

Realizzazione del Nuovo Ospedale Unico della Penisola Sorrentina e della Costiera Amalfitana in via Mariano Lauro 28, Comune di Sant'Agnello (NA)
 CUP : D13D19000310003

PROGETTO ESECUTIVO

COMMITTENTE:

Azienda Sanitaria Locale NAPOLI 3 SUD

Commissario ad Acta (DPGR Campania 126 del 06/07/22): Ing. Gennaro Sosto

R.U.P. :

Ing. Ciro Visone

Responsabile del coordinamento ed integrazione prestazioni specialistiche:

Arch. Maurizio Pavani | MATE

Progetto Architettonico cat. E.10:

Responsabile progetto: Arch. Maurizio Pavani | MATE

Team di progetto: Arch. Fabiana Aneghini | MATE; Ing. Emilio Bona Veggi | MATE; Arch. Tommaso Cesaro | MATE; Arch. Giulio Felli | CSPE; Arch. Paolo Felli | CSPE; Arch. Sara Greco | MATE; Arch. Michela Pucciariello | MATE

Progetto Architettonico cat. E.18:

Responsabile progetto: Ing. Emilio Bona Veggi | MATE

Team di progetto: Arch. Martina Buccitti | MATE; Arch. Manola Caruso | CSPE

Progetto opere strutturali cat. S.06:

Responsabile progetto: Ing. Carmine Mascolo | MASCOLO INGEGNERIA

Team di progetto: Ing. Matteo Gregorini | STUDIO GREGORINI; Ing. Mauro Perini | MATE

Progetto impianti meccanici cat. IA.01:

Responsabile progetto: Ing. Luca Melucci | STUDIO TI

Team di progetto: Ing. Lino Pollastri | MATE; Ing. Lanfranco Ricci | STUDIO TI; Ing. Silvio Stivaletta | MATE

Progetto impianti meccanici cat. IA.02:

Responsabile progetto: Ing. Lorenzo Genestreti | STUDIO TI

Team di progetto: Ing. Lino Pollastri | MATE; Ing. Lanfranco Ricci | STUDIO TI; Ing. Silvio Stivaletta | MATE;

Progetto impianti elettrici e speciali cat. IA.04:

Responsabile progetto: Ing. Claudio Muscioni | STUDIO TI

Team di progetto: Ing. Lino Pollastri | MATE; Ing. Lanfranco Ricci | STUDIO TI

Prevenzione incendi:

Responsabile progetto: Arch. Corrado Lupatelli | CSPE

Team di progetto: Ing. Alessandro Sanna | MATE

Coordinatore della sicurezza in fase di progettazione:

Arch. Corrado Lupatelli | CSPE

Responsabile della relazione sui requisiti acustici delle opere ai sensi della L. 447/95:

Ing. Sacha Slim Bouhageb

Stime, computi e value engineering, misure e contabilità:

Geom. Andrea Elmi | MATE

Geologia:

Dott. Geol. Salvatore Costabile | GIA CONSULTING

Archeologia:

Dott. Alessandra Saba | NURE ARCHEOLOGIA

Esperto Via e Vas - Controllo Qualità ISO 9001:2015 e ISO 14001:2015:

Ing. Elettra Lowenthal | MATE

Urbanistica:

Urb. Raffaele Gerometta | MATE

Esperto viabilità e infrastrutture:

Ing. Elena Guerzoni | MATE

Responsabile della redazione dell'Attestato di Prestazione Energetica ai sensi del d.m. 26/06/2015:

Ing. Lorenzo Genestreti | STUDIO TI

Esperto sugli aspetti energetici, ambientali e CAM:

Responsabile progetto: Ing. Eleonora Sablone | MATE

Team di progetto: Ing. Silvio Stivaletta | MATE

Responsabile dell'Organizzazione sanitaria:

Responsabile progetto: Dott. Andrea Vannucci

Team di progetto: Dott. Luca Munari

Team BIM:

BIM Manager certificato ICMQ: Arch. Arturo Augelletta | MATE

BIM Manager certificato ICMQ: Ing. Enrico Ricci | STUDIO TI

BIM Manager certificato ICMQ: Ing. Carmine Mascolo | MASCOLO INGEGNERIA

BIM Coordinator certificato ICMQ: Arch. Gianluca Protani | MATE

BIM Coordinator certificato ICMQ: Ing. Gaetano D'Ausilio | MASCOLO INGEGNERIA

Direzione Lavori e Coordinatore della Sicurezza in fase di esecuzione:

Ing. Matteo Gregorini | STUDIO GREGORINI

OGGETTO:

ELABORATI STRUTTURE

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

SORR21009 005_ES_1

cod. commessa

num. elaborato

DATA:

30 Novembre 2023

REDATTO:

GD

SCALA:

-

APPROVATO:

CM

REVISIONE:

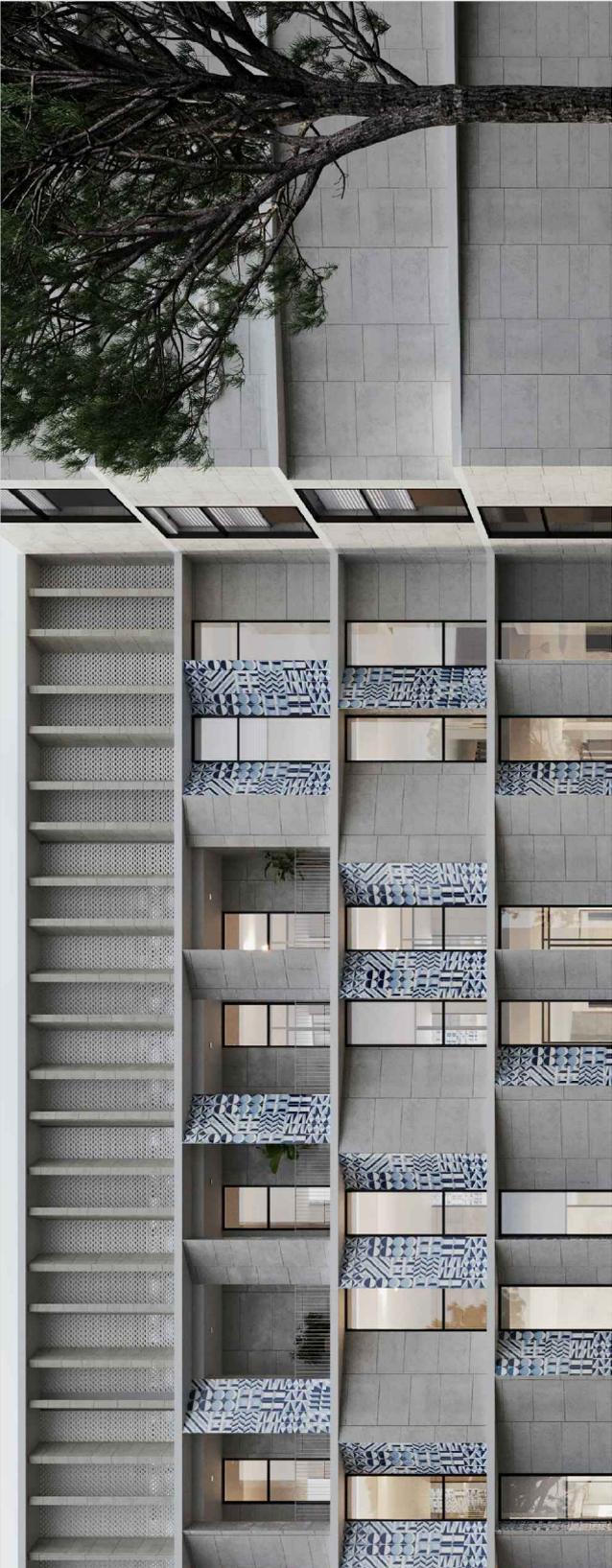
01-01/10/2024

VERIFICATO:

MP

Percorso file

\\Server\drive_d\AM_LAVORI VARI\10_ANNO 2021\M003-21_OSPEDEALE Penisola Sorrentina\00_STRUTTURE\00_Documenti\04_Validation Prog. Esecutivo\00_CARTIGLI\SORR21009_Cartiglio PE.dwg



CAPOGRUPPO
 MATE Soc. Coop.va
 Via San Felice 21
 40122 Bologna (BO)



MANDANTE
 CSPE srl
 Piazzale Donatello 29
 50132 Firenze (FI)



MANDANTE
 STUDIOTI srl
 Via Flaminia 138
 47923 Rimini (RN)



MANDANTE
 MASCOLO Ingegneria
 Via Antonio Gramsci 13
 80033 Cicciano (NA)



MANDANTE
 Ing. Sacha Slim Bouhageb
 Via Pian d'Albero 4
 50012 Bagno a Ripoli (FI)



MANDANTE
 GIA Consulting srl
 Viale degli Astronauti 8
 80131 Napoli (NA)



MANDANTE
 Ing. Matteo Gregorini
 Centro Direzionale
 Isola F11
 80143 Napoli (NA)



MANDANTE
 NURE Soc. Coop.va
 Corso V. Emanuele 2
 09056 Isili (SU)

Sommario

1	CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI TERRENI	2
2	DESCRIZIONE DELLE INDAGINI IN SITO	5
2.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO DEL SITO.....	6
2.2	RISCHIO FRANA	7
2.3	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO NEL MODELLO	8
2.4	MODELLO DI FONDAZIONE	11
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE	11
4	CALCOLO DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO	14
5	VERIFICHE DI SICUREZZA DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI AGLI SLU	15
5.1	VERIFICA DI SCORRIMENTO.....	16
5.2	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE.....	16
5.2.1	<i>Metodo di Vesic</i>	17
5.2.2	<i>Influenza degli strati sulla capacità portante</i>	18
5.2.3	<i>Influenza del sisma sulla capacità portante</i>	18
5.3	CARICO LIMITE TERRENO-FONDAZIONE	19
5.4	CEDIMENTI	20
6	VERIFICA GEOTECNICA DELLE PARATIE.....	27
6.1	PARATIA TIPO 1.....	29
6.2	PARATIA TIPO 2.....	37
6.3	MURO TIPO A	44
7	ANALISI DI STABILITÀ DELLE CAVITÀ SOTTERRANEE	55
7.1	CONCLUSIONI.....	60
8	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ	61
8.1	CONGRUITÀ DELLE DEFORMATE.....	63
8.2	CONGRUITÀ DELLE SOLLECITAZIONI	64
9	ALLEGATO 1: STUDIO UNIVERSITÀ “PARTHENOPE” DI NAPOLI.....	66

1 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI TERRENI

La nuova normativa sismica D.M. 17/01/2018 disciplina la progettazione e la costruzione di nuovi edifici soggetti ad azioni sismiche, nonché la valutazione della sicurezza e gli interventi di adeguamento su edifici esistenti soggetti al medesimo tipo di azioni, con lo scopo dichiarato di assicurare, in caso di evento sismico, la protezione della vita umana, la limitazione dei danni e il funzionamento delle strutture essenziali agli interventi di protezione civile.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, VS. I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità VS per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.

I valori di VS sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, VS,eq (in m/s), definita dall'espressione:

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

con:

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

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

$$V_{s,30} = 30 / \sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}$$

Richiamando la relazione geologica allegata alla presente si ricava una velocità equivalente pari a :

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_i}} = 298 \text{ m/s}$$

Al quale corrisponde una categoria di suolo di tipo **C** (Tabella 3.2.II delle NTC da D.M. 17/01/2018) ovvero: *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 e 360 m/s.*

La categoria topografica del sito di costruzione è assimilabile a quella denominata **T1** (*pendii con inclinazione media i < 15°*) della Tabella 3.2.IV del D.M. LL.PP. 17/01/2018 e quindi utilizzando i valori in Tabella 3.2.VI si ha che il coefficiente di amplificazione topografica S_T è pari a:

$$S_T = 1.00.$$

Per la valutazione della Vs sono state effettuate le seguenti prove:

- n. 2 rilievi di sismica a rifrazione. Gli stendimenti, costituiti da n.48 geofoni verticali e orizzontali, sono finalizzati alla ricostruzione della sismo-stratigrafia del sottosuolo e alla localizzazione di eventuali cavità;
- n. 3 prospezioni geoelettriche, in configurazione Wenner-Schlumberger, sfruttando il metodo della resistività e della caricabilità. Gli stendimenti, costituiti da n. 48 elettrodi, sono finalizzati alla ricostruzione dell'elettro-stratigrafia del sottosuolo e alla localizzazione di eventuali cavità;
- n. 2 rilievi sismico di tipo DownHole fino alla profondità massima di 30 metri dal piano campagna, al fine di ricostruire il modello sismo-stratigrafico in termini di velocità delle onde di compressione (onde P) e di taglio (onde S).

Si riportano di seguito i risultati delle prove effettuate.

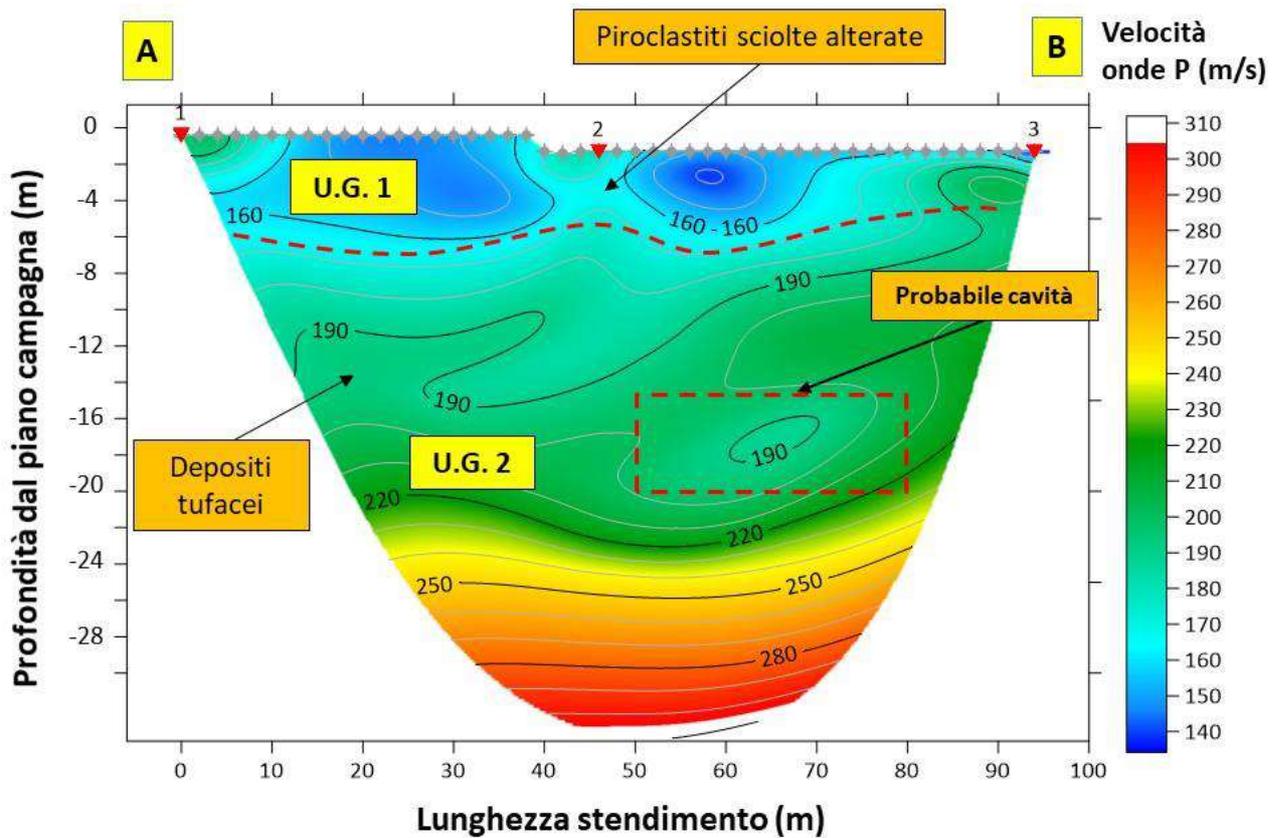


Figura 1. Tomografia sismica delle onde P (SR1)

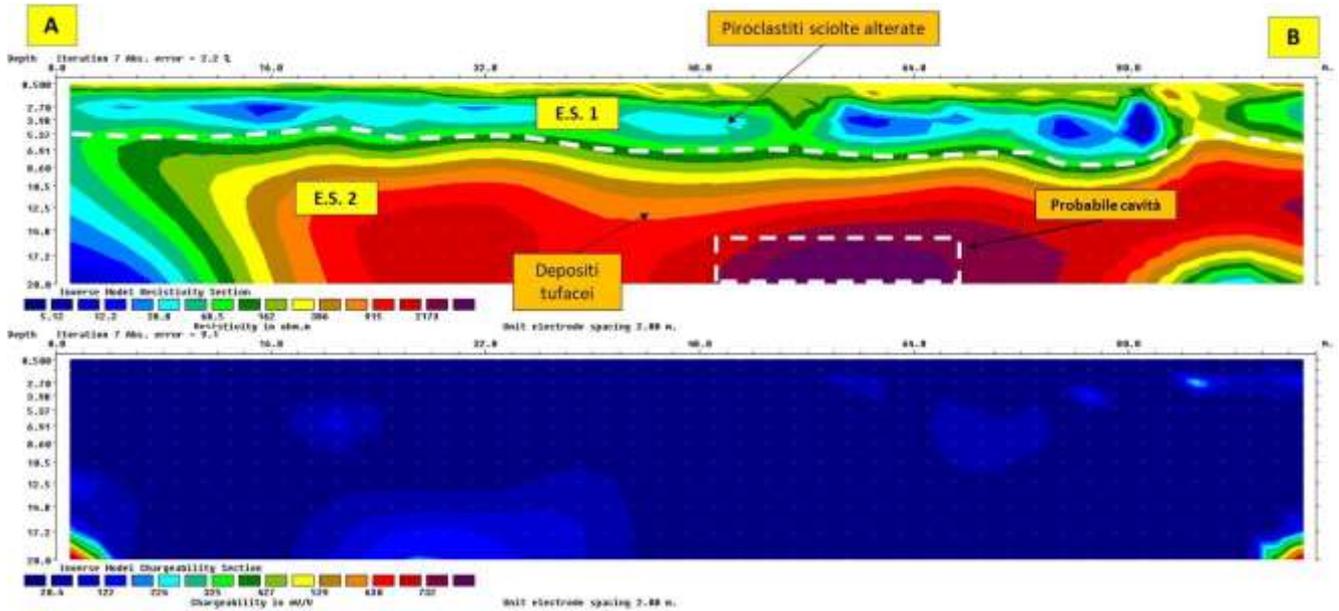


Figura 2. Tomografia elettrica ERT 1 2D

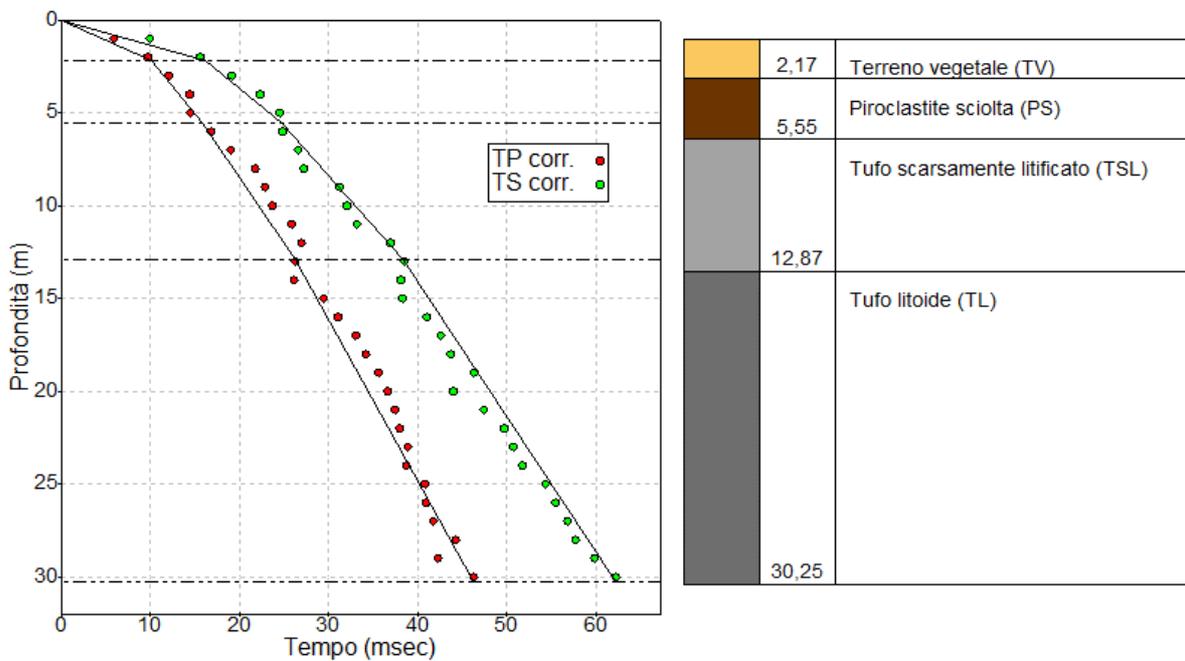


Figura 3. Modello sismostratigrafico del sottosuolo

Le indagini Down Hole infine, integrate con l'indagine HVSR, si è rivelata fondamentale per la ricostruzione del profilo di velocità delle onde S (Figura 3) e per la classificazione del sottosuolo secondo la tabella 3.2.11 delle N.T.C. 2018 oltre che per la determinazione della frequenza di risonanza di sito. Dall'indagine di sismica passiva è stato possibile identificare tale valore, corrispondente al picco di frequenza del rapporto spettrale H/V pari a 0.88 ± 0.04 Hz.

Velocità intervallari

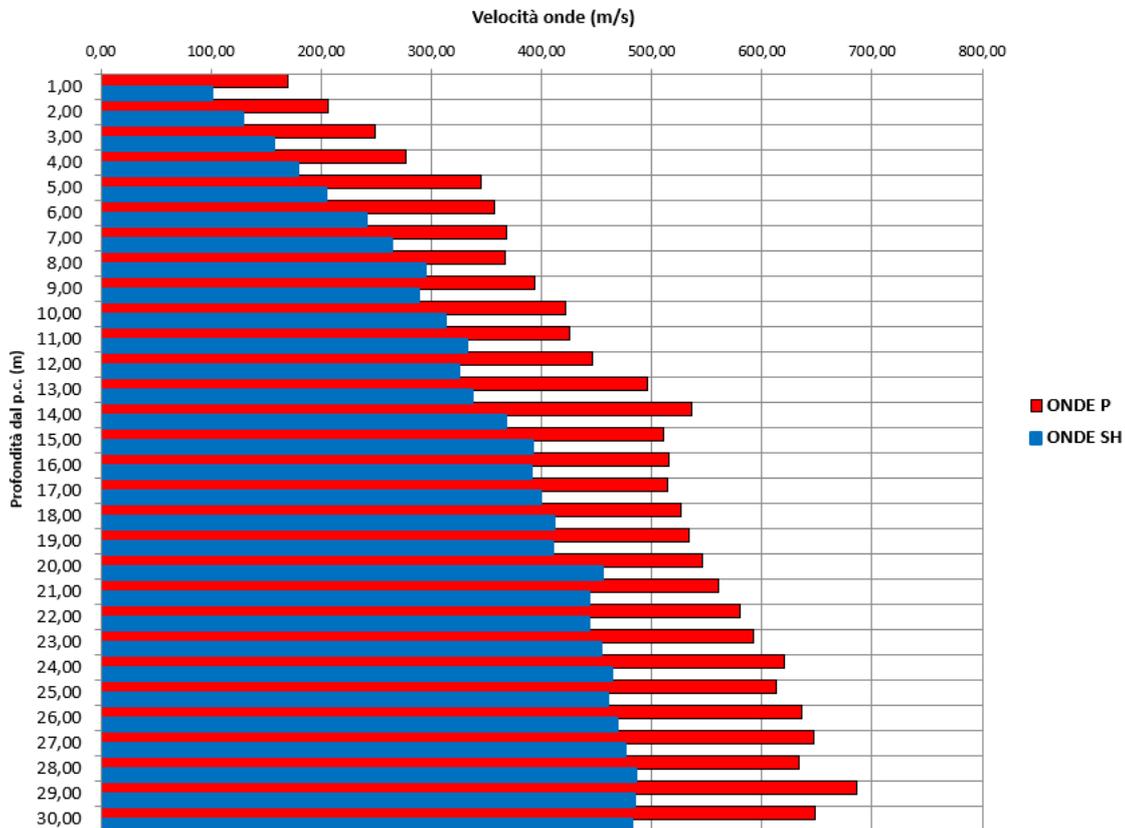


Figura 4: Modello sismo-stratigrafico e velocità

2 DESCRIZIONE DELLE INDAGINI IN SITO

Le indagini eseguite in sito sono state indirizzate alla caratterizzazione del suolo di fondazione, con i conseguenti inquadramenti geologico, geomorfologico ed idrogeologico oltre alla individuazione dei parametri geotecnici ed alla caratterizzazione sismica del sito; la relazione geologica e le indagini per la caratterizzazione geosismica del sottosuolo sono state curate dal dr. Geol. Salvatore Costabile.

L'area di interesse è ubicata in Via Mariano Lauro 28, nel comune di Sant'Agello (NA). Le indagini che hanno consentito di valutare i parametri fisici, fisico-meccanici, idrologici e sismici dell'area in esame hanno compreso:

- Una serie di sopralluoghi sia sull'area oggetto dell'intervento e sia nelle zone limitrofe, per poter meglio inquadrare il territorio interessato nel contesto ambientale: Geologico; Geomorfologico; Sismico ed Idrogeologico;
- n° 8 sondaggi geognostici a carotaggio continuo spinti fino a profondità variabile dal p.c.;
- n° 14 prelievi di campioni indisturbati/rocce per le prove di laboratorio;
- n° 21 prove penetrometriche standard SPT.;
- n°2 prove di permeabilità di tipo Lefranc a carico variabile;
- n°8 prove penetrometriche dinamiche DPSH;

L'ubicazione di tutte le indagini sono state concordate con i progettisti dell'opera a farsi e riportate sugli stralci aerofotogrammetrici in scala 1:2.000.



Figura 5. Ubicazione indagini

2.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO DEL SITO

L'assetto geomorfologico generale della Penisola Sorrentina è caratterizzato da versanti ad alta energia di rilievo, sia perché la tettonica ha sollevato le successioni calcareo-dolomitiche a quote sovente superiori ai 500 metri s.l.m., sia perché tali rilievi risultano molto prossimi al mare; ne derivano versanti ad elevata pendenza, che solo localmente conservano superfici a debole inclinazione da collegarsi a vecchie spianate sommitali di erosione e, lungo costa, ad antichi terrazzi marini.

L'attuale conformazione morfostrutturale della penisola è stata raggiunta durante il *Pleistocene medio* per l'azione di diverse fasi tettoniche da collegarsi in parte a movimenti compressivi mio-pliocenici (sovrascorrimenti e faglie trascorrenti), in parte ad una tettonica distensiva plio-quadernaria caratterizzata da faglie con rigetti prevalentemente verticali.

Nel corso del Quaternario, poi, varie fasi tettoniche, intervallate da cicli morfogenetici differenti, hanno dato luogo al caratteristico paesaggio attuale; sui rilievi carbonatici sono presenti, infatti, delle superfici morfologiche strutturali in posizione sommitale.

Più in dettaglio, la zona interessata dal progetto è ubicata nel banco tufaceo su cui è impiantato l'abitato di Sant'Agello e che è delimitato dalla costa a falesia prospiciente il Golfo di Napoli verso nord e da rilievi carbonatici verso sud ed ovest.

Le caratteristiche morfologiche originarie sono riconducibili, essenzialmente, all'attività del reticolo idrografico; l'evoluzione, invece, è stata notevolmente condizionata dall'attività antropica che, in passato, è intervenuta per realizzare insediamenti abitativi con relative infrastrutture.

La maggior parte dei litotipi che costituiscono la Penisola Sorrentina appartengono alle successioni sedimentarie della piattaforma campano-lucana.

La circolazione idrica sotterranea della penisola Sorrentina è legata all'esistenza di un fitto intreccio di fratture e faglie ed è spesso condizionata dalle fasce cataclastiche delle principali direttrici tettoniche. Ulteriore motivo di condizionamento e frazionamento della circolazione idrica di base è dovuto al fatto che la successione sedimentaria si presenta divisa in monoclinali complesse.

Ciò posto, dal punto di vista idrogeologico i terreni affioranti sull'area di studio sono riconducibili a tre complessi, di cui si evidenziano di seguito le principali caratteristiche:

- il *complesso carbonatico (Cretaceo)* è quello di maggiore estensione areale e di più rilevante interesse in funzione delle ben note caratteristiche idrogeologiche. In esso, infatti, si localizzano le più cospicue falde idriche sotterranee e dallo stesso prendono alimentazione tanto le falde di pianura periferiche quanto le più grosse emergenze sottomarine e non;
- il *complesso detritico (Pleistocene superiore - Olocene)* è rappresentato da fasce di potenza variabile che bordano i calcari;
- il *complesso piroclastico (Pleistocene superiore - Olocene)*, in cui vengono raggruppati le piroclastiti sciolte recenti, il tufo grigio (che ne rappresenta per spessore il litotipo principale) e le piroclastiti antiche. Dette piroclastiti, sia antiche che recenti, sono caratterizzate da una bassa permeabilità per porosità mentre il tufo grigio presenta una permeabilità media per porosità e fessurazione.

2.2 RISCHIO FRANA

Dall'esame delle cartografie di riferimento del P.S.A.I (Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PSAI), dei territori della ex Autorità di Bacino della Campania Centrale e dei territori della ex Autorità di Bacino Nord Occidentale, l'area in esame non risulta essere in zone di criticità per Pericolosità da Frana e Rischio Frana, né per quanto riguarda l'analisi delle aree soggette a Pericolosità e Rischio Idraulico, secondo le indicazioni, contenute nel Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PSAI), dei territori dell'ex Autorità di Bacino Campania Centrale e Nord Occidentale, aggiornato nel 2015, adottato con delibera di Comitato Istituzionale n. 1 del 23 febbraio 2015, B.U.R.C. n.20 del 23/03/2015; Attestato, del Consiglio Regionale n° 437/2 del 10/02/2016, di approvazione della D.G.R.C. n.° 466 del 21/10/2015 - BURC n.14 del 29/02/2016.

Nella Carta della Pericolosità da Frana sono state riconosciute e cartografate le classi di pericolosità che interessano le diverse aree del territorio.

In generale la pericolosità connessa a movimenti franosi lungo le scarpate o pendii acclivi si origina in relazione a specifiche condizioni predisponenti l'innescò delle dinamiche di dissesto quali ad esempio:

- acclività dei versanti;
- caratteristiche geotecniche dei litotipi lungo il pendio;
- condizioni strutturali delle scarpate;
- presenza di circolazione idrica superficiale e/o sotterranea
- eventi pluviometrici;
- grado di copertura vegetale
- modifiche antropiche dello stato tensionale dei terreni

Nell'area oggetto del presente studio, dalla Carta della Pericolosità e del Rischio da frana non si evidenziano aree a rischio.

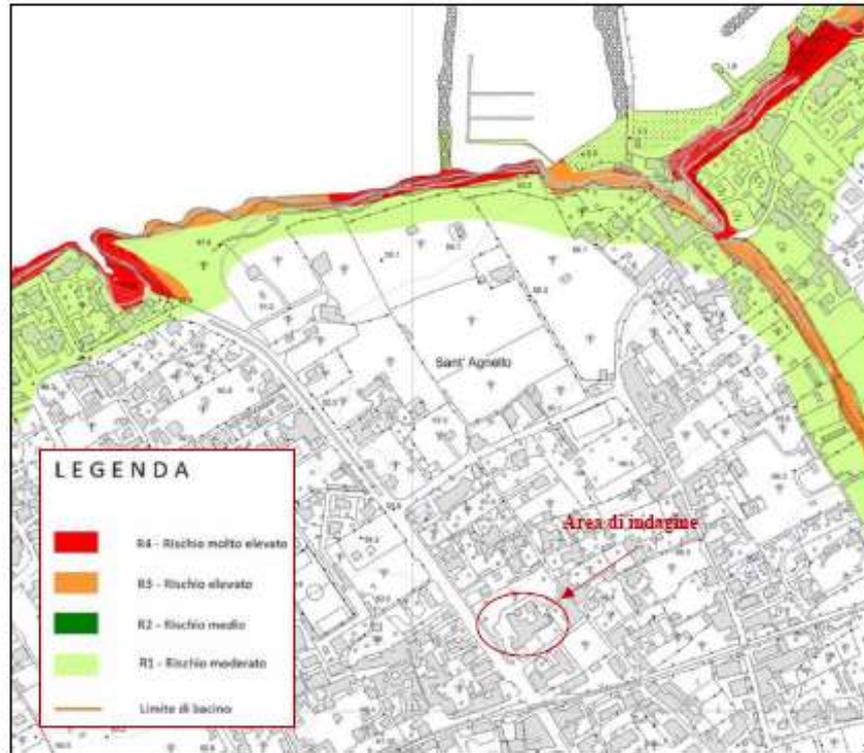


Figura 6. Stralcio carta della Pericolosità di frana (PSAI)

2.3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO NEL MODELLO

La caratterizzazione geotecnica dei terreni in sito contiene i profili geotecnici, cioè la successione stratigrafica considerata per la progettazione (sezioni geotecniche), il regime delle pressioni interstiziali, le caratteristiche meccaniche dei terreni e tutti gli elementi significativi del sottosuolo. L'insieme di questi dati deve permettere la determinazione dei parametri geotecnici caratteristici, tramite i quali è possibile definire il modello geotecnico da inputare nella modellazione di calcolo, ovvero i parametri da attribuire ai singoli litostrati.

Tale caratterizzazione è stata effettuata a partire dai dati delle prove S.P.T. eseguite in corrispondenza dei 7 sondaggi realizzati, integrati con i risultati delle prove DPSH realizzate e dei campioni indisturbati prelevati nel corso dei sondaggi.

Si riporta di seguito la sezione stratigrafica individuata.

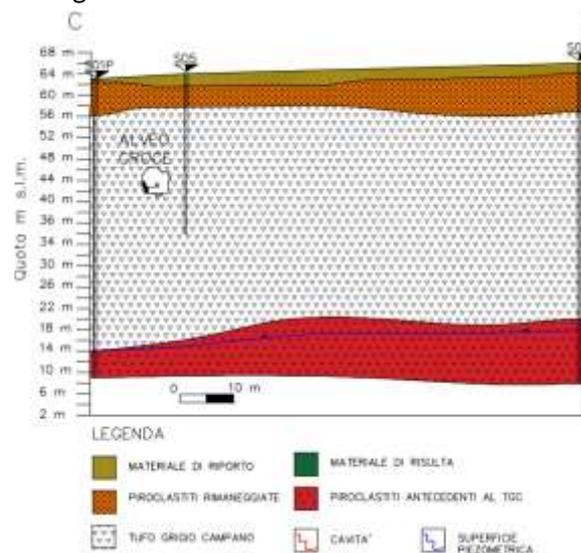


Figura 7. Sezione stratigrafica

Riporto	Comprende l'orizzonte più superficiale, con uno spessore di circa 1,5 m, costituito da terreno agrario composto prevalentemente, da piroclastiti rimaneggiate ed humificate ricche di frustoli vegetali e dei resti degli apparati radicali della vegetazione
Piroclastiti rimaneggiate	Include le piroclastiti rimaneggiate (Pr), costituite essenzialmente da sabbie, pomici e ceneri eruttate dal Somma-Vesuvio, con potenza variabile (da metrica a plurimetrica)
Tufo alterato	Cappellaccio al tufo Grigio Campano, costituito da pomici, ceneri, scorie e brandelli di lava litificati in un'unica massa alterata. Assume uno spessore di qualche metro.
Tufo grigio campano	Tufo Grigio Campano, costituito da pomici, ceneri, scorie e brandelli di lava litificati in un'unica massa. Rappresenta il litotipo più importante dell'area e con uno spessore che arriva fino a 50 m definisce il substrato morfologico caratteristico della piana di Sorrento.
Piroclastiti sciolte	Appartengono a questa unità le piroclastiti sciolte antecedenti alla messa in posto del TGC. Sono costituite da sabbie e limi argillosi di colore da marrone a grigio con pomici millimetriche e scarse scorie. Quest'unità ospita la falda che scorre al di sotto del banco tufaceo.

Nello specifico quelli utilizzati nella modellazione del sistema fondale in oggetto sono riportati nella tabella seguente.

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Natura geologica: natura geologica del terreno (granulare, coesivo, roccia).

Coesione (c'): coesione efficace del terreno. [daN/cm²]

Coesione non drenata (Cu): coesione non drenata (Cu), per terreni eminentemente coesivi (argille). [daN/cm²]

Angolo di attrito interno φ: angolo di attrito interno del terreno. [deg]

Angolo di attrito di interfaccia δ: angolo di attrito all'interfaccia tra terreno-cls. [deg]

Coeff. α di adesione della coesione (0;1): coeff. di adesione della coesione all'interfaccia terreno-cls, compreso tra 0 ed 1. Il valore è adimensionale.

Coeff. di spinta K0: coefficiente di spinta a riposo del terreno. Il valore è adimensionale.

γ naturale: peso specifico naturale del terreno in sito, assegnato alle zone non immerse. [daN/cm³]

γ saturo: peso specifico saturo del terreno in sito, assegnato alle zone immerse. [daN/cm³]

E: modulo elastico longitudinale del terreno. [daN/cm²]

v: coefficiente di Poisson del terreno. Il valore è adimensionale.

Qualità roccia RQD (0;1): rock quality degree. Indice di qualità della roccia, assume valori nell'intervallo (0;1). Il valore è adimensionale.

Descrizione	Natura geologica	Coesione (c')	Coesione non drenata (Cu)	Angolo di attrito interno φ	Angolo di attrito di interfaccia δ	Coeff. α di adesione della coesione (0;1)	Coeff. di spinta K0	γ naturale	γ saturo	E	v	Qualità roccia RQD (0;1)
Osp-sorr_Piroclastite rimaneggiata	Granulare incoerente (Sabbie)	0.05	0	30	20	1	0.5	0.0015	0.0016	155	0.3	0
Osp-sorr_Riporto	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	20	13	1	0.66	0.0015	0.0016	60	0.35	0
Osp-sorr_Tufo alterato	Granulare incoerente (Sabbie)	0.1	0	35	23	1	0.43	0.0013	0.0014	145	0.3	0
Osp-sorr_Tufo grigio campano	Granulare incoerente (Sabbie)	3.27	0	35	23	1	0.43	0.00125	0.00135	180	0.3	0

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Natura geologica: natura geologica del terreno (granulare, coesivo, roccia).

Coesione (c'): coesione efficace del terreno. [kN/m²]

Coesione non drenata (Cu): coesione non drenata (Cu), per terreni eminentemente coesivi (argille). [kN/m²]

Angolo di attrito interno φ: angolo di attrito interno del terreno. [deg]

Angolo di attrito di interfaccia δ: angolo di attrito all'interfaccia tra terreno-cls. [deg]

Coeff. α di adesione della coesione (0;1): coeff. di adesione della coesione all'interfaccia terreno-cls, compreso tra 0 ed 1. Il valore è adimensionale.

Coeff. di spinta K0: coefficiente di spinta a riposo del terreno. Il valore è adimensionale.

γ naturale: peso specifico naturale del terreno in sito, assegnato alle zone non immerse. [kN/m³]

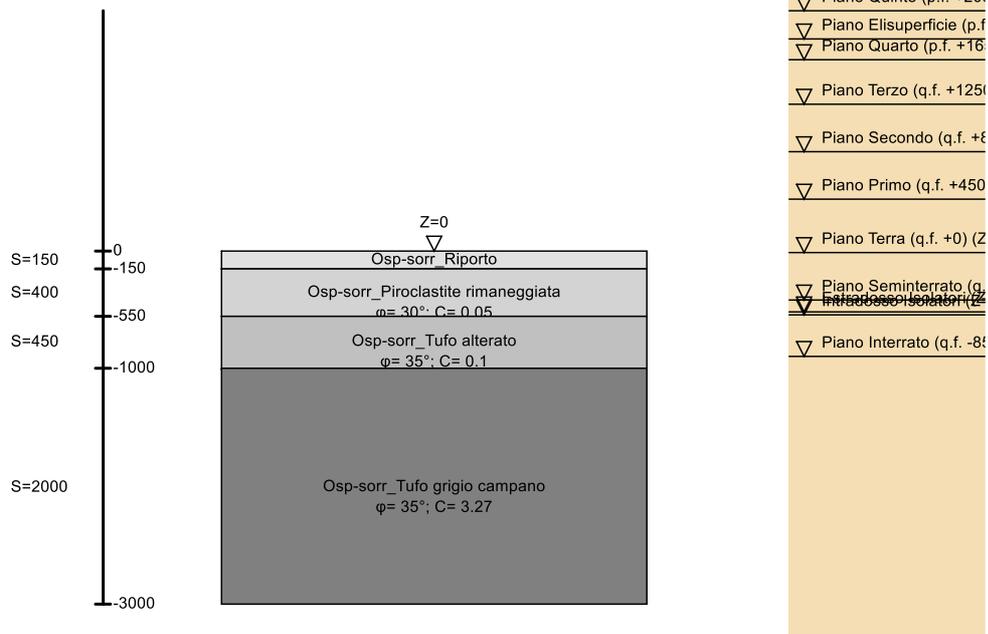
γ saturo: peso specifico saturo del terreno in sito, assegnato alle zone immerse. [kN/m³]

E: modulo elastico longitudinale del terreno. [kN/m²]

ν: coefficiente di Poisson del terreno. Il valore è adimensionale.

Qualità roccia RQD (0;1): rock quality degree. Indice di qualità della roccia, assume valori nell'intervallo (0;1). Il valore è adimensionale.

I valori sono espressi in cm



Stratigrafie

Terreno: terreno mediamente uniforme presente nello strato.

Sp.: spessore dello strato. [cm]

Liqf: indica se considerare lo strato come liquefacibile nelle combinazioni sismiche. Con 'Da verifica' viene considerato quanto risulta dalla verifica condotta a fine calcolo solutore.

Kor,i: coefficiente K orizzontale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

Kor,s: coefficiente K orizzontale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

Kve,i: coefficiente K verticale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

Kve,s: coefficiente K verticale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

Eel,s: modulo elastico al livello superiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

Eel,i: modulo elastico al livello inferiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

Eed,s: modulo edometrico al livello superiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

Eed,i: modulo edometrico al livello inferiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

CC,s: coefficiente di compressione vergine CC al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CC,i: coefficiente di compressione vergine CC al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CR,s: coefficiente di ricomprensione CR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CR,i: coefficiente di ricomprensione CR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

E0,s: indice dei vuoti E0 al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

E0,i: indice dei vuoti E0 al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

OCR,s: indice di sovraconsolidazione OCR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

OCR,i: indice di sovraconsolidazione OCR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

Terreno	Sp.	Liqf	Kor,i	Kor,s	Kve,i	Kve,s	Eel,s	Eel,i	Eed,s	Eed,i	CC,s	CC,i	CR,s	CR,i	E0,s	E0,i	OCR,s	OCR,i
Osp-sorr Riporto	150	No	1	1	1	1	60	60	50	50	0	0	0	0	0	0	1	1
Osp-sorr Piroclastite rimaneggiata	400	No	1	1	1	1	155	155	100	100	0	0	0	0	0	0	1	1
Osp-sorr Tufo alterato	450	No	1	1	1	1	145	145	200	200	0	0	0	0	0	0	1	1
Osp-sorr Tufo grigio campano	2000	No	1	1	1	1	180	180	250	250	0	0	0	0	0	0	1	1

2.4 MODELLO DI FONDAZIONE

Le travi di fondazione sono risolte dal programma tramite uno specifico elemento finito che gestisce il suolo elastoplastico alla Winkler. Le fondazioni a plinto sono modellate con un numero elevato di molle verticali, eventualmente elastoplastiche, agenti su nodi collegati rigidamente al nodo centrale. Le fondazioni a platea sono modellate con l'inserimento di molle verticali elastoplastiche agenti nei nodi delle mesh se dirette o in corrispondenza dei pali se indirette.

Su ciascuna fondazione può venire assegnata una rigidità diversa, che può essere calcolata e/o assegnata in più modi. Nel caso in cui sia stata richiesta la valutazione automatica della rigidità del suolo (k da stratigrafia) il software ricava il valore da formulazioni di letteratura geotecnica.

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE

Data l'ubicazione del fabbricato oggetto di analisi in un'area discretamente antropizzata e con perimetrazioni non direttamente vincolate da adiacenze strutturali preesistenti, la realizzazione della platea e del piano di posa della fondazione sarà effettuata a valle della realizzazione di opere di contenimento costituite da paratie e muri di sostegno. Nello specifico, data la situazione stratigrafica e meccanica dei terreni e vista la particolare conformazione del corpo in oggetto, si è scelta la tipologia di fondazione di tipo "diretta", costituita da una platea di spessore pari a 100 cm, posata a circa 10 metri di profondità rispetto al piano campagna. Inoltre, considerato che dalle indagini svolte nel sottosuolo evince la presenza di cavità, si è scelto di prevedere, quali strumenti di consolidamento del terreno, la realizzazione di calotte protettive tramite riempimento con calcestruzzo cellulare e la realizzazione di pareti in muratura con blocchi di calcestruzzo lungo il perimetro per garantire un corretto confinamento di esse.

Di seguito si riporta una sezione stratigrafica comprendente la cavità suddetta.

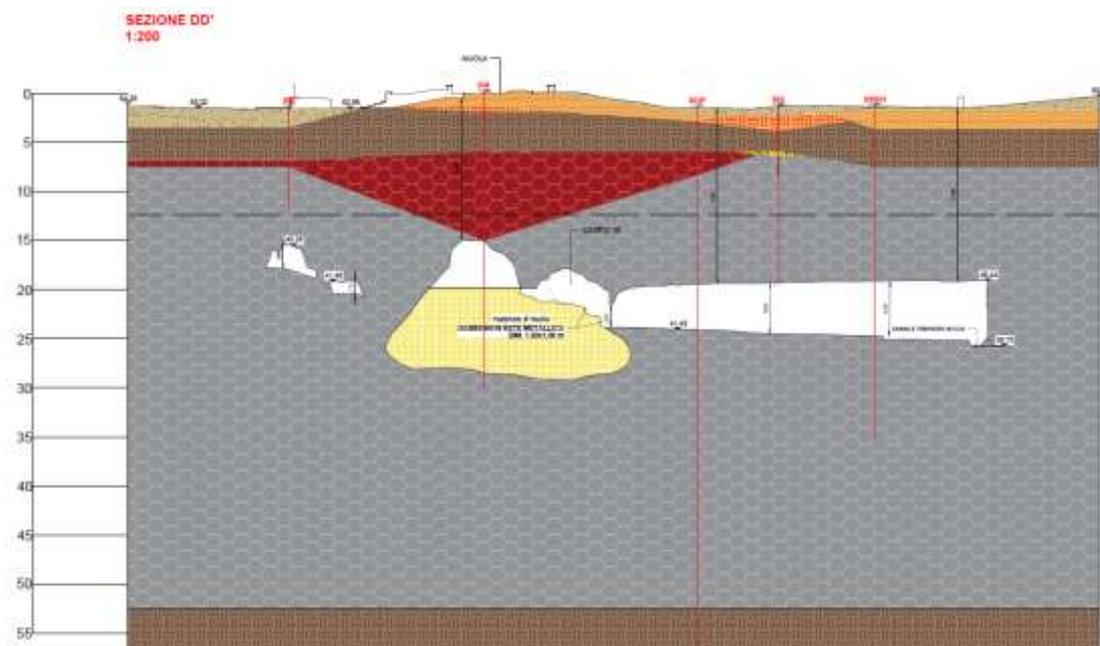


Figura 8. Sezione stratigrafica

Dalle indagini svolte nel sottosuolo evince infatti la presenza di cavità che si sviluppano principalmente sul lato del fabbricato che affianca via Mariano Lauro espandendosi sull'intera lunghezza di esso.

