2.8	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.15	4.85	5	1	24.37	2.9
9	1.49	3.2	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.17	4.83	5	1	24.44	3.25
10	1.68	3.6	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.2	4.8	5	1	24.56	3.7
11	1.87	4.0	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.22	4.78	5	1	24.78	4.29

12	2.05	4.4	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.24	4.76	5	1	25.16	5.1
13	2.24	4.8	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.26	4.74	5	1	25.82	6.3
14	2.42	5.2	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.28	4.72	5	1	27.06	8.24
15	2.61	5.6	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.31	4.69	5	1	29.66	11.93
16	2.8	6.0	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.33	4.67	5	1	37.12	21.64

Elenco rinforzi

Tipo	Descrizione	Struttura (mm)	Resistenza
11	TENAX TT 090	Geosintetici	36.36 kN/m
12	TENAX TT 060	Geosintetici	24.24 kN/m
13	TENAX TT 045	Geosintetici	18.18 kN/m

Descrizione

Nr.		X (m)	Y (m)	Lx (m)	Ly (m)	Q (kN/m ²)
1	Q1	3.2	6.5	4.5	1	5

Combinazione 1 (A1+M1)

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.30
3	Spinta falda	1.30
4	Spinta sismica in x	0.00
5	Spinta sismica in y	0.00
6	Q1	1.50

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali SLU
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione	1
3	Coesione non drenata	1
4	Peso unità volume	1
	Angolo attrito terreno rinforzo	

Combinazione 2 (A2+M2)

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Spinta falda	1.00
4	Spinta sismica in x	0.00
5	Spinta sismica in y	0.00
6	Q1	1.30

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali SLU
1	Tangente angolo res. taglio	1.25
2	Coesione	1.25
3	Coesione non drenata	1.4
4	Peso unità volume	1
	Angolo attrito terreno rinforzo	

Combinazione 3 (EQU+M2)

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	0.90
2	Spinta terreno	1.10
3	Spinta falda	1.10
4	Spinta sismica in x	0.00
5	Spinta sismica in y	0.00
6	Q1	0.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali SLU
1	Tangente angolo res. taglio	1.25
2	Coesione	1.25
3	Coesione non drenata	1.4
4	Peso unità volume	1
	Angolo attrito terreno rinforzo	

Combinazione 4 (Sisma M2)

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Spinta falda	1.00
4	Spinta sismica in x	1.00
5	Spinta sismica in y	1.00
6	Q1	1.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali SLU
1	Tangente angolo res. taglio	1.25
2	Coesione	1.25
3	Coesione non drenata	1.4
4	Peso unità volume	1
	Angolo attrito terreno rinforzo	

Combinazione 1 (A1+M1)

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza facciata (Lf) (m)	Lunghezza non efficace (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza sfilamento	Fattore sicurezza rottura
1	0.0	0.0	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0	5	5	1	24.62	1.66
2	0.19	0.4	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.02	4.98	5	1	24.55	1.76
3	0.37	0.8	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.04	4.96	5	1	24.49	1.89
4	0.56	1.2	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.07	4.93	5	1	24.43	2.03
5	0.75	1.6	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.09	4.91	5	1	24.39	2.19
6	0.93	2.0	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.11	4.89	5	1	24.36	2.39
7	1.12	2.4	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.13	4.87	5	1	24.36	2.62
8	1.31	2.8	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.15	4.85	5	1	24.37	2.9
9	1.49	3.2	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.17	4.83	5	1	24.44	3.25
10	1.68	3.6	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.2	4.8	5	1	24.56	3.7
11	1.87	4.0	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.22	4.78	5	1	24.78	4.29
12	2.05	4.4	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.24	4.76	5	1	25.16	5.1
13	2.24	4.8	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.26	4.74	5	1	25.82	6.3
14	2.42	5.2	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.28	4.72	5	1	27.06	8.24
15	2.61	5.6	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.31	4.69	5	1	29.66	11.93
16	2.8	6.0	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.33	4.67	5	1	37.12	21.64

VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]

Piano di rottura passante per $(x_{r1}, y_{r1}) = (8.0/0.0)$ m

Piano di rottura passante per $(x_{r2}, y_{r2}) = (8.0/6.5)$ m

Centro di rotazione $(x_{ro}, y_{ro}) = (0.0/0.0)$ m

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato;
Qf	Quota finale strato
P.U.V.	Peso unità di volume (kN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kN/m ²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
6.5	0.0	19.0	18.0	25.0	0.0	0.0	0.0