Di seguito si riporta un dettaglio della planimetria generale con evidenza delle cavità riscontrate.

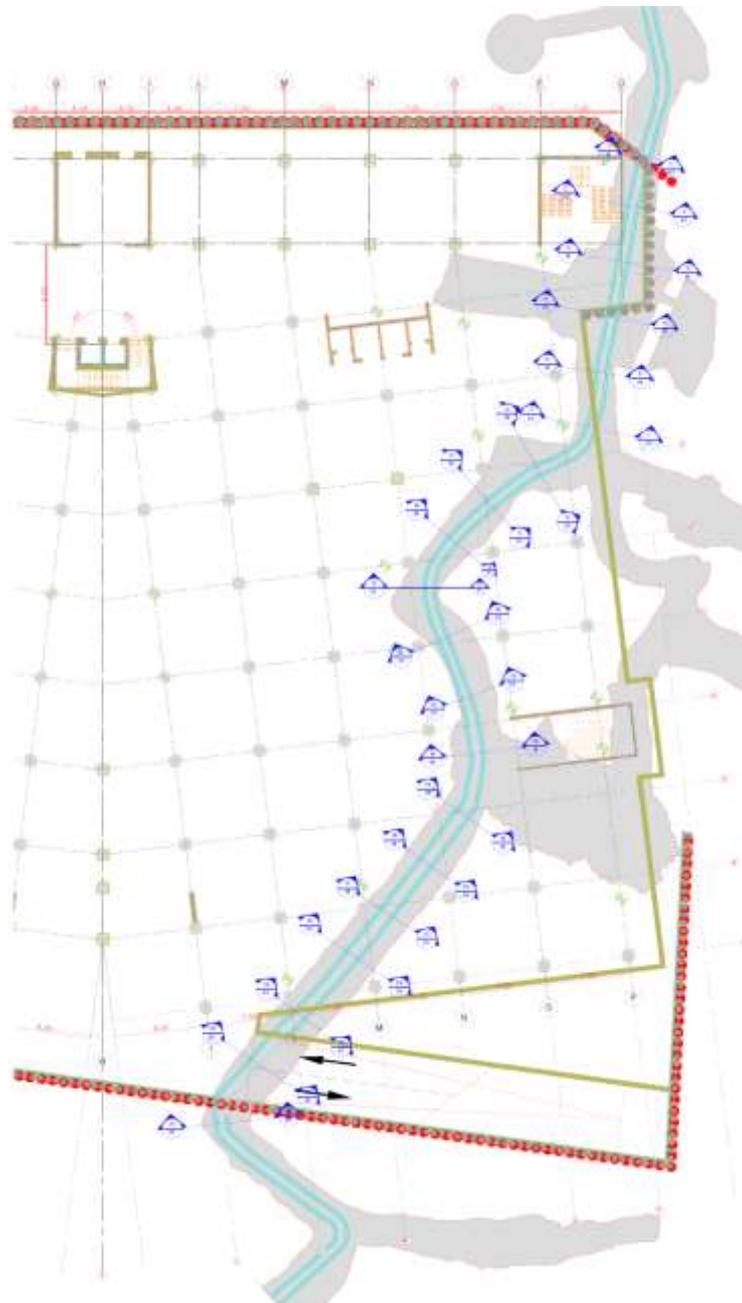


Figura 9: Planimetria generale di intervento

Per ovviare al problema, si prevede di rinforzare i paramenti di dette cavità mediante la realizzazione di una "contro calotta" in calcestruzzo cellulare da iniettare dall'alto previa perimetrazione dell'alveo di scorrimento delle acque. Tale perimetrazione viene realizzata mediante l'interposizione di un cassero in tubo armco sostenuto da pareti in blocchi di calcestruzzo opportunamente cordolati.

Si riportano di seguito alcune immagini dell'intervento di cui a farsi, mentre si rimanda alle tavole di progetto per maggiori dettagli.

SCHEMA ESECUTIVO DI INTERVENTO

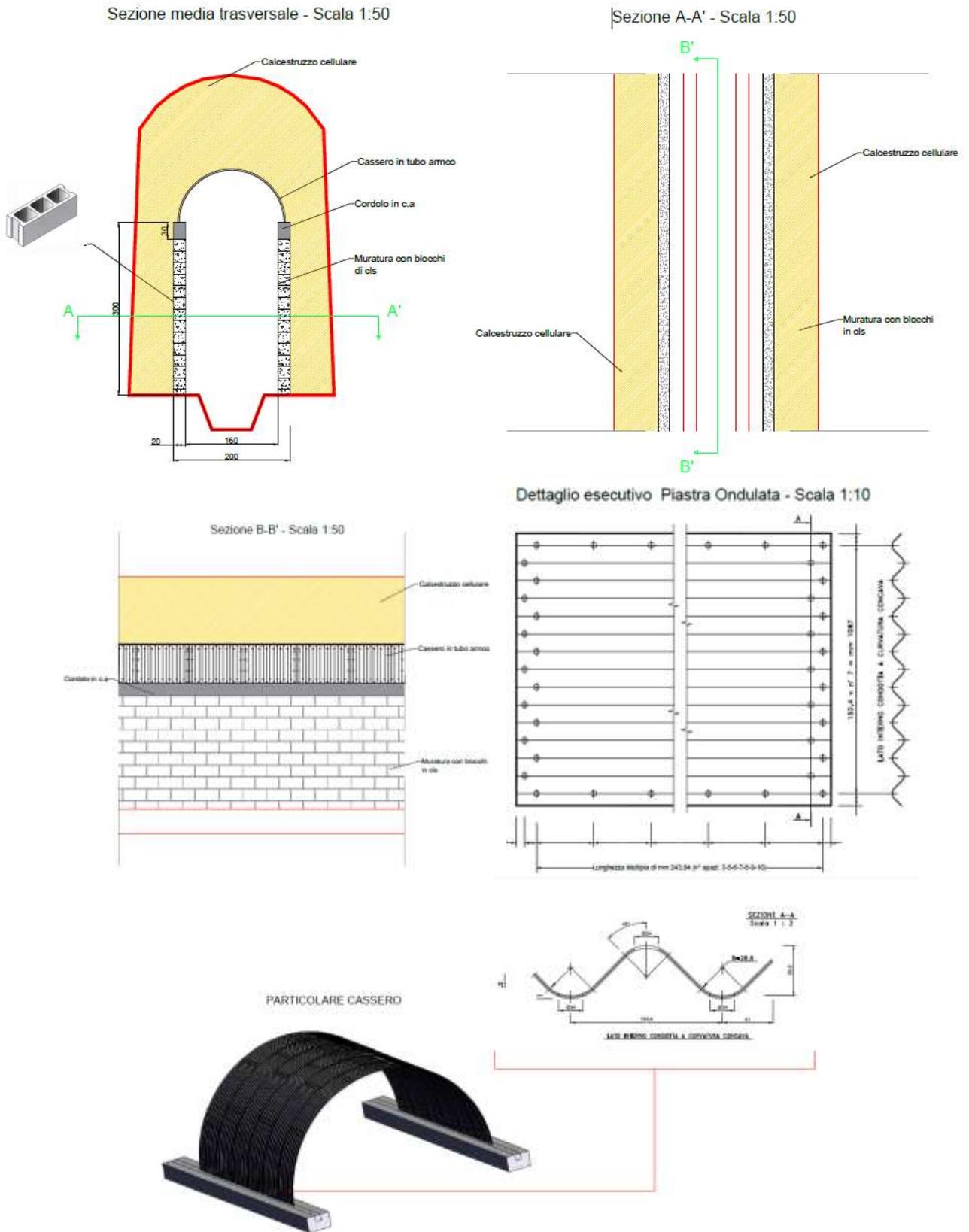


Figura 10. Sezione media trasversale

4 CALCOLO DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO

Il coefficiente di reazione del terreno è per definizione il rapporto tra il carico e il cedimento, e pertanto è evidente che esso non risulta essere una proprietà intrinseca del terreno. Per valutare tale coefficiente bisogna quindi essere a conoscenza del cedimento fatto registrare dalla fondazione in esame sotto i relativi carichi. Tuttavia, un approccio razionale al problema consiste nel calcolare il valore del suddetto coefficiente con prove di carico su piastre standard di forma quadrata o circolare con lato o diametro di 30 cm; in genere a tale valore si assegna il simbolo k_1 . Avendo in tal caso fissato la forma e le dimensioni della piastra, il valore k_1 dipende solo dalle caratteristiche del terreno di fondazione per cui ha senso per esso assumere valori tipici, dipendenti solo dal tipo di terreno. Tali valori tipici di k_1 sono elencati nelle tabelle seguenti.

Tipo di sabbia	Stato di addensamento		
	Sciolto	Medio	Denso
Campo	7÷20	20÷100	100÷350
Non satura / Valore consigliato	15	50	175
Satura / Valore consigliato	10	30	110

Valori tipici di k_1 [N/cm³] per terreni incoerenti, relativi ad una piastra di diametro $b=30$ cm

Consistenza	Compatta ($c_u=50÷100$ kPa)	Molto compatta ($c_u=100÷200$ kPa)	Dura ($c_u>200$ kPa)
Campo	18÷35	35÷70	> 70
Valore consigliato	25	50	100

Valori tipici di k_1 [N/cm³] per terreni coesivi, relativi ad una piastra di diametro $b=30$ cm

Nel campo di profondità di interesse per una fondazione diretta, un terreno coesivo può essere assimilato ad un mezzo elastico omogeneo per il quale risulta:

$$k = k_1 \frac{b}{1.5 \cdot B}$$

Un terreno incoerente invece, ai fini del calcolo dei cedimenti, può essere assimilato ad un "mezzo alla Gibson" per il quale risulta:

$$k = k_1 \left(\frac{B + b}{2B} \right)^2$$

Tuttavia, nel caso in esame, con l'ausilio del software di calcolo utilizzato, si è fatto riferimento alla formulazione di Vesic, in cui la costante di sottofondo è direttamente proporzionale al modulo elastico del suolo ed inversamente proporzionale al lato della fondazione.

Nello specifico per le travi viene calcolata usando la forma semplificata, valida per travi di lunghezza infinita:

$$k = \frac{E_s}{B \cdot (1 - \mu^2)}$$

Il valore così calcolato viene corretto con un fattore di forma alla Terzaghi, vale a dire $k^*=k \cdot (m+0.5)/(1.5 \text{ m})$, dove m è il rapporto tra i lati.

Per le piastre invece, si considera la media dei valori calcolati, con la medesima relazione, nelle due direzioni:

$$k = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s \cdot B^4}{E_f \cdot I_f}} \cdot \frac{E_s}{B \cdot (1 - \mu^2)}$$

in cui:

- k = costante di sottofondo alla Winkler [F/L³];
- E_s = modulo elastico del suolo [F/L²] (valore medio pesato sullo spessore degli strati interessati dal bulbo efficace);
- μ = modulo di Poisson del suolo (valore medio pesato sullo spessore degli strati interessati dal bulbo efficace);
- B = dimensione della base di fondazione [L];

- E_f = modulo elastico del materiale della fondazione [F/L²];
- I_f = modulo di inerzia della fondazione (nel senso longitudinale) [L⁴]

Considerando le caratteristiche del sistema terreno-fondazione in parola, evince una costante di sottofondo pari a 1.5 daN/cm³.

5 VERIFICHE DI SICUREZZA DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI AGLI SLU

Le Norme Tecniche per le Costruzioni recentemente introdotte si basano sui principi generali degli Eurocodici, prevedendo quindi un calcolo agli stati limite, anche per l'ambito geotecnico. Tale approccio prevede di studiare molteplici situazioni di stato limite, applicando i coefficienti parziali di sicurezza del caso.

Esistono gruppi di coefficienti parziali sulle azioni o effetto delle azioni (gruppo A), sulle resistenze caratteristiche dei materiali (gruppo M) e sulle resistenze caratteristiche specifiche di determinate opere (gruppo R).

Le verifiche di sicurezza per il sistema di fondazione adottato sono state eseguite nel rispetto del punto 6.4 del D.M. Infrastrutture 17/01/2018. In particolare si sono eseguite verifiche sia agli stati limite ultimi (SLU) che agli stati limite di esercizio (SLE). Per gli SLU le verifiche sono state effettuate nei confronti dei seguenti stati ultimi:

SLU di tipo geotecnica (GEO)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa;
- stabilità globale.

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

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

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la Combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

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

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

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

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

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

Tab. 6.4.1 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

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

Le verifiche sono soddisfatte quando risulta [relazione 6.2.1 - NTC]:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d sono le azioni agenti mentre R_d è la sommatoria delle reazioni alle stesse, poste in gioco in funzione della resistenza.

5.1 VERIFICA DI SCORRIMENTO

La verifica di scorrimento della fondazione superficiale viene eseguita considerando le caratteristiche del terreno immediatamente sottostante al piano di posa della fondazione, ricavato in base alla stratigrafia associata all'elemento, e trascurando, a favore di sicurezza, l'eventuale spinta passiva laterale. Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti. Lo scorrimento di una fondazione avviene nel momento in cui le componenti delle forze parallele al piano di contatto tra fondazione e terreno vincono l'attrito e la coesione terreno-fondazione e, qualora fosse presente, la spinta passiva laterale. Il coefficiente di sicurezza a scorrimento si ottiene dal rapporto tra le forze stabilizzanti di progetto (R_d) e quelle instabilizzanti (E_d):

$$R_d = (N \cdot \tan(\phi) + c_a \cdot B \cdot L + \alpha \cdot S_p) / \gamma_{Rs}$$

$$E_d = \sqrt{T_x^2 + T_y^2}$$

dove:

- N = risultante delle forze normali al piano di scorrimento;
- T_x, T_y = componenti delle forze tangenziali al piano di scorrimento;
- $\tan(\phi)$ = coefficiente di attrito terreno-fondazione;
- c_a = aderenza alla base, pari alla coesione del terreno di fondazione o ad una frazione;
- B, L = dimensioni della fondazione;
- α = fattore di riduzione della spinta passiva;
- S_p = spinta passiva dell'eventuale terreno laterale;
- γ_{Rs} = fattore di sicurezza parziale per lo scorrimento;

Le normative prevedono che il fattore di sicurezza a scorrimento $F_s = R_d/E_d$ sia non minore di un prefissato limite.

5.2 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

La verifica di capacità portante della fondazione superficiale viene eseguita mediante formulazioni di letteratura geotecnica considerando le caratteristiche dei terreni sottostanti al piano di posa della fondazione, ricavati in base alla stratigrafia associata all'elemento. Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti.

La verifica viene fatta raffrontando la portanza di progetto (R_d) con la sollecitazione di progetto (E_d), la prima deriva dalla portanza calcolata con metodi della letteratura geotecnica, ridotta da opportuni fattori di sicurezza parziali; la seconda viene valutata ricavando la risultante della sollecitazione scaricata al suolo con una integrazione delle pressioni nel tratto di calcolo.

Le normative prevedono che il fattore di sicurezza alla capacità portante, espresso come rapporto tra il carico ultimo di progetto della fondazione (R_d) ed il carico agente (E_d), sia non minore di un prefissato limite. La portanza di una fondazione rappresenta il carico ultimo trasmissibile al suolo prima di arrivare alla rottura del terreno.

Le formule di calcolo presenti in letteratura sono nate per la fondazione nastriforme indefinita ma aggiungono una serie di termini correttivi per considerare le effettive condizioni al contorno della fondazione, esprimendo la capacità portante ultima in termini di pressione limite agente su di una fondazione equivalente soggetta a carico centrato. La determinazione della capacità portante ai fini della verifica è stata condotta secondo il metodo di Vesic, che viene descritto nei paragrafi successivi.

5.2.1 Metodo di Vesic

La capacità portante valutata attraverso la formula di Vesic risulta, nel caso generale:

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

nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\phi = 0$) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

- γ' = peso di volume efficace dello strato di fondazione;
- B = larghezza efficace della fondazione ($B = B_f - 2e$);
- L = lunghezza efficace della fondazione ($L = L_f - 2e$);
- c = coesione dello strato di fondazione;
- c_u = coesione non drenata dello strato di fondazione;
- q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;
- N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;
- s_c, s_q, s_γ = fattori di forma della fondazione;
- d_c, d_q, d_γ = fattori di profondità del piano di posa della fondazione;
- i_c, i_q, i_γ = fattori di inclinazione del carico;
- b_c, b_q, b_γ = fattori di inclinazione della base della fondazione;
- g_c, g_q, g_γ = fattori di inclinazione del piano campagna.

Nel caso di piano di campagna inclinato ($\beta > 0$) e $\phi = 0$, Vesic propone l'aggiunta, nella formula sopra definita, del termine: $0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$ con $N_\gamma = -2 \cdot \text{sen } \beta$

Per la teoria di Vesic i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg } \phi; \quad N_q = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\gamma' \cdot \text{tg } \phi)}; \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg } \phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{tg } \phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k; \quad d'_c = 0.4 \cdot k; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot \text{tg } \phi \cdot (1 - \text{sen } \phi)^2; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_u \cdot N_c}; \quad i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_u \cdot \text{ctg } \phi} \right)^m;$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_u \cdot \text{ctg } \phi} \right)^{m+1}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\alpha}{147^\alpha}; \quad g'_c = \frac{\beta^\alpha}{147^\alpha}; \quad g_q = (1 - \text{tg } \beta)^2; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\alpha}{147^\alpha}; \quad b'_c = \frac{\eta^\alpha}{147^\alpha}; \quad b_q = (1 - \eta \cdot \text{tg } \phi)^2; \quad b_\gamma = b_q$$

$$k = \frac{D}{B_f} \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1); \quad k = \text{arctg} \left(\frac{D}{B_f} \right) \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} > 1); \quad m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

- ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;
- c_a = aderenza alla base della fondazione;
- n_u = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale ($n_u = 0$ se orizzontale);
- β = inclinazione del pendio;
- H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;
- V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;
- D = profondità del piano di posa della fondazione dal piano campagna.

5.2.2 Influenza degli strati sulla capacità portante

Le formulazioni utilizzate per la portanza prevedono la presenza di uno stesso terreno nella zona interessata dalla potenziale rottura. In prima approssimazione lo spessore di tale zona è pari a:

$$H = \frac{1}{2} \cdot B \cdot \tan(45^\circ + \phi/2)$$

In presenza di stratificazioni di terreni diversi all'interno di tale zona, il calcolo diventa più complesso; non esiste una metodologia univoca per questi casi, differenti autori hanno proposto soluzioni diverse a seconda dei casi che si possono presentare.

In prima approssimazione, nel caso di stratificazioni, viene trovata una media delle caratteristiche dei terreni, pesata sullo spessore degli strati interessati. Nel caso in cui il primo strato incontrato sia coesivo viene anche verificato che la compressione media agente sulla fondazione non superi la tensione limite di espulsione, circostanza che provocherebbe il rifluimento del terreno da sotto la fondazione, rendendo impossibile la portanza.

La tensione limite di espulsione q_{ult} per terreno coesivo viene calcolata come:

$$q_{ult} = 4c + q$$

dove c è la coesione e q è il sovraccarico agente sul piano di posa.

5.2.3 Influenza del sisma sulla capacità portante

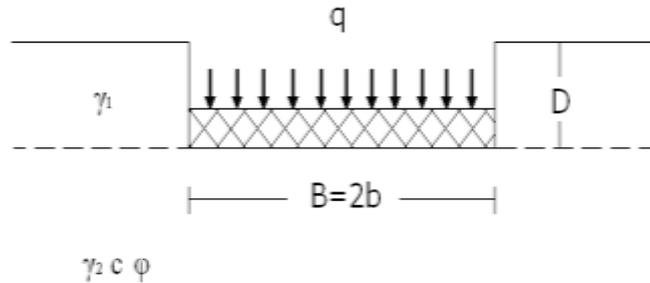
La capacità portante nelle combinazioni sismiche viene valutata mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica.

L'effetto inerziale prodotto dalla struttura in elevazione sulla fondazione può essere considerato tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione (rapporto tra forze T parallele al piano di posa e carico normale N) e dell'eccentricità (rapporto tra momento M e carico normale N) delle azioni in fondazione, e produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite, oltre alla riduzione dell'area efficace. **L'effetto cinematico** si manifesta per effetto dell'inerzia delle masse del suolo sotto la fondazione come una riduzione della resistenza teorica calcolata in condizioni statiche; tale riduzione è in funzione del coefficiente sismico orizzontale k_h , cioè dell'accelerazione normalizzata massima attesa al suolo, e delle caratteristiche del suolo. L'effetto è più marcato su terreni granulari, mentre nei suoli coesivi è poco rilevante. Per tener conto nella determinazione del carico limite di tali effetti inerziali vengono introdotti nelle combinazioni sismiche anche i fattori correttivi e (earthquake), valutati secondo Paolucci e Pecker:

$$e_y = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0.35}; \quad e_c = 1 - 0.32 \cdot k_h; \quad e_y = e_q$$

5.3 CARICO LIMITE TERRENO-FONDAZIONE

Si riporta di seguito un estratto della verifica al carico limite unitario delle fondazioni dirette esaminate. A vantaggio di sicurezza, si adopera la formula trinomia di Terzaghi, rimandando al tabulato di calcolo allegato per tutti gli approfondimenti del caso.



$$q_{lim} = N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + N_c \cdot c + N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot \frac{B}{2}$$

in cui $\gamma_1 \cdot D$ corrisponde al sovraccarico relativo al terreno compreso tra il piano di posa della fondazione ed il piano campagna, cioè il terreno compreso tra 0 e D avente peso dell'unità di volume pari a γ_1 . I termini N_c e N_γ sono rispettivamente la coesione ed il peso specifico dell'unità di volume del terreno al di sotto del piano di posa delle fondazioni. B è la larghezza della fondazione e nel caso specifico trovandoci di fronte ad una platea, si è fatto riferimento per la determinazione del q_{lim} ad una porzione della stessa avente larghezza pari a 100 cm. Il valore di D si assume cautelativamente pari a 100 cm. I coefficienti N_q , N_c e N_γ sono tre coefficienti funzione dell'angolo d'attrito del terreno ϕ .

$$N_q = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \cdot e^{\pi \cdot \tan\phi} \quad N_c = (N_q - 1) \cdot c \cdot \tan\phi \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan\phi$$

Nel caso specifico, assumendo cautelativamente: $\phi=38^\circ$, $c=0$ daN/cm², $D=1000$ cm, $B=100$ cm, $\gamma_1=0.0014$ daN/cm³, $\gamma_2=0.0014$ kN/cm³ si ha:

$$q_{lim} = 48,93 * 0,0014 * 100 + 78,03 * 0,0014 * 50 = 6.850 + 5.462 = 12.312 \text{ daN/cm}^2$$

Utilizzando l'approccio 2 è possibile adottare un coefficiente di sicurezza sul meccanismo pari a 2,30; pertanto il carico limite di progetto vale:

$$q_{d,lim} = \frac{q_{lim}}{2.30} = 5.353 \text{ daN/cm}^2$$

Dalle analisi sismiche e statiche condotte risulta una compressione estrema massima pari a 2.06 daN/cm² (colore blu chiaro) al nodo di indice 10420, di coordinate x = 2097, y = 4771, z = -945, nel contesto SLU 528.; pertanto la verifica può ritenersi soddisfatta.

$$q_{lim,d} = 5.35 \text{ daN/cm}^2 > q_{es.} = 2.06 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{VERIFICATO}$$

Si riporta di seguito la distribuzione delle pressioni massime al suolo.

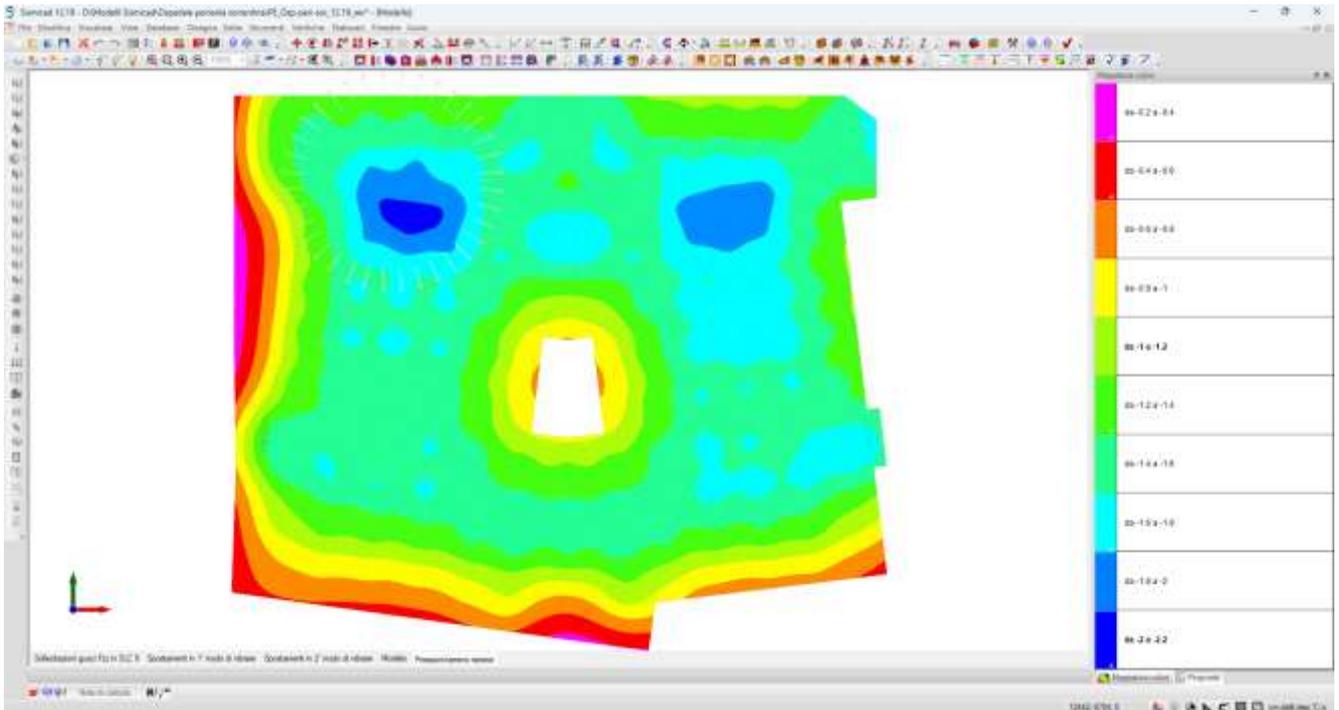


Figura 11. Pressioni massime sul terreno

5.4 CEDIMENTI

Per gli SLE le verifiche sono state effettuate nei confronti del punto 6.4.2.2 del D.M. 17/01/2018 nel caso di fondazioni superficiali; in particolare si è verificato che i valori degli spostamenti e delle distorsioni fossero compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.

La valutazione dei cedimenti teorici sul piano di posa delle fondazioni superficiali viene eseguita in funzione delle azioni sul terreno, ossia a valle della risoluzione del modello matematico di calcolo del fabbricato.

Il cedimento teorico viene calcolato per ciascuno dei punti di valutazione con le formulazioni geotecniche descritte in seguito; il suo valore dipende dalle reazioni scaricate sul terreno dall'intero modello, dalla combinazione, dalla stratigrafia presente al di sotto del punto di valutazione, dallo spessore e profondità degli strati di calcolo. I valori trovati sono consultabili nelle apposite viste del modello e nei tabulati di calcolo.

La valutazione dei cedimenti, e in generale quello delle deformazioni del suolo, è complessa, per via della natura non lineare, anisotropa e multifase dei terreni. Il calcolo rigoroso, specie in situazioni geotecniche complesse, è possibile solo con modelli matematici molto sofisticati, contenenti numerosi parametri di difficile determinazione.

Tuttavia, nella maggior parte dei casi comuni, si ritiene accettabile l'applicazione di metodi di valutazione dei cedimenti semplificati, in quanto sono in grado di fornire, con un numero ridotto di parametri, una stima sufficientemente accurata.

Uno dei metodi di uso più generale, indicato anche negli annessi dell'eurocodice EC7, è il **metodo sforzi-deformazioni (stress-strain method)**. Tale metodo consente di valutare il cedimento totale di una fondazione posta su un suolo coesivo o non coesivo. I passi da eseguire e le ipotesi di calcolo possono essere così riassunte:

- ◆ Determinare l'incremento di tensione lungo la verticale del punto di calcolo dovuto ai carichi agenti; questo può essere derivato sulla base della teoria dell'elasticità, assumendo in generale terreno omogeneo e isotropo;
- ◆ Determinare la deformazione del suolo con la profondità, in base all'andamento del modulo di elasticità, o di altre leggi sforzi-deformazioni determinate mediante test di laboratorio;
- ◆ Integrare le deformazioni verticali trovate in un numero sufficientemente elevato di punti.

L'entità del cedimento che si può calcolare varia a seconda del fenomeno considerato e della durata del carico. I metodi più comunemente usati consentono di valutare il cedimento a breve termine (istantaneo) e quello a lungo termine (di consolidazione); esistono anche metodi che valutano con procedure semiempiriche il cedimento nel suo complesso (istantaneo+consolidazione), oppure metodi che computano anche l'incremento di deformazione dovuto ai fenomeni viscosi che avvengono nel tempo (consolidazione secondaria o creep). Il metodo implementato per il calcolo è configurabile nella famiglia sforzi-deformazioni (stress-strain method). L'incremento di tensione verticale in un qualsiasi punto del sottosuolo viene valutato sulla base della teoria dell'elasticità, diffondendo la reazione vincolare Q di ciascun nodo di fondazione mediante una espressione alla Boussinesq:

$$q_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2\pi \cdot R^5}$$

dove:

- q_v = incremento di tensione verticale nel punto di calcolo;
- z = profondità del punto di calcolo rispetto al carico;
- R = distanza spaziale tra punto di calcolo e punto di carico.

La pressione diffusa da piastre è discretizzata in base alle reazioni vincolari dei nodi della mesh che le rappresenta, e quindi in funzione della dimensione di meshatura; ad un passo più fitto corrisponde quindi un calcolo più preciso.

Anche le reazioni verticali nei nodi lungo il fusto di eventuali pali concorrono all'incremento di tensione nei punti circostanti.

Noto l'andamento delle tensioni nel sottosuolo il programma determina il cedimento su un numero elevato di strati omogenei, di ampiezza massima imposta. In funzione dei dati resi disponibili può venire calcolato il cedimento elastico (istantaneo), il cedimento edometrico (complessivo), il cedimento di consolidazione primaria (differito nel tempo).

Nel cedimento elastico si fa uso del modulo elastico per cedimento dichiarato nella stratigrafia, interpolando linearmente il valore alla quota del centro del sottostrato di calcolo; il valore adottato per questo parametro di rigidezza deve rappresentare in questo caso il comportamento non drenato o a breve termine, e può essere assegnato costante o linearmente variabile per ciascun strato del sondaggio.

Nel cedimento edometrico si fa uso del modulo edometrico dichiarato nella stratigrafia, interpolando linearmente il valore alla quota del centro del sottostrato di calcolo; se in uno o più punti della verticale viene trovato valore nullo del parametro, si interpreta l'assenza del dato (non potendo fisicamente essere nullo) e tale strato non contribuirà al cedimento complessivo calcolato. Si ricorda che il modulo edometrico è concettualmente diverso da un modulo elastico, e viene determinato mediante una prova edometrica (ad espansione laterale impedita) di laboratorio. Il suo valore non è una costante in quanto varia con il livello di tensione, e quindi va scelto opportunamente in funzione dell'intervallo tensionale significativo per il problema in esame. Inoltre il metodo edometrico determina un cedimento complessivo indistinto della fondazione, cioè comprendente sia il cedimento istantaneo che quello di consolidazione.

Il cedimento di consolidazione primaria è un fenomeno più complesso, legato all'espulsione nel tempo dell'acqua contenuta nello scheletro solido dei terreni coesivi, e conseguente riduzione dell'indice dei vuoti e della porosità. Nei terreni granulari tale fenomeno non accade ed il cedimento è prevalentemente istantaneo, mentre nei coesivi la consolidazione si completa in un tempo fortemente variabile, a seconda della permeabilità dei terreni e della posizione degli strati; questo tempo può andare da pochi giorni a decine di anni. L'entità del cedimento è fortemente non lineare e dipende dall'incremento di tensione indotto in profondità, ma anche dalla tensione massima sopportata da quel terreno in passato (nota come grado di sovraconsolidazione).

Per descrivere compiutamente il fenomeno è necessaria la conoscenza di almeno 4 parametri, di

determinazione sperimentale in laboratorio su provini indisturbati, ovvero:

- Coefficiente di compressione vergine C_c ;
- Coefficiente di ricomprensione C_R ;
- Indice dei vuoti e_0 ;
- Indice di sovra consolidazione OCR (Over Consolidation Ratio).

Per la descrizione e la determinazione di questi parametri si rimanda ad un qualsiasi testo della vasta letteratura geotecnica sull'argomento. L'espressione generale del cedimento di un singolo strato, nel caso più complesso di terreno OC (sovra consolidato) sottoposto ad una tensione superiore a quella massima sopportata in passato, è la seguente:

$$dH = \frac{H_0}{1 + e_0} \cdot \left[C_R \cdot \text{Log}_{10} \frac{\sigma_c'}{\sigma_0'} + C_c \cdot \text{Log}_{10} \frac{\sigma_0' + d\sigma'}{\sigma_c'} \right]$$

dove:

dH = cedimento dello strato;

H_0 = spessore iniziale dello strato di calcolo;

e_0 = indice dei vuoti nel centro dello strato;

C_R = coefficiente di ricomprensione;

C_c = coefficiente di compressione vergine;

σ_0' = tensione verticale efficace nello stato iniziale;

σ_c' = tensione verticale efficace massima sopportata in passato (consolidazione attuale);

$d\sigma'$ = incremento di tensione verticale causato dai carichi.

Nel caso di carico che non provoca il superamento del ginocchio σ_c' , oppure di terreno NC (normal consolidato) l'espressione è analoga ma si riduce ad avere un solo termine.

Il cedimento così calcolato è quello finale, cioè quello che si ha al termine del processo di consolidazione. Valori tipici di C_c sono compresi tra 0.1 e 0.8; C_R è dell'ordine di $1/5 \div 1/10$ del valore di C_c . Per una stima approssimata dell'indice di compressione per argille N.C. si può ricorrere alla seguente relazione, in funzione del limite di liquidità:

$$C_c = 0,009 (w_L - 10).$$

Talvolta invece dei coefficienti si dispone dei rapporti di compressione / ricomprensione (R_C e R_R), che sono legati ai primi dalle espressioni:

$$R_C = \frac{C_c}{1 + e_0} \qquad R_R = \frac{C_R}{1 + e_0}$$

I rapporti di compressione / ricomprensione (R_C e R_R) hanno lo svantaggio di dipendere dal livello tensionale, ma sono variabili su stretti campi, in genere compresi tra:

$$R_C \rightarrow (0.1 \div 0.3); \qquad R_R \rightarrow (0.01 \div 0.04)$$

La valutazione dei cedimenti viene condotta, se richiesto nelle preferenze del suolo, al termine della risoluzione del solutore. Il cedimento viene calcolato in tutti i punti dei nodi di fondazione del modello ad elementi finiti, ed è dato dalla sommatoria dei cedimenti degli strati sottostanti il punto di valutazione, divisi in un numero adeguato di sottostrati.

Per ogni sottostrato si calcola l'incremento di tensione nel centro strato, provocato da tutte le reazioni vincolari al suolo scaricate dalle fondazioni, superficiali e profonde.

Questa procedura implica che il tempo necessario al calcolo cresce quadraticamente con il numero di nodi di fondazione, ma ha il vantaggio di considerare l'influenza di tutti i nodi sulla verticale di calcolo. Si possono calcolare i cedimenti con una o più delle 3 metodologie previste, cioè cedimenti istantanei, edometrici e di

consolidazione. I primi sono solitamente impiegati su terreni granulari incoerenti; per non calcolarli su un certo strato si ponga pari a 0 il valore del modulo elastico per cedimento.

Il cedimento edometrico si basa invece sulla correlazione con un modulo di deformazione volumetrica ricavato da una semplice prova di laboratorio (prova edometrica, cioè in condizioni di espansione laterale impedita); fornisce un cedimento valutato nel suo complesso, cioè comprendente la parte istantanea più la consolidazione; il valore calcolato è attendibile quanto più il modulo edometrico è valutato sul range di tensioni che si hanno effettivamente in sito, e quanto più si è vicini alle condizioni edometriche (fondazioni estese su strati coesivi sottili). Per non calcolarli su un certo strato è possibile porre pari a 0 il valore del modulo edometrico per cedimento, operando chiaramente a vantaggio di sicurezza.

I cedimenti di consolidazione avvengono su terreni coesivi argillosi, normal o sovraconsolidati (NC o OC); per il calcolo è necessario conoscere i 4 parametri indicati nella teoria (e_0 , C_c , C_R , OCR), che si riducono a 2 nel caso di terreni NC (e_0 , C_c). Per non calcolarli su un certo strato si ponga pari a 0 il valore del coefficiente di compressione C_c e C_R .

Su terreni argillosi normalconsolidati (NC) non è necessaria la conoscenza del parametro C_R , in quanto non entra in gioco nel calcolo, mentre il parametro OCR è in tal caso unitario per definizione.

Talvolta sono noti solamente i rapporti di compressione / ricomprensione R_c e R_R , in questo caso è possibile porre a zero l'indice dei vuoti ($e_0=0$) ed indicare questi ultimi al posto dei coefficienti C_c e C_R . Il programma di calcolo somma il cedimento dei vari sottostrati, e determina il cedimento del punto di calcolo su tutte le combinazioni di esercizio.

I valori ottenuti, distinti nelle 3 tipologie di cedimento, sono consultabili nelle apposite viste del modello e nei tabulati di calcolo. L'attendibilità dei cedimenti trovati è fortemente legata ai parametri scelti per la loro determinazione. La valutazione di questi ultimi necessita solitamente l'esecuzione di prove in sito e/o in laboratorio, e richiede quindi una particolare attenzione. Si tenga presente che la somma di cedimenti valutati in condizioni non drenate con quelli di consolidazione spesso portano ad una sovrastima del cedimento totale reale. Vista la non linearità della diffusione delle tensioni e la variabilità dei parametri con la profondità, il calcolo diventa più preciso al crescere del numero di sottostrati considerati, a scapito di un tempo di calcolo maggiore. L'ampiezza massima di suddivisione degli strati e la profondità massima fino a cui proseguire con il calcolo, con l'obiettivo di ottenere il miglior compromesso tra precisione e velocità di calcolo.

La profondità massima determina fino a dove estendere il calcolo; infatti accade che strati molto profondi rispetto all'impronta di carico hanno una influenza pressoché nulla sul cedimento, ma naturalmente appesantiscono il calcolo quanto gli altri punti; inoltre ci sono situazioni in cui è più appropriato arrestare il calcolo ad una certa quota, ad esempio se si incontra uno strato nettamente meno deformabile di quelli sovrastanti.

L'ampiezza massima di suddivisione degli strati determina il numero di punti di calcolo utilizzati su ciascuna verticale di valutazione.

In generale riducendo l'ampiezza di suddivisione cresce il numero di punti di calcolo, e si ottiene una stima più accurata. Bisogna però fare due considerazioni:

- Oltre un certo limite il valore non cambia più significativamente ed è quindi inutile appesantire il calcolo.
- La diffusione delle tensioni alla Boussinesq è accurata ma prevede che la tensione valutata esattamente sotto un punto di carico tenda ad infinito. Utilizzando strati eccessivamente piccoli può accadere quindi una sovrastima delle tensioni verticali diffuse nei primi strati, con conseguente sovrastima dei cedimenti.

Per non incorrere nella seconda problematica il programma implementa una strategia di cut-off delle tensioni nei primi strati incontrati. In particolare si considera come limite superiore della tensione sotto il punto di valutazione quella derivante dal modello FEM, nella medesima combinazione. Un singolo carico non può quindi indurre nel sottosuolo una tensione maggiore di quella indotta dalla rispettiva fondazione sul piano di posa.

Tale limitazione viene considerata a partire dall'intradosso della fondazione, ed estesa fino alla profondità del punto di calcolo in cui la tensione diffusa con le leggi elastiche non diventa inferiore a quella derivante dal modello FEM, cosa che in genere accade fin dal primo/primi strati. Per i punti superiori a questo viene considerata agente una tensione verticale media tra quella FEM al piano di posa e la prima elastica valida; si ammette cioè una variazione lineare della tensione nel tratto dove è attivo il cut-off. I punti successivi non hanno invece più nessuna limitazione dal cut-off, potrebbero risalire in profondità a tensioni diffuse superiori di quella agente sul piano di posa.

Considerando inoltre le fondazioni compensate si può ridurre l'incremento di tensione assegnato al suolo nella valutazione del cedimento, considerando cioè nel calcolo la tensione verticale netta (pressione da struttura – terreno asportato). In questo modo l'incremento teorico di tensione indotto dai carichi viene ridotto del valore di tensione preesistente allo scavo del piano di posa delle fondazioni.

Con questa opzione il cedimento corrispondente sarà quindi minore di quello teorico, fino al limite ad azzerarsi. In quest'ultimo caso si parla di fondazioni compensate, in cui l'incremento di carico da queste indotto eguaglia il peso del volume di terreno asportato; accade quindi che il tratto di recupero durante la fase di scarico (corrispondente alla fase di scavo ed asportazione del terreno) compensa il successivo tratto di carico (costruzione della struttura).

Si considera come spessore di terreno asportato quello compreso tra la quota del piano di posa della fondazione e la quota di sommità del sondaggio assegnato; eventuali terreni di ricoprimento e sottospinte idrauliche non vengono considerati in questa valutazione. Per questo motivo l'opzione è efficace solo se vi è un rilevante volume di terreno asportato, cioè solo se la quota di sommità del sondaggio è nettamente più alta del piano di posa.

Per la corretta valutazione della tensione verticale preesistente allo scavo è necessario che il sondaggio associato alla fondazione sia ben definito e rappresenti la reale situazione in sito, anche per quote superiori alle fondazioni. Questa opzione si utilizza su fabbricati fondati su graticcio o su platea che hanno estese parti interrato, ricavate con asportazione del terreno presente in sito, e ricaricate dalla costruzione dell'edificio nel breve termine. In questi casi il valore di cedimento teorico sarà più vicino ai valori realisticamente attesi. Negli altri casi questa opzione non appare pertinente ed è quindi sconsigliata. Il calcolo analitico dei cedimenti, se richiesto, consente di verificare la compatibilità degli spostamenti e delle distorsioni delle fondazioni con i requisiti prestazionali richiesti dalla struttura, conformemente a quanto richiesto dalle recenti normative (ad es. cfr. NTC2018 P.6.4.2.2). Si determinano i cedimenti assoluti e differenziali lungo gli allineamenti definiti dalle travate di fondazione, per ciascun tipo di cedimento calcolato (immediato, differito); queste possono collegare pareti, pilastri, plinti, pali, ecc., fornendo quindi una valutazione anche per questi ultimi. La verifica è condotta tra i nodi di definizione delle varie campate individuate, tralasciando eventuali nodi interni alle campate. Nel caso di aste disassate vengono innanzitutto eliminati nodi doppi o troppo vicini, quindi vengono proiettati sulla congiungente tra i due nodi di estremità della travata in verifica; tali nodi di estremità definiscono quindi **l'allineamento di verifica**. Viene verificato il non superamento di un prefissato valore limite, stabilito dal progettista in funzione del comportamento atteso della struttura ed i relativi requisiti prestazionali richiesti. In particolare per i cedimenti viene ricercato e verificato:

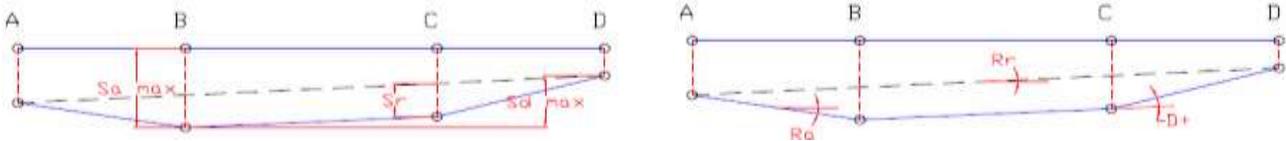
- Il nodo con **cedimento assoluto** massimo (S_a);
- Il nodo con **cedimento relativo** massimo (S_r);
- I nodi dell'allineamento tra cui si ha il massimo **cedimento differenziale** (S_d);
- Il **rapporto di inflessione** massimo (R_I);

per le deformazioni angolari viene invece ricercato e verificato:

- La **rotazione rigida** dell'allineamento, tra i nodi di estremità (R_r);
- Il tratto (campata) con **rotazione assoluta** massima (R_a);

- Il nodo con **distorsione angolare positiva** massima (D+);
- Il nodo con **distorsione angolare negativa** massima (D-).

In tali verifiche si intende con cedimento relativo S_r quello verticale misurato rispetto alla congiungente tra i nodi di estremità, con cedimento differenziale la differenza tra due cedimenti assoluti anche non consecutivi, con rapporto di inflessione RI il rapporto tra il cedimento relativo e la lunghezza totale dell'allineamento; quest'ultimo termine è quindi l'analogo di un rapporto luce/freccia delle aste in elevazione. Le grandezze verificate sono descritte in figura seguente:



La rotazione rigida è intesa rispetto alla congiungente tra i nodi di estremità, la rotazione assoluta è invece rispetto ai nodi di estremità della singola campata, trascurando eventuali nodi interni alla stessa. La distorsione angolare è data dalla differenza di rotazione assoluta tra due campate, ed è quindi la rotazione relativa che i nodi di estremità delle campate devono essere in grado di tollerare; viene ricercato il nodo con la maggiore distorsione angolare positiva (per concavità verso l'alto) e negativa (per concavità verso il basso). Il calcolo viene condotto contestualmente alla verifica strutturale delle opere di fondazione ed i risultati sono visibili in forma tabellare negli elaborati di verifica e nei relativi paragrafi di relazione.

Si riporta di seguito un'immagine di sintesi dei massimi cedimenti ottenuti.