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta
Ka	Coefficiente di spinta attiva,
Kd	Coefficiente di spinta dinamica,
Dk	Coefficiente di incremento dinamico,

μ	Ka	Kd	Dk
90.0	0.54	0.64	0.1

Spinte risultanti e punto di applicazione

Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (m);

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	282.05	0.0	8.03	2.17
Spinta attiva Coesione	0.0	0.0	8.03	3.25
Spinta incremento sismico	0.0	0.0	8.03	2.17
Spinta statica sovraccarico	0.0	0.0	8.03	2.17
Spinta incr. sismico sovraccarico	0.0	0.0	8.03	3.25
Peso muro	0.0	633.75	4.02	3.25

Momento stabilizzante 2544.51 kNm
 Momento ribaltante 611.1 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali 282.05 kN
 Sommatoria forze verticali 636.98 kN
 Coefficiente di attrito 0.51
 Adesione 55.0 kN/m²
 Angolo piano di scorrimento 360.0 °
 Forze normali al piano di scorrimento 636.98 kN
 Forze parall. al piano di scorrimento 282.05 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd 2.13

Traslazione verificata Csd>1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante 2544.51 kNm
 Momento ribaltante 611.1 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv 4.16

Muro verificato a ribaltamento Csv>1

Carico limite: BRINCH HANSEN - VESIC

Somma forze in direzione x 282.05 kN
 Somma forze in direzione y (Fy) 636.98 kN
 Somma momenti -1933.4 kNm
 Larghezza fondazione 5.0 m
 Lunghezza 1.0 m
 Eccentricità su B 0.54 m
 Peso unità di volume 19.0 kN/m³
 Angolo di resistenza al taglio 27.0 °
 Coesione 55.0 kN/m²
 Terreno sulla fondazione 0.5 m
 Peso terreno sul piano di posa 19.0 kN/m³
 Nq 13.2
 Nc 23.94
 Ng 14.47
 sq 1.13
 sc 1.14
 sg 0.9
 iq 0.69
 ic 0.66
 ig 0.51
 Carico limite verticale (Qlim) 5267.75 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy) 8.27

Carico limite verificato Csq>1

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	3.04 m
Larghezza della fondazione	5.0 m
x = 0.0	Tensione... 45.56 kN/m ²
x = 5.0	Tensione... 209.23 kN/m ²

Combinazione 2 (A2+M2)

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza facciata (Lf) (m)	Lunghezza non efficace (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza sfilamento	Fattore sicurezza rottura
1	0.0	0.0	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0	5	5	1	19.37	1.63
2	0.19	0.4	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.05	4.95	5	1	19.21	1.74
3	0.37	0.8	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.1	4.9	5	1	19.06	1.86
4	0.56	1.2	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.14	4.86	5	1	18.91	2
5	0.75	1.6	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.19	4.81	5	1	18.77	2.16
6	0.93	2.0	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.24	4.76	5	1	18.63	2.35
7	1.12	2.4	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.29	4.71	5	1	18.51	2.58
8	1.31	2.8	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.34	4.66	5	1	18.41	2.86
9	1.49	3.2	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.38	4.62	5	1	18.33	3.21
10	1.68	3.6	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.43	4.57	5	1	18.29	3.65
11	1.87	4.0	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.48	4.52	5	1	18.31	4.23
12	2.05	4.4	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.53	4.47	5	1	18.43	5.03
13	2.24	4.8	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.57	4.43	5	1	18.74	6.21
14	2.42	5.2	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.62	4.38	5	1	19.39	8.13
15	2.61	5.6	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.67	4.33	5	1	20.9	11.77
16	2.8	6.0	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.72	4.28	5	1	25.41	21.31

VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (8.0/0.0) m

Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (8.0/6.5) m

Centro di rotazione (xro,yro) = (0.0/0.0) m

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato;
Qf	Quota finale strato
P.U.V.	Peso unità di volume (kN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kN/m²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
6.5	0.0	19.0	18.0	20.46	0.0	0.0	0.0

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta
Ka	Coefficiente di spinta attiva,
Kd	Coefficiente di spinta dinamica,
Dk	Coefficiente di incremento dinamico,