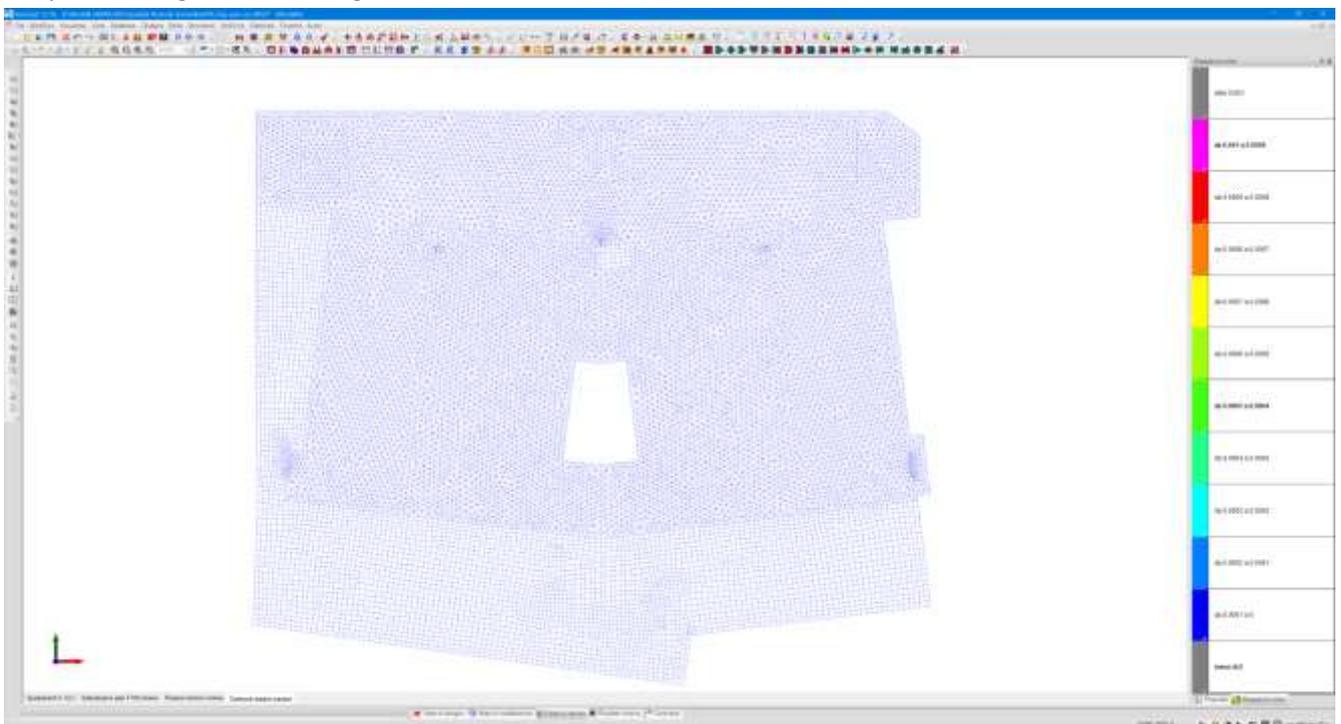
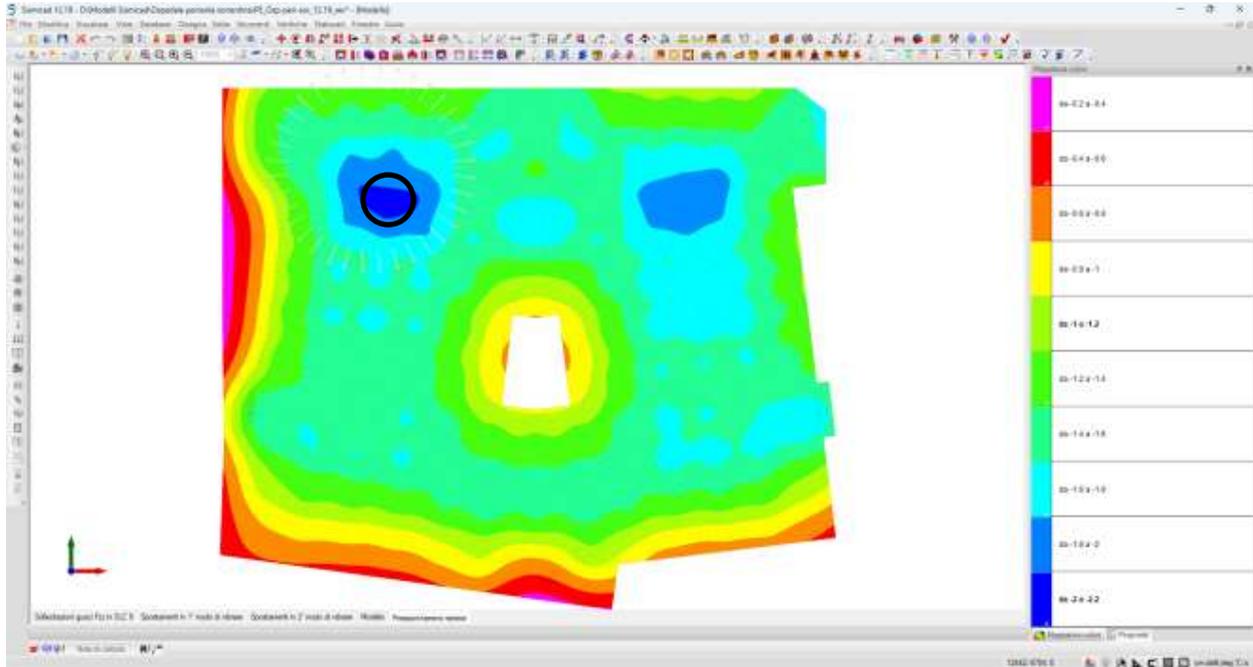


Figura 12. Cedimenti massimi SLE

Il cedimento massimo è pressoché nullo.

Il risultato ottenuto era prevedibile in quanto il piano di posa delle fondazioni si trova ad una profondità di circa 10 metri dall'attuale piano campagna (calcolo eseguito in fondazioni compensate).

Per ovviare a tale problema, si svolge un calcolo di cedimento localizzato, considerando la zona in cui si hanno le massime pressioni al suolo (zona evidenziata nella figura seguente).



In particolare si assume un'area circolare di raggio $R=100$ cm soggetta ad un carico distribuito di intensità costante pari al valore massimo di pressione riscontrata, vale a dire $q=2.25$ daN/cm².

In tal caso si assumono, per semplicità, le condizioni di carico edometrico (spanciamento laterale del terreno impedito dalla presenza delle paratie di confinamento laterale).

Per il calcolo degli incrementi di tensione indotti nel terreno si considera inoltre l'espressione analitica della tensione σ_z lungo la verticale per il centro di un'area di carico circolare di raggio R soggetta ad un carico uniformemente distribuito con intensità costante q , che è la seguente:

$$\sigma_z = q \left(1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{R}{z}\right)^2}} \right)^3$$

Di seguito si riporta una tabella esplicativa del calcolo.

Strato	E_{ED}	Prof	z	ΔH	$\Delta\sigma/q$	$\Delta\sigma$	W_{ED}
[-]	[daN/cm ²]	[cm]	[cm]	[cm]	[%]	[daN/cm ²]	[cm]
Tufo alterato	200	0-100	50	100	91%	0,774	0,39
	200	100-200	150	100	42%	0,360	0,18
	200	200-300	250	100	20%	0,170	0,08
	200	300-400	350	100	11%	0,094	0,05
	200	400-500	450	100	7%	0,059	0,03
	200	500-600	550	100	5%	0,040	0,02
	200	600-700	650	100	3%	0,029	0,01
	200	700-800	750	100	3%	0,022	0,01
	200	800-900	850	100	2%	0,017	0,01
	200	900-1000	950	100	2%	0,014	0,01
	200	1000-1100	1050	100	1%	0,011	0,01
	200	1100-1200	1150	100	1%	0,010	0,00
	200	1200-1300	1250	100	1%	0,008	0,00
	200	1300-1400	1350	100	1%	0,007	0,00
	200	1400-1500	1450	100	1%	0,006	0,00
	200	1500-1600	1550	100	1%	0,005	0,00
	200	1600-1700	1650	100	1%	0,005	0,00
	200	1700-1800	1750	100	0%	0,004	0,00
	200	1800-1900	1850	100	0%	0,004	0,00
	200	1900-2000	1950	100	0%	0,003	0,00

R	σ_{max}	$\sigma_{terreno\ sbancato}$	$\sigma_{compensata}$
[cm]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]
100	2,25	1,4	0,85

$W_{ED, TOT}$ 0,82 [cm]

Il cedimento calcolato è pari a 0,82 cm. Tale valore risulta assolutamente accettabile per l'espletamento delle funzioni cui la struttura è chiamata ad assolvere; pertanto si ritiene soddisfatta la verifica.

6 VERIFICA GEOTECNICA DELLE PARATIE

L'area interessata dalla realizzazione delle nuove opere, ed in particolare del nuovo edificio ospedaliero, è interessata dalla predisposizione di opere di contenimento. A tal proposito si realizzeranno:

- paratia sul fronte via Mariano Lauro e via Iommella piccola ("paratia TIPO 1");
- paratia sul fronte di confine con altra proprietà ("paratia TIPO 2");
- muro di contenimento sul fronte viale dei Pini ("muro TIPO A");

Da un punto di vista geotecnico, alla luce delle indagini geologiche, il sottosuolo può identificarsi come un terreno incoerente a grana grossa dotato di alta permeabilità; inoltre essendo il terreno drenante perché a granulometria grossolana, il problema è disaccoppiato ed è possibile analizzare le opere in termini di tensioni efficaci.

Di seguito si riportano le verifiche, di carattere geotecnico e strutturale, eseguite sulle opere nelle condizioni più significative ai fini del dimensionamento. Le paratie in esame vengono verificate, da un punto di vista geotecnico, al collasso per rotazione e alla stabilità globale, mentre, da un punto di vista strutturale, si verifica il raggiungimento della resistenza strutturale della paratia, considerando quantitativi di armatura usuali sia a flessione che a taglio.

In seguito alla caratterizzazione del sito, in termini di sottosuolo e topografici, nonché la vita di riferimento, si considerano per la determinazione delle azioni sismiche i seguenti parametri di caratterizzazione:

$$a_g = 0,142g \quad S_T = 1,00 \quad S_S = 1,47$$

Per tener conto degli effetti indotti dal sisma si adotta un'analisi pseudo-statica, nella quale l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali, mentre la componente verticale viene trascurata in quanto, nel caso delle paratie, queste sono tipicamente strutture esili (la normativa consente di trascurare questa componente).

Per il calcolo delle spinte in condizioni di stato limite attivo e passivo in ambito sismico (K_a e K_p) si adottano le formule di Mononobe-Okabe.

Il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (β_s), impiegato nella verifica di stabilità globale dell'opera, riportato in Tab. 7.11.1 delle NTC18, in funzione della categoria di sottosuolo e della accelerazione orizzontale massima a_g , si assume pari a **0,24**. Il fattore di riduzione dell'azione sismica di progetto (α) si ricava dalla figura 7.11.2. delle NTC18, in funzione della categoria del sottosuolo e della altezza complessiva della paratia, e nel caso in esame viene assunto pari a **0,7**. Il fattore di riduzione dell'azione sismica di progetto (β), per effetto della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza, si ricava dalla figura 7.11.3. delle NTC18 e viene assunto pari a **0,5**.

Si riassumono di seguito i valori adoperati per la valutazione delle azioni.

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)
✕

Generali Parametri Sisma Verifiche geotecniche

Localizzazione
Napoli, Sant'agnello Dettagli
 Latitudine ED50 40.6334° (40° 38' 0")
 Longitudine ED50 14.3994° (14° 23' 58")

Vita nominale (Tab.2.4.I) Opere strategiche=100 (default, ▾)

Classe d'uso (Tab.2.4.II) IV ▾

Riepilogo degli stati limite considerati

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo
SLD	63	201	0.0777	2.491
SLV	10	1898	0.1481	2.659

Metodo di risoluzione FEM

Con combinazioni di progetto DA1 (§6.5.3.1.2)

Con combinazioni caratteristiche (secondo circolare §C6.5.3.1.2)

Ricerca meccanismo di collasso GEO (§C6.5.3.1.2)

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)
✕

Generali Parametri Sisma Verifiche geotecniche

Categoria del suolo (P.3.2.2) C - sabbie ed argille medie ▾

Amplificazione stratigrafica Ss allo SLD (Tab.3.2.IV) Default (1.5) ▾

Amplificazione stratigrafica Ss allo SLV (Tab.3.2.IV) Default (1.46) ▾

Amplificazione topografica St (Tab.3.2.V) 1 ▾

Coefficiente di deformabilità alfa (Fig.7.11.2) Default (0.74) ▾

Coefficiente di spostamento beta (Fig.7.11.3) Default (0.52) ▾

Coefficiente di riduzione al sito betaS (Tab.7.11.I) Default (0.24) ▾

Posizione della forza dinamica Metà altezza ▾

6.1 PARATIA TIPO 1

La "paratia TIPO 1" verrà realizzata ai confini dell'area in cui sorgerà l'ospedale, ed in particolare sul fronte via Mariano Lauro e via Iommella piccola.

Tale opera è costituita da pali in calcestruzzo armato di diametro $\varnothing 1000$ posti ad interasse di 110 cm, con lunghezza pari a 20 m a fronte di un'altezza libera di scavo pari a 10 m. Questa sarà libera in testa (indipendente dall'edificio principale) e completata mediante cordolo testa pali di dimensioni pari a 110x135 e paretina di pulizia di spessore pari a 10 cm armata con rete $\varnothing 16/20 \times 20$.

Di seguito si riportano i principali estratti delle verifiche effettuate mentre si rimanda al relativo tabulato di calcolo per ulteriori dettagli.

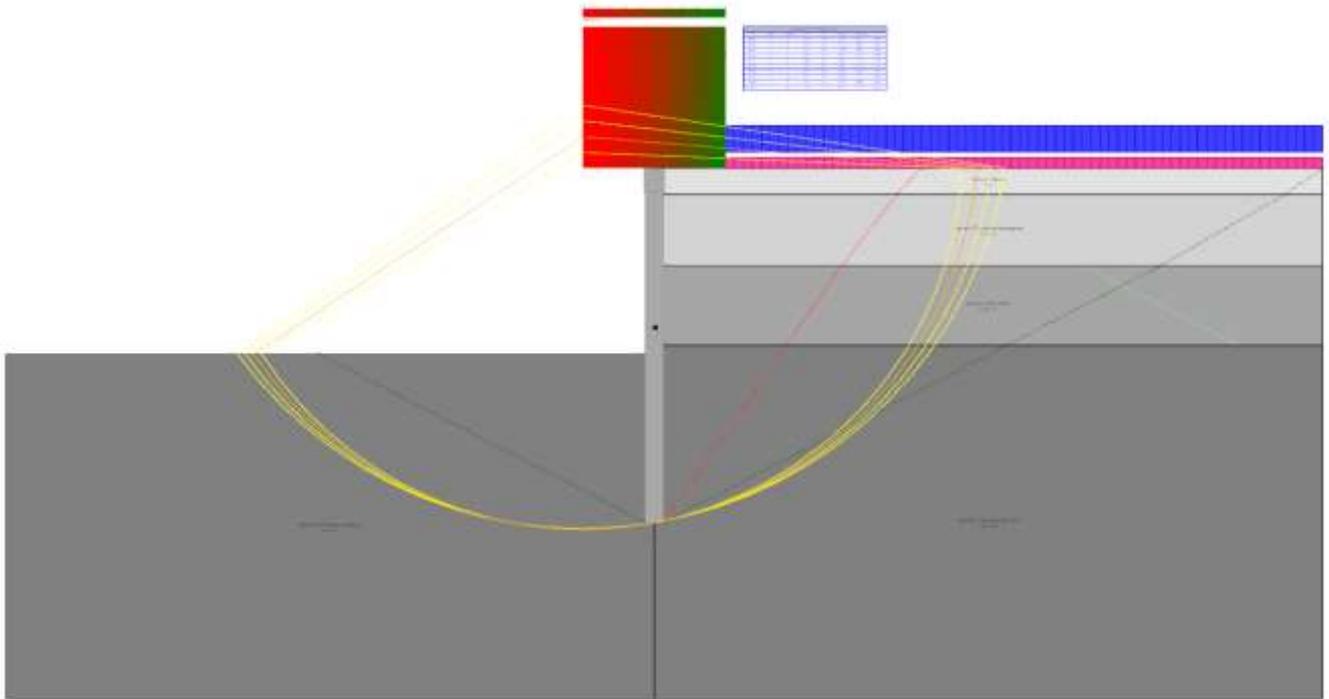


Figura 13. Verifica di stabilità globale

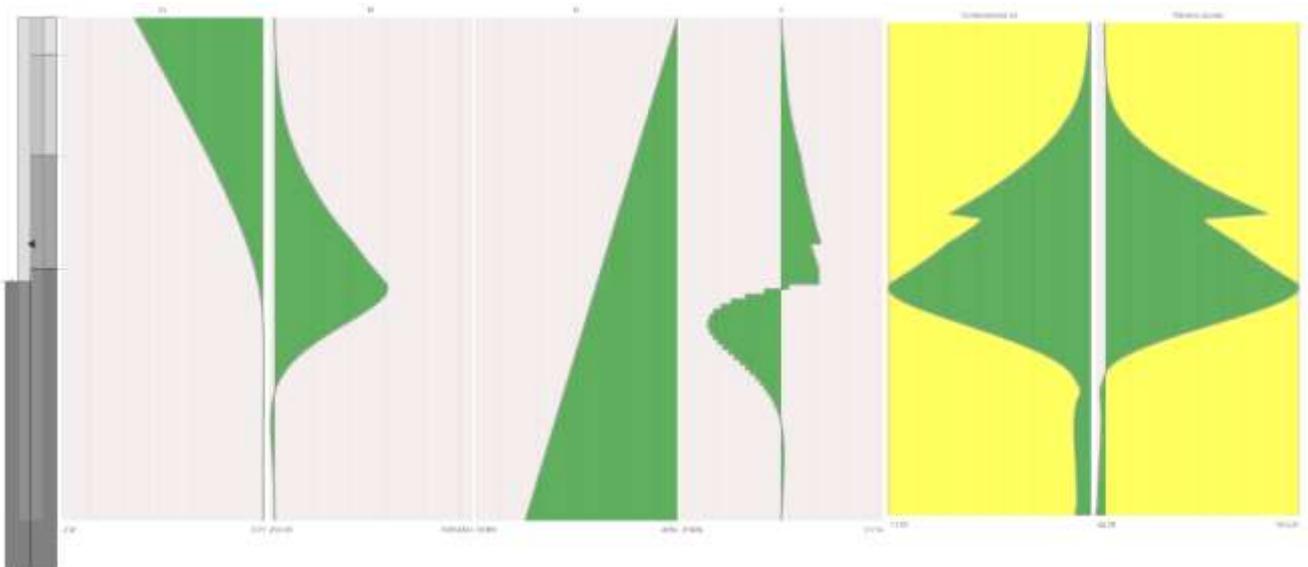


Figura 14. Diagrammi delle sollecitazioni e coefficienti di sicurezza

Dati del sito

Stratigrafia

Dsc	Thk	StrType	SloType	Incl	IncR	StfMt	Afct	Bfct	Nfct
Osp-sorr Riporto	150	Piano	Valori utente	0	0	Bowles			
Osp-sorr Piroclastite rimaneggiata	400	Piano	Valori utente	0	0	Bowles			
Osp-sorr Tufo alterato	450	Piano	Valori utente	0	0	Bowles			
Osp-sorr Tufo grigio campano	2000	Piano	Valori utente	0	0	Bowles			

Terreni presenti in sito

Dsc	Fi	Dit	Cse	Cu	Ads	Gmn	Gms	K0	Es	Ps	RQD	khor	kvrt
Osp-sorr Riporto	20	13	0	0	1	0.0015	0.0016	0.66	60	0.35	0	0.1	0.01
Osp-sorr Piroclastite rimaneggiata	30	20	0.05	0	1	0.0015	0.0016	0.5	155	0.3	0	0.0003	0
Osp-sorr Tufo alterato	35	23	0.1	0	1	0.0013	0.0014	0.43	145	0.3	0	0.0002	0
Osp-sorr Tufo grigio campano	35	23	3.27	0	1	0.0013	0.0014	0.43	180	0.3	0	0.0002	0

Significato dei simboli utilizzati:

Dsc: descrizione del suolo.

Thk: spessore dello strato. [cm]

StrType: tipo di strato (Piano, Inclinato o Generico).

SloType: metodo di valutazione dell'inclinazione di progetto per strati generici.

Incl: inclinazione di progetto dello strato sull'orizzontale, lato sinistro, positiva se antioraria. [deg]

IncR: inclinazione di progetto dello strato sull'orizzontale, lato destro, positiva se antioraria. [deg]

StfMt: metodo per la valutazione della rigidezza dello strato.

Afct: fattore A della formulazione binomia della rigidezza ($k=A+B^n$).

Bfct: fattore B della formulazione binomia della rigidezza ($k=A+B^n$).

Nfct: fattore n della formulazione binomia della rigidezza ($k=A+B^n$).

Fi: angolo di attrito interno. [deg]

Dit: angolo di attrito delta all'interfaccia paratia/soilo. [deg]

Cse: coesione efficace. [daN/cm²]

Cu: coesione non drenata. [daN/cm²]

Ads: adesione della coesione all'interfaccia paratia/soilo.

Gmn: peso specifico naturale del terreno in sito. [daN/cm³]

Gms: peso specifico saturo del terreno in sito. [daN/cm³]

K0: coefficiente di spinta a riposo.

Es: modulo elastico del terreno. [daN/cm²]

Ps: modulo di Poisson del terreno.

RQD: rock Quality Degree per terreni rocciosi (0 negli altri casi).

khor: permeabilità orizzontale. [cm/s]

kvrt: permeabilità verticale. [cm/s]

Preferenze generali

Preferenze sismiche di normativa

Azioni sismiche secondo la normativa: D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Località: Napoli, Sant'agnello; Altitudine s.l.m. 18,24 m

Coordinate geografiche: Latitudine ED50 40,6334° (40° 38' 0"); Longitudine ED50 14,3994° (14° 23' 58")

Vita nominale (P.2.4.1): 100 anni

Classe d'uso (P.2.4.2): IV

Periodo di riferimento considerato: 200 anni

Probabilità di superamento per lo SLD: 63,00%

Accelerazione max al suolo per lo SLD: 0.078

Fattore di amplificazione spettrale Fo per lo SLD: 2.491

Probabilità di superamento per lo SLV: 10,00%

Accelerazione max al suolo per lo SLV: 0.148

Fattore di amplificazione spettrale per lo SLV: 2.659

Categoria del suolo (Tab.3.2.II): Suolo_C

Amplificazione stratigrafica Ss allo SLD (Tab.3.2.IV): 1.5

Amplificazione stratigrafica Ss allo SLV (Tab.3.2.IV): 1.46

Amplificazione topografica St (Tab.3.2.V): 1

Coefficiente di deformabilità alfa (Fig.7.11.2): 0.74

Coefficiente di spostamento beta (Fig.7.11.3): 0.52

Coefficiente di riduzione al sito betaS (Tab.7.11.I): 0.24

Coeff. sismico orizzontale SLV per struttura: 0.083

Coeff. sismico orizzontale SLV per valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio passivo: 0.113

Coeff. sismico verticale SLV per struttura: 0

Coeff. sismico orizzontale SLV per pendio: 0.052

Coeff. sismico verticale SLV per pendio: 0

Posizione della risultante: Metà dell'altezza
Tratto di applicazione del sisma: sulla parte a sbalzo

Preferenze per il calcolo delle sezioni in c.a.

Norma per la verifica strutturale: Stati limite D.M.17-01-2018
Verifica a taglio condotta con inclinazione variabile del traliccio di Moersh
Coefficiente F_i per viscosità del cls: 2
Tolleranza di posa armature: 1
Riduzione tau in cattiva aderenza: 0.7

Preferenze per il solutore ad elementi finiti

Metodo di risoluzione solutore: Tangente
Lunghezza massima di discretizzazione: 20
Numero massimo di iterazioni: 50
Tolleranza solutore: 0.0001

Preferenze geotecniche generali

Metodo di calcolo delle spinte terra: MononobeOkabe
Condizione di spinta considerata nel calcolo: LungoTermine
Ampiezza bulbo a destra (solo per calcolo rigidezze secondo bulbo tensioni): 100
Ampiezza bulbo a sinistra (solo per calcolo rigidezze secondo bulbo tensioni): 100

Preferenze per la verifica di stabilità globale

Metodo di calcolo stabilità globale: Bishop
Coeff. di sicurezza limite per stabilità globale: 1.3
Passo massimo dei concii: 100
Resistenza al taglio della paratia (solo per stabilità globale): 5

Preferenze per le verifiche di stabilità locali

Metodo di calcolo portanza verticale: Vesic

Combinazioni e Fasi di carico

Tabella condizioni elementari di carico

Descrizione	Nome breve	Durata	Psi0	Psi1	Psi2
Carichi permanenti	Perm.	Permanente			
Carichi permanenti non strutturali	Perm.P	Permanente			
Carichi variabili	Var.	Media	0.7	0.5	0.3
Carichi sismici orizzontali	Sis.h	Istantaneo			
Carichi sismici verticali	Sis.v	Istantaneo			

Tabella combinazioni caratteristiche

Nome	Nome breve	Tipo	Prm	PrmP	Var	SisH	SisV
Caratteristica G1	Chr G1	SLEr	1	0	0	0	0
Caratteristica G1G2	Chr G1G2	SLEr	1	1	0	0	0
Caratteristica G1G2Q1	Chr G1G2Q1	SLEr	1	0	1	0	0
Caratteristica G1Q1	Chr G1Q1	SLEr	1	1	1	0	0
Caratteristica G1SisP	Chr G1SisP	SLVml	1	1	0.3	1	0
Caratteristica G1SisM	Chr G1SisM	SLVml	1	1	0.3	-1	0

Tabella combinazioni per ricerca meccanismo di collasso

Nome	Nome breve	Tipo	Prm	PrmP	Var	SisH	SisV
Collasso A2M2	Coll A2M2	GEO	1	1.3	1.3	0	0

Tabella combinazioni di calcolo

Nome	Nome breve	Tipo	Prm	PrmP	Var	SisH	SisV
SLE rara	SLEr 1	SLEr	1	1	1	0	0
SLE rara	SLEr 2	SLEr	1	1	0	0	0
SLE fr	SLEf 1	SLEf	1	1	0.5	0	0
SLE fr	SLEf 2	SLEf	1	1	0	0	0
SLE qp	SLEqp 1	SLEqp	1	1	0.3	0	0
SLE qp	SLEqp 2	SLEqp	1	1	0	0	0
STR (A1+M1)	STR 1	STR	1.3	1.5	1.5	0	0
STR (A1+M1)	STR 2	STR	1.3	1.5	0	0	0
STR (A1+M1)	STR 3	STR	1.3	0	1.5	0	0
STR (A1+M1)	STR 4	STR	1.3	0	0	0	0
STR (A1+M1)	STR 5	STR	1	1.5	1.5	0	0
STR (A1+M1)	STR 6	STR	1	1.5	0	0	0
STR (A1+M1)	STR 7	STR	1	0	1.5	0	0
STR (A1+M1)	STR 8	STR	1	0	0	0	0
GEO (A2+M2)	GEO 1	GEO	1	1.3	1.3	0	0
GEO (A2+M2)	GEO 2	GEO	1	1.3	0	0	0
GEO (A2+M2)	GEO 3	GEO	1	0.8	1.3	0	0
GEO (A2+M2)	GEO 4	GEO	1	0.8	0	0	0

Nome	Nome breve	Tipo	Prm	PrmP	Var	SisH	SisV
SLV (M1)	SLVml 1	SLVml	1	1	0.3	1	0
SLV (M1)	SLVml 2	SLVml	1	1	0.3	-1	0

Tabella fasi di calcolo

Fase/gg	Operazione
0	Scavo nullo di inizializzazione del terreno (Attiva = Si; Fase = 0)
1	Scavo del terreno (Attiva = Si; Spessore complessivo = 1000; Lato = Sinistra; Fase = 1)
2	Applicazione vincolo su paratia (Attiva = Si; Quota (Z) = 900; Spostamento imposto = 0; Fase = 2)
3	Applicazione carico al suolo > uniforme (Attiva = Si; Lato = Destra; Pressione permanente = 0; Pressione permanente portato = 0.01; Pressione variabile = 0.025; Fase = 3)
4	Inserimento delle spinte sismiche (Attiva = Si; Quota (Z) = 0; Ampiezza = 1050; Fase = 4)

Azioni esterne

Tabella carichi uniformi applicati sul pendio

Da fase	A fase	Lato	ValP	ValPP	ValV
3	ultima	dx	0	0.01	0.025

Tabella carichi sismici applicati su paratia

Da fase	A fase	Ztop	Zbot
4	ultima	0	1050

Significato dei simboli utilizzati:

- Descrizione:** nome assegnato alla condizione elementare.
Nome breve: nome breve assegnato alla condizione elementare.
Durata: describe la durata della condizione (necessario per strutture in legno).
Psi0: coefficiente moltiplicatore Psi0.
Psi1: coefficiente moltiplicatore Psi1.
Psi2: coefficiente moltiplicatore Psi2.
Nome: nome assegnato alla combinazione di calcolo.
Nome breve: nome breve assegnato alla combinazione di calcolo.
Tipo: famiglia di appartenenza.
Prm: coefficiente parziale applicato ai carichi permanenti.
PrmP: coefficiente parziale applicato ai carichi permanenti non strutturali.
Var: coefficiente parziale applicato ai carichi variabili.
SisH: coefficiente parziale applicato ai carichi sismici orizzontali.
SisV: coefficiente parziale applicato ai carichi sismici verticali.
Fase/gg: fase di calcolo (giorno).
Operazione: operazione di costruzione eseguita in una certa fase.
Da fase: prima fase in cui il carico è attivo.
A fase: ultima fase in cui il carico è attivo.
Lato: lato di applicazione del carico.
ValP: valore del carico permanente (pressione). [daN/cm²]
ValPP: valore del carico permanente portato (pressione). [daN/cm²]
ValV: valore del carico variabile (pressione). [daN/cm²]
Ztop: quota superiore di applicazione del carico. [cm]
Zbot: quota inferiore di applicazione del carico. [cm]

Verifiche di stabilità locale

Verifica nei confronti di meccanismi di rottura che coinvolgono il terreno (Collasso GEO)

Combinazione: Collasso A2M2
 Ultima fase calcolata: 24
 Massimo moltiplicatore trovato: 5
 Moltiplicatore minimo per verifica: 1
 Stato di verifica: ok

Dettaglio verifica:

Calcolo in combinazione Collasso A2M2

- Soluzione convergente in fase 0 con spostamento nodale massimo Ux=0 Ry=0 (moltiplicatore m=0)
 Soluzione convergente in fase 1 con spostamento nodale massimo Ux=1.8 Ry=0 (moltiplicatore m=0)
 Soluzione convergente in fase 2 con spostamento nodale massimo Ux=1.8 Ry=0 (moltiplicatore m=0)
 Soluzione convergente in fase 3 con spostamento nodale massimo Ux=1.9 Ry=0 (moltiplicatore m=0)
 Soluzione convergente in fase 4 con spostamento nodale massimo Ux=1.9 Ry=0 (moltiplicatore m=0)
 Soluzione convergente in fase 5 con spostamento nodale massimo Ux=1.9 Ry=0 (moltiplicatore m=0)
 Soluzione convergente in fase 6 con spostamento nodale massimo Ux=1.9 Ry=0 (moltiplicatore m=0.1)
 Soluzione convergente in fase 7 con spostamento nodale massimo Ux=2 Ry=0 (moltiplicatore m=0.2)
 Soluzione convergente in fase 8 con spostamento nodale massimo Ux=2 Ry=0 (moltiplicatore m=0.3)
 Soluzione convergente in fase 9 con spostamento nodale massimo Ux=2 Ry=0 (moltiplicatore m=0.4)
 Soluzione convergente in fase 10 con spostamento nodale massimo Ux=2 Ry=0 (moltiplicatore m=0.5)
 Soluzione convergente in fase 11 con spostamento nodale massimo Ux=2.1 Ry=0 (moltiplicatore m=0.6)
 Soluzione convergente in fase 12 con spostamento nodale massimo Ux=2.1 Ry=0 (moltiplicatore m=0.7)

Soluzione convergente in fase 13 con spostamento nodale massimo $U_x=2.1$ $R_y=0$ (moltiplicatore $m=0.8$)
 Soluzione convergente in fase 14 con spostamento nodale massimo $U_x=2.1$ $R_y=0$ (moltiplicatore $m=0.9$)
 Soluzione convergente in fase 15 con spostamento nodale massimo $U_x=2.2$ $R_y=0$ (moltiplicatore $m=1$)
 Soluzione convergente in fase 16 con spostamento nodale massimo $U_x=2.2$ $R_y=0$ (moltiplicatore $m=1.25$)
 Soluzione convergente in fase 17 con spostamento nodale massimo $U_x=2.3$ $R_y=0$ (moltiplicatore $m=1.5$)
 Soluzione convergente in fase 18 con spostamento nodale massimo $U_x=2.4$ $R_y=0$ (moltiplicatore $m=2$)
 Soluzione convergente in fase 19 con spostamento nodale massimo $U_x=2.5$ $R_y=0$ (moltiplicatore $m=2.5$)
 Soluzione convergente in fase 20 con spostamento nodale massimo $U_x=2.6$ $R_y=0$ (moltiplicatore $m=3$)
 Soluzione convergente in fase 21 con spostamento nodale massimo $U_x=2.7$ $R_y=0$ (moltiplicatore $m=3.5$)
 Soluzione convergente in fase 22 con spostamento nodale massimo $U_x=2.8$ $R_y=0$ (moltiplicatore $m=4$)
 Soluzione convergente in fase 23 con spostamento nodale massimo $U_x=2.8$ $R_y=0$ (moltiplicatore $m=4.5$)
 Soluzione convergente in fase 24 con spostamento nodale massimo $U_x=2.9$ $R_y=0$ (moltiplicatore $m=5$)
 Verifica al collasso SODDISFATTA in combinazione Collasso A2M2
 Moltiplicatore massimo dei fattori $\gamma_{max}=5(>=1)$, corrispondente a $\gamma_{TanPhi}=2.25$, $\gamma_{C}=2.25$, $\gamma_{Cu}=3$)
 Fattore di sicurezza $FS=1.8$

Verifiche geotecniche di capacità portante verticale come fondazione continua

Si stampano le 10 situazioni più gravose per tipo di verifica

Id	Cmb	Stg	Fvb	Leff	Cnd	An	Cd	qd	Wgt	Qd	ANmax	yrb	Rd	Ed	CS	Ver.
1	STR 1	4	-563598	100	LT	-	3.27	35	0	3.51	0	2.3	17156960	563598	30.44	Si
3	STR 3	4	-563598	100	LT	-	3.27	35	0	3.5	0	2.3	17163766	563598	30.45	Si
2	STR 2	4	-563598	100	LT	-	3.27	35	0	3.47	0	2.3	17174011	563598	30.47	Si
4	STR 4	4	-563598	100	LT	-	3.27	35	0	1.54	0	2.3	17176725	563598	30.48	Si
9	SLVm1 1	4	-433537	100	LT	-	3.27	35	0	1.19	0.05	2.3	15975755	433537	36.85	Si
10	SLVm1 2	4	-433537	100	LT	-	3.27	35	0	1.19	0.05	2.3	15975755	433537	36.85	Si
5	STR 5	4	-433537	100	LT	-	3.27	35	0	1.19	0	2.3	16277239	433537	37.55	Si
6	STR 6	4	-433537	100	LT	-	3.27	35	0	1.19	0	2.3	16277239	433537	37.55	Si
7	STR 7	4	-433537	100	LT	-	3.27	35	0	1.19	0	2.3	16277239	433537	37.55	Si
8	STR 8	4	-433537	100	LT	-	3.27	35	0	1.19	0	2.3	16277239	433537	37.55	Si

Fattori di capacità portante verticale

Id	N			S			D			P			E		
	q	c	g	q	c	g	q	c	g	q	c	g	q	c	g
1	33	46	48	1.06	1.06	0.97	1.39	1.61	1	0.77	0.76	0.77	1	1	1
3	33	46	48	1.06	1.06	0.97	1.39	1.61	1	0.77	0.76	0.77	1	1	1
2	33	46	48	1.06	1.06	0.97	1.39	1.61	1	0.78	0.77	0.78	1	1	1
4	33	46	48	1.06	1.06	0.97	1.37	1.59	1	1	1	1	1	1	1
9	33	46	48	1.06	1.06	0.97	1.37	1.59	1	1	1	1	0.97	0.98	0.97
10	33	46	48	1.06	1.06	0.97	1.37	1.59	1	1	1	1	0.97	0.98	0.97
5	33	46	48	1.06	1.06	0.97	1.37	1.59	1	1	1	1	1	1	1
6	33	46	48	1.06	1.06	0.97	1.37	1.59	1	1	1	1	1	1	1
7	33	46	48	1.06	1.06	0.97	1.37	1.59	1	1	1	1	1	1	1
8	33	46	48	1.06	1.06	0.97	1.37	1.59	1	1	1	1	1	1	1

Verifiche geotecniche di capacità portante come palificata

Fattore di correlazione pali $\xi = 1.4$

Si stampano le 10 situazioni più gravose per tipo di verifica

Cmb	Stg	Fvb	Linf	Deq	PP	ypp	yrl	ypr	Cnd	Eff	Pld	Ppd	Rd	Ed	CS	Ver.
STR 1	4	-56360	950	100	39270	1.3	1.15	1.35	BT	1	674795	1368069	2042864	-56360	36.25	Si
STR 1	4	-56360	950	100	39270	1.3	1.15	1.35	LT	1	674795	1368069	2042864	-56360	36.25	Si
STR 2	4	-56360	950	100	39270	1.3	1.15	1.35	BT	1	674795	1368069	2042864	-56360	36.25	Si
STR 2	4	-56360	950	100	39270	1.3	1.15	1.35	LT	1	674795	1368069	2042864	-56360	36.25	Si
STR 3	4	-56360	950	100	39270	1.3	1.15	1.35	BT	1	674795	1368069	2042864	-56360	36.25	Si
STR 3	4	-56360	950	100	39270	1.3	1.15	1.35	LT	1	674795	1368069	2042864	-56360	36.25	Si
STR 4	4	-56360	950	100	39270	1.3	1.15	1.35	BT	1	674795	1368069	2042864	-56360	36.25	Si
STR 4	4	-56360	950	100	39270	1.3	1.15	1.35	LT	1	674795	1368069	2042864	-56360	36.25	Si
SLVm1 1	4	-43354	950	100	39270	1	1.15	1.35	LT	1	674795	1368069	2042864	-43354	47.12	Si
SLVm1 1	4	-43354	950	100	39270	1	1.15	1.35	BT	1	674795	1368069	2042864	-43354	47.12	Si

Significato dei simboli utilizzati:

Id: indice progressivo della verifica.

Cmb: combinazione di calcolo.

Stg: fase di calcolo.

Fvb: forza verticale alla base. [daN]

Leff: larghezza efficace. [cm]

Cnd: condizione di calcolo considerata (BT=breve termine; LT=lungo termine).

An: eventuali anomalie riscontrate nel calcolo (=Nessuna anomalia; E=Espulsione del terreno; R=Rottura del terreno; A=Azzeramento dimensione efficace; l=ipotesi non rispettate; S=Sollevamento della fondazione; D=Dati errati; G=Errore generico).

Cd: coesione di progetto. [daN/cm²]

qd: angolo di attrito di progetto. [deg]

Wgt: peso specifico del suolo di progetto. [daN/cm³]

Qd: sovraccarico di progetto. [daN/cm²]

ANmax: accelerazione normalizzata massima attesa al suolo.

yrb: fattore parziale gammaR per portanza.

Rd: resistenza di progetto. [daN]

Ed: azione di progetto (sforzo normale al piano di posa). [daN]

CS: fattore di sicurezza normalizzato Rd/Ed.

Ver.: stato di verifica.

N: fattore di capacità portante, rispettivamente per il termine di sovraccarico (q), coesivo (c), attritivo (g).

q:

c:

g:

S: fattore correttivo di capacità portante per forma (shape), rispettivamente per il termine di sovraccarico (q), coesivo (c), attritivo (g).

D: fattore correttivo di capacità portante per approfondimento (deep), rispettivamente per il termine di sovraccarico (q), coesivo (c), attritivo (g).

P: fattore correttivo di capacità portante per punzonamento, rispettivamente per il termine di sovraccarico (q), coesivo (c), attritivo (g).

E: fattore correttivo di capacità portante per sisma (earthquake), rispettivamente per il termine di sovraccarico (q), coesivo (c), attritivo (g).

Linf: lunghezza totalmente infissa. [cm]

Deq: diametro equivalente della sezione infissa. [cm]

PP: peso proprio della sezione di paratia. [daN]

ypp: fattore parziale gamma pesi permanenti G1.

yrl: fattore parziale gamma sulla resistenza laterale.

yrp: fattore parziale gamma sulla resistenza alla base/punta.

Cnd: condizione di calcolo considerata (Blk= blocco a breve termine; BT=breve termine; LT=lungo termine).

Eff: efficienza di progetto della palificata.

Pld: portanza laterale di progetto. [daN]

Ppd: portanza alla base/punta di progetto. [daN]

Verifiche geotecniche di stabilità globale dell'opera

Parametri utilizzati nella verifica di stabilità globale dell'opera

Metodo di calcolo di stabilità pendio: Bishop

Coefficiente di sicurezza ritenuto ammissibile (γ_R): 1.3

Passo dei conci: 100

Resistenza al taglio della paratia: 5

Estensione massima studiata a sx: 10000

Estensione massima studiata a dx: 10000

Estensione massima studiata in profondità: 10000

Esegui il calcolo contestualmente alla risoluzione: Si

Verifiche geotecniche di stabilità globale dell'opera

Si stampano le 10 situazioni più gravose per tipo di verifica

Cmb	Stg	Id	Xc	Zc	Rg	Lg	Asx	Adx	CS	Ver.
GEO 1	3	3	-400	177.8	2214.2	5476.7	-56	85	5.63	Si
GEO 1	4	3	-400	177.8	2214.2	5476.7	-56	85	5.63	Si
GEO 1	3	4	-400	266.7	2301.7	5562	-55	83	5.63	Si
GEO 1	4	4	-400	266.7	2301.7	5562	-55	83	5.63	Si
GEO 1	3	5	-400	355.6	2389.3	5646.6	-54	81	5.64	Si
GEO 1	4	5	-400	355.6	2389.3	5646.6	-54	81	5.64	Si
GEO 1	3	2	-400	88.9	2126.8	5390.9	-58	88	5.64	Si
GEO 1	4	2	-400	88.9	2126.8	5390.9	-58	88	5.64	Si
GEO 3	3	3	-400	177.8	2214.2	5476.7	-56	85	5.64	Si
GEO 3	4	3	-400	177.8	2214.2	5476.7	-56	85	5.64	Si

Significato dei simboli utilizzati:

Cmb: combinazione di calcolo.

Stg: fase di calcolo.

Id: indice del centro.

Xc: coordinata X del centro. [cm]

Zc: coordinata Z del centro. [cm]

Rg: raggio della superficie circolare. [cm]

Lg: lunghezza della superficie circolare. [cm]

Asx: angolo con l'orizzontale formato dalla superficie a sx. [deg]

Adx: angolo con l'orizzontale (deg) formato dalla superficie a dx. [deg]

CS: fattore di sicurezza normalizzato Rd/Ed.

Ver.: stato di verifica.

Verifiche Strutturali

Tipo di sezione: Circolare in c.a.

Ingombro esterno singola sezione: 100 x 100

Copri ferro minimo inferiore: 4.5

Copri ferro minimo superiore: 4.5

Area complessiva in cls: 7854

Larghezza collaborante a taglio: 88.6

Coefficiente parziale sul cls γ_C : 1.5

Coefficiente parziale sulle barre di armatura γ_S : 1.15

Resistenza caratteristica a snervamento delle barre di armatura F_{yk} : 4500

Resistenza caratteristica del cls F_{ck} : 291

Livello di conoscenza: Nuovo

Classe di esposizione del cls: XC1

Verifiche strutturali di resistenza in STR

Si stampano le 10 situazioni più gravose per tipo di verifica

Dati sezione						Pressoflessione			Taglio					Ver.		
Z	Cmb	Stg	N	Mx	T	Nu	Mxu	1/CSf	VEd	VRd	VRcd	VRsd	Cotg	1/CSf	Ver.	
1200	STR 3	4	-35939	-5499499	-29638	-138318	-	0.26	29638	33620	219873	65346	2.5	0.45	Si	
1220	STR 3	4	-36450	-4906749	-29638	-159866	21165590	-	0.23	29638	33702	219958	65346	2.5	0.45	Si
1240	STR 3	4	-36960	-4315719	-29551	-188318	-	0.2	29551	33784	220042	65346	2.5	0.45	Si	
1220	STR 3	4	-36450	-4906749	-29551	-159866	21989138	-	0.23	29551	33702	219958	65346	2.5	0.45	Si
1220	STR 1	4	-36450	-4915059	-29392	-159558	21520501	-	0.23	29392	33702	219958	65346	2.5	0.45	Si
1200	STR 1	4	-35939	-5502903	-29392	-138222	21515429	-	0.26	29392	33620	219873	65346	2.5	0.45	Si
1220	STR 1	4	-36450	-4915059	-29371	-159558	21164011	-	0.23	29371	33702	219958	65346	2.5	0.45	Si
1240	STR 1	4	-36960	-4327634	-29371	-187715	21515429	-	0.2	29371	33784	220042	65346	2.5	0.45	Si
1240	STR 2	4	-36960	-4344887	-29090	-186848	21979200	-	0.2	29090	33784	220042	65346	2.5	0.45	Si
1220	STR 2	4	-36450	-4926697	-29090	-159129	21964922	-	0.23	29090	33702	219958	65346	2.5	0.45	Si
							21508360	-								

Verifiche strutturali di resistenza in SLVm1 (domini sostanzialmente elastici)

Si stampano le 10 situazioni più gravose per tipo di verifica

Dati sezione						Pressoflessione			Taglio					Ver.		
Z	Cmb	Stg	N	Mx	T	Nu	Mxu	1/CSf	VEd	VRd	VRcd	VRsd	Cotg	1/CSf	Ver.	
780	SLVm1 1	4	-19399	-3754303	11530	-40835	-7902898	0.48	11530	30975	217137	65346	2.5	0.18	Si	
780	SLVm1 1	4	-19399	-3754303	11990	-40835	-7902898	0.48	11990	30975	217137	65346	2.5	0.18	Si	
1060	SLVm1 1	4	-24897	-6383338	-1334	-54557	-	0.46	1334	31854	218046	65346	2.5	0.02	Si	
1060	SLVm1 1	4	-24897	-6383338	7562	-54557	13988043	-	0.46	7562	31854	218046	65346	2.5	0.12	Si
1080	SLVm1 1	4	-25290	-6356659	-1334	-55776	13988043	-	0.45	1334	31917	218111	65346	2.5	0.02	Si
1080	SLVm1 1	4	-25290	-6356659	-8403	-55776	14019618	-	0.45	8403	31917	218111	65346	2.5	0.13	Si
1040	SLVm1 1	4	-24504	-6232100	7498	-55050	1400809	-	0.45	7498	31791	217981	65346	2.5	0.11	Si
1040	SLVm1 1	4	-24504	-6232100	7562	-55050	1400809	-	0.45	7562	31791	217981	65346	2.5	0.12	Si
760	SLVm1 1	4	-19006	-3523706	11084	-42961	-7964741	0.44	11084	30912	217072	65346	2.5	0.17	Si	
760	SLVm1 1	4	-19006	-3523706	11530	-42961	-7964741	0.44	11530	30912	217072	65346	2.5	0.18	Si	

Verifiche strutturali di esercizio in SLEr

Si stampano le 10 situazioni più gravose per tipo di verifica

Dati sezione						Tensioni				Fessure					Ver.
Z	Cmb	Stg	N	Mx	Sc	Sf	Sc,a	Sf,a	1/CSf	Fess	Wm	Wadm	Srm	1/CSf	Ver.
1080	SLEr 1	4	-25290	-6100834	-71.1	1672.6	174.3	3600	0.46						Si
1080	SLEr 1	4	-25290	-6100834	-71.1	1672.6	174.3	3600	0.46						Si
1060	SLEr 1	4	-24897	-6053229	-70.5	1661.2	174.3	3600	0.46						Si
1060	SLEr 1	4	-24897	-6053229	-70.5	1661.2	174.3	3600	0.46						Si
1080	SLEr 2	4	-25290	-6006887	-70	1643.6	174.3	3600	0.46						Si
1080	SLEr 2	4	-25290	-6006887	-70	1643.6	174.3	3600	0.46						Si
1100	SLEr 1	4	-25682	-5997831	-69.9	1637.4	174.3	3600	0.45						Si
1100	SLEr 1	4	-25682	-5997831	-69.9	1637.4	174.3	3600	0.45						Si
1060	SLEr 2	4	-24897	-5932062	-69.1	1623.7	174.3	3600	0.45						Si
1060	SLEr 2	4	-24897	-5932062	-69.1	1623.7	174.3	3600	0.45						Si

Verifiche strutturali di esercizio in SLEf

Si stampano le 10 situazioni più gravose per tipo di verifica

Dati sezione						Tensioni				Fessure					Ver.
Z	Cmb	Stg	N	Mx	Sc	Sf	Sc,a	Sf,a	1/CSf	Fess	Wm	Wadm	Srm	1/CSf	Ver.
1080	SLEf 1	4	-25290	-6035087						si	0.016	0.04	30.9	0.39	Si
1060	SLEf 1	4	-24897	-5968424						si	0.015	0.04	30.9	0.39	Si
1040	SLEf 1	4	-24504	-5711855						si	0.014	0.04	30.9	0.36	Si
1020	SLEf 1	4	-24111	-5455282						si	0.013	0.04	30.8	0.33	Si
1000	SLEf 1	4	-23719	-5198706						si	0.013	0.04	30.8	0.32	Si
980	SLEf 1	4	-23326	-4947592						si	0.012	0.04	30.8	0.3	Si
960	SLEf 1	4	-22933	-4707199						si	0.011	0.04	30.7	0.28	Si
940	SLEf 1	4	-22541	-4477247						si	0.011	0.04	30.7	0.27	Si
920	SLEf 1	4	-22148	-4257457						si	0.01	0.04	30.7	0.25	Si
900	SLEf 1	4	-21755	-4047549						si	0.01	0.04	30.6	0.24	Si

Verifiche strutturali di esercizio in SLEqp

Si stampano le 10 situazioni più gravose per tipo di verifica

Dati sezione						Tensioni				Fessure					Ver.
Z	Cmb	Stg	N	Mx	Sc	Sf	Sc,a	Sf,a	1/CSf	Fess	Wm	Wadm	Srm	1/CSf	Ver.
1080	SLEqp 1	4	-25290	-6023807	-70.2		130.7		0.54	si	0.016	0.03	30.9	0.52	Si
1080	SLEqp 1	4	-25290	-6023807	-70.2		130.7		0.54	si	0.016	0.03	30.9	0.52	Si
1080	SLEqp 2	4	-25290	-6006887	-70		130.7		0.54	si	0.016	0.03	30.9	0.52	Si
1080	SLEqp 2	4	-25290	-6006887	-70		130.7		0.54	si	0.016	0.03	30.9	0.52	Si
1060	SLEqp 1	4	-24897	-5953879	-69.3		130.7		0.53	si	0.015	0.03	30.9	0.51	Si
1060	SLEqp 1	4	-24897	-5953879	-69.3		130.7		0.53	si	0.015	0.03	30.9	0.51	Si
1100	SLEqp 1	4	-25682	-5940345	-69.2		130.7		0.53	si	0.015	0.03	30.9	0.51	Si
1100	SLEqp 1	4	-25682	-5940345	-69.2		130.7		0.53	si	0.015	0.03	30.9	0.51	Si
1060	SLEqp 2	4	-24897	-5932062	-69.1		130.7		0.53	si	0.015	0.03	30.9	0.51	Si
1060	SLEqp 2	4	-24897	-5932062	-69.1		130.7		0.53	si	0.015	0.03	30.9	0.51	Si

Significato dei simboli utilizzati:

Z: coordinata Z del punto di verifica. [cm]

Ver.: stato di verifica.

Armatura longitudinale: armatura longitudinale.

AaeTot: area acciaio efficace totale. [cm²]

Aai: area acciaio inferiore. [cm²]

Aas: area acciaio superiore. [cm²]

%,at: percentuale di armatura totale.

%,min: percentuale di armatura minima consentita.

%,max: percentuale di armatura massima consentita.

Staffe: staffe.

Dst: diametro staffe presente. [cm]

DstMin: diametro staffe minimo. [cm]

Pst: passo staffe presente. [cm]

PstMax: passo staffe massimo. [cm]

Dati sezione: dati di verifica della sezione.

Cmb: combinazione di calcolo.

Stg: fase di calcolo.

N: sforzo normale di progetto. [daN]

Mx: momento flettente di progetto. [daN*cm]

T: sforzo di taglio di progetto. [daN]

Pressoflessione: verifiche a Pressoflessione.

Nu: sforzo normale ultimo. [daN]

Mxu: momento flettente ultimo. [daN*cm]

1/CSf: inverso del Coefficiente di sicurezza a pressoflessione.

Taglio: verifiche a Taglio.

VEd: taglio sollecitante di calcolo. [daN]

VRd: taglio resistente sezione non staffata. [daN]

VRcd: taglio che produce la rottura delle bielle. [daN]

VRsd: taglio resistente sezione staffata. [daN]

Cotg: cotangente inclinazione traliccio.

1/CSt: inverso del Coefficiente di sicurezza a taglio.

Tensioni: tensioni su cls ed armatura.

Sc: tensione minima sul cls (max compressione). [daN/cm²]

Sf: tensione massima sull'acciaio (max trazione). [daN/cm²]

Sc,a: tensione ammissibile sul cls. [daN/cm²]

Sf,a: tensione ammissibile sull'acciaio. [daN/cm²]

1/CSf: inverso del coeff. di sicurezza sulle tensioni raggiunte su cls e/o armatura.

Fessure: fessurazione della sezione.

Fess: sezione fessurata (si o no).

Wm: apertura media delle fessure. [cm]

Wadm: apertura ammissibile delle fessure. [cm]

Srm: distanza media tra le fessure. [cm]

1/CSf: inverso del coeff. di sicurezza a fessurazione.

6.2 PARATIA TIPO 2

La "paratia TIPO 2" verrà realizzata ai confini dell'area in cui sorgerà l'ospedale, ed in particolare sul fronte di confine con altra proprietà.

Si assume una paratia in calcestruzzo armato con pali $\varnothing 600$ di dimensioni pari a 80×100 e paretina di pulizia di spessore pari a 20 cm armata con rete $\varnothing 16/20 \times 20$, posti ad interasse di 70 cm; la sua lunghezza complessiva è di 15 m a fronte di un'altezza libera di scavo pari a 6 m.

Di seguito si riportano i principali estratti delle verifiche effettuate mentre si rimanda al relativo tabulato di calcolo per ulteriori dettagli.

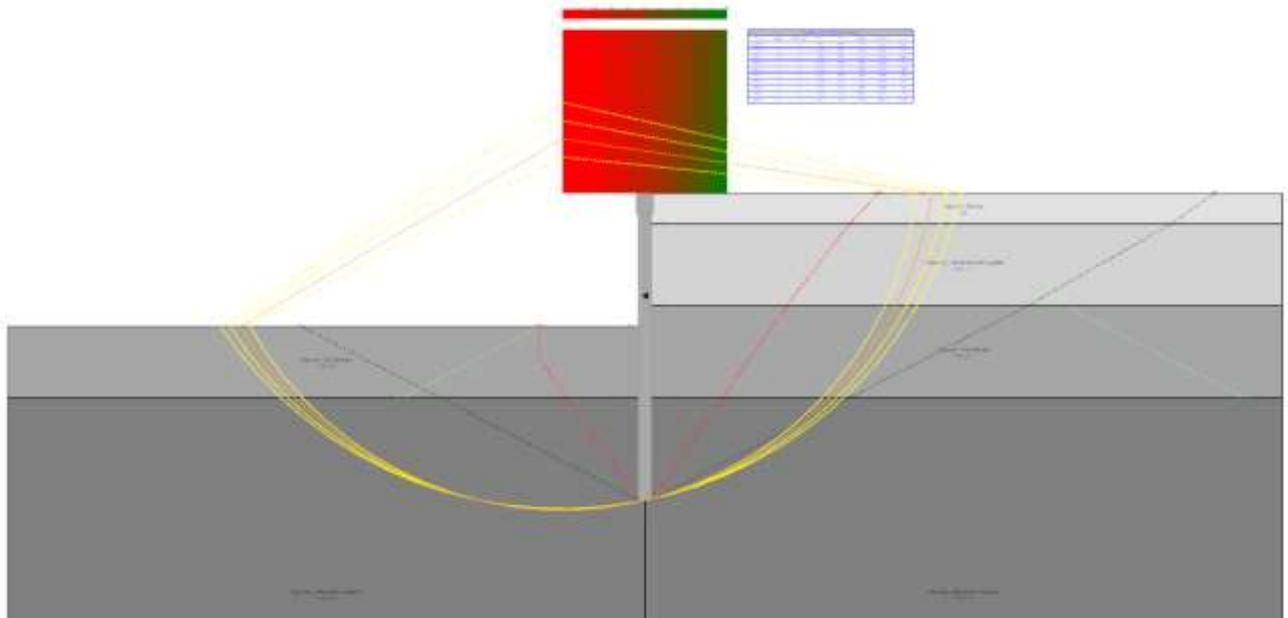


Figura 15. Verifica di stabilità globale

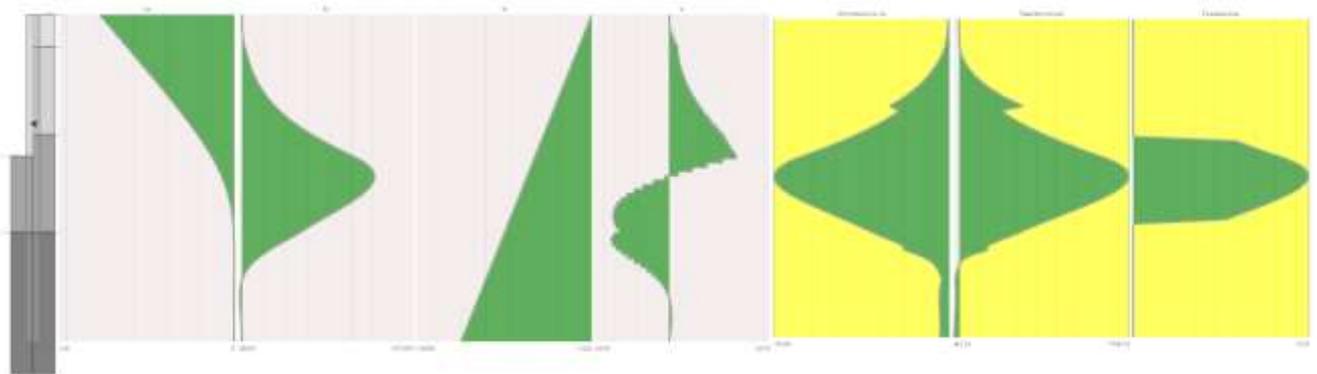


Figura 16. Diagrammi delle sollecitazioni e coefficienti di sicurezza

Dati del sito

Stratigrafia

Dsc	Thk	StrType	SloType	Incl	IncR	StfMt	Afct	Bfct	Nfct
Osp-sorr Riporto	150	Piano	Valori utente	0	0	Bowles			
Osp-sorr Piroclastite rimaneggiata 1	400	Piano	Valori utente	0	0	Bowles			
Osp-sorr Tufo alterato	450	Piano	Valori utente	0	0	Bowles			
Osp-sorr Tufo grigio campano	2000	Piano	Valori utente	0	0	Bowles			

Terreni presenti in sito

Dsc	Fi	Dlt	Cse	Cu	Ads	Gmn	Gms	K0	Es	Ps	RQD	khor	kvrt
Osp-sorr Riporto	20	13	0	0	1	0.0015	0.0016	0.66	60	0.35	0	0.1	0.01
Osp-sorr Piroclastite rimaneggiata 1	30	20	0.05	0	1	0.0015	0.0016	0.5	155	0.3	0	0.0003	0
Osp-sorr Tufo alterato	35	23	0.1	0	1	0.0013	0.0014	0.43	145	0.3	0	0.0002	0
Osp-sorr Tufo grigio campano	35	23	3.27	0	1	0.0013	0.0014	0.43	180	0.3	0	0.0002	0

Significato dei simboli utilizzati:

Dsc: descrizione del suolo.

Thk: spessore dello strato. [cm]

StrType: tipo di strato (Piano, Inclinato o Generico).

SloType: metodo di valutazione dell'inclinazione di progetto per strati generici.

Incl: inclinazione di progetto dello strato sull'orizzontale, lato sinistro, positiva se antioraria. [deg]

IncR: inclinazione di progetto dello strato sull'orizzontale, lato destro, positiva se antioraria. [deg]

StfMt: metodo per la valutazione della rigidezza dello strato.

Afct: fattore A della formulazione binomia della rigidezza ($k=A+B^n$).

Bfct: fattore B della formulazione binomia della rigidezza ($k=A+B^n$).

Nfct: fattore n della formulazione binomia della rigidezza ($k=A+B^n$).

Fi: angolo di attrito interno. [deg]

Dlt: angolo di attrito delta all'interfaccia paratia/soilo. [deg]

Cse: coesione efficace. [daN/cm²]

Cu: coesione non drenata. [daN/cm²]

Ads: adesione della coesione all'interfaccia paratia/soilo.

Gmn: peso specifico naturale del terreno in sito. [daN/cm³]

Gms: peso specifico saturo del terreno in sito. [daN/cm³]

K0: coefficiente di spinta a riposo.

Es: modulo elastico del terreno. [daN/cm²]

Ps: modulo di Poisson del terreno.

RQD: rock Quality Degree per terreni rocciosi (0 negli altri casi).

khor: permeabilità orizzontale. [cm/s]

kvrt: permeabilità verticale. [cm/s]

Preferenze generali

Preferenze sismiche di normativa

Azioni sismiche secondo la normativa: D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Località: Napoli, Sant'agnello; Altitudine s.l.m. 18,24 m

Coordinate geografiche: Latitudine ED50 40,6334° (40° 38' 0"); Longitudine ED50 14,3994° (14° 23' 58")

Vita nominale (P.2.4.1): 100 anni

Classe d'uso (P.2.4.2): IV

Periodo di riferimento considerato: 200 anni

Probabilità di superamento per lo SLD: 63,00%

Accelerazione max al suolo per lo SLD: 0.078

Fattore di amplificazione spettrale Fo per lo SLD: 2.491

Probabilità di superamento per lo SLV: 10,00%

Accelerazione max al suolo per lo SLV: 0.148

Fattore di amplificazione spettrale per lo SLV: 2.659

Categoria del suolo (Tab.3.2.II): Suolo_C

Amplificazione stratigrafica Ss allo SLD (Tab.3.2.IV): 1.5

Amplificazione stratigrafica Ss allo SLV (Tab.3.2.IV): 1.46

Amplificazione topografica St (Tab.3.2.V): 1

Coefficiente di deformabilità alfa (Fig.7.11.2): 0.85

Coefficiente di spostamento beta (Fig.7.11.3): 0.56

Coefficiente di riduzione al sito betaS (Tab.7.11.I): 0.24

Coeff. sismico orizzontale SLV per struttura: 0.103

Coeff. sismico orizzontale SLV per valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio passivo: 0.121

Coeff. sismico verticale SLV per struttura: 0

Coeff. sismico orizzontale SLV per pendio: 0.052

Coeff. sismico verticale SLV per pendio: 0

Posizione della risultante: Metà dell'altezza
Tratto di applicazione del sisma: sulla parte a sbalzo

Preferenze per il calcolo delle sezioni in c.a.

Norma per la verifica strutturale: Stati limite D.M.17-01-2018
Verifica a taglio condotta con inclinazione variabile del traliccio di Moersh
Coefficiente F_i per viscosità del cls: 2
Tolleranza di posa armature: 1
Riduzione tau in cattiva aderenza: 0.7

Preferenze per il solutore ad elementi finiti

Metodo di risoluzione solutore: Tangente
Lunghezza massima di discretizzazione: 20
Numero massimo di iterazioni: 50
Tolleranza solutore: 0.0001

Preferenze geotecniche generali

Metodo di calcolo delle spinte terra: MononobeOkabe
Condizione di spinta considerata nel calcolo: LungoTermine
Ampiezza bulbo a destra (solo per calcolo rigidezze secondo bulbo tensioni): 100
Ampiezza bulbo a sinistra (solo per calcolo rigidezze secondo bulbo tensioni): 100

Preferenze per la verifica di stabilità globale

Metodo di calcolo stabilità globale: Bishop
Coeff. di sicurezza limite per stabilità globale: 1.3
Passo massimo dei concii: 100
Resistenza al taglio della paratia (solo per stabilità globale): 5

Preferenze per le verifiche di stabilità locali

Metodo di calcolo portanza verticale: Vesic

Combinazioni e Fasi di carico

Tabella condizioni elementari di carico

Descrizione	Nome breve	Durata	Psi0	Psi1	Psi2
Carichi permanenti	Perm.	Permanente			
Carichi permanenti non strutturali	Perm.P	Permanente			
Carichi variabili	Var.	Media	0.7	0.5	0.3
Carichi sismici orizzontali	Sis.h	Istantaneo			
Carichi sismici verticali	Sis.v	Istantaneo			

Tabella combinazioni caratteristiche

Nome	Nome breve	Tipo	Prm	PrmP	Var	SisH	SisV
Caratteristica G1	Chr G1	SLEr	1	0	0	0	0
Caratteristica G1SisP	Chr G1SisP	SLVml	1	1	0.3	1	0
Caratteristica G1SisM	Chr G1SisM	SLVml	1	1	0.3	-1	0

Tabella combinazioni per ricerca meccanismo di collasso

Nome	Nome breve	Tipo	Prm	PrmP	Var	SisH	SisV
Collasso A2M2	Coll A2M2	GEO	1	1.3	1.3	0	0

Tabella combinazioni di calcolo

Nome	Nome breve	Tipo	Prm	PrmP	Var	SisH	SisV
SLE rara	SLE 1	SLEr	1	0	0	0	0
STR (A1+M1)	STR 1	STR	1.3	0	0	0	0
STR (A1+M1)	STR 2	STR	1	0	0	0	0
GEO (A2+M2)	GEO 1	GEO	1	0	0	0	0
SLV (M1)	SLVml 1	SLVml	1	0	0	1	0
SLV (M1)	SLVml 2	SLVml	1	0	0	-1	0

Tabella fasi di calcolo

Fase/gg	Operazione
0	Scavo nullo di inzializzazione del terreno (Attiva = Si; Fase = 0)
1	Scavo del terreno (Attiva = Si; Spessore complessivo = 600; Lato = Sinistra; Fase = 1)
2	Applicazione vincolo su paratia (Attiva = Si; Quota (Z) = 500; Spostamento imposto = 0; Fase = 2)
3	Inserimento delle spinte sismiche (Attiva = Si; Quota (Z) = 0; Ampiezza = 650; Fase = 3)

Azioni esterne

Tabella carichi sismici applicati su paratia

Da fase	A fase	Ztop	Zbot
3	ultima	0	650

Significato dei simboli utilizzati:

Descrizione: nome assegnato alla condizione elementare.
Nome breve: nome breve assegnato alla condizione elementare.
Durata: descrive la durata della condizione (necessario per strutture in legno).
Psi0: coefficiente moltiplicatore Psi0.
Psi1: coefficiente moltiplicatore Psi1.
Psi2: coefficiente moltiplicatore Psi2.
Nome: nome assegnato alla combinazione di calcolo.
Nome breve: nome breve assegnato alla combinazione di calcolo.
Tipo: famiglia di appartenenza.
Prm: coefficiente parziale applicato ai carichi permanenti.
PrmP: coefficiente parziale applicato ai carichi permanenti non strutturali.
Var: coefficiente parziale applicato ai carichi variabili.
SisH: coefficiente parziale applicato ai carichi sismici orizzontali.
SisV: coefficiente parziale applicato ai carichi sismici verticali.
Fase/gg: fase di calcolo (giorno).
Operazione: operazione di costruzione eseguita in una certa fase.
Da fase: prima fase in cui il carico è attivo.
A fase: ultima fase in cui il carico è attivo.
Ztop: quota superiore di applicazione del carico. [cm]
Zbot: quota inferiore di applicazione del carico. [cm]

Verifiche di stabilità locale

Verifica nei confronti di meccanismi di rottura che coinvolgono il terreno (Collasso GEO)

Combinazione: Collasso A2M2
 Ultima fase calcolata: 23
 Massimo moltiplicatore trovato: 5
 Moltiplicatore minimo per verifica: 1
 Stato di verifica: ok

Dettaglio verifica:

Calcolo in combinazione Collasso A2M2

Soluzione convergente in fase 0 con spostamento nodale massimo Ux=0 Ry=0 (moltiplicatore m=0)
 Soluzione convergente in fase 1 con spostamento nodale massimo Ux=2 Ry=0 (moltiplicatore m=0)
 Soluzione convergente in fase 2 con spostamento nodale massimo Ux=2 Ry=0 (moltiplicatore m=0)
 Soluzione convergente in fase 3 con spostamento nodale massimo Ux=2 Ry=0 (moltiplicatore m=0)
 Soluzione convergente in fase 4 con spostamento nodale massimo Ux=2 Ry=0 (moltiplicatore m=0)
 Soluzione convergente in fase 5 con spostamento nodale massimo Ux=2 Ry=0 (moltiplicatore m=0.1)
 Soluzione convergente in fase 6 con spostamento nodale massimo Ux=2 Ry=0 (moltiplicatore m=0.2)
 Soluzione convergente in fase 7 con spostamento nodale massimo Ux=2 Ry=0 (moltiplicatore m=0.3)
 Soluzione convergente in fase 8 con spostamento nodale massimo Ux=2 Ry=0 (moltiplicatore m=0.4)
 Soluzione convergente in fase 9 con spostamento nodale massimo Ux=2 Ry=0 (moltiplicatore m=0.5)
 Soluzione convergente in fase 10 con spostamento nodale massimo Ux=2 Ry=0 (moltiplicatore m=0.6)
 Soluzione convergente in fase 11 con spostamento nodale massimo Ux=2 Ry=0 (moltiplicatore m=0.7)
 Soluzione convergente in fase 12 con spostamento nodale massimo Ux=2 Ry=0 (moltiplicatore m=0.8)
 Soluzione convergente in fase 13 con spostamento nodale massimo Ux=2 Ry=0 (moltiplicatore m=0.9)
 Soluzione convergente in fase 14 con spostamento nodale massimo Ux=2 Ry=0 (moltiplicatore m=1)
 Soluzione convergente in fase 15 con spostamento nodale massimo Ux=2.1 Ry=0 (moltiplicatore m=1.25)
 Soluzione convergente in fase 16 con spostamento nodale massimo Ux=2.1 Ry=0 (moltiplicatore m=1.5)
 Soluzione convergente in fase 17 con spostamento nodale massimo Ux=2.1 Ry=0 (moltiplicatore m=2)
 Soluzione convergente in fase 18 con spostamento nodale massimo Ux=2.1 Ry=0 (moltiplicatore m=2.5)
 Soluzione convergente in fase 19 con spostamento nodale massimo Ux=2.1 Ry=0 (moltiplicatore m=3)
 Soluzione convergente in fase 20 con spostamento nodale massimo Ux=2.1 Ry=0 (moltiplicatore m=3.5)
 Soluzione convergente in fase 21 con spostamento nodale massimo Ux=2.1 Ry=0 (moltiplicatore m=4)
 Soluzione convergente in fase 22 con spostamento nodale massimo Ux=2.1 Ry=0 (moltiplicatore m=4.5)
 Soluzione convergente in fase 23 con spostamento nodale massimo Ux=2.1 Ry=0 (moltiplicatore m=5)
 Verifica al collasso SODDISFATTA in combinazione Collasso A2M2
 Moltiplicatore massimo dei fattori gammaM mMax=5(>=1), corrispondente a gamma(TanPhi)=2.25, gamma(C)=2.25, gamma(Cu)=3)
 Fattore di sicurezza FS=1.8

Verifiche geotecniche di capacità portante verticale come fondazione continua

Id	Cmb	Stg	Fvb	Leff	Cnd	An	Cd	φd	Wgt	Qd	ANmax	γrb	Rd	Ed	CS	Ver.
1	STR 1	3	-156037	60	LT	-	3.27	35	0	1.4	0	2.3	6419431	156037	41.14	Si
3	SLVm1 1	3	-120029	60	LT	-	3.27	35	0	1.08	0.05	2.3	5995290	120029	49.95	Si
4	SLVm1 2	3	-120029	60	LT	-	3.27	35	0	1.08	0.05	2.3	5995290	120029	49.95	Si
2	STR 2	3	-120029	60	LT	-	3.27	35	0	1.08	0	2.3	6107493	120029	50.88	Si

Fattori di capacità portante verticale

Id	N			S			D			P			E		
	q	c	g	q	c	g	q	c	g	q	c	g	q	c	g
1	33	46	48	1.06	1.06	0.97	1.38	1.6	1	1	1	1	1	1	1
3	33	46	48	1.06	1.06	0.97	1.38	1.6	1	1	1	1	0.97	0.98	0.97

Id	N			S			D			P			E		
	q	c	g	q	c	g	q	c	g	q	c	g	q	c	g
4	33	46	48	1.06	1.06	0.97	1.38	1.6	1	1	1	1	0.97	0.98	0.97
2	33	46	48	1.06	1.06	0.97	1.38	1.6	1	1	1	1	1	1	1

Verifiche geotecniche di capacità portante come palificata

Fattore di correlazione pali $\xi = 1.4$

Cmb	Stg	Fvb	Linf	Deq	PP	ypp	yrl	ypr	Cnd	Eff	Pld	Ppd	Rd	Ed	CS	Ver.
STR 1	3	-15604	850	60	10603	1.3	1.15	1.35	BT	1	23092	166283	189375	-15604	12.14	Si
STR 1	3	-15604	850	60	10603	1.3	1.15	1.35	LT	1	23092	166283	189375	-15604	12.14	Si
STR 2	3	-12003	850	60	10603	1	1.15	1.35	BT	1	23092	166283	189375	-12003	15.78	Si
STR 2	3	-12003	850	60	10603	1	1.15	1.35	LT	1	23092	166283	189375	-12003	15.78	Si
SLVm1 1	3	-12003	850	60	10603	1	1.15	1.35	BT	1	23092	166283	189375	-12003	15.78	Si
SLVm1 1	3	-12003	850	60	10603	1	1.15	1.35	LT	1	23092	166283	189375	-12003	15.78	Si
SLVm1 2	3	-12003	850	60	10603	1	1.15	1.35	BT	1	23092	166283	189375	-12003	15.78	Si
SLVm1 2	3	-12003	850	60	10603	1	1.15	1.35	LT	1	23092	166283	189375	-12003	15.78	Si

Significato dei simboli utilizzati:

Id: indice progressivo della verifica.

Cmb: combinazione di calcolo.

Stg: fase di calcolo.

Fvb: forza verticale alla base. [daN]

Leff: larghezza efficace. [cm]

Cnd: condizione di calcolo considerata (BT=breve termine; LT=lungo termine).

An: eventuali anomalie riscontrate nel calcolo (=Nessuna anomalia; E=Espulsione del terreno; R=Rottura del terreno; A=Azzeramento dimensione efficace; l=ipotesi non rispettate; S=Sollevamento della fondazione; D=Dati errati; G=Errore generico).

cd: coesione di progetto. [daN/cm²]

φd: angolo di attrito di progetto. [deg]

Wgt: peso specifico del suolo di progetto. [daN/cm³]

Qd: sovraccarico di progetto. [daN/cm²]

ANmax: accelerazione normalizzata massima attesa al suolo.

yrb: fattore parziale gammaR per portanza.

Rd: resistenza di progetto. [daN]

Ed: azione di progetto (sforzo normale al piano di posa). [daN]

CS: fattore di sicurezza normalizzato Rd/Ed.

Ver.: stato di verifica.

N: fattore di capacità portante, rispettivamente per il termine di sovraccarico (q), coesivo (c), attritivo (g).

q:

c:

g:

S: fattore correttivo di capacità portante per forma (shape), rispettivamente per il termine di sovraccarico (q), coesivo (c), attritivo (g).

D: fattore correttivo di capacità portante per approfondimento (deep), rispettivamente per il termine di sovraccarico (q), coesivo (c), attritivo (g).

P: fattore correttivo di capacità portante per punzonamento, rispettivamente per il termine di sovraccarico (q), coesivo (c), attritivo (g).

E: fattore correttivo di capacità portante per sisma (earthquake), rispettivamente per il termine di sovraccarico (q), coesivo (c), attritivo (g).

Linf: lunghezza totalmente infissa. [cm]

Deq: diametro equivalente della sezione infissa. [cm]

PP: peso proprio della sezione di paratia. [daN]

ypp: fattore parziale gamma pesi permanenti G1.

yrl: fattore parziale gamma sulla resistenza laterale.

ypr: fattore parziale gamma sulla resistenza alla base/punta.

Cnd: condizione di calcolo considerata (Blk= blocco a breve termine; BT=breve termine; LT=lungo termine).

Eff: efficienza di progetto della palificata.

Pld: portanza laterale di progetto. [daN]

Ppd: portanza alla base/punta di progetto. [daN]

Verifiche geotecniche di stabilità globale dell'opera

Parametri utilizzati nella verifica di stabilità globale dell'opera

Metodo di calcolo di stabilità pendio: Bishop

Coefficiente di sicurezza ritenuto ammissibile (γR): 1.3

Passo dei conci: 100

Resistenza al taglio della paratia: 5

Estensione massima studiata a sx: 10000

Estensione massima studiata a dx: 10000

Estensione massima studiata in profondità: 10000

Esegui il calcolo contestualmente alla risoluzione: Si

Verifiche geotecniche di stabilità globale dell'opera

Si stampano le 10 situazioni più gravose per tipo di verifica

Cmb	Stg	Id	Xc	Zc	Rg	Lg	Asx	Adx	CS	Ver.
GEO 1	1	4	-400	266.7	1811.4	4461.9	-60	82	7.58	Si
GEO 1	2	4	-400	266.7	1811.4	4461.9	-60	82	7.58	Si
GEO 1	3	4	-400	266.7	1811.4	4461.9	-60	82	7.58	Si
GEO 1	2	5	-400	355.6	1898.2	4545.9	-58	79	7.58	Si
GEO 1	1	5	-400	355.6	1898.2	4545.9	-58	79	7.58	Si

Cmb	Stg	Id	Xc	Zc	Rg	Lg	Asx	Adx	CS	Ver.
GEO 1	3	5	-400	355.6	1898.2	4545.9	-58	79	7.58	Si
GEO 1	1	6	-400	444.4	1985.2	4629.1	-57	77	7.59	Si
GEO 1	2	6	-400	444.4	1985.2	4629.1	-57	77	7.59	Si
GEO 1	3	6	-400	444.4	1985.2	4629.1	-57	77	7.59	Si
GEO 1	3	3	-400	177.8	1724.8	4377.1	-61	84	7.6	Si

Significato dei simboli utilizzati:

Cmb: combinazione di calcolo.

Stg: fase di calcolo.

Id: indice del centro.

Xc: coordinata X del centro. [cm]

Zc: coordinata Z del centro. [cm]

Rg: raggio della superficie circolare. [cm]

Lg: lunghezza della superficie circolare. [cm]

Asx: angolo con l'orizzontale formato dalla superficie a sx. [deg]

Adx: angolo con l'orizzontale (deg) formato dalla superficie a dx. [deg]

CS: fattore di sicurezza normalizzato Rd/Ed.

Ver.: stato di verifica.

Verifiche Strutturali

Tipo di sezione: Circolare in c.a.

Ingombro esterno singola sezione: 60 x 60

Copriferro minimo inferiore: 4.5

Copriferro minimo superiore: 4.5

Area complessiva in cls: 2827.4

Larghezza collaborante a taglio: 53.2

Coefficiente parziale sul cls γ_C : 1.5

Coefficiente parziale sulle barre di armatura γ_S : 1.15

Resistenza caratteristica a snervamento delle barre di armatura F_{yk} : 4500

Resistenza caratteristica del cls F_{ck} : 291

Livello di conoscenza: Nuovo

Classe di esposizione del cls: XC1

Verifiche strutturali di resistenza in STR

Si stampano le 10 situazioni più gravose per tipo di verifica

Z	Dati sezione					Pressoflessione			Taglio					Ver.	
	Cmb	Stg	N	Mx	T	Nu	Mxu	1/CSf	VEd	VRd	VRcd	VRsd	Cotg		1/CSd
740	STR 1	3	-8620	-1570551	-311	-19748	-3598029	0.44	311	12449	75396	50248	2.5	0.01	Si
740	STR 1	3	-8620	-1570551	744	-19748	-3598029	0.44	744	12449	75396	50248	2.5	0.01	Si
760	STR 1	3	-8804	-1564322	-1265	-20300	-3607029	0.43	1265	12478	75426	50248	2.5	0.03	Si
760	STR 1	3	-8804	-1564322	-311	-20300	-3607029	0.43	311	12478	75426	50248	2.5	0.01	Si
720	STR 1	3	-8436	-1555665	1885	-19489	-3593806	0.43	1885	12421	75367	50248	2.5	0.04	Si
720	STR 1	3	-8436	-1555665	744	-19489	-3593806	0.43	744	12421	75367	50248	2.5	0.01	Si
780	STR 1	3	-8988	-1539013	-2105	-21145	-3620806	0.43	2105	12506	75455	50248	2.5	0.04	Si
780	STR 1	3	-8988	-1539013	-1265	-21145	-3620806	0.43	1265	12506	75455	50248	2.5	0.03	Si
700	STR 1	3	-8252	-1517967	3089	-19542	-3594680	0.42	3089	12393	75338	50248	2.5	0.06	Si
700	STR 1	3	-8252	-1517967	1885	-19542	-3594680	0.42	1885	12393	75338	50248	2.5	0.04	Si

Verifiche strutturali di resistenza in SLVm1 (domini sostanzialmente elastici)

Si stampano le 10 situazioni più gravose per tipo di verifica

Z	Dati sezione					Pressoflessione			Taglio					Ver.	
	Cmb	Stg	N	Mx	T	Nu	Mxu	1/CSf	VEd	VRd	VRcd	VRsd	Cotg		1/CSd
720	SLVm1 1	3	-6489	-1250454	16	-13630	-2626396	0.48	16	12122	75058	50248	2.5	0	Si
720	SLVm1 1	3	-6489	-1250454	851	-13630	-2626396	0.48	851	12122	75058	50248	2.5	0.02	Si
740	SLVm1 1	3	-6631	-1250775	16	-13951	-2631526	0.48	16	12143	75080	50248	2.5	0	Si
740	SLVm1 1	3	-6631	-1250775	-752	-13951	-2631526	0.48	752	12143	75080	50248	2.5	0.01	Si
700	SLVm1 1	3	-6348	-1233433	1737	-13507	-2624426	0.47	1737	12100	75035	50248	2.5	0.03	Si
700	SLVm1 1	3	-6348	-1233433	851	-13507	-2624426	0.47	851	12100	75035	50248	2.5	0.02	Si
760	SLVm1 1	3	-6772	-1235737	-752	-14467	-2639786	0.47	752	12165	75103	50248	2.5	0.01	Si
760	SLVm1 1	3	-6772	-1235737	-1441	-14467	-2639786	0.47	1441	12165	75103	50248	2.5	0.03	Si
740	SLVm1 2	3	-6631	-1205522	601	-14525	-2640717	0.46	601	12143	75080	50248	2.5	0.01	Si
740	SLVm1 2	3	-6631	-1205522	-213	-14525	-2640717	0.46	213	12143	75080	50248	2.5	0	Si

Verifiche strutturali di esercizio

Si stampano le 10 situazioni più gravose per tipo di verifica

Z	Dati sezione					Tensioni			Fessure					Ver.	
	Cmb	Stg	N	Mx	Sc	Sf	Sc,a	Sf,a	1/CSd	Fess	Wm	Wadm	Srm		1/CSf
740	SLE 1	3	-6631	-1208116	-76.8	1765.7	130.7	3600	0.59	si	0.017	0.03	33.4	0.57	Si
760	SLE 1	3	-6772	-1203325	-76.5	1754.2	130.7	3600	0.59	si	0.017	0.03	33.4	0.57	Si
720	SLE 1	3	-6489	-1196665	-76.1	1751.1	130.7	3600	0.58	si	0.017	0.03	33.4	0.57	Si
780	SLE 1	3	-6913	-1183856	-75.3	1719	130.7	3600	0.58	si	0.017	0.03	33.4	0.56	Si
700	SLE 1	3	-6348	-1167667	-74.3	1708.3	130.7	3600	0.57	si	0.017	0.03	33.4	0.55	Si
800	SLE 1	3	-7055	-1151472	-73.2	1663	130.7	3600	0.56	si	0.016	0.03	33.4	0.54	Si
680	SLE 1	3	-6207	-1120148	-71.2	1635.6	130.7	3600	0.54	si	0.016	0.03	33.4	0.53	Si
820	SLE 1	3	-7196	-1108065	-70.5	1589.3	130.7	3600	0.54	si	0.015	0.03	33.3	0.51	Si
840	SLE 1	3	-7338	-1055603	-67.1	1501.1	130.7	3600	0.51	si	0.015	0.03	33.2	0.48	Si
660	SLE 1	3	-6065	-1053542	-67	1532.1	130.7	3600	0.51	si	0.015	0.03	33.4	0.5	Si

Significato dei simboli utilizzati:

Z: coordinata Z del punto di verifica. [cm]

Ver.: stato di verifica.

Armatura longitudinale: armatura longitudinale.

AaeTot: area acciaio efficace totale. [cm²]

Aai: area acciaio inferiore. [cm²]

Aas: area acciaio superiore. [cm²]

%,at: percentuale di armatura totale.

%,min: percentuale di armatura minima consentita.

%,max: percentuale di armatura massima consentita.

Staffe: staffe.

Dst: diametro staffe presente. [cm]

DstMin: diametro staffe minimo. [cm]

Pst: passo staffe presente. [cm]

PstMax: passo staffe massimo. [cm]

Dati sezione: dati di verifica della sezione.

Cmb: combinazione di calcolo.

Stg: fase di calcolo.

N: sforzo normale di progetto. [daN]

Mx: momento flettente di progetto. [daN*cm]

T: sforzo di taglio di progetto. [daN]

Pressoflessione: verifiche a Pressoflessione.

Nu: sforzo normale ultimo. [daN]

Mxu: momento flettente ultimo. [daN*cm]

1/CSf: inverso del Coefficiente di sicurezza a pressoflessione.

Taglio: verifiche a Taglio.

VEd: taglio sollecitante di calcolo. [daN]

VRd: taglio resistente sezione non staffata. [daN]

VRcd: taglio che produce la rottura delle bielle. [daN]

VRsd: taglio resistente sezione staffata. [daN]

Cotg: cotangente inclinazione traliccio.

1/CS: inverso del Coefficiente di sicurezza a taglio.

Tensioni: tensioni su cls ed armatura.

Sc: tensione minima sul cls (max compressione). [daN/cm²]

Sf: tensione massima sull'acciaio (max trazione). [daN/cm²]

Sc,a: tensione ammissibile sul cls. [daN/cm²]

Sf,a: tensione ammissibile sull'acciaio. [daN/cm²]

1/CS: inverso del coeff. di sicurezza sulle tensioni raggiunte su cls e/o armatura.

Fessure: fessurazione della sezione.

Fess: sezione fessurata (si o no).

Wm: apertura media delle fessure. [cm]

Wadm: apertura ammissibile delle fessure. [cm]

Srm: distanza media tra le fessure. [cm]

1/CS: inverso del coeff. di sicurezza a fessurazione.

6.3 MURO TIPO A

Il "muro di sostegno TIPO A" verrà realizzata ai confini dell'area in cui sorgerà l'ospedale, ed in particolare sul fronte viale dei Pini.

Si assume un muro di contenimento di spessore pari a 60 cm direttamente collegato alla fondazione dell'edificio a fronte di un salto di quota di circa 5/6 m. Esso sarà armato con ferri verticali $\varnothing 16/20$ e ripartitori orizzontali $\varnothing 12/20$.

Di seguito si riportano i principali estratti delle verifiche effettuate mentre si rimanda al relativo tabulato di calcolo per ulteriori dettagli.

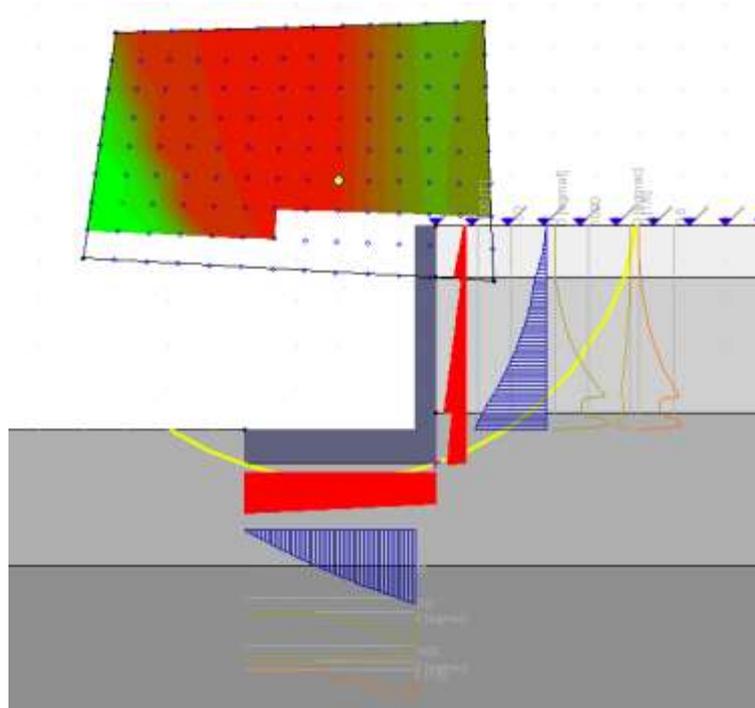


Figura 17. Diagrammi delle sollecitazioni "muro TIPO A"

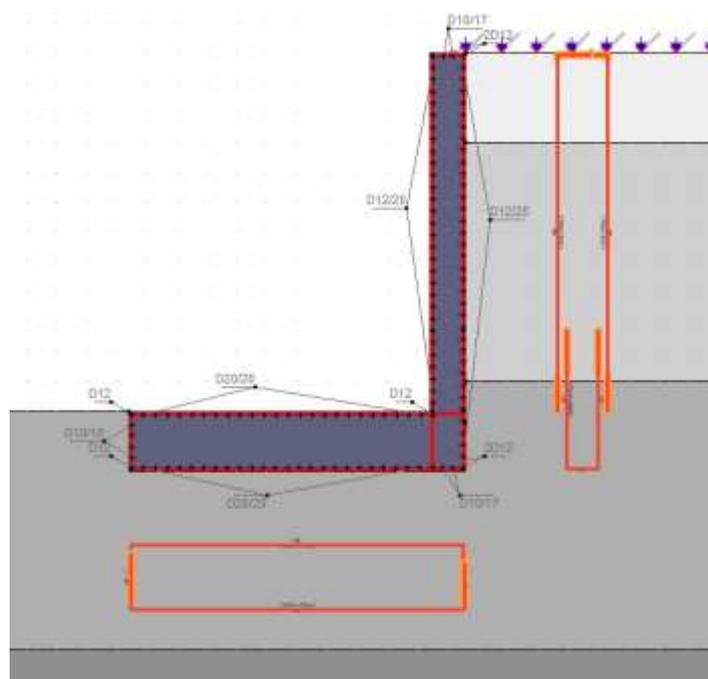


Figura 18. Armature "muro TIPO A"

Caratteristiche dei terreni

Significato dei simboli e unità di misura:

Gsat: Peso specifico saturo del terreno, utilizzato nelle zone immerse (daN/m³)

Gnat: Peso specifico naturale del terreno, utilizzato nelle zone non immerse (daN/m³)

Fi: Angolo di attrito interno del terreno (deg)

C': Coesione drenata del terreno (daN/cm²)

Cnd: Coesione non drenata del terreno (daN/cm²)

Delta: Angolo di attrito all'interfaccia terreno/paramento (deg)

Al: Adesione della coesione all'interfaccia terreno/cls (-)

OCR: Coefficiente di sovraconsolidazione del terreno (-)

Ko: Coefficiente di spinta a riposo del terreno (-)

E: Modulo elastico longitudinale del terreno (daN/cm²)

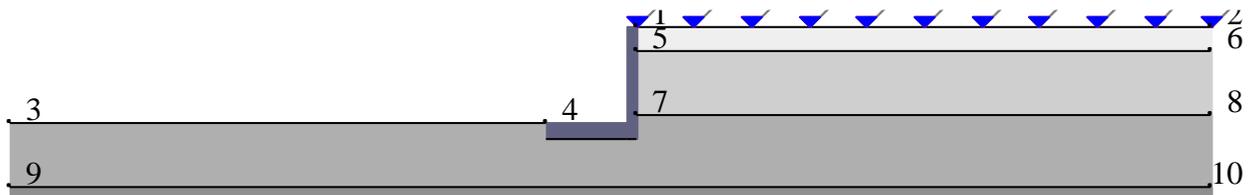
G: Modulo elastico tangenziale del terreno (daN/cm²)

Perm: Permeabilità del terreno (cm/sec)

N	Denominazione	Gsat	Gnat	Fi	C'	Cnd	Delta	Al	OCR	Ko	E	G	Perm
1	Osp-sorr_Tufo grigio campano	1350	1250	35,00	3,270	0,000	0,50	1,00	1,00	0,43	180	70	3,30E-03
2	Osp-sorr_Piroclastite rimaneggiata	1600	1500	30,00	0,050	0,000	0,20	1,00	1,00	0,50	155	60	3,30E-03
3	Osp-sorr_Riporto	1600	1500	20,00	0,000	0,000	0,20	1,00	1,00	0,66	60	23	3,30E-03
4	Osp-sorr_Tufo alterato	1400	1300	35,00	0,100	0,000	0,50	1,00	1,00	0,43	145	55	3,30E-03

Geometria degli strati

Vengono mostrate in forma tabellare le sequenze di punti che costituiscono le poligonali di separazione degli strati di terreno.



Strato n.1, materiale sottostante: Osp-sorr_Riporto

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	1	30	600
2	2	3630	600

Strato n.2, materiale sottostante: Osp-sorr_Tufo alterato

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	3	-3890	0
2	4	-530	0

Strato n.3, materiale sottostante: Osp-sorr_Tufo alterato

Stratigrafia adattata al profilo del muro.

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	-	-530	-100
2	-	-30	-100
3	-	30	-100

Strato n.4, materiale sottostante: Osp-sorr_Piroclastite rimaneggiata

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	5	30	450
2	6	3630	450

Strato n.5, materiale sottostante: Osp-sorr_Tufo alterato

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	7	30	50
2	8	3630	50

Strato n.6, materiale sottostante: Osp-sorr_Tufo grigio campano

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	9	-3890	-400
2	10	3630	-400

Geometria dei carichi

Le coordinate e le componenti dei carichi stampate in questo paragrafo sono riferite al sistema di riferimento relativo alla sezione trasversale, dove gli assi X e Y locali coincidono rispettivamente con gli assi X e Z globali. L'asse Y globale si sviluppa nella profondità del muro. Tutte le tipologie di carico, esclusa quella puntuale, hanno componenti e coordinate diverse da zero solo lungo gli assi locali X e Y. Nel caso di carichi puntuali viene indicata anche la posizione in profondità (P), riferita rispetto alla sezione trasversale iniziale dell'intervento e quindi lungo l'asse Y globale.

Carichi uniformi

Comp.permanente di carico uniforme a monte : -0.01 daN/cm²
Comp.variabile di carico uniforme a monte : -0.04 daN/cm²

Metodi di calcolo delle azioni e delle verifiche

Metodo di calcolo della spinta del terreno : Mononobe-Okabe
Metodo di calcolo della portanza del terreno : Vesic
Normativa adottata per le verifiche locali : D.M. 17/01/2018 Norme Tecniche per le Costruzioni

Normativa adottata per il sisma: D.M. 17/01/2018 Norme tecniche per le costruzioni NTC 2018.