μ	Ka	Kd	Dk
90.0	0.69	0.92	0.23

Spinte risultanti e punto di applicazione

Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (m);

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	278.13	0.0	8.03	2.17
Spinta attiva Coesione	0.0	0.0	8.03	3.25
Spinta incremento sismico	0.0	0.0	8.03	2.17
Spinta statica sovraccarico	0.0	0.0	8.03	2.17
Spinta incr. sismico sovraccarico	0.0	0.0	8.03	3.25
Peso muro	0.0	633.75	4.02	3.25

Momento stabilizzante 2544.51 kNm
Momento ribaltante 602.61 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali 278.13 kN
Sommatoria forze verticali 636.55 kN
Coefficiente di attrito 0.41
Adesione 44.0 kN/m²
Angolo piano di scorrimento 360.0 °
Forze normali al piano di scorrimento 636.55 kN
Forze parall. al piano di scorrimento 278.13 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd 1.72

Traslazione verificata Csd>1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante 2544.51 kNm
Momento ribaltante 602.61 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv 4.22

Muro verificato a ribaltamento Csv>1

Carico limite: BRINCH HANSEN - VESIC

Somma forze in direzione x 278.13 kN
Somma forze in direzione y (Fy) 636.55 kN
Somma momenti -1941.9 kNm
Larghezza fondazione 5.0 m
Lunghezza 1.0 m
Eccentricità su B 0.55 m
Peso unità di volume 19.0 kN/m³
Angolo di resistenza al taglio 22.18 °
Coesione 44.0 kN/m²
Terreno sulla fondazione 0.5 m
Peso terreno sul piano di posa 19.0 kN/m³
Nq 7.96
Nc 17.08
Ng 7.31
sq 1.1
sc 1.12
sg 0.9
iq 0.69
ic 0.65
ig 0.51
Carico limite verticale (Qlim) 2835.44 kN

Fattore sicurezza ($C_{sq}=Q_{lim}/F_y$) **4.45**
Carico limite verificato $C_{sq}>1$

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione 3.05 m
Larghezza della fondazione 5.0 m

x = 0.0 Tensione... 43.18 kN/m²
x = 5.0 Tensione... 211.44 kN/m²

Combinazione 3 (EQU+M2)

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza facciata (Lf) (m)	Lunghezza non efficace (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza sfilamento	Fattore sicurezza rottura
1	0.0	0.0	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0	5	5	1	17.4	1.48
2	0.19	0.4	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.05	4.95	5	1	17.23	1.58
3	0.37	0.8	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.1	4.9	5	1	17.07	1.69
4	0.56	1.2	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.14	4.86	5	1	16.9	1.82
5	0.75	1.6	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.19	4.81	5	1	16.73	1.97
6	0.93	2.0	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.24	4.76	5	1	16.56	2.14
7	1.12	2.4	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.29	4.71	5	1	16.4	2.35
8	1.31	2.8	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.34	4.66	5	1	16.23	2.61
9	1.49	3.2	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.38	4.62	5	1	16.06	2.92
10	1.68	3.6	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.43	4.57	5	1	15.9	3.33
11	1.87	4.0	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.48	4.52	5	1	15.73	3.86
12	2.05	4.4	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.53	4.47	5	1	15.56	4.6
13	2.24	4.8	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.57	4.43	5	1	15.4	5.68
14	2.42	5.2	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.62	4.38	5	1	15.23	7.42
15	2.61	5.6	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.67	4.33	5	1	15.06	10.72
16	2.8	6.0	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.72	4.28	5	1	14.9	19.3

VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (8.0/0.0) m

Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (8.0/6.5) m

Centro di rotazione (xro,yro) = (0.0/0.0) m

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato;
Qf	Quota finale strato
P.U.V.	Peso unità di volume (kN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kN/m²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
6.5	0.0	19.0	18.0	20.46	0.0	0.0	0.0

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta
Ka	Coefficiente di spinta attiva,
Kd	Coefficiente di spinta dinamica,
Dk	Coefficiente di incremento dinamico,

μ	Ka	Kd	Dk
90.0	0.69	0.92	0.23

Spinte risultanti e punto di applicazione

Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (m);

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	305.94	0.0	8.03	2.17
Spinta attiva Coesione	0.0	0.0	8.03	3.25
Spinta incremento sismico	0.0	0.0	8.03	2.17
Spinta statica sovraccarico	0.0	0.0	8.03	2.17
Spinta incr. sismico sovraccarico	0.0	0.0	8.03	3.25
Peso muro	0.0	570.38	4.02	3.25