Localizzazione dell'opera: Napoli, Sant'agnello

Vita nominale dell'opera (Tab. 2.4.I): 100 anni

Classe d'uso (Tab. 2.4.II): 4

Parametri sismici calcolati per lo stato limite : SLV

Accelerazione relativa Ag/g massima attesa al suolo: 0.1481 g

Categoria del suolo di fondazione: C

Coefficiente di amplificazione stratigrafica: 1.2

Coefficiente di amplificazione topografica: 1

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per il sito (Beta s): 0.24

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per muri (Beta m): 0.38

Punto di applicazione della forza dinamica: a metà altezza del muro

Effetto della componente verticale di accelerazione sismica trascurato.

Risultante delle azioni agenti sul muro

Vengono riportate le combinazioni di calcolo ed il riepilogo delle azioni risultanti agenti sul muro per le verifiche geotecniche.

Combinazioni di calcolo

La seguente tabella mostra i coefficienti moltiplicatori delle azioni utilizzati nelle combinazioni ed i relativi gruppi di coefficienti di sicurezza parziale, definiti nella normativa.

Con l'indice stampato n uguale a 0 (A0, M0 e R0), si intendono le situazioni in cui non sono definiti dei gruppi specifici da parte della normativa ed i coefficienti moltiplicatori sono da intendersi implicitamente unitari.

Famiglia	A	M	R	Indice	Nome	Perm.	Variabili	Sisma H	Sisma V
EQU	A3	M1	R3	1	EQU-1	0.9	1.5	0	0
EQU	A3	M1	R3	2	EQU-2	1.1	1.5	0	0
EQU	A0	M0	Rs	3	EQU-3	1	0.6	1	0
STR	A1	M1	R3	1	STR-1	1	0	0	0
STR	A1	M1	R3	2	STR-2	1	1.5	0	0
STR	A1	M1	R3	3	STR-3	1.3	0	0	0
STR	A1	M1	R3	4	STR-4	1.3	1.5	0	0
GEO	A2	M2	R2	1	GEO-1	1	0	0	0
GEO	A2	M2	R2	2	GEO-2	1	1.3	0	0
SIS	A0	M0	Rs	1	SIS-1	1	0.6	1	0
SLE	A0	M0	R0	1	SLE-1	1	0	0	0
SLE	A0	M0	R0	2	SLE-2	1	0.6	0	0

Combinazione di carico EQU-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-152	87	0	-207
Spinta del terreno a monte	30	190	-82.28	-0.4
Spinta del terreno a valle	-530	-56	60	0.52

Combinazione di carico EQU-2

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-152	87	0	-253
Spinta del terreno a monte	30	183	-105.86	-0.52
Spinta del terreno a valle	-530	-57	64.8	0.57

Combinazione di carico EQU-3

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-152	87	0	-230
Spinta del terreno a monte	30	190	-105.83	-0.53
Spinta del terreno a valle	-530	-56	62.4	0.54
Forza di inerzia dovuta al muro	-152	87	-23.3	0

Combinazione di carico STR-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-152	87	0	-230
Spinta del terreno a monte	30	167	-79.26	-0.39
Spinta del terreno a valle	-530	-56	62.4	0.54

Combinazione di carico STR-2

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-152	87	0	-230
Spinta del terreno a monte	30	186	-94.07	-0.46
Spinta del terreno a valle	-530	-56	62.4	0.54

Combinazione di carico STR-3

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-152	87	0	-299

Spinta del terreno a monte	30	164	-114.63	-0.58
Spinta del terreno a valle	-530	-57	69.6	0.61

Combinazione di carico STR-4

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-152	87	0	-299
Spinta del terreno a monte	30	178	-129.45	-0.64
Spinta del terreno a valle	-530	-57	69.6	0.61

Combinazione di carico SIS-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-152	87	0	-230
Spinta del terreno a monte	30	185	-98.48	-0.49
Spinta del terreno a valle	-530	-56	62.4	0.54
Forza di inerzia dovuta al muro	-152	87	-15.53	0

Verifiche di stabilità locale

Tensioni trasmesse sul terreno

Moltiplicatore spinta passiva per equilibrio	: 1
Pressione limite sul terreno per abbassamento	: 2 daN/cm ²
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	: 23.9 cm (comb. SIS-1)
Momento rispetto al baricentro della fondazione	: 5492 daN cm (comb. SIS-1)
Larghezza reagente minima in fondazione	: 560 cm (comb. STR-1)
Tensione max sul terreno allo spigolo di valle	: 0.6 daN/cm ² (comb. STR-4)
Tensione max sul terreno allo spigolo di monte	: 0.58 daN/cm ² (comb. STR-3)

Verifica allo scorrimento sul piano di posa

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore	: STR-4
Verifica peggiore per condizione	: LT (lungo termine)
Moltiplicatore spinta passiva per traslazione	: 1
Coefficiente di attrito caratteristico terreno-fondazione	: 0.5
Coefficiente di attrito di progetto terreno-fondazione	: 0.5
Adesione di progetto terreno-fondazione	: 0.1 daN/cm ²
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	: 299 daN
Sforzo tangenziale positivo all'intradosso della fondazione	: 70 daN
Sforzo tangenziale negativo all'intradosso della fondazione	: 129 daN
Coefficiente parziale gammaR scorrimento	: 1.1
Coefficiente limite verifica alla traslazione	: 1
Coefficiente di sicurezza alla traslazione	: 1.93

Verifica a ribaltamento

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore	: EQU-3
Moltiplicatore spinta passiva per ribaltamento	: 0
Momento ribaltante rispetto allo spigolo di valle	: 34733 daN cm
Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle	: -86900 daN cm
Coefficiente parziale gammaR ribaltamento	: 1
Coefficiente limite verifica al ribaltamento	: 1
Coefficiente di sicurezza al ribaltamento	: 2.5

Verifica di collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore	: STR-4
Verifica peggiore per condizione	: LT (lungo termine)
Moltiplicatore spinta passiva per portanza terreno	: 0
Inclinazione media del pendio circostante la fondazione	: 0 °
Profondità del piano di posa	: 100 cm
Sovraccarico agente sul piano di posa	: 0.169 daN/cm ²
Coesione di progetto del suolo di fondazione	: 0.1 daN/cm ²
Angolo di attrito di progetto del suolo di fondazione	: 35 °
Peso specifico di progetto del suolo di fondazione	: 0.0013 daN/cm ³
Inclinazione della risultante rispetto alla normale	: 23.4 °

Base efficace	: 516 cm
Carico tangenziale al piano di posa	: 129.4 daN/cm
Carico di progetto della fondazione (normale al P.P.)	: 299.6 daN/cm
Carico ultimo della fondazione	: 5396.8 daN/cm
Lunghezza Fondazione per verifica carico limite	: 1000 cm
Coefficiente parziale gammaR carico limite	: 1.4
Coefficiente limite verifica al carico limite	: 1
Coefficiente di sicurezza al carico limite	: 12.86

Tabella dei coefficienti di capacità portante

Coefficienti	Coesione	Sovraccarico	Attrito
Coefficienti di capacità portante	N _c = 46	N _q = 33	N _g = 48
Coefficienti di forma	S _c = 1	S _q = 1	S _g = 1
Coefficienti di profondità	d _c = 1.07	d _q = 1.05	d _g = 1
Coefficienti di inclinazione del carico	i _c = 0.48	i _q = 0.49	i _g = 0.32
Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	b _c = 1	b _q = 1	b _g = 1
Coefficienti di inclinazione del pendio	g _c = 1	g _q = 1	g _g = 1

Verifica di stabilità globale dell'opera sul pendio

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore	: GEO-2
Coefficiente limite suggerito dalla normativa	: 1.1
Coefficiente di stabilità globale pendio	: 1.74

Metodo di analisi di stabilità del pendio	: Bishop
Passo dei conci	: 100 cm
X centro della superficie critica	: -255 cm
Y centro della superficie critica	: 736 cm
Raggio della superficie critica	: 883 cm
Forza di bilancio	: 187.11 daN/cm
Volume spostato dalla superficie critica	: 40.43 m ³ /m
Peso spostato dalla superficie critica	: 68798 daN/m

STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP

Combinazione GEO-1

Conc io	alf a	l	C	Tg fi	Xg	Yg	b	Peso	Pver t	Ptot	Pres s	Mstab	Minst
1	-33	19	0.0 8	0. 56	-733	-3	478	0	0	0	0	1734	-50
2	- 28. 7	113	0.0 8	0. 56	-666	-22	411	5	0	5	0	12831	-2029
3	- 21. 6	106	0.0 8	0. 56	-576	-43	320	11	0	11	0	15086	-3500
4	- 14. 8	103	0.0 8	0. 56	-479	-55	224	27	0	27	0	23086	-6119
5	- 8.1	101	0.0 8	0. 56	-379	-61	124	30	0	30	0	23052	-3729
6	- 1.6	100	0.0 8	0. 56	-280	-64	25	31	0	31	0	22566	-772
7	4.9	100	0.0 8	0. 56	-180	-63	75	31	0	31	0	21684	2297
8	11. 5	102	0.0 8	0. 56	-81	-58	174	29	0	29	0	20403	5028
9	16. 8	63	0.0 8	0. 56	0	248	255	106	0	106	0	54011	26980
10	22. 3	108	0.0 8	0. 56	80	267	335	99	1	100	0	54388	33681
11	29. 6	115	0.0 8	0. 56	179	289	434	93	1	94	0	52383	40970

12	36. 2	88	0.0 8	0. 56	265	313	520	61	1	62	0	36050	32294
13	40. 3	38	0.0 4	0. 46	316	331	571	23	0	23	0	11403	13387
14	46. 2	144	0.0 4	0. 46	378	362	633	71	1	72	0	37559	45902
15	56. 8	183	0.0 4	0. 46	476	425	731	52	1	53	0	32926	38991
16	66. 9	129	0.0 4	0. 46	553	493	808	16	1	16	0	13511	13306
17	76. 1	155	0	0. 29	593	550	848	4	0	5	0	2948	3890
		176 7						688	6	694		435620	240527

Coefficiente di sicurezza FS = 1.81

STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP
Combinazione GEO-2

Conc io	alf a	l	C	Tg fi	Xg	Yg	b	Peso	Pver t	Ptot	Pres s	Mstab	Minst
1	-33	19	0.0 8	0. 56	-733	-3	478	0	0	0	0	1753	-50
2	- 28. 7	113	0.0 8	0. 56	-666	-22	411	5	0	5	0	12939	-2029
3	- 21. 6	106	0.0 8	0. 56	-576	-43	320	11	0	11	0	15173	-3500
4	- 14. 8	103	0.0 8	0. 56	-479	-55	224	27	0	27	0	23171	-6119
5	- 8.1	101	0.0 8	0. 56	-379	-61	124	30	0	30	0	23096	-3729
6	- 1.6	100	0.0 8	0. 56	-280	-64	25	31	0	31	0	22575	-772
7	4.9	100	0.0 8	0. 56	-180	-63	75	31	0	31	0	21661	2297
8	11. 5	102	0.0 8	0. 56	-81	-58	174	29	0	29	0	20353	5028
9	16. 8	63	0.0 8	0. 56	0	248	255	106	0	106	0	53822	26980
10	22. 3	108	0.0 8	0. 56	80	267	335	99	6	106	0	56592	35426
11	29. 6	115	0.0 8	0. 56	179	289	434	93	6	99	0	54563	43237
12	36. 2	88	0.0 8	0. 56	265	313	520	61	4	66	0	37616	34227
13	40. 3	38	0.0 4	0. 46	316	331	571	23	2	25	0	11971	14239
14	46. 2	144	0.0 4	0. 46	378	362	633	71	6	77	0	39636	49216
15	56. 8	183	0.0 4	0. 46	476	425	731	52	6	58	0	35304	42834
16	66. 9	129	0.0 4	0. 46	553	493	808	16	3	19	0	14991	15442
17	76. 1	155	0	0. 29	593	550	848	4	2	6	0	4132	5542
		176 7						688	36	724		449347	258268

Coefficiente di sicurezza FS = 1.74

STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP

Combinazione SIS-1

Conc io	alf a	l	C	Tg fi	Xg	Yg	b	Peso	Pver t	Ptot	Pres s	Mstab	Minst
1	-33	19	0.1	0. 7	-733	-3	478	0	0	0	0	2218	-47
2	- 28. 7	113	0.1	0. 7	-666	-22	411	5	0	5	0	16337	-1874
3	- 21. 6	106	0.1	0. 7	-576	-43	320	11	0	11	0	19097	-3142
4	- 14. 8	103	0.1	0. 7	-479	-55	224	27	0	27	0	29089	-5203
5	- 8.1	101	0.1	0. 7	-379	-61	124	30	0	30	0	28935	-2716
6	- 1.6	100	0.1	0. 7	-280	-64	25	31	0	31	0	28230	283
7	4.9	100	0.1	0. 7	-180	-63	75	31	0	31	0	27042	3337
8	11. 5	102	0.1	0. 7	-81	-58	174	29	0	29	0	25369	5999
9	16. 8	63	0.1	0. 7	0	248	255	106	0	106	0	67000	29181
10	22. 3	108	0.1	0. 7	80	267	335	99	3	103	0	68713	36539
11	29. 6	115	0.1	0. 7	179	289	434	93	3	96	0	66045	43852
12	36. 2	88	0.1	0. 7	265	313	520	61	2	64	0	45380	34333
13	40. 3	38	0.0 5	0. 58	316	331	571	23	1	24	0	14402	14197
14	46. 2	144	0.0 5	0. 58	378	362	633	71	3	74	0	47451	48618
15	56. 8	183	0.0 5	0. 58	476	425	731	52	3	55	0	41715	41497
16	66. 9	129	0.0 5	0. 58	553	493	808	16	2	18	0	17295	14474
17	76. 1	155	0	0. 36	593	550	848	4	1	5	0	4256	4695
		176 7						688	20	708		548574	264025

Coefficiente di sicurezza FS = 2.08

Parametri per dimensionamento armatura

Metodo di calcolo : D.M. 17-01-18 Norme Tecniche per le Costruzioni

Rck (resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo) : 300 daN/cm²
 Modulo elastico longitudinale Ec : 314472 daN/cm²
 Rapporto Ea/Ec per calcolo tensioni in esercizio : 15
 Rapporto Ea/Ec per calcolo ampiezza fessure : 7
 Fyk (tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio): 4500 daN/cm²
 Fattore parziale di sicurezza dell'acciaio : 1.15
 Fattore parziale di sicurezza del calcestruzzo : 1.5
 Coefficiente Beta2 per calcolo ampiezza fessure : 0.5
 Riduzione della tau di aderenza per cattiva aderenza : 0.7
 fct,eff/fctm per calcolo ampiezza fessure : 0.83
 Limite sigmac/fck : 0.45
 Limite sigmaf/fyk : 0.8
 Ampiezza limite delle fessure : 0.3 mm
 Coefficiente Beta per punzonamento pali interni : 1.15
 Coefficiente Beta per punzonamento pali sul bordo : 1.4

Coefficiente Beta per punzonamento pali sull'angolo : 1.5

Sollecitazioni e verifiche strutturali

Tutte le verifiche sono riferite su sezioni di profondità nominale di un metro.

Verifiche sismiche condotte in campo sostanzialmente elastico

EpsS% max : 0.186 %

EpsC% max : 0.2 %

Significato dei simboli:

X: ascissa del baricentro della sezione

Y: ordinata del baricentro della sezione

H: altezza della sezione

As: area efficace dello strato superiore per metro

Cs: copriferro medio dello strato superiore

Ai: area efficace dello strato inferiore per metro

Ci: copriferro medio dello strato inferiore

v_{ml}: soddisfacimento delle percentuali minime di armatura

c_{res}: combinazione di carico critica per la verifica di resistenza in pressoflessione retta

M_d: momento di calcolo

N_d: sforzo normale di calcolo

M_u: momento ultimo

N_u: sforzo normale ultimo

c.s.: coefficiente di sicurezza

v_{res}: soddisfacimento della resistenza alla pressoflessione retta

X: ascissa del baricentro della sezione

Y: ordinata del baricentro della sezione

H: altezza della sezione

c_{es}: combinazione di carico critica delle tensioni in esercizio in pressoflessione retta

M_e: momento in esercizio

N_e: sforzo normale in esercizio

σ_f: trazione massima sull'armatura

σ_c: compressione massima sul calcestruzzo

v_{es}: soddisfacimento tensioni ammissibili a pressoflessione retta

c_f: combinazione di carico critica per la verifica di fessurazione

M_f: momento di calcolo per la verifica di fessurazione

N_f: sforzo normale di calcolo per la verifica di fessurazione

S_{rm}: interasse delle fessure

W_k: ampiezza caratteristica delle fessure

v_f: soddisfacimento verifica fessurazione

X: ascissa del baricentro della sezione

Y: ordinata del baricentro della sezione

H: altezza della sezione

c_i: combinazione di carico critica per la verifica a taglio

V_{Sd}: taglio di calcolo

VR_{dc}: taglio resistente in assenza di armatura a taglio

VR_{dmax}: taglio resistente massimo dell'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse

VR_{ds}: taglio resistente in presenza di armatura a taglio

v_i: soddisfacimento verifica taglio

Paramento (sezioni longitudinali) (attraversate da barre trasversali)

X	Y	H	A _s	C _s	A _i	C _i	v _{ml}	c _{res}	M _d	N _d	M _u	N _u	c.s.	v _{res}
cm	cm	cm	cm ²	cm	cm ²	cm			daN cm	daN		daN cm		
0	0	60	15.7	4	15.7	4	ok	STR-4	2433513	-11742	3758601	-18136	1.54	ok
0	30	60	15.7	4	15.7	4	ok	STR-4	2130621	-11151	3804508	-19912	1.79	ok
0	60	60	25.8	3.8	25.8	4	ok	STR-4	1847571	-10562	6246111	-35706	3.38	ok
0	90	60	19.7	3.8	19.7	4	ok	STR-4	1590604	-9973	4893492	-30683	3.08	ok
0	120	60	10.1	3.6	10.1	4	no	STR-4	1360401	-9385	2604603	-17969	1.91	ok
0	150	60	10.1	3.6	10.1	4	no	STR-4	1155211	-8797	2666394	-20306	2.31	ok
0	180	60	10.1	3.6	10.1	4	no	STR-4	973281	-8210	2740515	-23117	2.82	ok
0	210	60	10.1	3.6	10.1	4	no	SIS-1	735919	-5865	2549280	-20317	3.46	ok

0	240	60	10.1	3.6	10.1	4	no	SIS-1	613796	-5413	2613644	-23050	4.26	ok
0	270	60	10.1	3.6	10.1	4	no	SIS-1	506283	-4962	2691459	-26377	5.32	ok
0	300	60	10.1	3.6	10.1	4	no	SIS-1	412033	-4510	2787465	-30512	6.77	ok
0	330	60	10.1	3.6	10.1	4	no	SIS-1	329699	-4059	2909479	-35818	8.82	ok
0	360	60	10.1	3.6	10.1	4	no	SIS-1	257934	-3608	3071835	-42966	11.9	ok
0	390	60	10.1	3.6	10.1	4	no	SIS-1	195390	-3157	3304696	-53391	16.9	ok
0	420	60	10.1	3.6	10.1	4	no	SIS-1	140720	-2706	3685030	-70859	26.2	ok
0	450	60	10.1	3.6	10.1	4	no	SIS-1	92577	-2255	4478288	-109094	48.4	ok
0	480	60	10.1	3.6	10.1	4	no	SIS-1	53956	-1804	6424971	-214786	119	ok
0	510	60	10.1	3.6	10.1	4	no	SIS-1	27368	-1352	7999673	-395337	292	ok
0	540	60	10.1	3.6	10.1	4	no	STR-4	9820	-1171	5701958	-680150	581	ok
0	570	60	10.1	3.6	10.1	4	no	STR-4	2020	-586	2830673	-820445	>999	ok

X	Y	H	C _{es}	M _e	N _e	σ _f	σ _c	V _{es}	C _i	M _f	N _f	S _{rm}	W _k	v _f
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm ²	daN/cm ²			daN cm	daN	cm	mm	
0	0	60	SLE-2	1576206	-9028	1672	-39	ok	SLE-2	1576206	-9028	-	-	ok
0	30	60	SLE-2	1376025	-8574	1440	-34	ok	SLE-2	1376025	-8574	-	-	ok
0	60	60	SLE-2	1188463	-8121	758	-23	ok	SLE-2	1188463	-8121	-	-	ok
0	90	60	SLE-2	1018931	-7669	826	-23	ok	SLE-2	1018931	-7669	-	-	ok
0	120	60	SLE-2	868125	-7217	1312	-27	ok	SLE-2	868125	-7217	-	-	ok
0	150	60	SLE-2	734697	-6765	1080	-23	ok	SLE-2	734697	-6765	-	-	ok
0	180	60	SLE-2	617302	-6313	880	-19	ok	SLE-2	617302	-6313	-	-	ok
0	210	60	SLE-2	514591	-5861	707	-16	ok	SLE-2	514591	-5861	-	-	ok
0	240	60	SLE-2	425216	-5410	559	-13	ok	SLE-2	425216	-5410	-	-	ok
0	270	60	SLE-2	347832	-4958	434	-11	ok	SLE-2	347832	-4958	-	-	ok
0	300	60	SLE-2	281090	-4507	329	-9	ok	SLE-2	281090	-4507	-	-	ok
0	330	60	SLE-2	223643	-4056	242	-7	ok	SLE-2	223643	-4056	-	-	ok
0	360	60	SLE-2	174145	-3605	171	-5	ok	SLE-2	174145	-3605	-	-	ok
0	390	60	SLE-2	131247	-3155	112	-4	ok	SLE-2	131247	-3155	-	-	ok
0	420	60	SLE-2	93602	-2704	63	-3	ok	SLE-2	93602	-2704	-	-	ok
0	450	60	SLE-2	59863	-2254	25	-2	ok	SLE-2	59863	-2254	-	-	ok
0	480	60	SLE-2	33026	-1803	5	-1	ok	SLE-2	33026	-1803	-	-	ok
0	510	60	SLE-2	15602	-1352	0	0	ok	SLE-2	15602	-1352	-	-	ok
0	540	60	SLE-2	5610	-901	0	0	ok	SLE-2	5610	-901	-	-	ok
0	570	60	SLE-2	1070	-450	0	0	ok	SLE-2	1070	-450	-	-	ok

X	Y	H	C _t	VS _d	VR _{dc}	VR _{dmax}	VR _{ds}	v _t
cm	cm	cm		daN	daN	daN	daN	
0	0	60	STR-4	-10437	22166	-	-	ok
0	30	60	STR-4	-9774	22083	-	-	ok
0	60	60	STR-4	-9034	25679	-	-	ok
0	90	60	STR-4	-8113	23524	-	-	ok
0	120	60	STR-4	-7250	21064	-	-	ok
0	150	60	STR-4	-6445	20981	-	-	ok
0	180	60	STR-4	-5699	20899	-	-	ok
0	210	60	STR-4	-5011	20817	-	-	ok
0	240	60	STR-4	-4381	20735	-	-	ok
0	270	60	STR-4	-3810	20653	-	-	ok
0	300	60	STR-4	-3297	20570	-	-	ok
0	330	60	STR-4	-2843	20488	-	-	ok
0	360	60	STR-4	-2446	20406	-	-	ok
0	390	60	STR-4	-2109	20324	-	-	ok
0	420	60	STR-4	-1829	20242	-	-	ok
0	450	60	STR-4	-1609	20160	-	-	ok
0	480	60	STR-4	-1115	20078	-	-	ok
0	510	60	SIS-1	-709	19939	-	-	ok
0	540	60	SIS-1	-407	19876	-	-	ok
0	570	60	SIS-1	-170	19813	-	-	ok

Mensola di fondazione a valle (mensola sinistra) (sezioni longitudinali) (attraversate da barre trasversali)

X	Y	H	A _s	C _s	A _i	C _i	v _{ml}	C _{res}	M _d	N _d	M _u	N _u	C.S.	V _{res}
cm	cm	cm	cm ²	cm	cm ²	cm			daN cm	daN		daN cm		
-500	-50	100	15.7	3.8	15.7	3.6	no	STR-3	-42630	-6960	-8275117	-1351017	194	ok
-470	-50	100	15.7	3.8	15.7	3.6	no	STR-3	-17981	-6960	-3759065	-1455007	209	ok
-440	-50	100	15.7	3.8	15.7	3.6	no	STR-4	61946	-6960	11318540	-1271693	183	ok
-410	-50	100	15.7	3.8	15.7	3.6	no	STR-4	146423	-6960	20005166	-950940	137	ok
-380	-50	100	15.7	3.8	15.7	3.6	no	SIS-1	245977	-5987	22154485	-539242	90.1	ok

-350	-50	100	15.7	3.8	15.7	3.6	no	SIS-1	363756	-5936	13684078	-223322	37.6	ok
-320	-50	100	15.7	3.8	15.7	3.6	no	SIS-1	499368	-5886	10190254	-120107	20.4	ok
-290	-50	100	15.7	3.8	15.7	3.6	no	SIS-1	651799	-5835	8618418	-77155	13.2	ok
-260	-50	100	15.7	3.8	15.7	3.6	no	SIS-1	820035	-5784	7768326	-54797	9.47	ok
-230	-50	100	15.7	3.8	15.7	3.6	no	SIS-1	1003065	-5734	7248816	-41437	7.23	ok
-200	-50	100	15.7	3.8	15.7	3.6	no	STR-4	1323663	-6960	7530897	-39598	5.69	ok
-170	-50	100	15.7	3.8	15.7	3.6	no	STR-4	1567922	-6960	7186783	-31902	4.58	ok
-140	-50	100	15.7	3.8	15.7	3.6	no	STR-4	1829297	-6960	6939904	-26404	3.79	ok
-110	-50	100	15.7	3.8	15.7	3.6	no	STR-4	2107153	-6960	6755631	-22314	3.21	ok
-80	-50	100	15.7	3.8	15.7	3.6	no	STR-4	2400854	-6960	6613795	-19173	2.75	ok
-50	-50	100	15.7	3.8	15.7	3.6	no	STR-4	2709767	-6960	6501908	-16700	2.4	ok
-30	-50	100	15.7	3.8	15.7	3.6	no	STR-4	2923846	-6960	6439824	-15329	2.2	ok

X	Y	H	C _{es}	M _e	N _e	σ _f	σ _c	V _{es}	C _i	M _f	N _f	S _{rm}	W _k	v _t
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm ²	daN/cm ²			daN cm	daN	cm	mm	
-500	-50	100	SLE-1	-34716	-6240	0	-1	ok	SLE-1	-34716	-6240	-	-	ok
-470	-50	100	SLE-1	-21672	-6240	0	-1	ok	SLE-1	-21672	-6240	-	-	ok
-440	-50	100	SLE-2	15774	-6240	0	-1	ok	SLE-2	15774	-6240	-	-	ok
-410	-50	100	SLE-2	57963	-6240	0	-1	ok	SLE-2	57963	-6240	-	-	ok
-380	-50	100	SLE-2	112584	-6240	0	-1	ok	SLE-2	112584	-6240	-	-	ok
-350	-50	100	SLE-2	180014	-6240	9	-2	ok	SLE-2	180014	-6240	-	-	ok
-320	-50	100	SLE-2	260629	-6240	36	-3	ok	SLE-2	260629	-6240	-	-	ok
-290	-50	100	SLE-2	354809	-6240	86	-4	ok	SLE-2	354809	-6240	-	-	ok
-260	-50	100	SLE-2	462929	-6240	155	-5	ok	SLE-2	462929	-6240	-	-	ok
-230	-50	100	SLE-2	585368	-6240	236	-6	ok	SLE-2	585368	-6240	-	-	ok
-200	-50	100	SLE-2	722502	-6240	330	-8	ok	SLE-2	722502	-6240	-	-	ok
-170	-50	100	SLE-2	874709	-6240	435	-9	ok	SLE-2	874709	-6240	-	-	ok
-140	-50	100	SLE-2	1042366	-6240	551	-11	ok	SLE-2	1042366	-6240	-	-	ok
-110	-50	100	SLE-2	1225851	-6240	679	-13	ok	SLE-2	1225851	-6240	-	-	ok
-80	-50	100	SLE-2	1425541	-6240	818	-15	ok	SLE-2	1425541	-6240	-	-	ok
-50	-50	100	SLE-2	1641812	-6240	969	-18	ok	SLE-2	1641812	-6240	-	-	ok
-30	-50	100	SLE-2	1795392	-6240	1076	-19	ok	SLE-2	1795392	-6240	-	-	ok

X	Y	H	c _t	VSd	VRdc	VRdmax	VRds	v _t
cm	cm	cm		daN	daN	daN	daN	
-500	-50	100	STR-4	875	30521	-	-	ok
-470	-50	100	STR-4	1667	30570	-	-	ok
-440	-50	100	STR-4	2439	30570	-	-	ok
-410	-50	100	STR-4	3189	30570	-	-	ok
-380	-50	100	STR-4	3919	30570	-	-	ok
-350	-50	100	STR-4	4627	30570	-	-	ok
-320	-50	100	STR-4	5314	30570	-	-	ok
-290	-50	100	STR-4	5979	30570	-	-	ok
-260	-50	100	STR-4	6624	30570	-	-	ok
-230	-50	100	STR-4	7247	30570	-	-	ok
-200	-50	100	STR-4	7850	30570	-	-	ok
-170	-50	100	STR-4	8431	30570	-	-	ok
-140	-50	100	STR-4	8991	30570	-	-	ok
-110	-50	100	STR-4	9529	30570	-	-	ok
-80	-50	100	STR-4	10047	30570	-	-	ok
-50	-50	100	STR-4	10544	30570	-	-	ok
-30	-50	100	STR-4	10863	30570	-	-	ok

7 ANALISI DI STABILITÀ DELLE CAVITÀ SOTTERRANEE

In merito alla presenza delle cavità sotterranee, data la complessità del tema, l'Amministrazione dell'ASL Napoli 3 Sud ha sottoscritto con il Dipartimento di Ingegneria dell'Università degli Studi di Napoli "Parthenope" una convenzione conto terzi, avente come oggetto lo studio delle condizioni di stabilità e di interferenza fra queste e l'edificio previsto da realizzarsi.

Tali analisi sono state condotte anche nell'ipotesi di consolidamento ivi prospettato al fine di meglio definire e condividere la scelta tipologica del sistema di fondazione. Va specificato a tal proposito che:

- l'edificio previsto va a sostituire un edificio già presente sul lotto;
- l'interazione della cavità è marginale con il nuovo edificio previsto;
- tra la cavità e il piano di posa delle fondazioni del nuovo edificio insite un banco di terreno di spessore medio pari a circa 7 m.

Tanto premesso si analizzano nel seguito i principali risultati scaturiti dall'analisi, mentre si rimanda al documento citato per ulteriori dettagli che per facilità di lettura si allega in coda alla presente.

Ai fini dell'analisi di stabilità della cavità consolidata con gli interventi di riempimento parziale, sono state considerate due sezioni rappresentative: la sezione 17 e la sezione 4 (vedi tavola SORR21009-100-ES-0).

Per entrambe le sezioni si è ipotizzato un piano campagna orizzontale e posto a quota +64 m s.l.m.m. (per semplicità si eviterà di ripetere nel seguito il riferimento al livello medio mare) per la sezione 17 e +64.5 m per la sezione 4. Anche la successione stratigrafica per le due sezioni è stata considerata coincidente, con un primo strato di pozzolane rimaneggiate (fino a quota +57.8 per la sezione 17 e +59 per la sezione 4), uno strato di tufo alterato (fino a quota +54 m per la sezione 17 e +54.5 m per la sezione 4) e uno strato di tufo grigio fino alla quota +24 m.

Nelle figure 27 e 28 sono rappresentate le geometrie delle due sezioni. La quota dell'intradosso delle fondazioni è di +56.5 m per entrambe le sezioni. Le caratteristiche dei terreni sono riportate in tabella seguente.

Tabella 6. Caratterizzazione geotecnica.

Strato	Descrizione	γ [kN/m ³]	φ' [°]	c' [kPa]	σ_T [kPa]	E [kPa]	ν
1	Pozzolane rim.	15	30	5	0	137000	0.3
2	Tufo alterato	13	35	10	3.8	192000	0.3
3	Tufo grigio	12.5	35	327	118.2	598000	0.3
4	Cls alleg.	6.5	0	500	100	500000	0.3

Figura 19. Parametri geotecnici (figura estratta dal documento redatto dall'Università Parthenope di Napoli)

Per le pozzolane e il tufo si è utilizzato il modello elasto-plastico con superficie di snervamento alla Mohr-Coulomb e legge di flusso non associata (dilatanza nulla), mentre per il calcestruzzo alleggerito si è considerato un modello di terreno dotato solo di coesione (modello elasto-plastico con superficie di snervamento alla Tresca e legge di flusso associata), con coesione pari alla metà della resistenza a compressione monoassiale ($\sigma_c=1\text{MPa}$) e con un tension cut-off pari a 0.1 MPa. Per i calcoli è stato utilizzato il programma di calcolo agli elementi finiti Plaxis®, in condizioni di stato piano di deformazione.

Le fasi di analisi considerate nel modello sono:

1. Stato tensionale in sito determinato ipotizzando una deposizione in condizioni di deformazione unidirezionale (cosiddetta procedura K0);
2. Scavo della cavità, con rimozione del volume originariamente occupato dal TGC (con questa fase termina l'analisi delle condizioni preesistenti gli interventi di progetto);
3. Consolidamento della cavità con riempimento parziale delle stesse con calcestruzzo alleggerito, in accordo con le sezioni fornite dai progettisti;
4. Scavo del terreno fino al piano di posa della fondazione;
5. Applicazione delle azioni di progetto trasmesse dall'edificio, simulate con un carico uniformemente

- distribuito pari a 100 kPa: peso proprio dell'edificio (carichi permanenti strutturali e non) dell'edificio e sovraccarichi variabili; per il tipo di analisi geotecnica da condurre si è fatto riferimento alla combinazione di coefficienti parziali A2 sulle azioni, con un coefficiente unitario sui carichi permanenti e pari a 1,30 su quelli variabili;
6. Valutazione del coefficiente di sicurezza (che assume il significato di coefficiente parziale sulle caratteristiche di resistenza dei terreni e delle rocce) della cavità consolidata con procedimento di c- ϕ reduction;
 7. Verifica che tale coefficiente di sicurezza sia superiore a quello previsto dalle NTC 2018 nella combinazione M2 ($\gamma_M = 1,25$);

Nelle figure successive si riportano i risultati delle varie fasi per le due sezioni considerate.

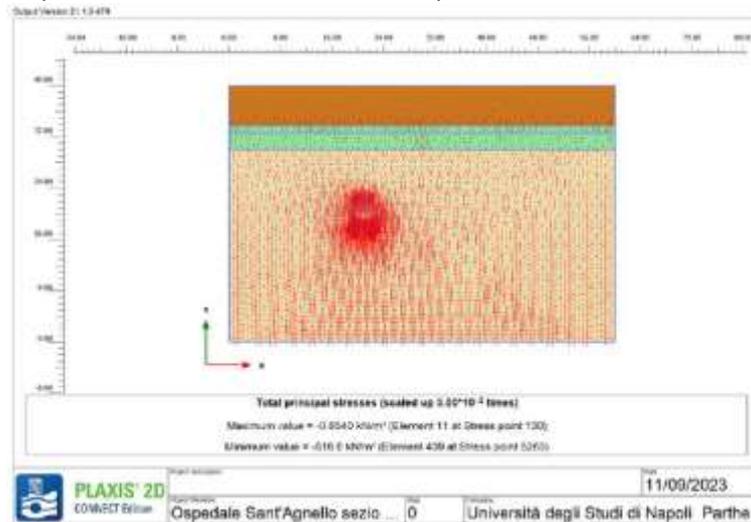


Figura 20. Stato tensionale in sito (immagine estratta dal documento redatto dall'Università Parthenope di Napoli)

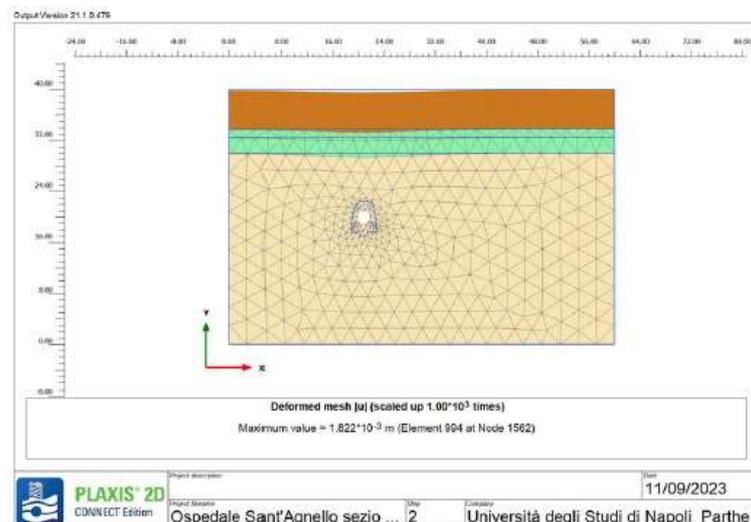


Figura 21. Simulazione scavo cavità (immagine estratta dal documento redatto dall'Università Parthenope di Napoli)

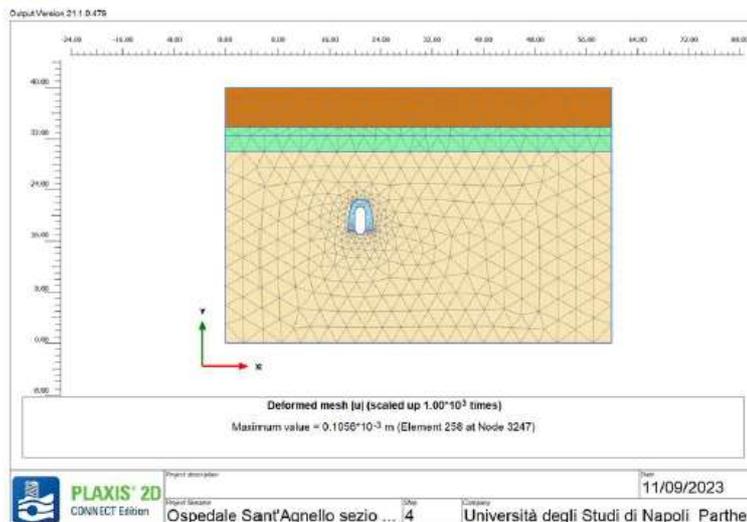


Figura 22. Simulazione consolidamento (immagine estratta dal documento redatto dall'Università Parthenope di Napoli)

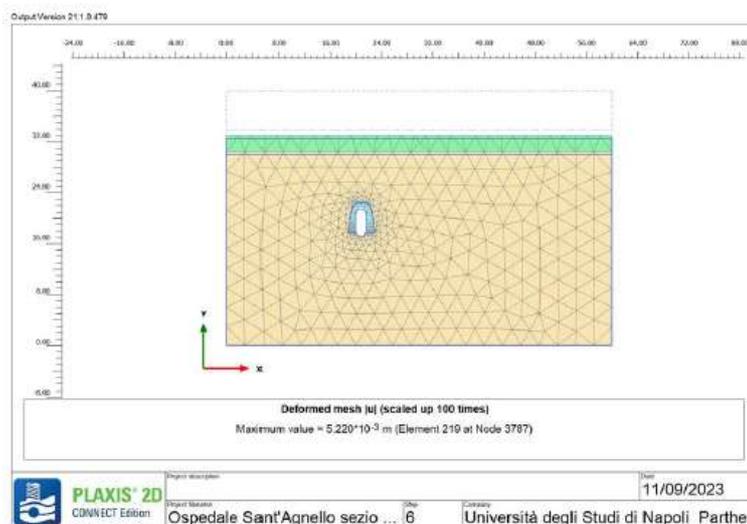


Figura 23. Scavo fino al piano di posa (immagine estratta dal documento redatto dall'Università Parthenope di Napoli)

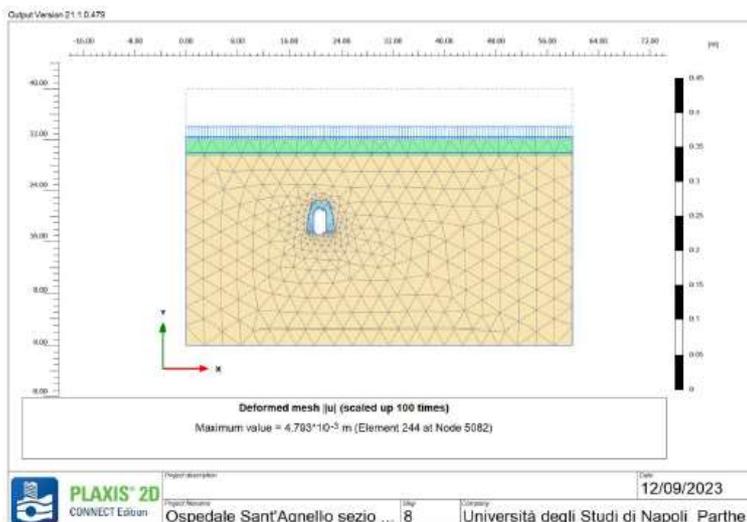


Figura 24. Applicazione carico edificio (immagine estratta dal documento redatto dall'Università Parthenope di Napoli)

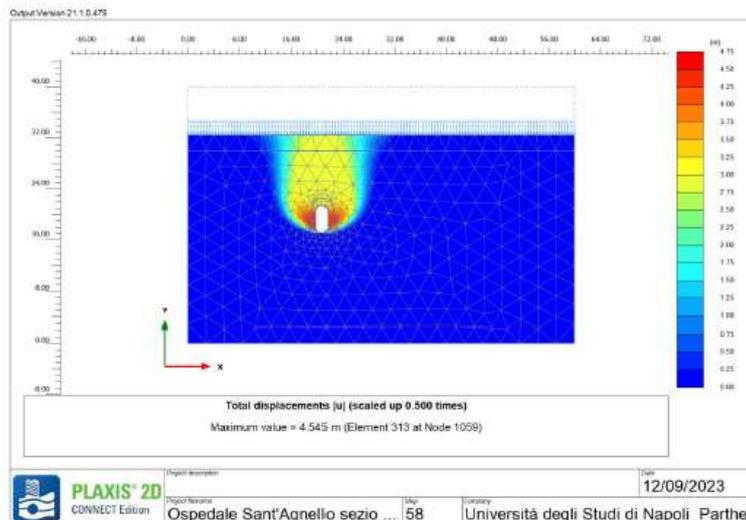


Figura 25. Analisi di stabilità c- ϕ reduction (immagine estratta dal doc. redatto dall'Università Parthenope di Napoli)

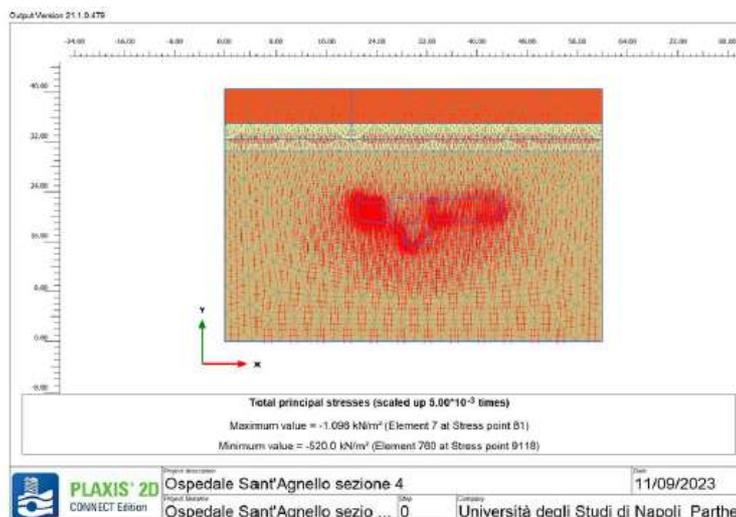


Figura 26. Stato tensionale in sito (immagine estratta dal documento redatto dall'Università Parthenope di Napoli)

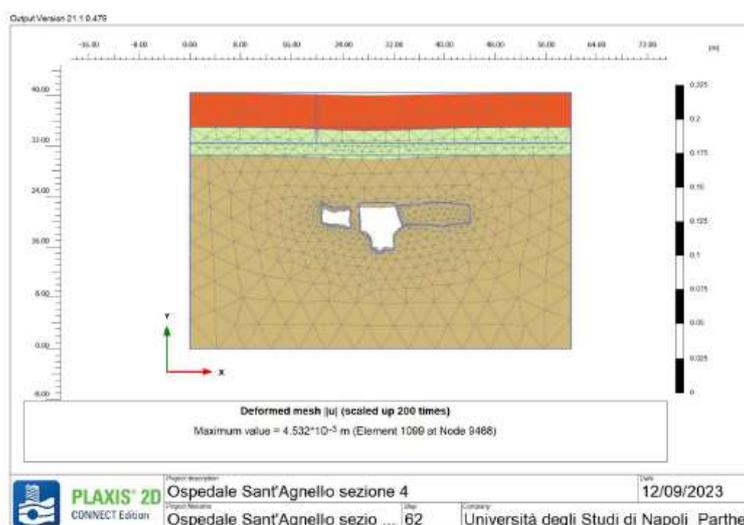


Figura 27. Simulazione scavo cavità (immagine estratta dal documento redatto dall'Università Parthenope di Napoli)

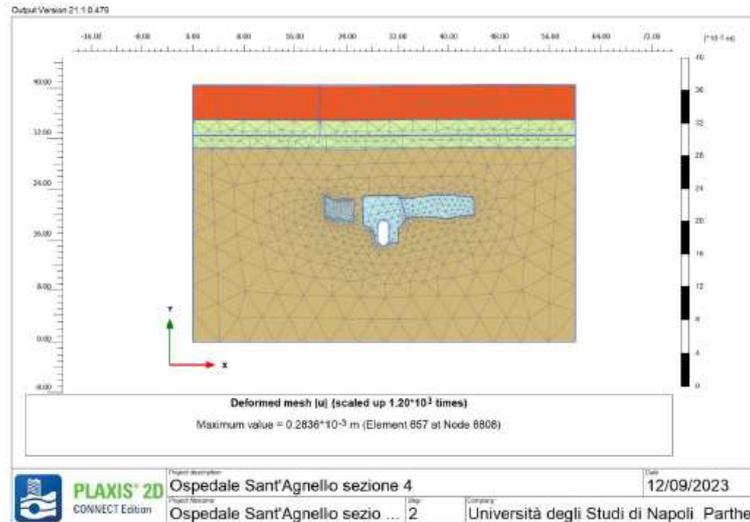


Figura 28. Simulazione consolidamento cavità (immagine estratta dal doc. redatto dall'Università Parthenope di Napoli)

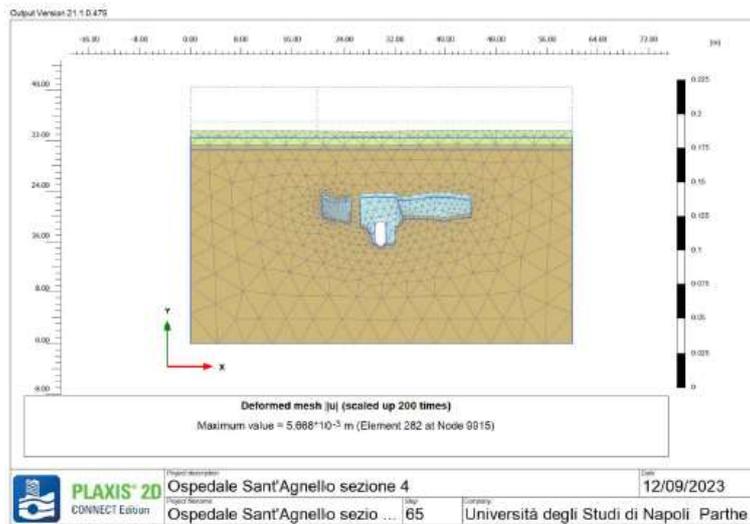


Figura 29. Simulazione scavo piano di posa (immagine estratta dal doc. redatto dall'Università Parthenope di Napoli)

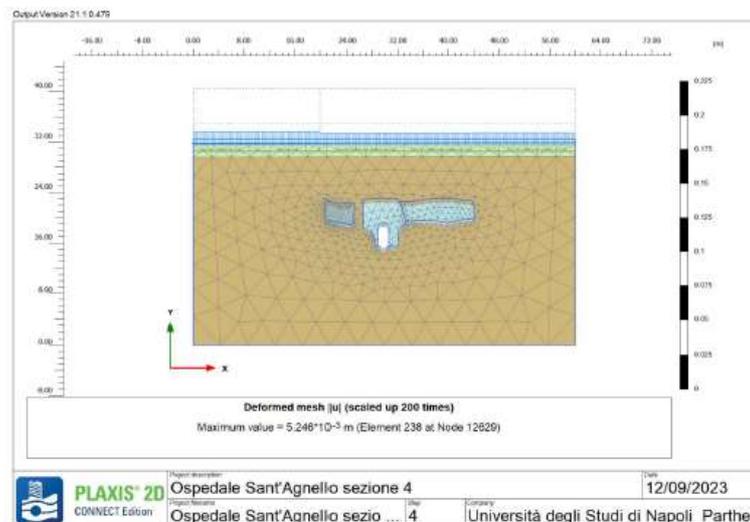


Figura 30. Applicazione carico edificio (immagine estratta dal documento redatto dall'Università Parthenope di Napoli)

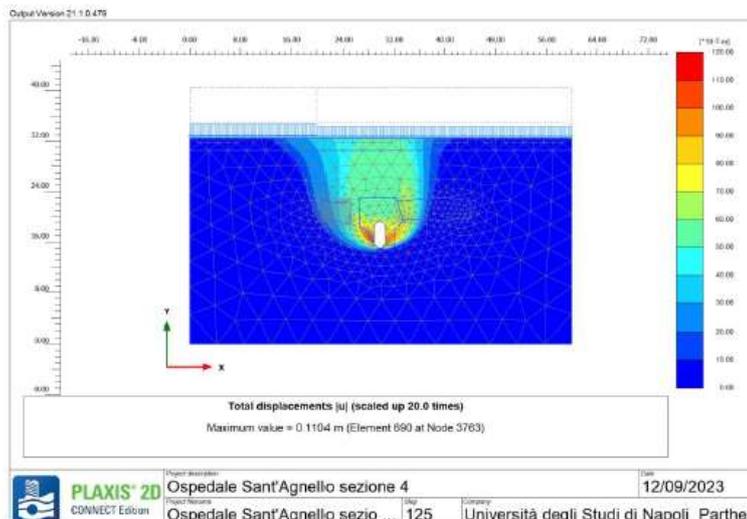


Figura 31. Analisi di stabilità con procedura $c-\phi$ reduction (immagine estratta dal doc. redatto dall'Università Parthenope di Napoli)

7.1 CONCLUSIONI

A valle dello studio effettuato è possibile constatare che:

1. le analisi effettuate con modellazione agli elementi finiti in due sezioni della cavità consolidata come da progetto, hanno mostrato che tali sezioni sono stabili e presentano margini di sicurezza ampiamente sufficienti (FS rispettivamente pari a 6.9 e 7.5);
2. la presenza della cavità non altera significativamente lo Spettro Elastico in superficie;
3. la scelta di un sistema di fondazione con scavo per realizzazione di un volume interrato e con platea di fondazione compensata non pone alcun problema di Stato Limite Ultimo e di Esercizio della fondazione; è pertanto una scelta idonea.

In merito a quest'ultimo punto si fa presente che il piano di posa è posto alla quota di 56.5 m slm, nello strato di tufo alterato, ad una profondità dalla superficie del terreno variabile fra 7,5 e 11,5 m circa. Si tratta di una platea di grandi dimensioni (Russo & Viggiani 1998), per la quale il requisito principale di progetto è la limitazione dei cedimenti assoluti e differenziali. Anche nella combinazione per carichi gravitazionali con il valore massimo del carico accidentale verticale, il carico assiale in fondazione è inferiore allo stato tensionale litostatico preesistente, sicché la fondazione è integralmente compensata. Dal piano di posa della fondazione, il sottosuolo è costituito per soli 2,5 m dal tufo alterato. Il volume significativo si estende quasi integralmente nel TGC e nelle piroclastiti inferiori, e cioè in due strati nei quali la V_s vale rispettivamente 421 m/s e 369 m/s. Per la combinazione di questi due fattori, la fondazione compensata e la rigidità elevata degli strati attraversati dal volume significativo, i cedimenti attesi sono molto piccoli. La scelta tipologica adottata si conferma pertanto idonea.

8 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ

Il calcolo è stato condotto con i metodi della Scienza delle Costruzioni, basate sull'ipotesi di elasticità lineare dei materiali, le verifiche sono state condotte utilizzando il "Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limiti" utilizzando un programma di calcolo all'elaboratore.

Per quanto riguarda le paratie, tale procedura di calcolo è stata effettuata avvalendosi del programma BulkCAD® della Concrete, dedicato al progetto e verifica di paratie in cemento armato, acciaio e legno. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti fornito col pacchetto. Viene consentita l'introduzione della geometria, dei carichi e degli elementi accessori, quali cordoli e tiranti; il solutore ad elementi finiti ricava spostamenti e sollecitazioni sugli elementi per le combinazioni di carico e le fasi costruttive previste. A soluzione avvenuta viene condotta la verifica di resistenza strutturale e le verifiche geotecniche di stabilità locale e globale, producendo i grafici ed i tabulati di output. In presenza di filtrazione da falde acquifere si possono ottenere le verifiche idrauliche di sifonamento e sollevamento del fondo scavo.

Per quanto riguarda invece i muri di sostegno, tale procedura di calcolo è stata effettuata avvalendosi del programma WallCAD® della Concrete, dedicato al progetto e verifica di Opere di Sostegno in cemento armato e a gravità. Il programma permette il calcolo delle spinte nelle diverse combinazioni di calcolo analizzate, l'esecuzione di verifiche di stabilità locale e globale di natura geotecnica, la progettazione delle parti in cemento armato e la verifica di resistenza strutturale. Nella determinazione delle sollecitazioni strutturali può utilizzare un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Nella relazione di calcolo vengono riportati i dati di input, le combinazioni di calcolo adottate, le pressioni e le spinte trovate, nonché i risultati delle verifiche geotecniche e strutturali. Vengono anche prodotte le tavole con i prospetti e le distinte di armatura, ed il computo metrico delle principali grandezze.

Si precisa altresì che il tutto è stato redatto nel pieno rispetto di quanto prescritto al CNR 10024/86 -Analisi di strutture mediante elaboratore-. Nei diversi tabulati di calcolo, di cui la presente si compone, sono riportati i valori degli spostamenti relativi, le sezioni caratteristiche, le azioni di carico, e quanto altro occorra per meglio identificare i dati di input e output sviluppati secondo quanto descritto nelle NTC da D. M. del 17/01/2018.

Le ipotesi di calcolo assunte nelle analisi numeriche contenute nella presente relazione di calcolo, corrispondono ai dati di progetto, i programmi di calcolo adottati, sono di riconosciuta affidabilità ed hanno fornito sollecitazioni compatibili con le tensioni di calcolo assunte per i materiali impiegati. Pertanto, in relazione all'output ottenuto e sulla base degli accertamenti e delle verifiche eseguite localmente e per ogni singolo elemento ed in fondazione, si ritengono soddisfacenti i risultati ottenuti.

Il modello di calcolo prodotto compendia puntualmente le caratteristiche geometriche del manufatto e richiama nei singoli elementi costitutivi, le proprietà dimensionali e costitutive dei corrispondenti componenti costruttivi previsti in progettazione, oltre ad essere peculiarizzato mediante la definizione delle azioni di calcolo statiche e dinamiche, definite in funzione della destinazione d'uso e del sito di riferimento (sia in termini di coordinate geografiche, che di caratteristiche stratigrafiche e geotecniche). Nello specifico si precisa ai sensi delle indicazioni di cui al §10.2 del D.M. Infrastrutture del 17/01/2018, nonché delle precisazioni della Circolare esplicativa del C.S.LL.PP. n°617 del 21/01/2019, che:

- **Tipo di analisi svolta:**
 - Analisi a "molle" (SRM o Subgrade Reaction Method);
 - Il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale è quello agli Elementi Finiti, con soluzioni approssimate ai problemi descritti da equazioni differenziali alle derivate parziali, riducendo queste ultime ad un sistema di equazioni algebriche;
 - La metodologia seguita per le verifiche delle sezioni è quella Semiprobabilistica agli Stati Limite, con riferimento a quanto imposto al §2.6 ed al §6.4 delle NTC'18;

- Le combinazioni di carico adottate sono tutte quelle previste al §2.5.3 delle NTC'18;
- **Informazioni sull'origine, le caratteristiche e la validazione dei codici di calcolo:**
 - I codici utilizzati, prodotti e distribuiti dalla Concrete s.r.l., società di software ingegneristici, con sede in via della Pieve n°15 a Padova, con licenze WP-1143718 e KW-1143718 regolarmente in corso di validità e intestate a Mascolo Ingegneria srl;
 - La documentazione fornita dal produttore a corredo del programma, comprendente:
 - una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati;
 - l'individuazione dei campi d'impiego;
 - i casi di prova interamente risolti e commentati con files di input che consentano la riproduzione dell'elaborazione;
 - rappresentano un fascicolo di notevoli dimensioni, non riproducibile in formato cartaceo per il deposito al Genio Civile delle singole pratiche edilizie, ma resta comunque facilmente visibile sul sito del produttore del software (<http://www.concrete.it>).
- **Affidabilità e validazione dei codici utilizzati attraverso:**
 - L'esame preliminare di valutazione dell'affidabilità e soprattutto dell'idoneità del programma nel caso specifico di applicazione è riconducibile alla conoscenza del codice e dall'esperienza consolidata nell'utilizzo dello stesso in circostanze di calcolo e di problematiche strutturali analoghe;
 - L'esame della documentazione fornita dal produttore o dal distributore sulle modalità e procedure seguite per la validazione del programma, è stata oggetto di attento studio già all'atto dell'acquisizione del software, e nel tempo la medesima è stata rivalutata di volta in volta a fronte di significative evoluzioni del codice stesso, nell'arco della ventennale utilizzazione del medesimo.
- **La validazione indipendente del calcolo:**

Nel caso di opere di particolare importanza si effettua un controllo incrociato sui risultati delle calcolazioni attraverso la ripetizione dei calcoli da parte di un soggetto qualificato, prescelto dal Committente, diverso dal progettista originario delle strutture, eseguita mediante l'impiego di programmi di calcolo diversi da quelli impiegati originariamente, o alternativamente mediante l'impiego, da parte del progettista e/o del soggetto validatore, di programmi che possiedano i requisiti richiesti dalle NTC, diversi da quelli impiegati originariamente, che consentano la impostazione, la lettura e l'analisi del modello al loro interno, possibilmente attraverso file di trasferimento. Nel caso in oggetto dette procedure sono state ritenute non necessarie in considerazione della dimensione e della natura dell'opera oggetto di intervento, oltre che dei notevoli margini di sicurezza adottati nelle calcolazioni prodotte.
- **Modalità di presentazione dei risultati:**

I risultati, riassunti nella presente ed esposti completamente nei tabulati di calcolo allegati, costituiscono una sintesi completa ed efficace, presentata in modo da riassumere il comportamento della struttura, per ogni tipo di analisi svolta. I valori numerici di ogni elaborazione, preceduta dall'indicazione della convenzione sui segni e delle unità di misura, vanno sintetizzati mediante disegni, schemi grafici rappresentativi almeno delle parti più sollecitate della struttura, delle configurazioni delle deformate, la rappresentazione grafica delle principali caratteristiche di sollecitazione, delle componenti degli sforzi, nonché dei diagrammi di involuppo associati alle combinazioni di carichi considerate, degli schemi grafici con la rappresentazione delle azioni applicate e delle corrispondenti reazioni vincolari. Al fine delle verifiche della misura della sicurezza, di tali grandezze e del comportamento complessivo della struttura, come rappresentato, vanno chiaramente evidenziati i valori numerici necessari nei punti e nelle sezioni significative della struttura stessa.
- **Informazioni generali sull'elaborazione:**

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di

modellazione, del non rispetto delle limitazioni geometriche e di armatura e della presenza di elementi non verificati. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni anormali. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la quasi totalità dei dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

- **Giudizio motivato di accettabilità di risultati:**

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo dimensionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

Nello specifico si è dato luogo ai seguenti controlli:

- ✓ Congruità delle deformate del modello con i sistemi di vincolamento e di carico applicati;
- ✓ Congruità dei diagrammi di carico con il quadro sollecitativo applicato.

8.1 CONGRUITÀ DELLE DEFORMATE

Il primo controllo dimostra la correttezza della schematizzazione del sistema in termini di vincolamento, ovvero non si riscontra la presenza di labilità all'interno del sistema, né si evidenziano elementi o porzioni della struttura particolarmente deformati.

A tal fine si riporta, a titolo esemplificativo, il calcolo della deformatata caratterizzante la "Paratia Tipo 1" in condizioni di esercizio (SLE rara).

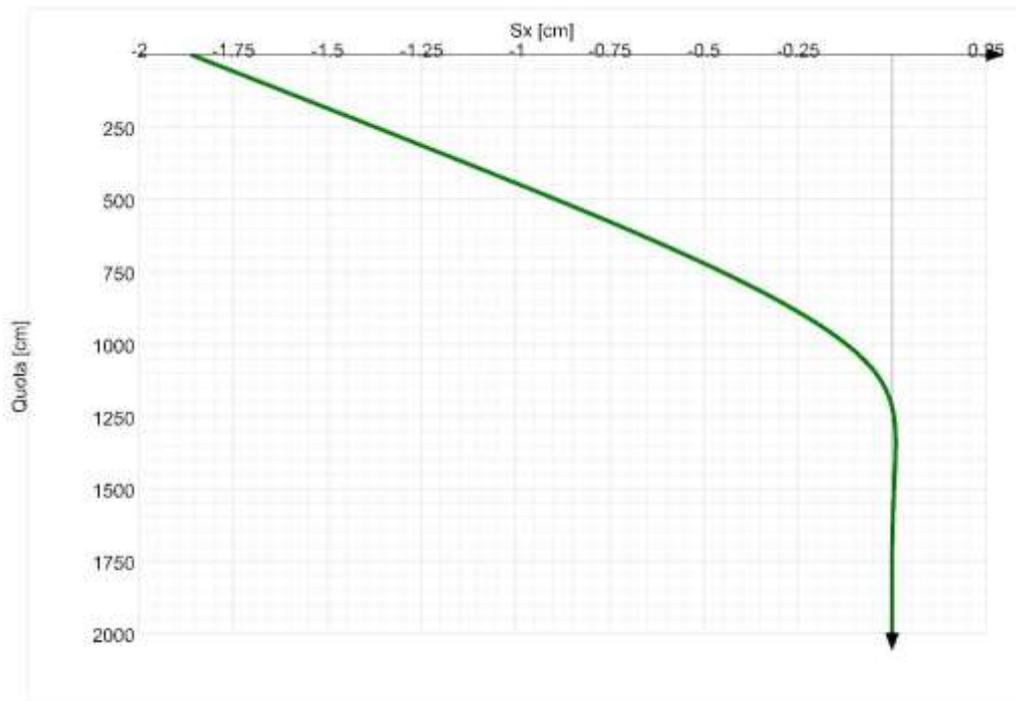


Figura 32. Spostamenti in SLE - Fase 4 (immagine estrapolata dal documento SORR21009_009-ES-0, pag.17)

Dalla figura sopra riportata si legge chiaramente lo schema ipotizzato di paratia libera in testa (sconnessa dalla struttura principale in ragione dell'isolamento sismico di quest'ultima), nonché il forte vincolo alla base fornito dalla presenza di un banco tufaceo molto consistente a circa 20 m dal p.c.

Nello specifico si riscontra la conferma di quanto indicato in termini congruità.

8.2 CONGRUITÀ DELLE SOLLECITAZIONI

A tal fine si riporta, a titolo esemplificativo, il calcolo della spinta agente sul paramento a monte del "Muro tipo A" in condizioni statiche ed in assenza di carichi variabili (STR-1).

9.1 Combinazioni di calcolo

La seguente tabella mostra i coefficienti moltiplicatori delle azioni utilizzati nelle combinazioni ed i relativi gruppi di coefficienti di sicurezza parziale, definiti nella normativa. Con l'indice stampato n uguale a 0 (A0, M0 e R0), si intendono le situazioni in cui non sono definiti dei gruppi specifici da parte della normativa ed i coefficienti moltiplicatori sono da intendersi implicitamente unitari.

Famiglia	A	M	R	Indice	Nome	Perm.	Variabili	Sisma H	Sisma V
EQU	A3	M1	R3	1	EQU-1	0.9	1.5	0	0
EQU	A3	M1	R3	2	EQU-2	1.1	1.5	0	0
EQU	A0	M0	Rs	3	EQU-3	1	0.6	1	0
STR	A1	M1	R3	1	STR-1	1	0	0	0
STR	A1	M1	R3	2	STR-2	1	1.5	0	0
STR	A1	M1	R3	3	STR-3	1.3	0	0	0
STR	A1	M1	R3	4	STR-4	1.3	1.5	0	0
GEO	A2	M2	R2	1	GEO-1	1	0	0	0
GEO	A2	M2	R2	2	GEO-2	1	1.3	0	0
SIS	A0	M0	Rs	1	SIS-1	1	0.6	1	0
SLE	A0	M0	R0	1	SLE-1	1	0	0	0
SLE	A0	M0	R0	2	SLE-2	1	0.6	0	0

Figura 33. Combinazioni di calcolo - (Immagine estratta dal documento SORR21009_008-ES-0, pag. 49)

Si considerano, per semplificare il calcolo, i valori dei parametri geotecnici dello strato prevalente di terreno a contatto con il paramento murario, denominato "piroclastite rimaneggiata": $\gamma_{nat}=1500$ daN/mc, $\phi=30^\circ$.

4 Caratteristiche dei terreni

Significato dei simboli e unità di misura:

Gsat: Peso specifico saturo del terreno, utilizzato nelle zone immerse (daN/m3)

Gnat: Peso specifico naturale del terreno, utilizzato nelle zone non immerse (daN/m3)

Fi: Angolo di attrito interno del terreno (deg)

C': Coesione drenata del terreno (daN/cm2)

Cnd: Coesione non drenata del terreno (daN/cm2)

Delta: Angolo di attrito all'interfaccia terreno/paramento (deg)

AI: Adesione della coesione all'interfaccia terreno/cls (-)

OCR: Coefficiente di sovraconsolidazione del terreno (-)

Ko: Coefficiente di spinta a riposo del terreno (-)

E: Modulo elastico longitudinale del terreno (daN/cm2)

G: Modulo elastico tangenziale del terreno (daN/cm2)

Perm: Permeabilità del terreno (cm/sec)

N	Denominazione	Gsat	Gnat	Fi	C'	Cnd	Delta	AI	OCR	Ko	E	G	Perm
1	Osp-sorr Tufo grigio campano	1350	1250	35,00	3,270	0,000	0,50	1,00	1,00	0,43	180	70	3,30E-03
2	Osp-sorr Piroclastite rimaneggiata	1600	1500	30,00	0,050	0,000	0,20	1,00	1,00	0,50	155	60	3,30E-03
3	Osp-sorr Riporto	1600	1500	20,00	0,000	0,000	0,20	1,00	1,00	0,66	60	23	3,30E-03
4	Osp-sorr Tufo alterato	1400	1300	35,00	0,100	0,000	0,50	1,00	1,00	0,43	145	55	3,30E-03

Per semplicità si trascura quindi l'effetto benefico della componente coesiva e si adotta la teoria di Coulomb, secondo la quale la traccia del piano di scorrimento corrispondente al massimo valore della spinta (cuneo di massima spinta) è la bisettrice dell'angolo ($90-\phi$), vale a dire:

$$S=1/2 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

Essendo:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = 0.33$$

H=6 m

Pertanto si ottiene: $S=8910 \text{ daN/m}=89.1 \text{ daN/cm}$

Tale valore, ottenuto trascurando l'effetto benefico della componente coesiva, è paragonabile a quello riportato dal software considerando la reale stratigrafia presente, vale a dire 79.3 daN/cm .

9.1.4 Combinazione di carico STR-1				
<u>Descrizione</u>	<u>x_p</u>	<u>y_p</u>	<u>F_x</u>	<u>F_y</u>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	-152	87	0	-230
Spinta del terreno a monte	30	167	-79.26	-0.39
Spinta del terreno a valle	-530	-56	62.4	0.54

Si nota a tal proposito che anche il coefficiente di spinta attiva calcolato per lo strato considerato (definito come strato n.2) nella combinazione considerata assume il valore di 0.33 sopra calcolato.

8.1 Coefficienti di spinta							
Coefficienti di spinta sul paramento a monte							
Strato	Tratto di calcolo				Combinazione		Coefficiente
N.	Xini	Xfin	Yini	Yfin	Index	Nome	K _a
1	30	30	600	450	1	EQU-1	0.49
2	30	30	450	50	1	EQU-1	0.33
3	30	30	50	-100	1	EQU-1	0.27
1	30	30	600	450	2	EQU-2	0.49
2	30	30	450	50	2	EQU-2	0.33
3	30	30	50	-100	2	EQU-2	0.27
1	30	30	600	450	3	EQU-3	0.57
2	30	30	450	50	3	EQU-3	0.4
3	30	30	50	-100	3	EQU-3	0.33
1	30	30	600	450	4	STR-1	0.49
2	30	30	450	50	4	STR-1	0.33
3	30	30	50	-100	4	STR-1	0.27
1	30	30	600	450	5	STR-2	0.49
2	30	30	450	50	5	STR-2	0.33
3	30	30	50	-100	5	STR-2	0.27
1	30	30	600	450	6	STR-3	0.49
2	30	30	450	50	6	STR-3	0.33
3	30	30	50	-100	6	STR-3	0.27
1	30	30	600	450	7	STR-4	0.49
2	30	30	450	50	7	STR-4	0.33
3	30	30	50	-100	7	STR-4	0.27

In base a quanto detto, si può asserire che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Pertanto, in relazione all'output ottenuto e sulla base degli accertamenti e delle verifiche eseguite localmente e per ogni singolo elemento ed in fondazione, si ritengono soddisfacenti i risultati ottenuti, in ottemperanza alle "nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018 con riferimento alle istruzioni per l'applicazione di tale decreto indicate nella circolare 21 gennaio 2019, n. 617 (ministero delle infrastrutture e dei trasporti), ed alla legge 64/74.

Il tecnico

9 ALLEGATO 1: STUDIO UNIVERSITÀ "PARTHENOPE" DI NAPOLI



**Convenzione conto terzi fra Dipartimento di Ingegneria dell'Università degli studi di Napoli "Parthenope" e ASL Napoli 3Sud
Realizzazione dell'Ospedale unico della Penisola Sorrentina e della Costiera Amalfitana**

Relazione sulle attività di studio previste nella convenzione

Stefano Aversa, Luca de Sanctis, Rosa Maria Stefania Maiorano

Il Responsabile Scientifico



INDICE

1. PREMESSA	3
2. INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	3
2.1. INDAGINI DEL PROGETTO ESECUTIVO E INDAGINI INTEGRATIVE SVOLTE PER LE FINALITÀ DELLA CONVENZIONE	3
2.2. MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO	6
3. ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	20
3.1. SELEZIONE DEI TERREMOTI	20
3.2. ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE 1D	22
3.3. EFFETTO DELLA CAVITÀ SULLA DOMANDA SISMICA NELL'EDIFICIO	26
4. ANALISI DI STABILITÀ DELLA CAVITÀ	29
5. CONSIDERAZIONI SULLA SCELTA DEL SISTEMA DI FONDAZIONE	47
6. CONCLUSIONI	48

1. Premessa

Il Dipartimento di Ingegneria dell'Università degli Studi di Napoli "Parthenope", ha sottoscritto una convenzione conto terzi con l'ASL Napoli 3 Sud, avente come oggetto lo studio delle condizioni di stabilità della cavità preesistente al di sotto del realizzando Ospedale Unico della Penisola Sorrentina e della Costiera Amalfitana in via Mariano Lauro 28, nel Comune di Sant'Agello (NA) e l'interferenza fra questa e l'edificio.

Le attività svolte dal Dipartimento, come chiarito dal testo della Convenzione, sono da intendere solo come di ausilio scientifico alle figure professionali preposte, che restano le sole responsabili delle scelte progettuali, e sono limitate ai soli temi indicati (analisi stabilità della cavità, consolidata come da progetto fornito dall'ASL al Dipartimento; interferenza della stessa in condizioni statiche e sismiche con il costruendo edificio; scelta tipologica del sistema di fondazione). Non rientrano nell'oggetto della Convenzione altre analisi sull'idoneità degli interventi proposti dai progettisti.

Nella presente relazione, dopo un'attenta analisi delle indagini geotecniche eseguite e dei rilievi condotti, che hanno permesso di definire dei modelli geotecnici di sottosuolo per gli studi da condurre, si effettua in primo luogo l'analisi della Risposta Sismica Locale, così come modificata dalla presenza della cavità. Tale studio permetterà di definire gli spettri elastici per le verifiche sismiche della struttura del costruendo Ospedale. Si prosegue poi con l'analisi delle condizioni di stabilità di alcune sezioni della cavità consolidata con gli interventi di riempimento parziale proposti dai progettisti. Si esprime infine, come richiesto dal testo della Convenzione conto terzi, un specifico e motivato parere sulla scelta del sistema di fondazione adottato dal progettista. I risultati più importanti delle attività di studio sono sintetizzati nel capitolo dedicato alle conclusioni.

2. Indagini e caratterizzazione geotecnica

2.1. Indagini del progetto esecutivo e indagini integrative svolte per le finalità della convenzione

Le indagini geotecniche sul sottosuolo interessato dalla costruzione dell'Ospedale in oggetto sono state eseguite in due fasi. La prima fase, che si è svolta nel periodo 2021-22, è consistita nell'esecuzione di 7 sondaggi a carotaggio continuo (S1-S2-S3-S4-S5-S6-S8), una prova Down-Hole (Dh5) nel foro del sondaggio S5 fino a 30 m di profondità dal p.c.,

indagini geofisiche di superficie (2 ERT, 1 MASW, 1 HVSR) e prove di laboratorio su campioni indisturbati prelevati dai sondaggi. Su richiesta del Dipartimento di Ingegneria, a inizio 2023, è stata effettuata una campagna di indagini integrative che è consistita in un sondaggio a carotaggio continuo (S9), un sondaggio a distruzione di nucleo per l'installazione di un piezometro a tubo aperto (S13), una prova Down-Hole (Dh9) fino a profondità di 30 m nel sondaggio S9, una prova Dh1 fino a profondità di 55 m nel sondaggio S1, un prova di colonna risonante su un campione indisturbato prelevato dal sondaggio S9 nello strato superficiale di piroclastiti cementate. L'ubicazione planimetrica delle indagini effettuate nelle due fasi anzidette è rappresentata nella figura 1. Nella tabella 1 è riportata la sintesi delle indagini geotecniche in sito.

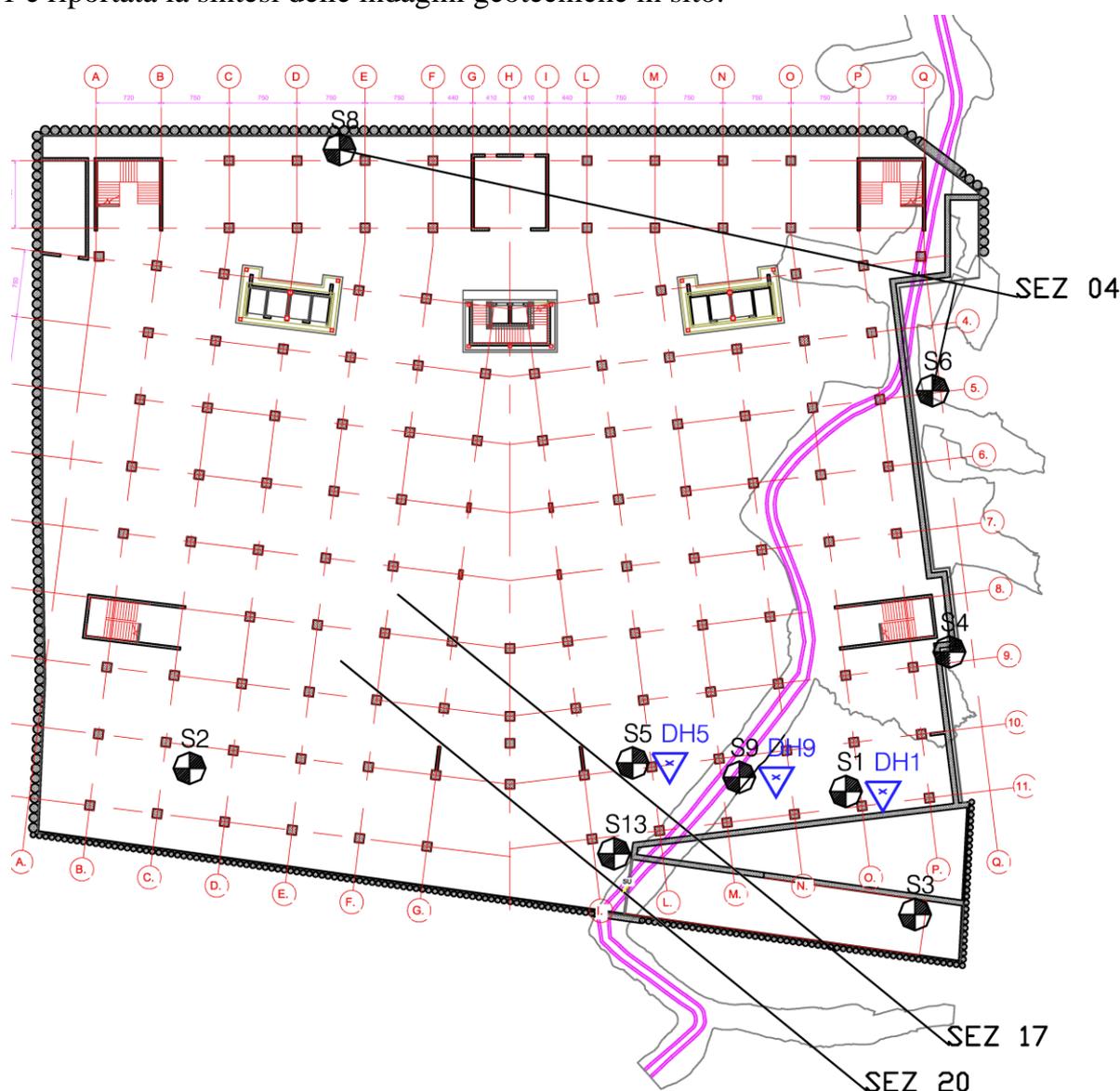


Figura 1. Ubicazione in pianta delle indagini geotecniche

Tabella 1. Indagini in sito

Sondaggio	Campagna indagini	QBF [m slm]	L [m]	N.ro prove SPT	Campioni indisturbati
S1	2021	64	56	3	2
S2	2021	64	24	3	2
S3	2021	63	23	3	1
S4	2021	67	30	3	2
S5	2021	64	30	3	2
S6	2021	64.5	10	-	2
S8	2021	68	60	3	4
S9	2022	64	24	-	1

LEGENDA: Q_{BF} = quota di boccaforo, L = lunghezza della verticale indagata

Nella tabella 2 sono invece elencate le prove di laboratorio effettuate sui campioni prelevati dai sondaggi. In tutti i casi sono stati prelevati campioni di classe Q4 o Q5 (AGI, 1977).

Tabella 2. Prove di laboratorio sui campioni indisturbati

Campione	Prof. (m)	AA	CF	TD	TX	ELL	ED	RCT
S1C1	3-3.5	X	X	-	X	-	-	-
S1C2	6-6.3	X	X	X	-	-	X	-
S2C1	2-2.3	X	X	-	-	-	-	-
S2C2	5.5-6	X	X	X	-	-	X	-
S3C1	3.9-4.5	X	X	X	-	-	X	-
S4C1	9-9.2	X	X	-	-	-	-	-
S4C2	11.3-11.5	-	X	-	-	X	-	-
S5C1	4.5-5	X	X	-	X	-	X	-
S5C2	7.5-8	-	X	-	-	X	-	-
S6C1	6-6.2	X	X	X	-	-	-	-
S6C2	9-9.3	-	X	-	-	X	-	-
S8C1	2-2.5	X	X	-	-	-	-	-
S8C2	5-5.4	X	X	-	X	-	-	-
S8C3	9.5-9.75	-	X	-	-	X	-	-
S8C4	11.6-11.8	-	X	-	-	X	-	-
S9C1	7.5-8	X	X	-	-	-	-	X

LEGENDA: AA = analisi granulometrica, CF = caratteristiche fisiche generali, TD = prova di taglio diretto, TX = prova triassiale, ELL = prova a compressione uniassiale, ED = prova edometrica, RCT = prova di colonna risonante



2.2. Modello Geotecnico di Sottosuolo

Nella figura 2 sono rappresentate le colonne stratigrafiche dei sondaggi effettuati sia per le finalità del progetto esecutivo sia per gli scopi della convenzione. Nelle figure 3-4-5 sono invece illustrate le sezioni stratigrafiche 4-17-20 ricostruite sulla scorta delle indagini disponibili. Dalla superficie del terreno, e fino a profondità massima di 1.5-2 m, è presente terreno di riporto [Rip]. Al di sotto è presente un livello di Pozzolane rimaneggiate [PR], caratterizzato dal punto di vista granulometrico dalla presenza di sabbie fini limose e limi sabbiosi e argillosi, che si estende fino alla profondità media di 5.3 m. Questo è limitato inferiormente da un deposito di transizione costituito da piroclastiti in sede debolmente cementate, talora frammiste a tufo alterato [PdC/TA]. Al di sotto di questo strato è invece presente un potente deposito di Tufo Grigio Campano [TGC]. Il limite di separazione fra piroclastiti e tufo alterato non è sempre facilmente distinguibile, tant'è che nella descrizione delle verticali stratigrafiche il deposito di transizione è sommariamente indicato come tufo grigio, in contrasto con le indagini di laboratorio che hanno dato luogo invece ad indicazioni ben diverse. L'ultimo orizzonte è invece costituito da un deposito di piroclastiti sabbiose [Ps] che si estende fino alla roccia calcarea di base, localizzata in base ai risultati delle prove HVSR alla profondità di 88 m. La superficie libera della falda è profonda e non interferisce con il volume significativo del sottosuolo coinvolto dalla realizzazione dell'edificio.

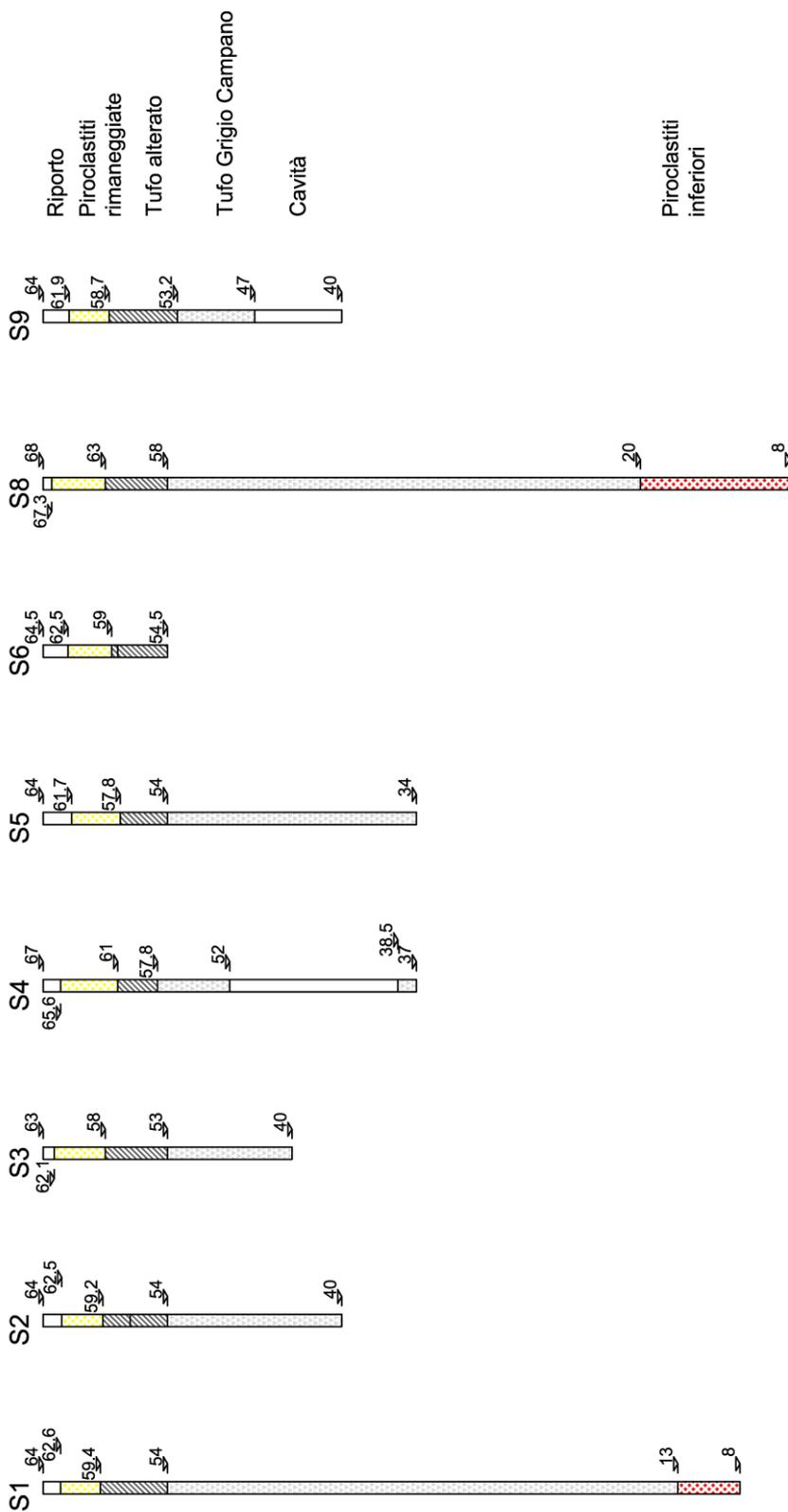


Figura 2. Colonne stratigrafiche

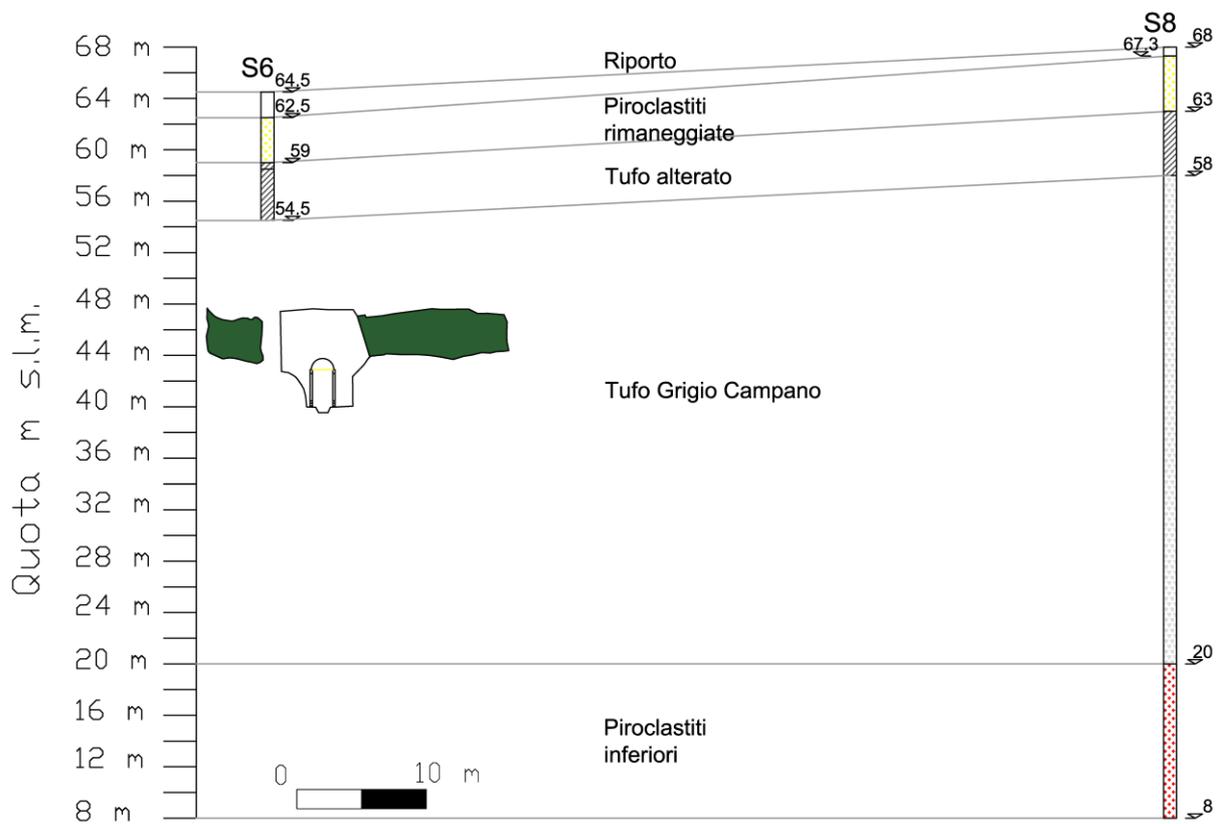


Figura 3. Sezione stratigrafica 4-4

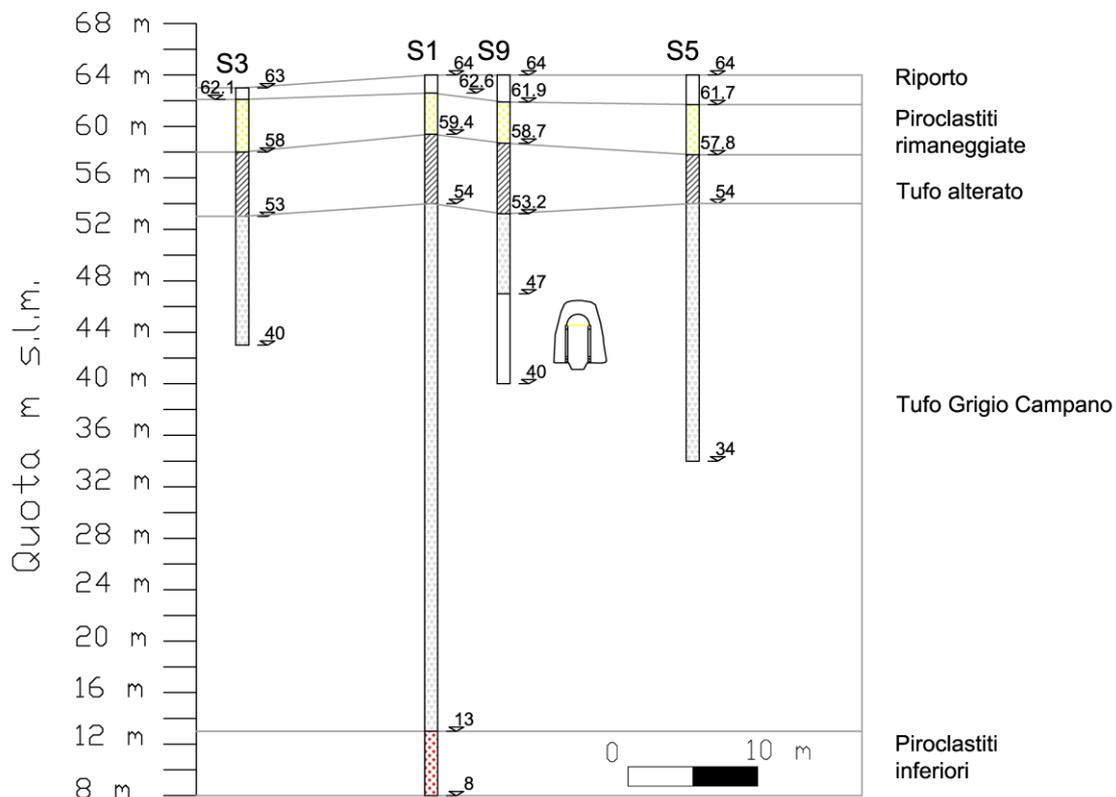


Figura 4. Sezione stratigrafica 17-17

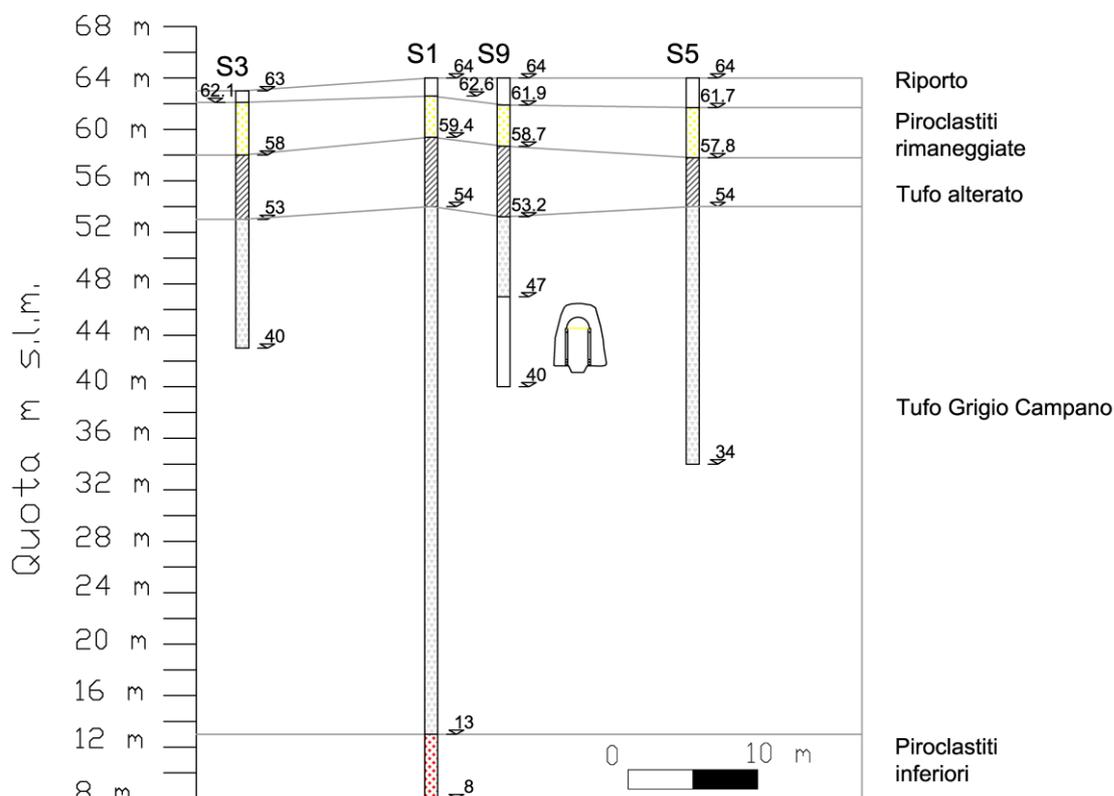


Figura 5. Sezione stratigrafica 20-20

Nella figura 6 sono rappresentati i passaggi tra le varie classi granulometriche, desunti dalle curve granulometriche ottenute dalle varie prove, in funzione della profondità nel sottosuolo del sito dell'Ospedale. Come si può vedere, nella parte superficiale è prevalente la frazione limosa. Nella parte inferiore è invece chiaramente prevalente la frazione sabbiosa. Le percentuali di ghiaia e argilla sono molto modeste o trascurabili.