Momento stabilizzante 2290.06 kNm
Momento ribaltante 662.87 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	305.94 kN
Sommatoria forze verticali	570.38 kN
Coefficiente di attrito	0.41
Adesione	44.0 kN/m ²
Angolo piano di scorrimento	360.0 °
Forze normali al piano di scorrimento	570.37 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	305.94 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	1.48
Traslazione verificata Csd>1	

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	2290.06 kNm
Momento ribaltante	662.87 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	3.45
Muro verificato a ribaltamento Csv>1	

Carico limite: BRINCH HANSEN - VESIC

Somma forze in direzione x	305.94 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	570.38 kN
Somma momenti	-1627.19 kNm
Larghezza fondazione	5.0 m
Lunghezza	1.0 m
Eccentricità su B	0.35 m
Peso unità di volume	19.0 kN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	22.18 °
Coesione	44.0 kN/m ²
Terreno sulla fondazione	0.5 m
Peso terreno sul piano di posa	19.0 kN/m ³
Nq	7.96
Nc	17.08
Ng	7.31
sq	1.09
sc	1.11
sg	0.91
iq	0.66
ic	0.61
ig	0.46

Carico limite verticale (Q_{lim})	2955.41 kN
Fattore sicurezza ($Cs_q=Q_{lim}/F_y$)	5.18
Carico limite verificato $Cs_q>1$	

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	2.85 m
Larghezza della fondazione	5.0 m

x = 0.0	Tensione... 65.78 kN/m ²
x = 5.0	Tensione... 162.37 kN/m ²

Combinazione 4 (Sisma M2)

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza facciata (Lf) (m)	Lunghezza non efficace (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza sfilamento	Fattore sicurezza rottura
1	0.0	0.0	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0	5	5	1	16.58	1.4
2	0.19	0.4	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.05	4.95	5	1	16.43	1.49
3	0.37	0.8	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.1	4.9	5	1	16.3	1.6
4	0.56	1.2	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.14	4.86	5	1	16.16	1.72
5	0.75	1.6	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.19	4.81	5	1	16.03	1.86
6	0.93	2.0	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.24	4.76	5	1	15.91	2.02
7	1.12	2.4	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.29	4.71	5	1	15.79	2.22
8	1.31	2.8	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.34	4.66	5	1	15.69	2.46
9	1.49	3.2	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.38	4.62	5	1	15.6	2.75
10	1.68	3.6	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.43	4.57	5	1	15.54	3.13
11	1.87	4.0	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.48	4.52	5	1	15.52	3.63
12	2.05	4.4	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.53	4.47	5	1	15.56	4.32
13	2.24	4.8	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.57	4.43	5	1	15.73	5.34
14	2.42	5.2	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.62	4.38	5	1	16.12	6.99
15	2.61	5.6	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.67	4.33	5	1	17.08	10.1
16	2.8	6.0	(11) TENAX TT 090	1.2	0.4	0.72	4.28	5	1	20	18.26

VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (8.0/0.0) m

Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (8.0/6.5) m

Centro di rotazione (xro,yro) = (0.0/0.0) m

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato;
Qf	Quota finale strato
P.U.V.	Peso unità di volume (kN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kN/m²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
6.5	0.0	19.0	18.0	20.46	0.0	0.0	0.0

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta
Ka	Coefficiente di spinta attiva,
Kd	Coefficiente di spinta dinamica,
Dk	Coefficiente di incremento dinamico,

μ	Ka	Kd	Dk
90.0	0.69	0.92	0.23

Spinte risultanti e punto di applicazione

Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);
 Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (m);

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	278.13	0.0	8.03	2.17
Spinta attiva Coesione	0.0	0.0	8.03	3.25
Spinta incremento sismico	90.83	0.0	8.03	2.17
Spinta statica sovraccarico	0.0	0.0	8.03	2.17
Spinta incr. sismico sovraccarico	0.0	0.0	8.03	3.25
Peso muro	38.41	633.75	4.02	3.25