Nella tabella 3 sono riassunti i risultati più importanti delle prove di laboratorio.

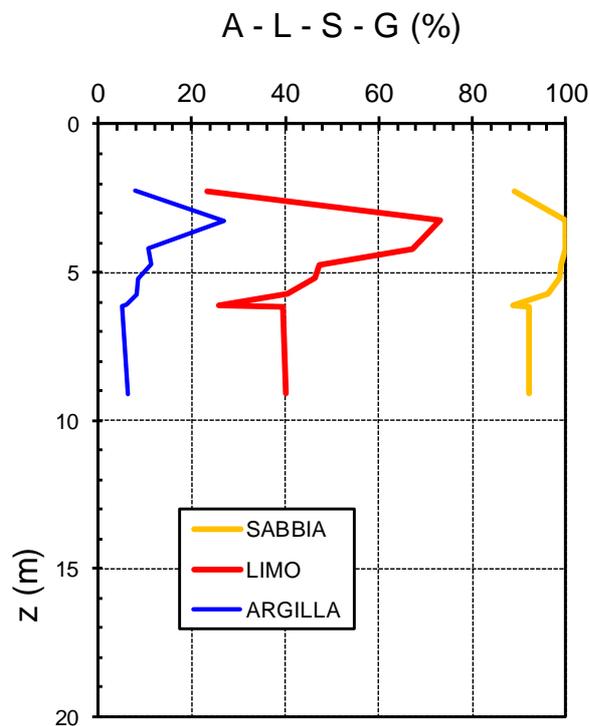


Figura 6. Fuso granulometrico

Tabella 3. Risultati delle prove di laboratorio

Campione	Prof. (m)	γ (kN/m ³)	w (%)	n (%)	S_r (%)	c' (kPa)	ϕ (°)	C_c	C_r
S1C1	3-3.5	13.35	75.2	70.8	80.9	3.2	32.5	-	-
S1C2	6-6.3	14.09	19.9	54.7	42.8	18	39	0.19	0.02
S2C1	2-2.3	14.17	54	64.6	76.9	-	-	-	-
S2C2	5.5-6	13.72	26.9	58.3	49.9	23	37	0.35	0.02
S3C1	3.9-4.5	12.37	56	69.5	63.9	22	34	0.92	0.02
S4C1	9-9.2	12.28	15.4	59.1	27.7	-	-	-	-
S4C2	11.3-11.5	13.44	17.4	-	-	-	-	-	-
S5C1	4.5-5	16.37	21	48.2	59	13.9	29	0.21	0.03
S5C2	7.5-8	12.37	23.9	-	-	-	-	-	-
S6C1	6-6.2	10.58	9.2	62.3	14.4	10	42	-	-
S6C2	9-9.3	14.05	20.2	-	-	-	-	-	-
S8C1	2-2.5	17.91	37.4	49.7	100	-	-	-	-
S8C2	5-5.4	15.03	55.6	62.9	85.4	10.1	29.2	-	-
S8C3	9.5-9.75	12.24	10.8	-	-	-	-	-	-
S8C4	11.6-11.82	11.96	12.1	-	-	-	-	-	-
S9C1	7.5-8	15.85	26.9	52.2	64.3	-	-	-	-

Nella figura 7 sono riportati i pesi dell'unità di volume e le porosità ricavate dalle analisi di laboratorio condotte su campioni prelevati a diverse profondità. Nella figura 8, invece, sono rappresentati gli andamenti con la profondità del grado di saturazione e del contenuto d'acqua. I valori del peso dell'unità di volume sono molto dispersi; e ciò si deve al marcato grado di eterogeneità delle piroclastiti rimaneggiate e del tufo alterato.

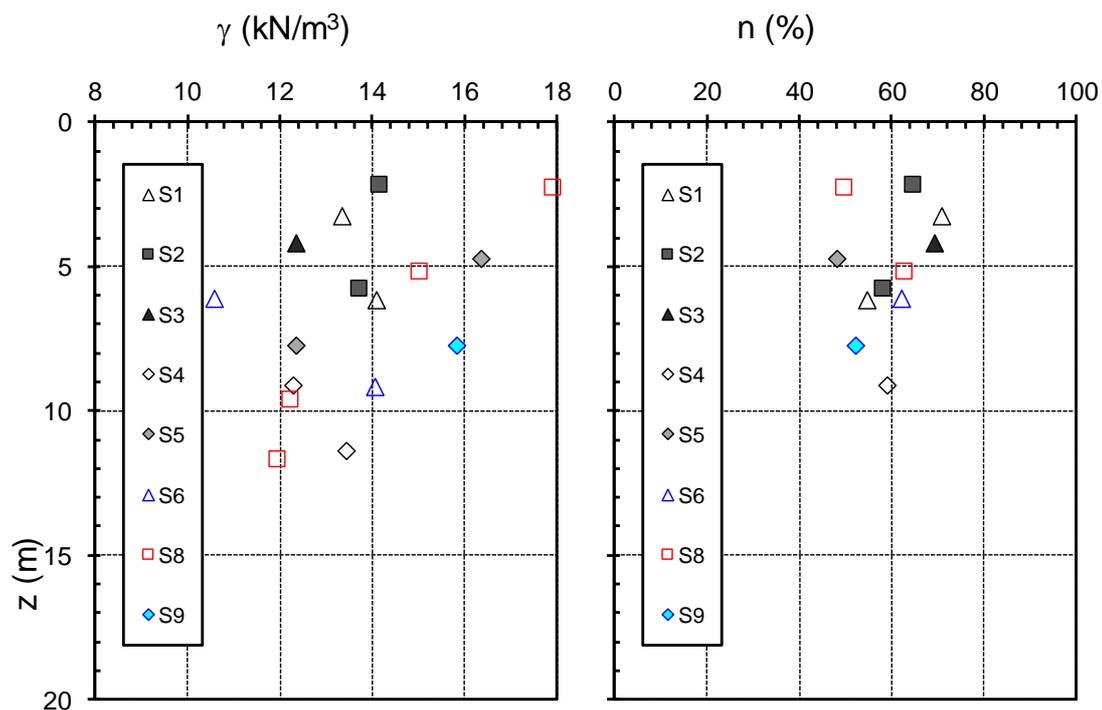


Figura 7. Valori del peso dell'unità di volume e della porosità

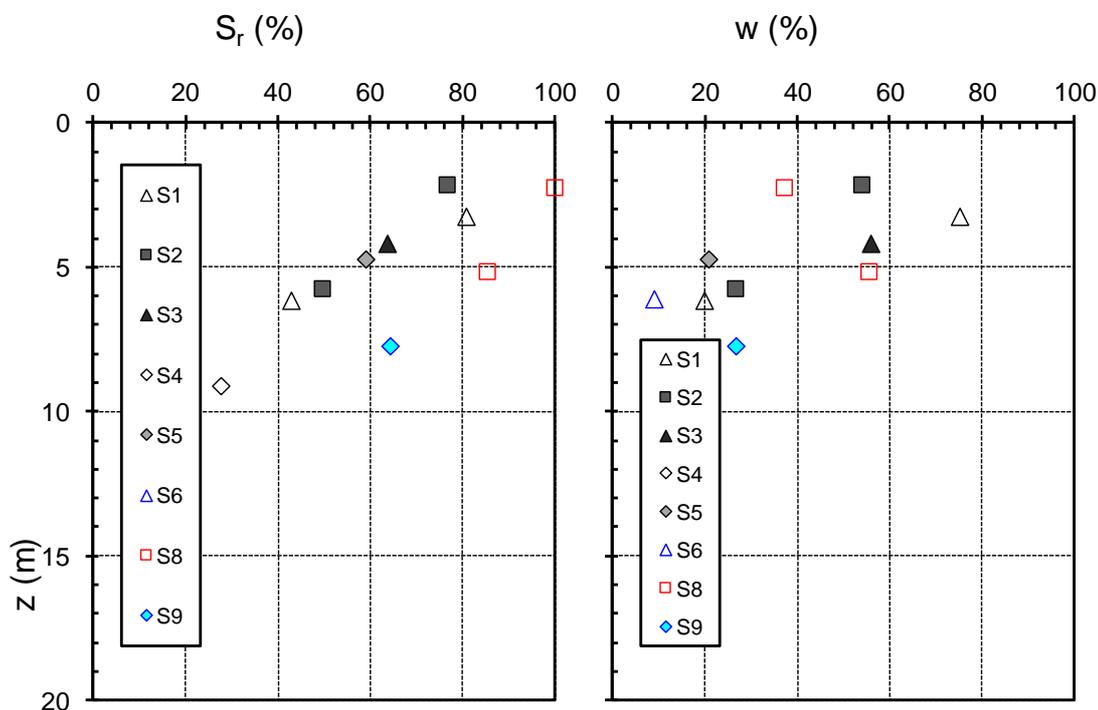


Figura 8. Valori del grado di saturazione S_r e del contenuto d'acqua w

Nella figura 9 sono riportati i profili dell'angolo di resistenza al taglio e della coesione efficace ricavati dalle singole prove di taglio diretto e triassiali CID. La coesione efficace è fortemente variabile nello strato di piroclastiti, con un valore medio di 13 kPa e una deviazione standard di 9.4 kPa. La variabilità di c' è meno pronunciata nello strato di transizione, in cui $[\mu, \sigma] = [15.3, 6.4 \text{ kPa}]$. L'angolo di resistenza al taglio nello strato PR è compreso fra 29 e 34°, con un valor medio di 31.8° e una deviazione standard di 2.6°. Nel caso del tufo alterato l'angolo di resistenza a taglio di picco è compreso invece fra 29.2 e 42°, indicando dunque un notevole grado di eterogeneità di questo strato.

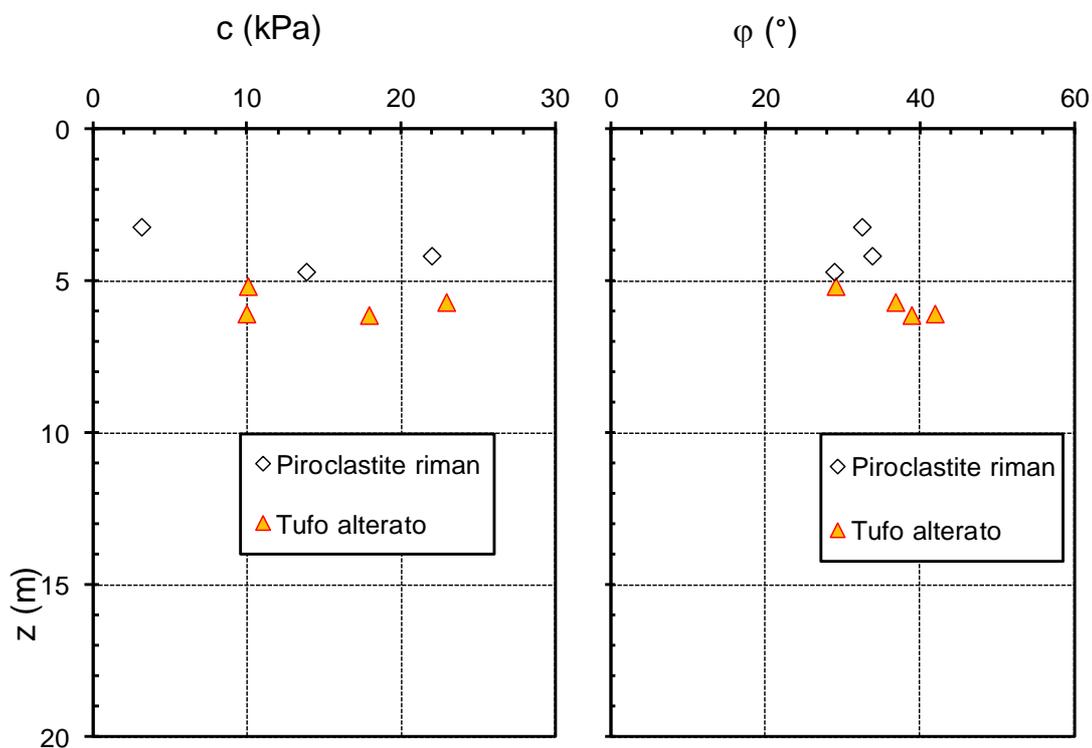


Figura 9. Valori dell'angolo di resistenza al taglio e della coesione efficace ricavati dalle prove di laboratorio

Nella figura 10 sono riportati gli andamenti del numero di colpi della prova SPT con la profondità per le verticali dei sondaggi per i quali è stata eseguita tale prova. I valori hanno una chiara tendenza ad aumentare con la profondità e in linea generale sono alquanto dispersi, soprattutto nello strato di tufo alterato.

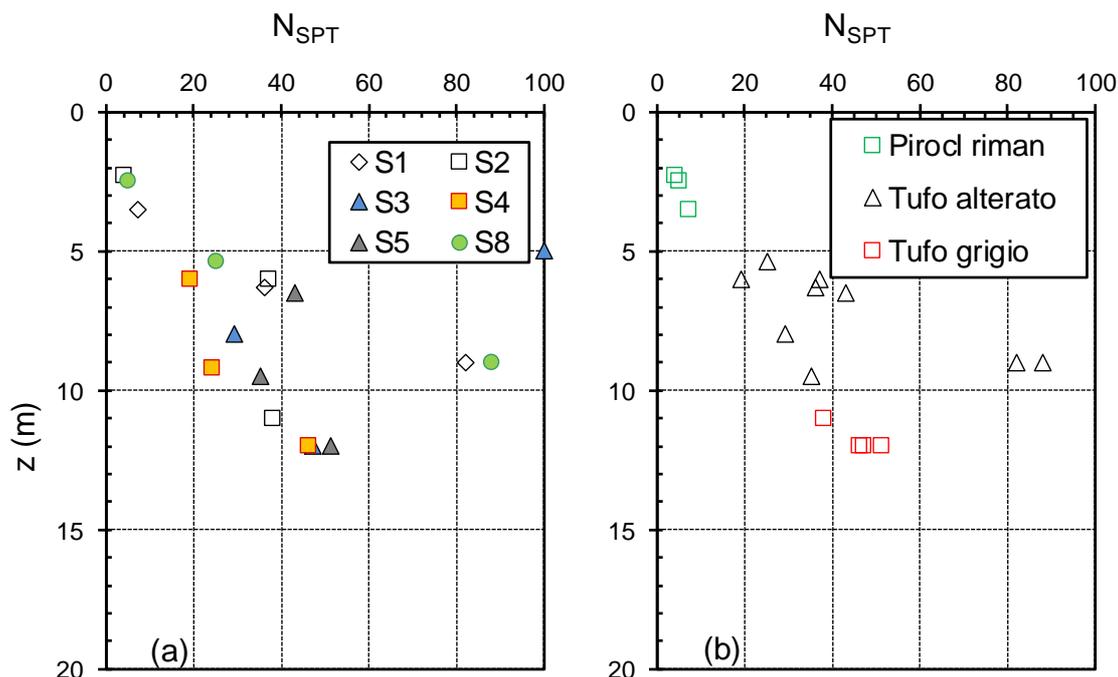


Figura 10. Risultati delle prove SPT: (a) suddivisi per sondaggio; (b) suddivisi per strato di appartenenza

Nella figura 11 sono riportati i dati delle prove penetrometriche dinamiche, questa volta posti in funzione dello stato tensionale verticale geostatico alla profondità di esecuzione della prova. Nella stessa figura sono riportati i valori della densità relativa stabiliti con la correlazione di Gibbs e Holtz (1957). Dai valori di N_{SPT} è possibile ricavare la densità relativa anche mediante la relazione (Skempton 1986):

$$D_r = \sqrt{\frac{N_1}{60}} \quad (1)$$

$$N_1 = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_v}{100}} N_{SPT}$$

dove σ'_v [kPa] è la tensione verticale efficace alla profondità di esecuzione della prova. Il profilo della densità relativa ottenuto con la correlazione di Skempton è illustrato ancora in figura 11. Questa porta a stimare per i terreni indagati valori della densità relativa D_R tipici di terreni poco ($20\% < D_R < 40\%$) o moderatamente ($40\% < D_R < 60\%$) addensati nel caso delle Piroclastiti rimaneggiate e moderatamente ($60\% < D_R < 80\%$) o molto ($D_R > 80\%$) addensati nel caso del tufo alterato.

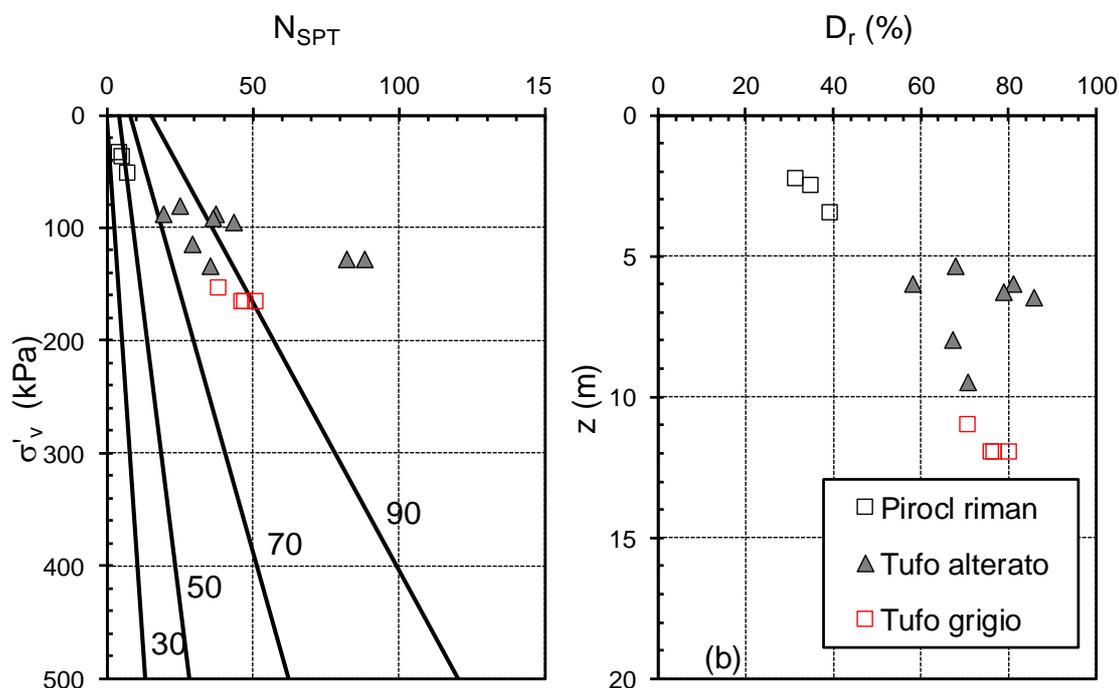


Figura 11. Valori della densità relativa secondo la correlazione di Gibbs e Holtz (1957) e Skempton (1986)

A partire dai valori di D_r ricavati dalle prove SPT è possibile determinare i valori dell'angolo di resistenza a taglio φ' utilizzando le correlazioni di seguito riportate, valide rispettivamente per sabbie fini uniformi e sabbie medie uniformi (Schmertmann, 1975):

$$\begin{aligned}\varphi(\text{°}) &= 28 + 0,14D_r(\%) \\ \varphi(\text{°}) &= 31,5 + 0,11D_r(\%) \end{aligned} \quad (2)$$

Nella fattispecie, in via cautelativa, si fa riferimento alla prima correlazione per le Piroclastiti rimaneggiate e alla seconda per il tufo alterato. In alternativa è possibile utilizzare la relazione dell'API (American Petroleum Institute 1987):

$$\varphi(\text{°}) = 28,4 + 0,17D_r + 16D_r^2 \quad (3)$$

I valori dell'angolo di resistenza al taglio così ottenuti sono illustrati nella figura 12, dove per confronto sono riportati anche i risultati delle prove di laboratorio. La correlazione interpreta ovviamente il contributo coesivo alla resistenza in termini puramente attritivi, e quindi nel caso di terreni anche debolmente cementati conduce ad una sovrastima

dell'angolo di resistenza a taglio di picco. A maggior ragione tale limitazione si applica al caso del tufo, per quanto alterato esso sia. In ogni caso, il profilo API è in buon accordo con i risultati delle prove di laboratorio.

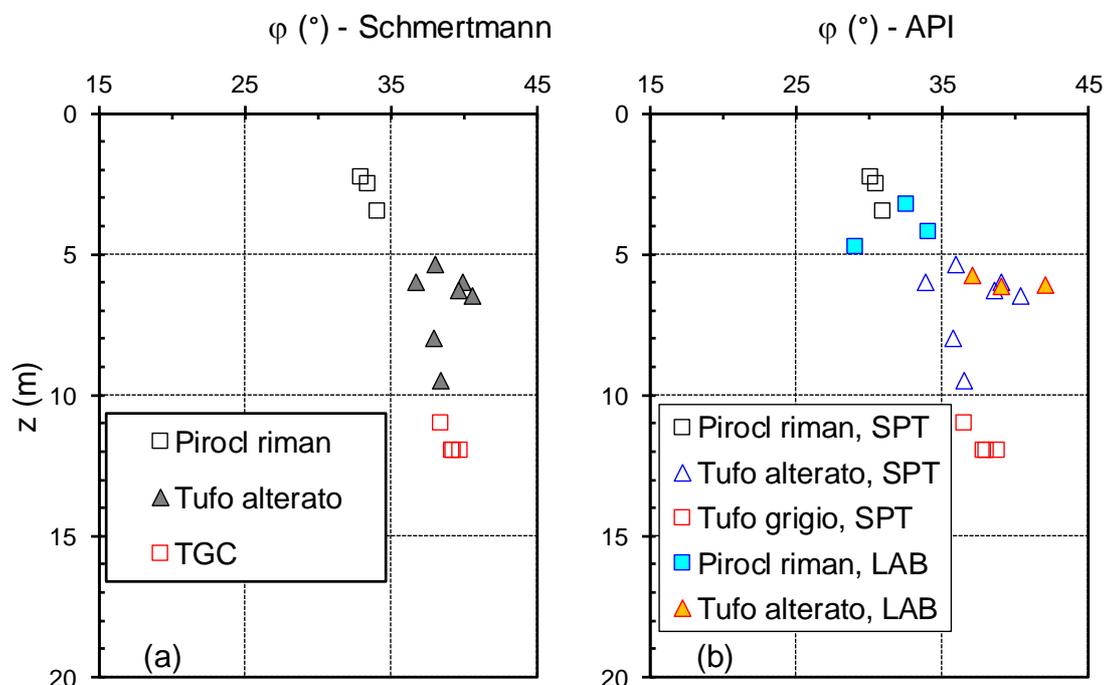


Figura 12. Valori dell'angolo di resistenza al taglio desunti dalle prove in sito e di laboratorio

Nella figura 13 sono rappresentate invece le curve deviatore-deformazione assiale delle prove ad espansione laterale libera effettuate su campioni prelevati dal TGC. Il deviatore a rottura q_u varia fra 613 e 1791 kPa. La coesione efficace si può ricavare dal criterio di rottura di Mohr-Coulomb, ipotizzando un valore dell'angolo di resistenza a taglio:

$$\left(c \cot \varphi + \frac{q_u}{2} \right) \cdot \sin \varphi = \frac{q_u}{2} \quad (4)$$

Attribuendo allo strato TGC la media delle determinazioni di φ' nello strato di tufo alterato si ottengono valori di c' [kPa] compresi nell'intervallo [153, 448 kPa], con un valor medio di 327 kPa e una deviazione standard di 123 kPa.

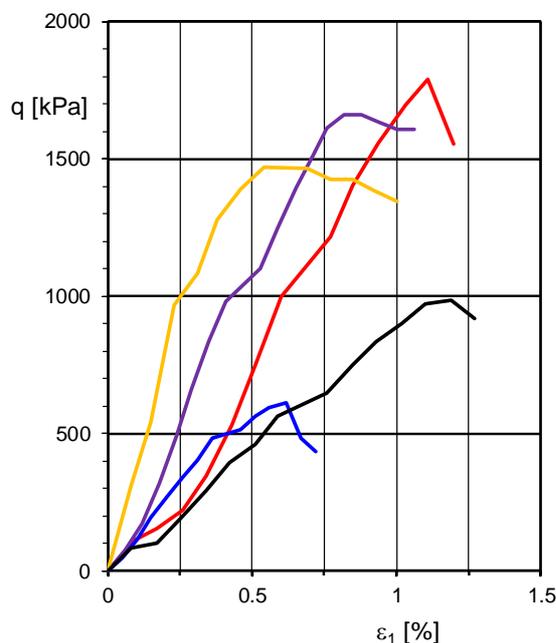


Figura 13. Prove di compressione uniassiale su spezzoni di carote prelevate dal TGC

Nella figura 14 è illustrato il profilo delle velocità di propagazione delle onde di taglio desunte dalle prove Down-Hole effettuate nei fori dei sondaggi 1-5-9. Si noti che la prova DH1 è in sostanziale disaccordo con le prove DH5-DH9. La media armonica delle V_s partendo dalla quota del piano di posa delle fondazioni, poste a 56.5 m s.l.m., si ottengono valori di $V_{s,30}$ compresi fra 335 e 484 m/s. La media armonica dei valori medi a partire dalla quota del piano di posa delle fondazioni fino a 30 m di profondità dal piano di posa delle fondazioni è uguale invece a 405 m/s, per cui il sottosuolo può essere classificato in categoria B.

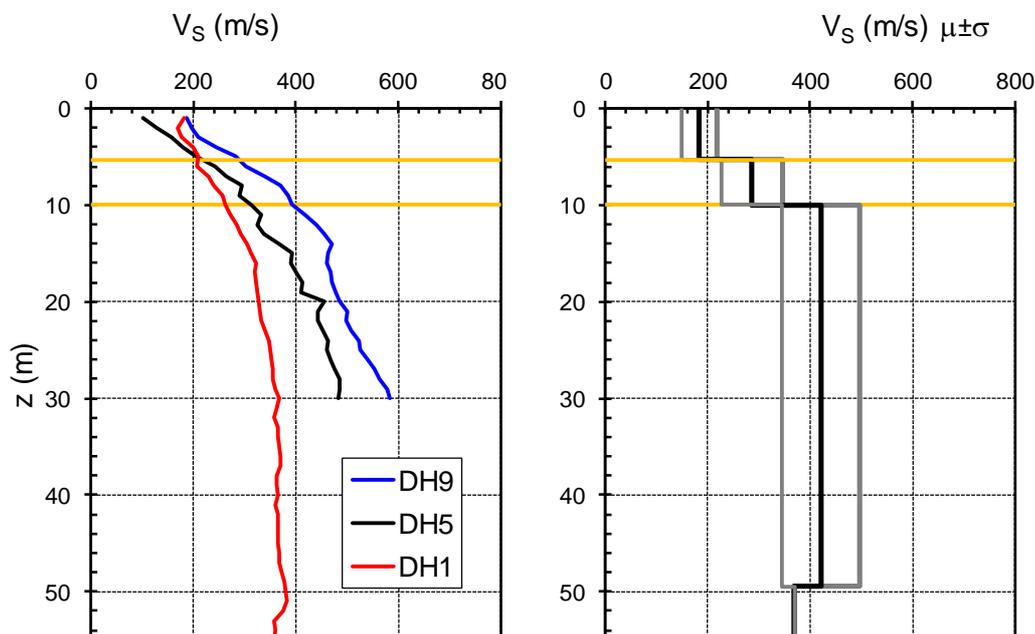


Figura 14. Profilo delle velocità di propagazione delle onde di taglio desunto dalle prove Down-Hole (a) e profilo dei valori medi di V_s (m/s) (b)

Nella tabella 4 si riassumono le proprietà fisico-meccaniche dei terreni ottenute mediando equilibratamente tutte le indicazioni provenienti dalle indagini in sito e di laboratorio, nonché le determinazioni indirette dei parametri meccanici desunte dalla correlazione con le resistenze penetrometriche. Ai fini delle analisi di stabilità si assume in via cautelativa $c' = 5$ kPa e $\phi' = 30$ per le piroclastiti rimaneggiate, $c' = 10$ e $\phi' = 35^\circ$ per il tufo alterato, $c' = 327$ kPa e $\phi' = 35^\circ$ per il TGC.

Tabella 4. Caratterizzazione geotecnica.

Strato	Prof. dal p.c. [m] $\mu \pm \sigma$	N_{SPT} $\mu \pm \sigma$	γ [kN/m ³] $\mu \pm \sigma$	ϕ' [°] $\mu \pm \sigma$	c' [kPa] $\mu \pm \sigma$	V_s [m/s]	$G_0(V_s)$ [MPa]
Piroclastite Rimaneggiata	5.3±0.6	5±2	15±2.1	31.8±2.6	13.0±9.4	183	53
Tufo alterato	10±1.1	45±26	13.1±1.7	36.8±5.5	15.3±6.4	286	74
Tufo Grigio campano	49.5±2.1	43±7	12.5±0.6	36.8	327±123 ^a	421	231
Piroclastite inferiore	84-88	-	15	31.8	5	369	208

^acoesione efficace ricavata da prove ELL

Nella fase delle indagini integrative, come si è detto, è stata effettuata una prova di colonna risonante su un campione prelevato dal sondaggio S9. Gli esiti della prova sono illustrati nella figura 15.

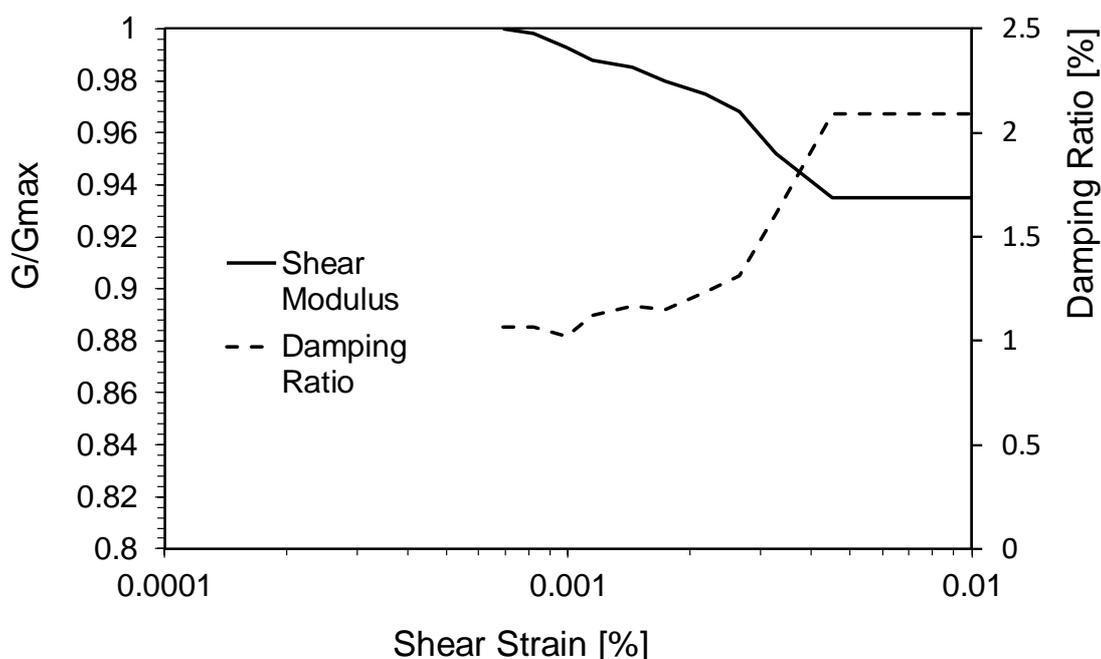


Figura 15. Risultati della prova di colonna risonante sul campione S9C1

3. Analisi di risposta sismica locale

3.1. Selezione dei terremoti

L'azione sismica di riferimento è definita a partire dai parametri a_{max} , F_0 e T^*_c individuati nell'allegato B alle NTC 2018 in funzione dei punti del reticolo di riferimento in cui è stata suddivisa l'Italia e del periodo di ritorno dell'azione sismica T_R . In corrispondenza delle coordinate geografiche del sito (Long = $14^{\circ}.398$, Lat = $40^{\circ}.632$), ipotizzando una vita nominale $V_N = 100$ anni e una classe d'uso IV, si ottiene lo spettro SLV su sottosuolo A rappresentato in figura 16. Il periodo di ritorno dello stato limite di riferimento è 1898 anni, mentre l'accelerazione di picco attesa è $a_{rock} = 0.141$ g. Nella stessa figura è illustrato anche lo spettro in superficie (categoria B). L'accelerazione massima per $T = 0$ in questo caso è $a_{max} = 0.170$ g.

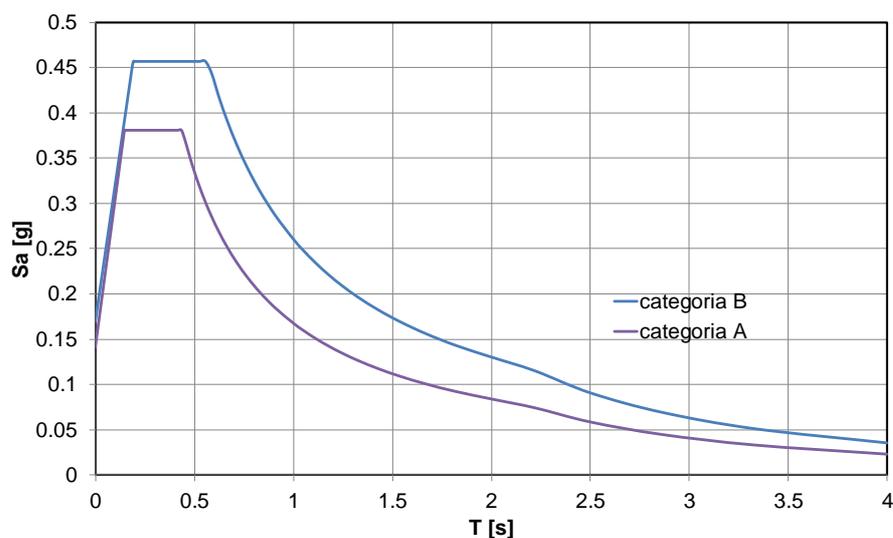


Figura 16. Spettri di risposta (componente orizzontale) dello SLV per sottosuolo A e B

Gli accelerogrammi naturali sono stati selezionati nell'ambito di un database di registrazioni su affioramento rigido con il programma REXEL v. 3.5 (Iervolino et al. 2009). Essi sono stati definiti mediante disaggregazione bidimensionale del rischio in magnitudo e distanza epicentrale ($M = 5 \div 7$, $R = 20 \div 50$ km). I segnali sono stati scalati all'accelerazione di riferimento su affioramento rigido, $a_{rock} = 0.141$ g, assumendo in tutti i casi un fattore di scala non maggiore di 5.

Nella figura 17 sono rappresentati gli spettri delle componenti orizzontali dei terremoti utilizzati nelle analisi RSL finalizzate alle verifiche SLV. In essa, per confronto, sono riportati anche lo spettro medio e lo spettro da norma dello SLV. Nel dettaglio, per lo spettro medio in accelerazione, l'intervallo in cui deve essere soddisfatto il criterio di compatibilità è 0,15-2s. Le caratteristiche dei segnali utilizzati per le analisi RSL 1D e 2D sono riassunte nella tabella 5.

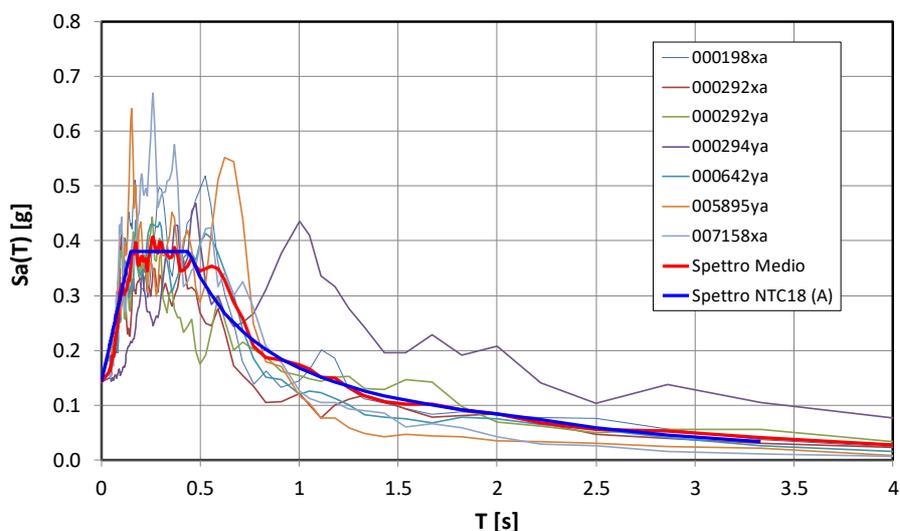


Figura 17. Spettri di risposta dei segnali selezionati e spettro medio

Tabella 5. Caratteristiche dei segnali per la valutazione dello spettro medio della componente orizzontale di accelerazione

Waveform ID	Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mech.	Epic. Dis. [km]	PGAX [m/s ²]	PGAY [m/s ²]
642	Umbria Marche (aftershock)	14/10/97	5.6	Normal	23	0.524	0.618
292	Campano Lucano	23/11/80	6.9	Normal	25	0.5878	0.5876
292	Campano Lucano	23/11/80	6.9	Normal	25	0.5878	0.5876
198	Montenegro	15/04/79	6.9	Thrust	21	1.7743	2.1985
7158	Firuzabad	20/06/94	5.9	strike slip	39	0.2155	0.1928
5895	Arnissa	09/07/84	5.2	Normal	30	0.129	0.1074
294	Campano Lucano	23/11/80	6.9	Normal	26	0.9032	0.7783

3.2. Analisi di risposta sismica locale 1D

Ai fini delle analisi di risposta locale il sottosuolo può essere idealizzato come una successione di strati piani e paralleli, con superficie topografica orizzontale. In tale ipotesi è possibile effettuare un'analisi monodimensionale di propagazione delle onde, in cui le proprietà dei materiali variano unicamente in direzione verticale. Per la componente orizzontale del moto si assume che il campo d'onda sia costituito da onde trasversali con direzione di propagazione verticale. Nella figura 18 è rappresentato il modello geotecnico di sottosuolo considerato per le analisi 1D.

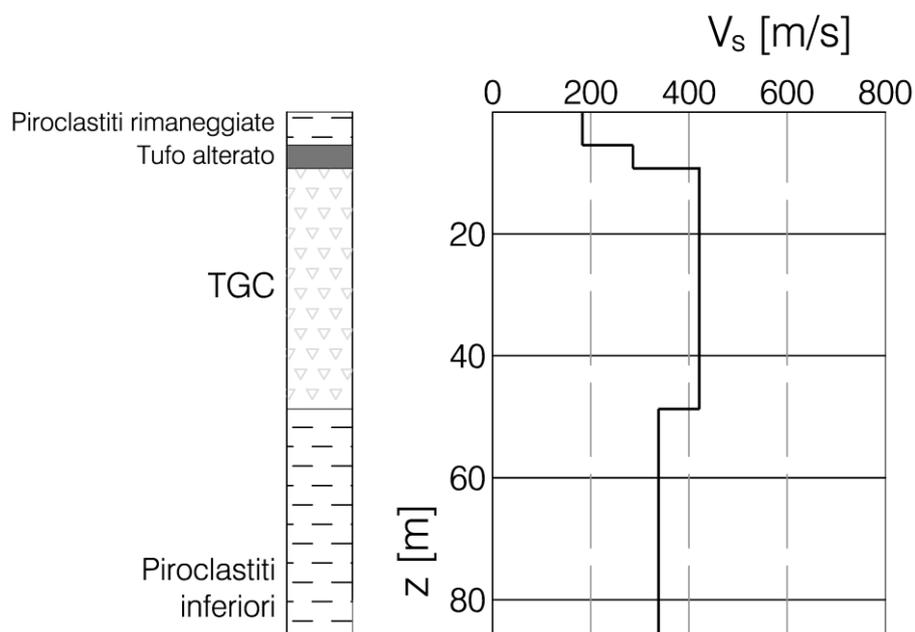


Figura 18. Modello di sottosuolo per analisi RSL

Per descrivere la dipendenza del modulo di taglio G e dello smorzamento D dal livello di deformazione si fa riferimento ai risultati delle prove di colonna risonante illustrati nel paragrafo precedente. In particolare si assume che il campione S9C1 prelevato alla profondità [7.5, 8 m] sia rappresentativo dello strato di piroclastiti rimaneggiate e dello strato di transizione [PsdC/TA]. Si noti che la massima deformazione raggiunta in questa prova è dello 0.005%. Si tratta di un valore molto ridotto che non si può certamente considerare rappresentativo della massima deformazione mobilitata per l'intensità di terremoto attesa nel sito di riferimento. Nella figura 19 i risultati della prova RCT sono messi a confronto con le curve di Darendeli & Stokoe (2001). Questo mostra innanzitutto come la deformazione massima raggiunta in laboratorio sia molto poco significativa ai fini applicativi. Almeno nell'intervallo in cui le curve sono confrontabili l'accordo è molto buono, e quindi per le finalità delle analisi RSL si farà riferimento alle curve di Darendeli & Stokoe (2001).

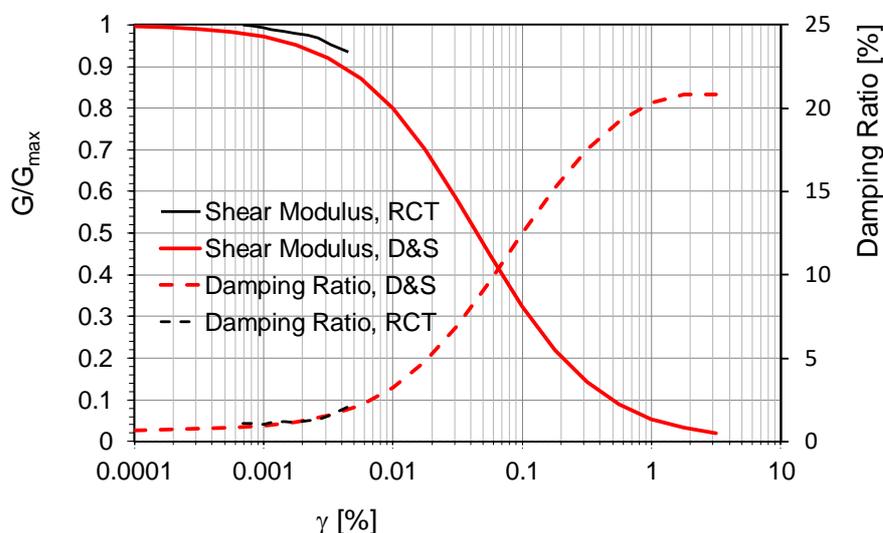


Figura 19. Confronto fra la prova RCT e le curve di Darandeli & Stokoe (2001)

Lo strato di calcare, per il quale $V_s = 950$ m/s, si assume coincidente con la formazione di base. Per lo strato TGC si assume invece comportamento visco-elastico, con rapporto di smorzamento costante pari all'1%. Le analisi vengono svolte con la modalità 'outcropping', e cioè mediante la deconvoluzione dei segnali selezionati nello strato di calcare, dall'affioramento in superficie al tetto del bedrock.

Le analisi di risposta sismica locale sono effettuate con il programma STRATA (Kottke & Rathje 2000), simulando la non linearità di comportamento con approccio lineare equivalente. Nella figura 20 sono illustrate le funzioni di amplificazione corrispondenti ai segnali selezionati per la definizione dello spettro medio delle accelerazioni orizzontali in superficie. Si noti che la frequenza fondamentale del banco è sostanzialmente indipendente dal segnale.

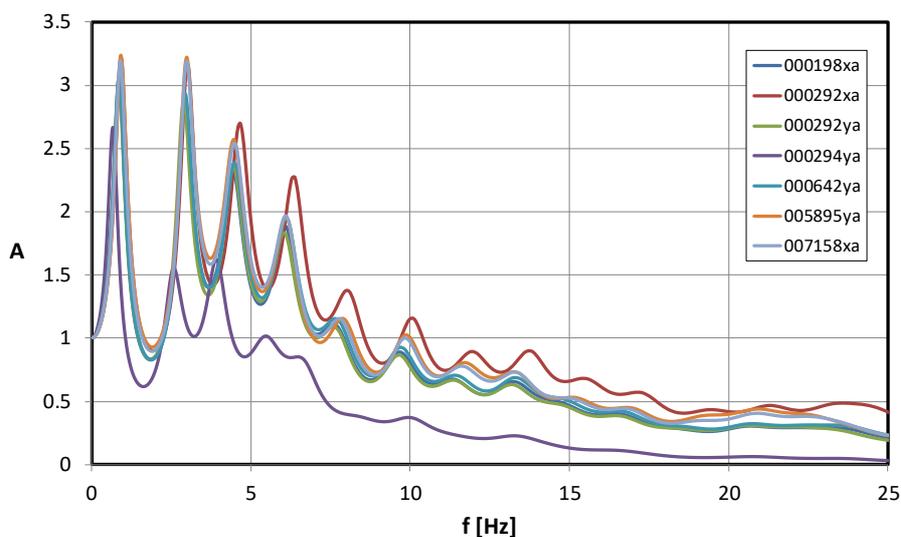


Figura 20. Funzioni di amplificazione del sottosuolo

Gli spettri medi in accelerazione (componente orizzontale) delle analisi di RSL sono rappresentati nella figura 21. In essa, per confronto, sono rappresentati lo spettro medio e quello di riferimento per sottosuolo di categoria B.

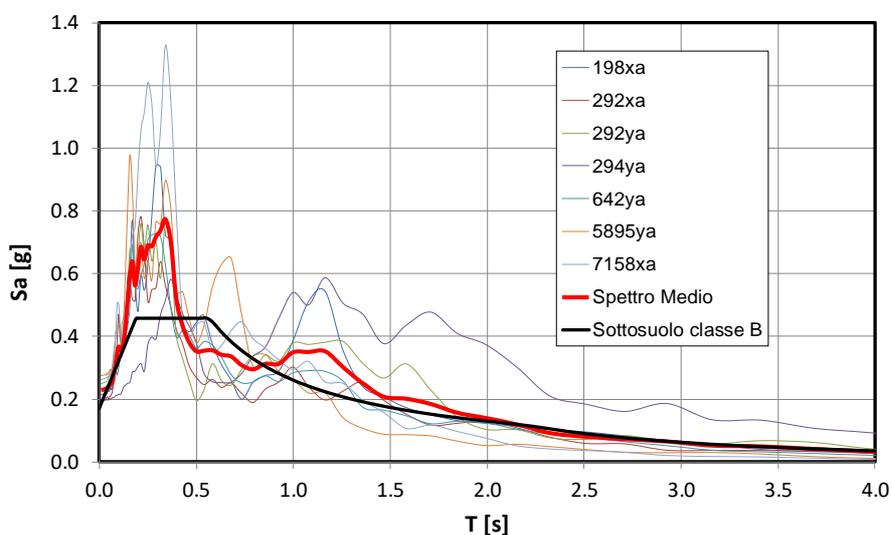


Figura 21. Spettri di accelerazione orizzontale dei segnali e spettro medio

3.3. Effetto della cavità sulla domanda sismica nell'edificio

Per lo scopo delle analisi 2D si considera un dominio di sottosuolo che si estende fino alla profondità di 30 m dalla superficie del terreno. Alla base di tale dominio si applicano gli input desunti alla medesima profondità dalle analisi RSL monodimensionali. Nella figura 22 è rappresentato il confronto fra gli spettri medi in superficie delle analisi 1D svolte con il codice STRATA per i modelli con 30 e 86 m di profondità. Le due funzioni sono perfettamente sovrapposte.