Momento stabilizzante 2544.51 kNm
 Momento ribaltante 924.23 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali 407.37 kN
 Sommatoria forze verticali 635.9 kN
 Coefficiente di attrito 0.41
 Adesione 44.0 kN/m²
 Angolo piano di scorrimento 360.0 °
 Forze normali al piano di scorrimento 635.9 kN
 Forze parall. al piano di scorrimento 407.37 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd 1.18
Traslazione verificata Csd>1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante 2544.51 kNm
 Momento ribaltante 924.23 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv 2.75
Muro verificato a ribaltamento Csv>1

Carico limite: BRINCH HANSEN - VESIC

Somma forze in direzione x 407.37 kN
 Somma forze in direzione y (Fy) 635.9 kN
 Somma momenti -1620.27 kNm
 Larghezza fondazione 5.0 m
 Lunghezza 1.0 m
 Eccentricità su B 0.05 m
 Peso unità di volume 19.0 kN/m³
 Angolo di resistenza al taglio 22.18 °
 Coesione 44.0 kN/m²
 Terreno sulla fondazione 0.5 m
 Peso terreno sul piano di posa 19.0 kN/m³
 Nq 7.96
 Nc 17.08
 Ng 7.31
 sq 1.08
 sc 1.1
 sg 0.92
 iq 0.6
 ic 0.55
 ig 0.39

Carico limite verticale (Q_{lim})	3057.53 kN
Fattore sicurezza ($Cs_q=Q_{lim}/F_y$)	4.81
Carico limite verificato $Cs_q>1$	

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	2.55 m
Larghezza della fondazione	5.0 m

x = 0.0	Tensione... 119.86 kN/m ²
x = 5.0	Tensione... 134.51 kN/m ²

Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

Lat./Long.	43.8263/11.2862
Normativa	NTC 2008
Numero di strati	3.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.3
Coefficiente parziale resistenza	1.0
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	26.0 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	17.0 m
Ascissa vertice destro superiore xs	48.0 m
Ordinata vertice destro superiore ys	29.0 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	20.0
Numero di celle lungo y	20.0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.49	2.53	0.25
S.L.D.	50.0	0.6	2.56	0.27
S.L.V.	475.0	1.38	2.44	0.3
S.L.C.	975.0	1.77	2.4	0.31

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:	Opere di sostegno
--------	-------------------

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.882	0.18	0.0162	0.0081
S.L.D.	1.08	0.18	0.0198	0.0099
S.L.V.	2.474	0.24	0.0606	0.0303
S.L.C.	3.0587	0.24	0.0749	0.0374

Coefficiente azione sismica orizzontale	0.0606
Coefficiente azione sismica verticale	0.0303

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	17.64	11.05
2	34.52	11.05
3	34.55	11.09
4	37.58	17.59
5	42.58	17.59
6	54.35	21.1
7	56.56	21.35
8	65.0	21.42

Falda

Nr.	X (m)	y (m)
1	17.64	6.05
2	65.0	13.37

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	17.64	11.05
2	39.52	11.05
3	42.55	17.55
4	54.35	21.1
5	56.56	21.35
6	65.0	21.42

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	17.64	5.05
2	65.0	12.37

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1.25
Coesione efficace	1.25
Coesione non drenata	1.4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

Stratigrafia

Strato	Coesione (kN/m²)	Coesione non drenata (kN/m²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m³)	Peso saturo (kN/m³)	Litologia	
1	0		35	19.5	22	TERRA RINFORZATA	
2	55		27	18.5	21	DETRITI E RIPORTI	
3	70	100	30	19.5	21	MARNE	

TR 21 (x=34.55 y= 11.09)

No	Tipologia	Tallow (kN)	Resistenza sfilamento (kN)
1	TENAX TT 090	36.36	108.122
2	TENAX TT 090	36.36	101.6457
3	TENAX TT 090	36.36	95.17723
4	TENAX TT 090	36.36	88.71778
5	TENAX TT 090	36.36	82.2689
6	TENAX TT 090	36.36	75.83247
7	TENAX TT 090	36.36	69.41086
8	TENAX TT 090	36.36	63.00703
9	TENAX TT 090	36.36	56.62484
10	TENAX TT 090	36.36	50.26933
11	TENAX TT 090	36.36	43.94724
12	TENAX TT 090	36.36	37.66778
13	TENAX TT 090	36.36	31.44392
14	TENAX TT 090	36.36	25.29446
15	TENAX TT 090	36.36	19.24771
16	TENAX TT 090	36.36	13.3485

Carichi concentrati

N°	x (m)	y (m)	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
1	0	0	0	0	0

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kN/m²)
1	37.66	17.66	42.66	17.66	5

Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]

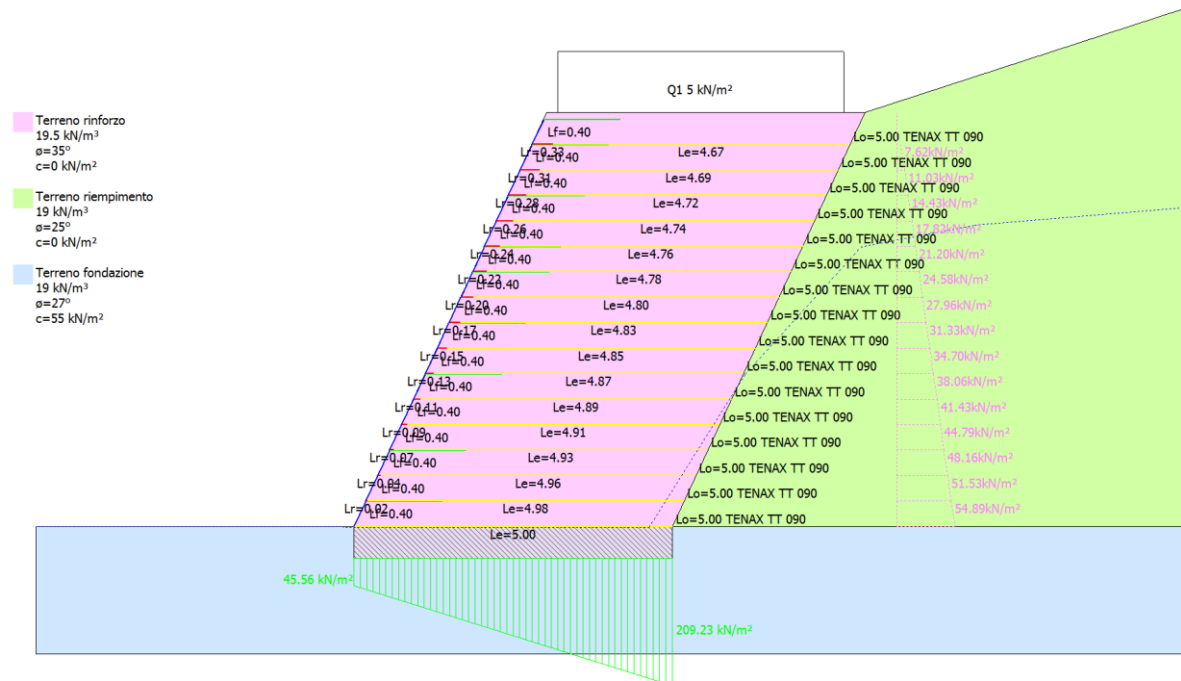
=====					
Fs minimo individuato				2.18	
Ascissa centro superficie				34.8 m	
Ordinata centro superficie				28.4 m	
Raggio superficie				17.31 m	
=====					

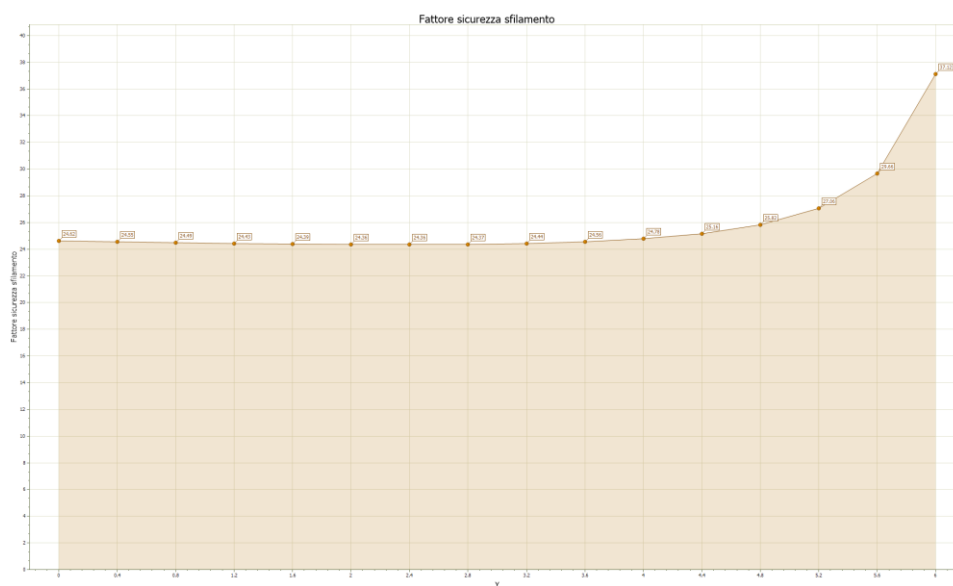
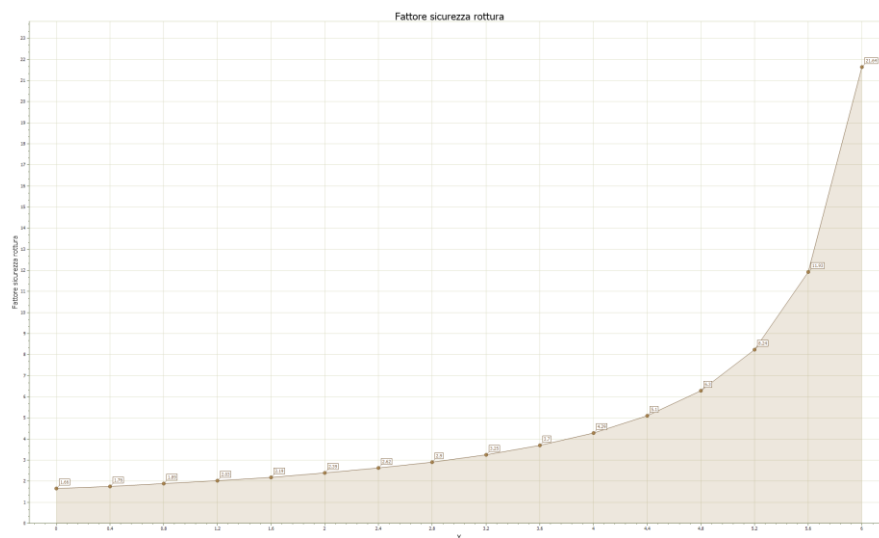
xc = 34.80 yc = 28.40 Rc = 17.309 Fs=2.178

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kN/m²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	1.52	1.7	1.52	48.41	2.93	1.47	0.0	29.3	0.0	48.1	12.4
2	1.51	6.7	1.52	140.02	8.48	4.24	0.0	29.3	0.0	136.8	35.2
3	1.54	11.8	1.58	191.73	11.62	5.81	0.0	29.3	0.0	185.9	47.8
4	1.52	17.1	1.59	178.17	10.8	5.4	0.0	29.3	0.0	172.7	44.4
5	1.52	22.5	1.65	157.79	9.56	4.78	44.0	22.2	0.0	145.7	60.6
6	1.52	28.0	1.73	131.6	7.97	3.99	44.0	22.2	0.0	118.7	57.1
7	1.52	34.0	1.84	116.16	7.04	3.52	44.0	22.2	0.0	102.2	56.2
8	1.52	40.3	2.0	96.5	5.85	2.92	44.0	22.2	0.0	79.7	55.3
9	1.52	47.3	2.25	68.22	4.13	2.07	44.0	22.2	0.0	42.7	53.4
10	1.52	55.5	2.69	27.5	1.67	0.83	44.0	22.2	0.0	-24.0	49.9

Tiro geogriglie

Nr. conci	Tiro (kN)
1	--
2	--
3	36.36
4	--
5	--
6	--
7	--
8	--
9	--
10	--





10. BIBLIOGRAFIA

- Lancellotta R. (1993) – Geotecnica – Ed. Zanichelli
- Meyerhof G.G. (1951) – The Ultimate Bearing Capacity of Foundations – Geotechnique, 2, pp.301-332
- De Mello V.F. (1971) – The Standard Penetration Test – Proc. 4th Panamerican Conf. On SMFE, San Juan, Puerto Rico, Vol.1, pp. 486
- Brinch Hansen J. (1970) – A Revised and Extended Formula for bearing Capacity – Bull.28, Danish Geotechnical Institute, Coopenhagen
- AGI (1977) – Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche
- Viggiani C. (1993) – Fondazioni – Ed. CUEN , Napoli
- Bowles J. (1998) – Fondazioni – Mc Graw Hill
- Cestari F. (2005) – Prove geotecniche in sito – Edizioni Geo-Graph - Segrate