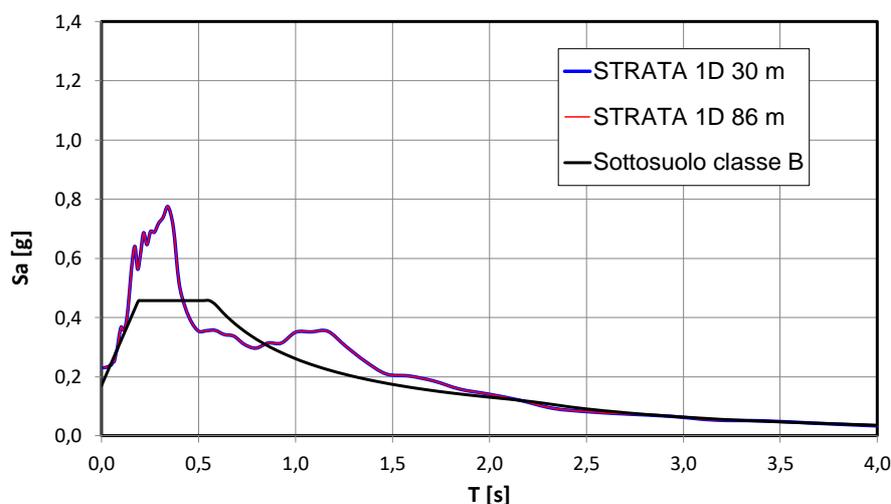


Figura 22. Spettri medi in superficie dei modelli 1D di altezza 30 e 86 m

La domanda sismica viene valutata in condizioni 2D con riferimento alla sola sezione 17. I calcoli sono stati effettuati con il codice di calcolo agli elementi finiti LSR-2D (Local Seismic Response 2D rel. 4.3.1, Stacec) usando l'approccio lineare equivalente. Nelle figure 23 e 24 sono rappresentati i reticoli FEM utilizzati per le analisi in regime di campo libero e in presenza della cavità. In tale ultima analisi si è fatto ovviamente riferimento alla configurazione con gli interventi di stabilizzazione della stessa. Al bordo inferiore della mesh gli spostamenti nelle due direzioni verticale e orizzontale sono impediti. I contorni laterali della mesh sono collegati, tramite molle e smorzatori, a colonne monodimensionali di free-field, in modo da evitare onde riflesse e ridurre al minimo la dimensione del reticolo. Si noti che la dimensione del modello bi-dimensionale è stata definita in modo iterativo mediante uno studio di sensibilità, assumendo come riferimento lo spettro medio in superficie dell'analisi LSR-1D. Indubbiamente l'accuratezza del modello 2D aumenta al crescere della larghezza del dominio. Per il problema considerato è sufficiente considerare un reticolo di larghezza 150 m. In tutte le analisi gli accelerogrammi sono stati applicati alla base del modello dopo aver effettuato l'analisi 1D.

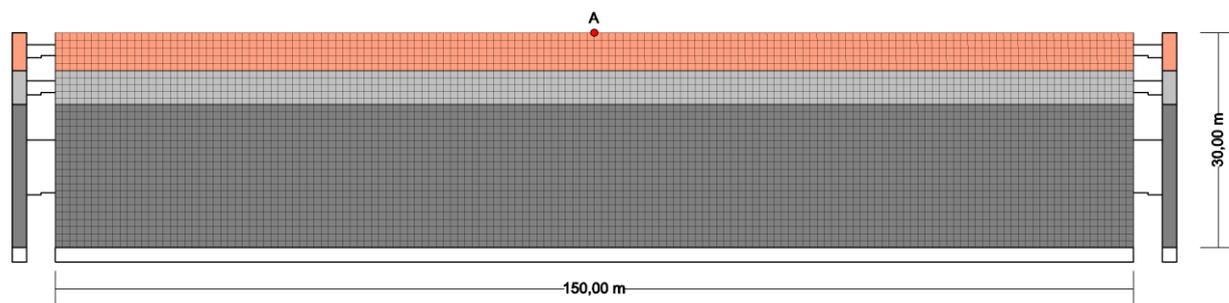


Figura 23. Modello stratigrafico e reticolo FEM in condizioni di campo libero

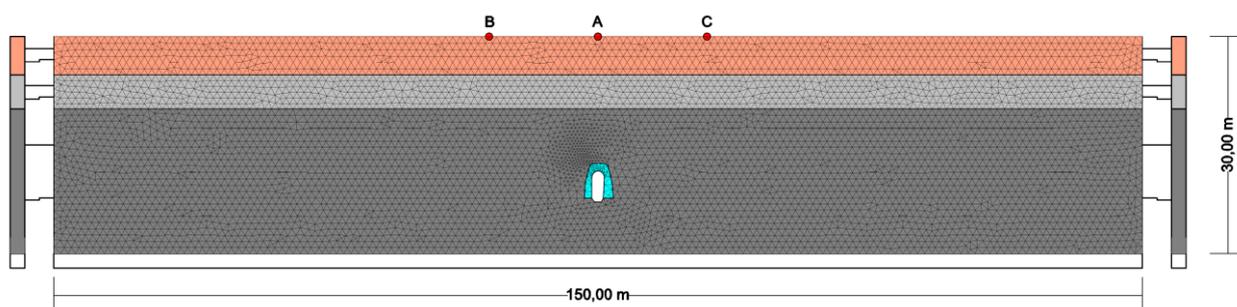


Figura 24. Modello stratigrafico e reticolo FEM in presenza della cavità

Nella figura 25 è illustrato il confronto fra spettro medio in superficie dell'analisi 1D svolta con il codice Strata, spettro medio in superficie dell'analisi 1D svolta con il codice LSR e spettro medio in superficie dell'analisi LSR-2D in condizioni di campo libero. L'accordo fra le due analisi 1D è eccellente. Le differenze molto piccole fra i due spettri STRATA 1D e LSR 1D dipendono dal fatto che nell'analisi LSR è stata scelta una partizione dell'intervallo dei periodi più fitta. Questa ovviamente consente di riprodurre in modo più accurato le irregolarità dello spettro ai periodi più bassi. Nel passaggio dall'analisi LSR 1D a quella LSR 2D si riscontrano alcuni lievi differenze fra le ordinate spettrali nell'intervallo di periodi [0.25; 0.4 s]. Si tratta tuttavia di scostamenti molto lievi, che non hanno alcuna rilevanza per lo scopo di questa relazione, dal momento che il periodo naturale dell'edificio con isolatori è molto elevato.

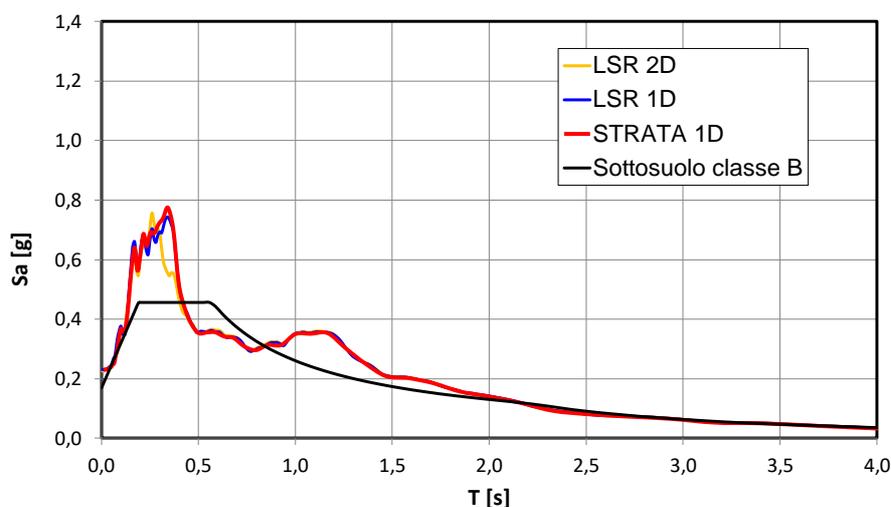


Figura 25. Confronto fra spettri medi 1D e 2D in condizioni di campo libero

Nella figura 26 lo spettro in superficie in condizioni di campo libero è messo a confronto con gli spettri medi valutati in presenza della cavità nei punti di controllo A-B-C in figura 24. Le funzioni spettrali nei punti anzidetti sono coincidenti, dunque la cavità non comporta sfasamenti temporali del moto sismico (asincronismo). Si nota una modesta differenza fra gli spettri valutati in presenza della cavità e quello di free-field soltanto nell'intervallo [0.25, 0.4 s], che, come si è detto, non ha alcuna rilevanza per l'edificio considerato. In sintesi, per la sezione considerata, la presenza della cavità – nella configurazione in cui sono stati già realizzati gli interventi di stabilizzazione – non ha alcun effetto apprezzabile sulla domanda sismica nell'edificio.

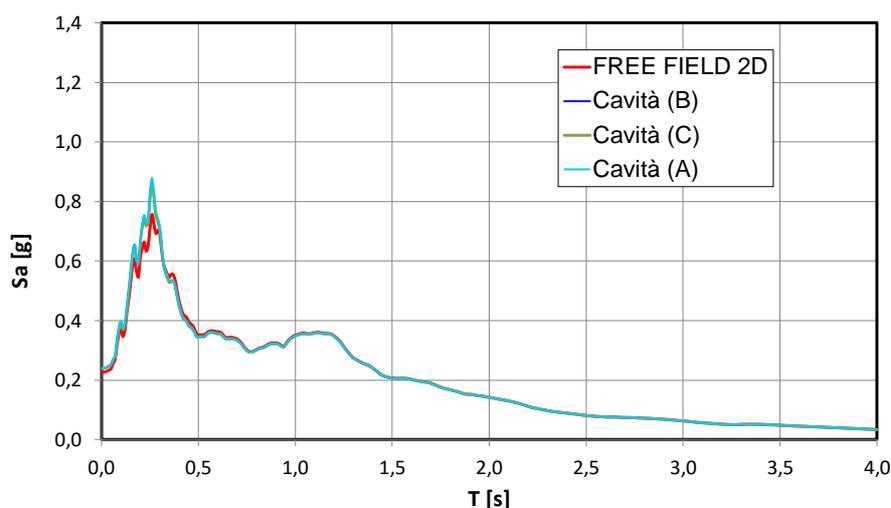


Figura 26. Effetto della cavità sullo spettro medio in superficie

4. Analisi di stabilità della cavità

Ai fini dell'analisi di stabilità della cavità consolidata con gli interventi di riempimento parziale, sono state considerate due sezioni rappresentative: la sezione 17 e la sezione 4.

Per entrambe le sezioni si è ipotizzato un piano campagna orizzontale e posto a quota +64 m s.l.m.m. (per semplicità si eviterà di ripetere nel seguito il riferimento al livello medio mare) per la sezione 17 e +64.5 m per la sezione 4.

Anche la successione stratigrafica per le due sezioni è stata considerata coincidente, con un primo strato di pozzolane rimaneggiate (fino a quota +57.8 per la sezione 17 e +59 per la sezione 4), uno strato di tufo alterato (fino a quota +54 m per la sezione 17 e +54.5 m per la sezione 4) e uno strato di tufo grigio fino alla quota + 24 m.

Nelle figure 27 e 28 sono rappresentate le geometrie delle due sezioni. La quota dell'intradosso delle fondazioni è di +56.5 m per entrambe le sezioni.

Le caratteristiche dei terreni sono riportate in tabella 6.

Tabella 6. Caratterizzazione geotecnica.

Strato	Descrizione	γ [kN/m ³]	φ' [°]	c' [kPa]	σ_T [kPa]	E [kPa]	ν
1	Pozzolane rim.	15	30	5	0	137000	0.3
2	Tufo alterato	13	35	10	3.8	192000	0.3
3	Tufo grigio	12.5	35	327	118.2	598000	0.3
4	Cls alleg.	6.5	0	500	100	500000	0.3

Ai fini delle verifiche di stabilità della cavità, nel rispetto di quanto previsto dalle NTC 2018, che assumono i valori caratteristici come una stima cautelativa di quelli che condizionano lo stato limite, tutti questi valori sono stati considerati come valori caratteristici.

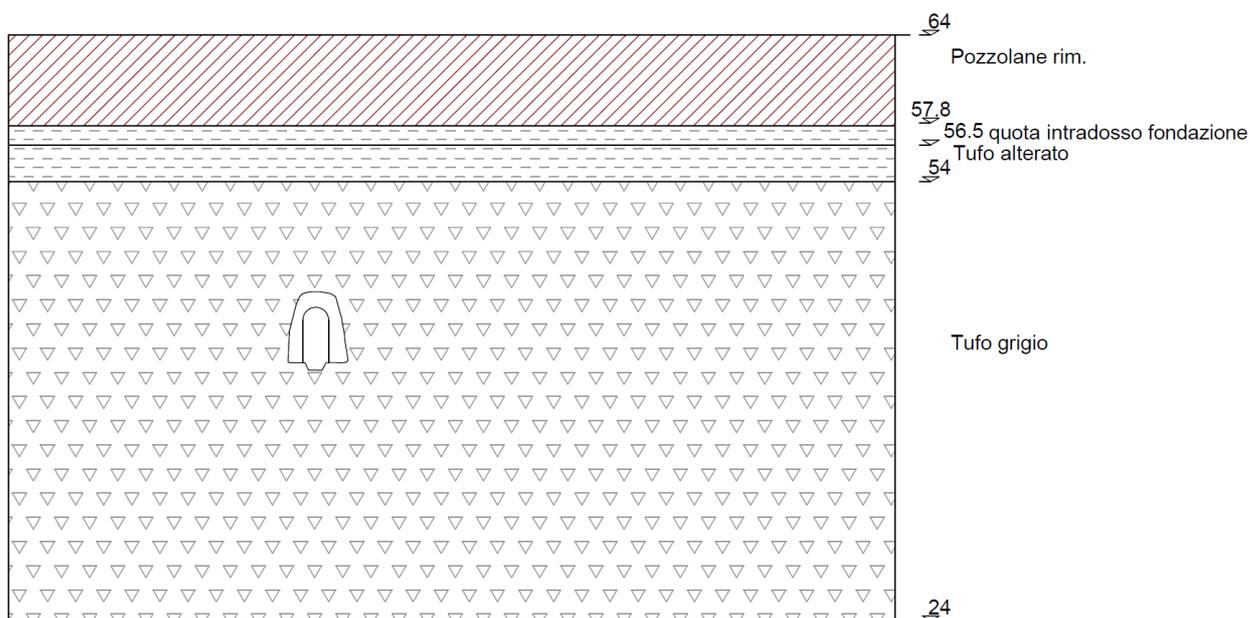


Figura 27. Sezione 17 analizzata in Plaxis

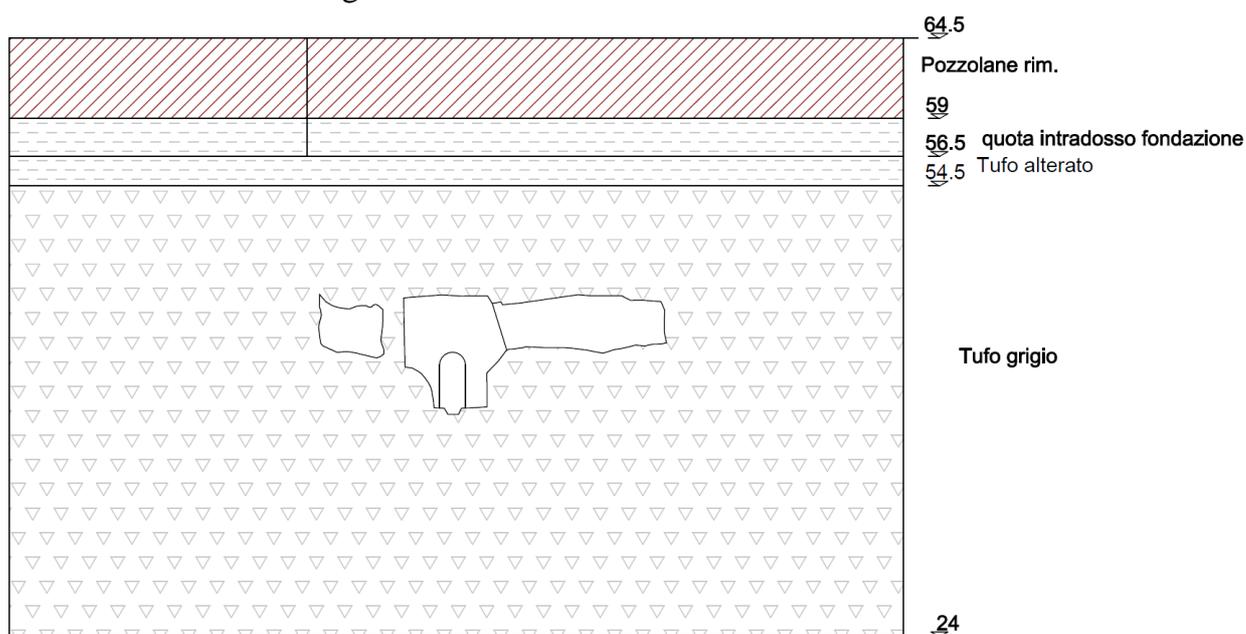


Figura 28. Sezione 4 analizzata in Plaxis

Per le pozzolane e il tufo si è utilizzato il modello elasto-plastico con superficie di snervamento alla Mohr-Coulomb e legge di flusso non associata (dilatanza nulla), mentre per il calcestruzzo alleggerito si è considerato un modello di terreno dotato solo di coesione (modello elasto-plastico con superficie di snervamento alla Tresca e legge di flusso associata), con coesione pari alla metà della resistenza a compressione monoassiale ($\sigma_c=1\text{MPa}$) e con un tension cut-off pari a 0.1 MPa. Per i calcoli è stato utilizzato il

programma di calcolo agli elementi finiti Plaxis®, in condizioni di stato piano di deformazione.

Le fasi di analisi considerate nel modello sono:

1. Stato tensionale in sito determinato ipotizzando una deposizione in condizioni di deformazione unidirezionale (cosiddetta procedura K_0)
2. Scavo della cavità, con rimozione del volume originariamente occupato dal TGC (con questa fase termina l'analisi delle condizioni preesistenti gli interventi di progetto)
3. Consolidamento della cavità con riempimento parziale delle stesse con calcestruzzo alleggerito, in accordo con le sezioni fornite dai progettisti
4. Scavo del terreno fino al piano di posa della fondazione
5. Applicazione delle azioni di progetto trasmesse dall'edificio, simulate con un carico uniformemente distribuito pari a 100 kPa: peso proprio dell'edificio (carichi permanenti strutturali e non) dell'edificio e sovraccarichi variabili; per il tipo di analisi geotecnica da condurre si è fatto riferimento alla combinazione di coefficienti parziali A2 sulle azioni, con un coefficiente unitario sui carichi permanenti e pari a 1,30 su quelli variabili.
6. Valutazione del coefficiente di sicurezza (che assume il significato di coefficiente parziale sulle caratteristiche di resistenza dei terreni e delle rocce) della cavità consolidata con procedimento di $c-\phi$ reduction.
7. Verifica che tale coefficiente di sicurezza sia superiore a quello previsto dalle NTC 2018 nella combinazione M2 ($\gamma_M = 1,25$).

Nelle figure successive si riportano i risultati delle varie fasi per le due sezioni considerate. Per lo scopo dei calcoli condotti (verifiche a SLU della cavità consolidata sotto il peso proprio dei terreni in sito e dei carichi trasmessi dall'edificio) ha senso concentrarsi esclusivamente solo sul valore dei coefficienti parziali di sicurezza dei terreni e delle rocce interessati in corrispondenza del raggiungimento della condizione di SLU della cavità, ricavati attraverso la procedura del $c-\phi$ reduction, anche se le analisi forniscono anche altri risultati in termini di spostamenti e di altro.

La figura 29 mostra la Mesh a elementi finiti utilizzata per l'analisi della sezione 17, mentre la figura 30 mostra lo stato tensionale in sito per la stessa tensione valutato con il passo 1 della prima fase definita in precedenza.

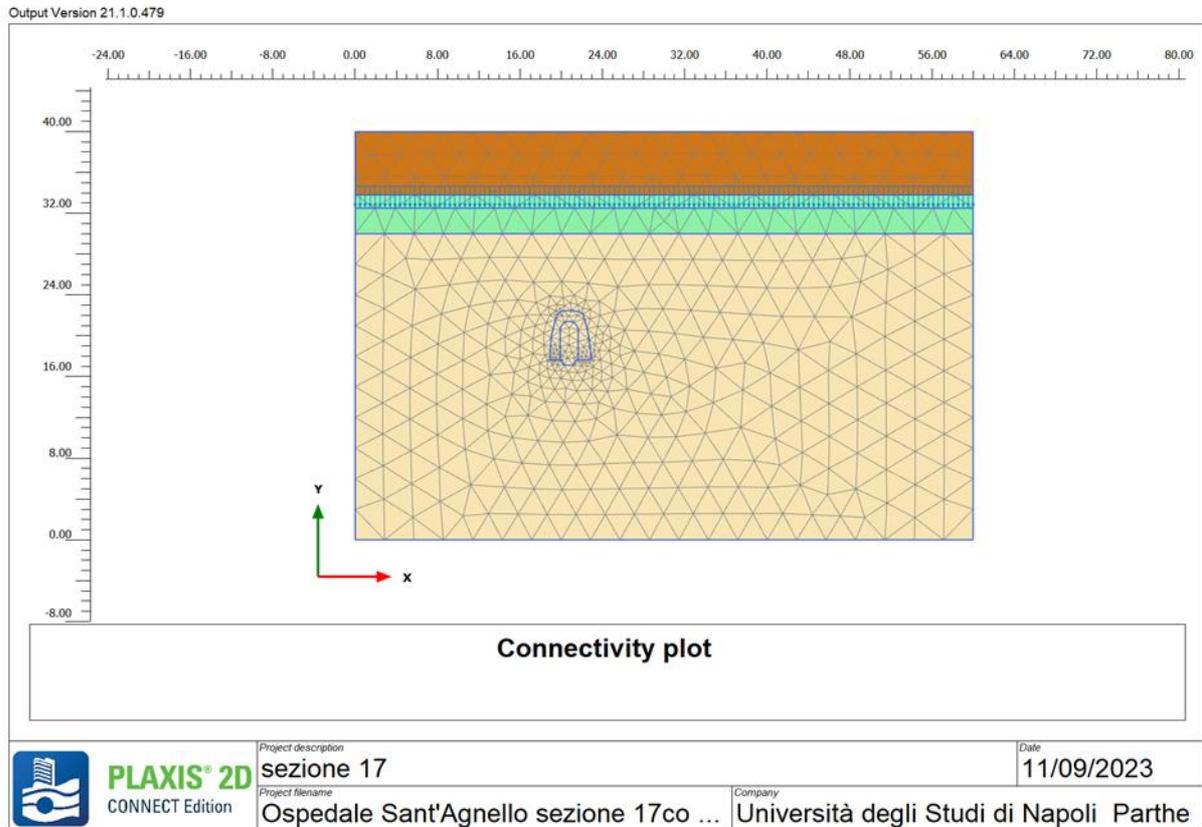


Figura 29. Sezione 17: Mesh

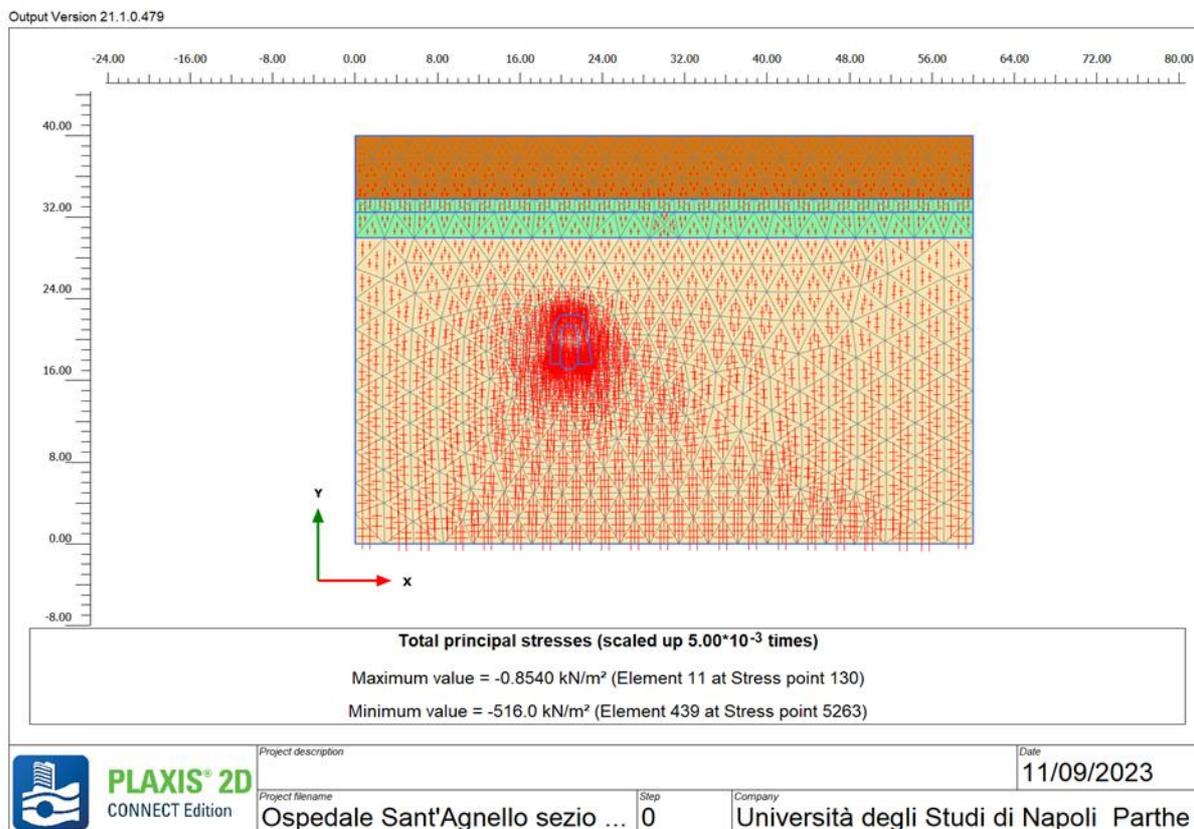


Figura 30. Sezione 17: Stato tensionale in sito

La figura 31 mostra la Mesh deformata a seguito dello scavo della cavità esistente (fase 2), sempre in corrispondenza della sezione 17, mentre la figura 32 mostra la stessa Mesh dopo la realizzazione dell'intervento di riempimento parziale con cls alleggerito (fase 3). Poiché la fase 2 è servita a definire lo stato tensionale e deformativo attuale, a termine di essa, prima del passaggio alla fase 3 sono stati azzerati gli spostamenti. Nella figura 33 si riporta la simulazione dello scavo per il raggiungimento della quota delle fondazioni (fase 4), mentre – dopo aver di nuovo azzerato gli spostamenti – nella figura 34, si riporta la Mesh deformata dopo l'applicazione dei carichi di progetto in fondazione (Fase 5). Nelle figure 35 e 36 si riportano i risultati della $c-\phi$ reduction (fase 6), per la valutazione dei coefficienti di sicurezza che porta al collasso, che è risultato pari a 6.9, ben maggiore di 1.25, valore previsto dalle NTC 2018. La cavità, in questa sezione, appare decisamente stabile.

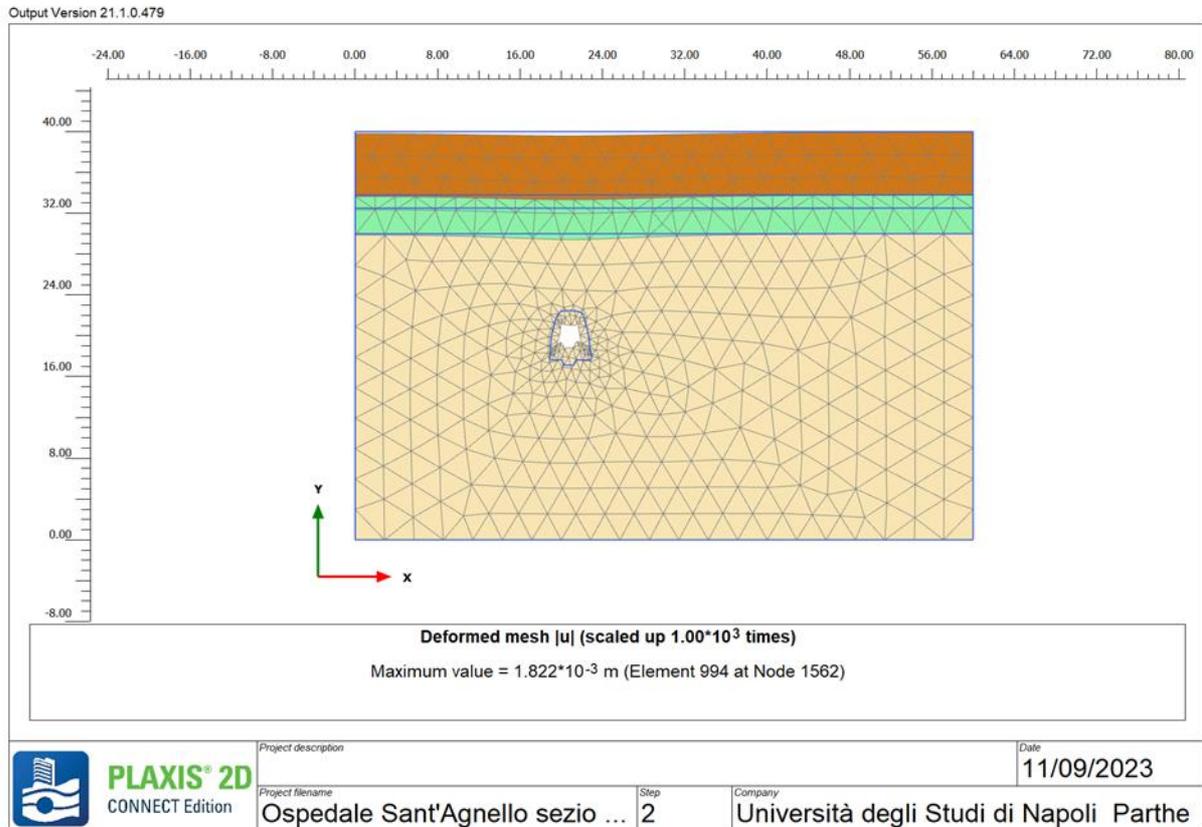


Figura 31. Sezione 17: Simulazione scavo cavità

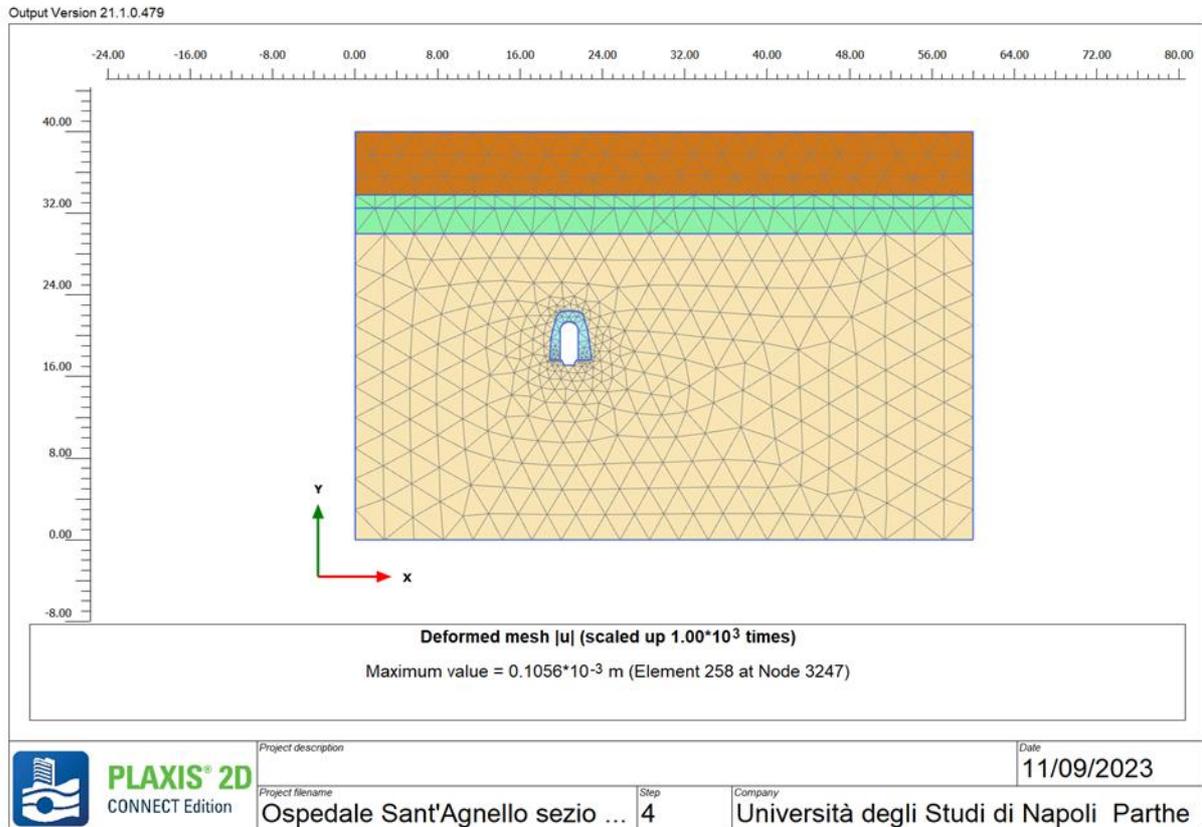


Figura 32. Sezione 17: Simulazione consolidamento cavità (gli spostamenti dovuti alla precedente fase di scavo sono stati resettati)

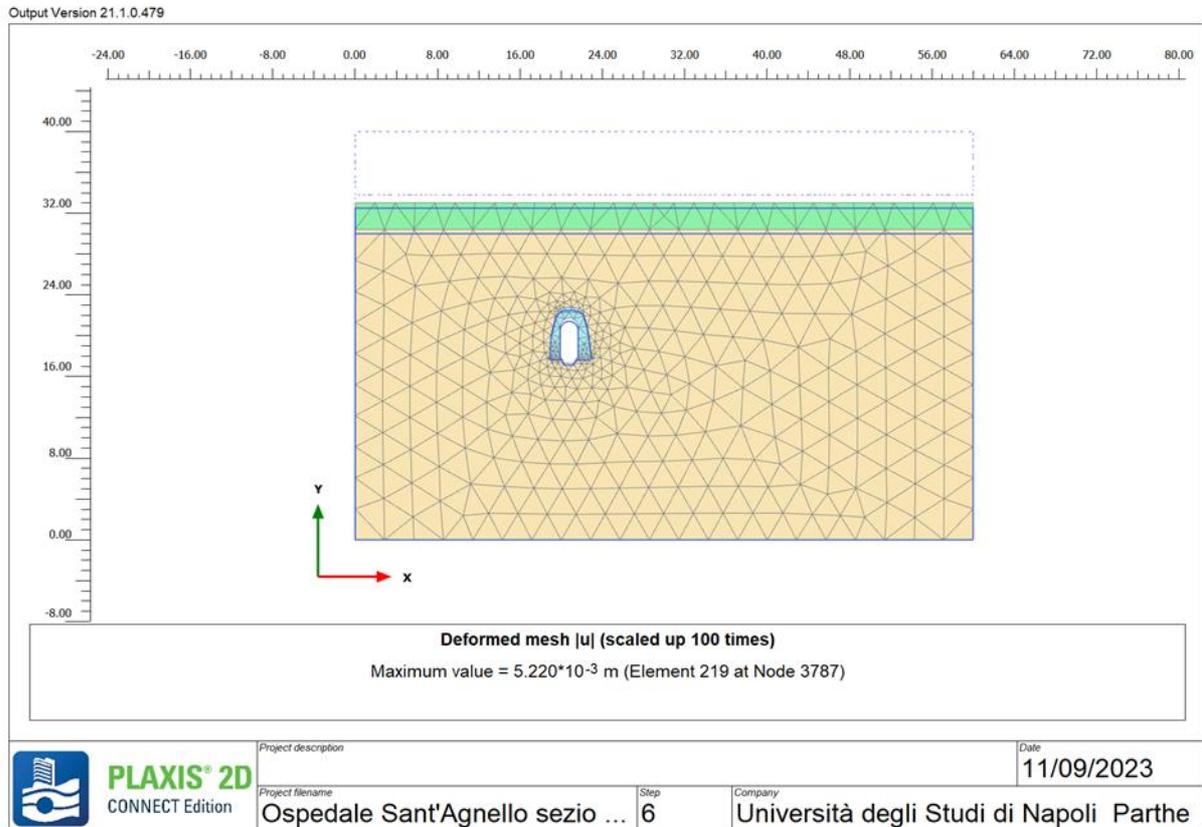


Figura 33. Sezione 17: Scavo fino al piano di posa della fondazione

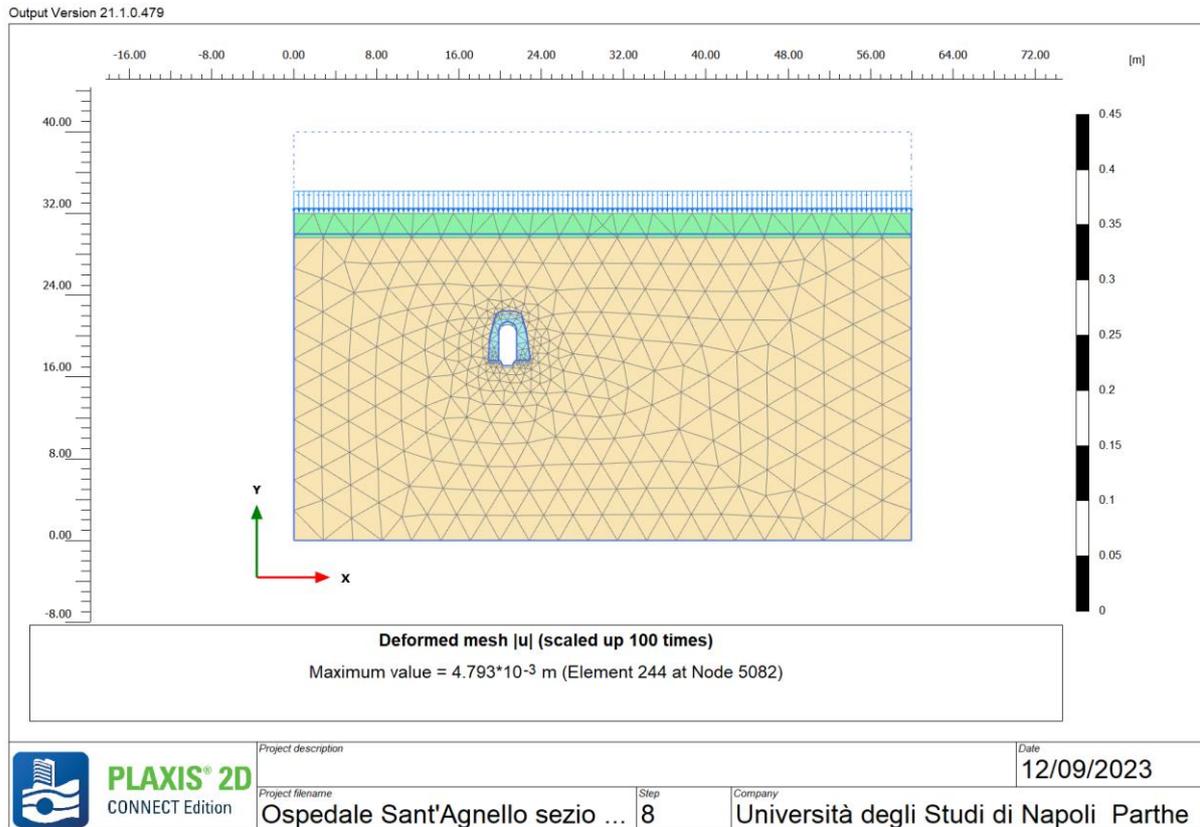


Figura 34. Sezione 17: Applicazione carico dell'edificio ($q=100$ kPa). (gli spostamenti dovuti alla precedente fase di scavo sono stati resettati)

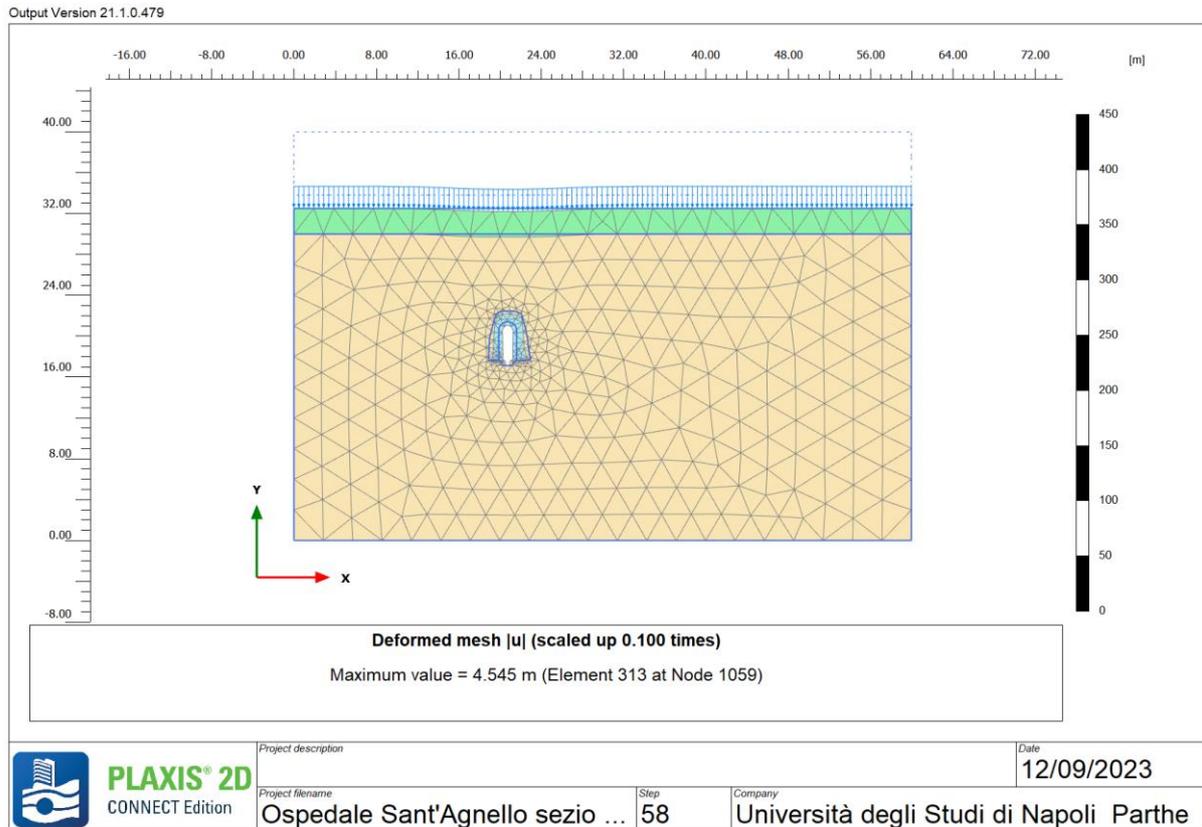


Figura 35. Sezione 17: Analisi di stabilità con procedura c- ϕ reduction (FS=6.9)

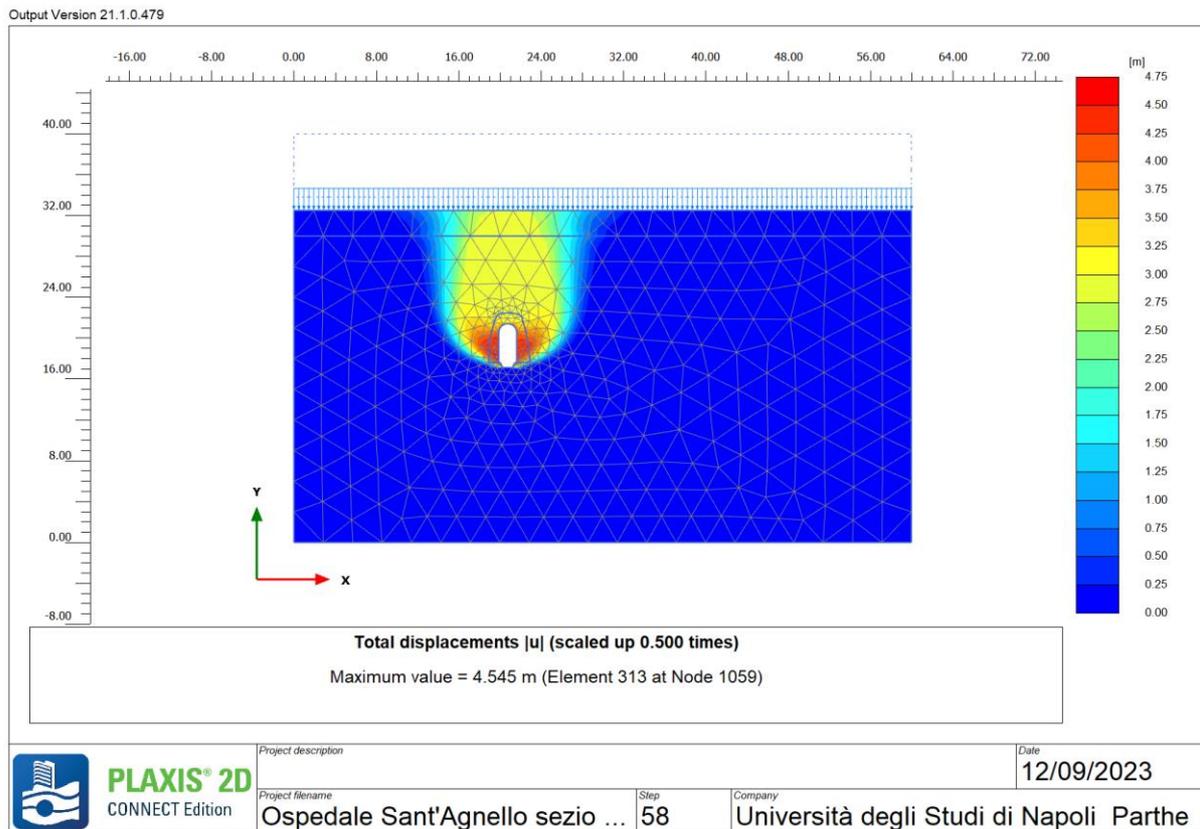


Figura 36. Sezione 17: Analisi di stabilità con procedura c- ϕ reduction (FS=6.9)

Le stesse analisi sono state condotte per la sezione 4. La figura 37 mostra la Mesh a elementi finiti utilizzata per l'analisi della sezione 4, mentre la figura 38 mostra lo stato tensionale in sito per la stessa tensione valutato con il passo 1 della prima fase definita in precedenza. La figura 39 mostra la Mesh deformata a seguito dello scavo della cavità esistente (fase 2), sempre in corrispondenza della sezione 4, mentre la figura 40 mostra la stessa Mesh dopo la realizzazione dell'intervento di riempimento parziale con cls alleggerito (fase 3). Nella figura 41 si riporta la simulazione dello scavo per il raggiungimento della quota delle fondazioni (fase 4), mentre – dopo aver di nuovo azzerato gli spostamenti – nella figura 42, si riporta la Mesh deformata dopo l'applicazione dei carichi di progetto in fondazione (Fase 5). Nelle figure 43 e 44 si riportano i risultati della c- ϕ reduction (fase 6), per la valutazione del coefficienti di sicurezza che porta al collasso, che è risultato pari a 7.5, ben maggiore di 1.25, valore previsto dalle NTC 2018. La cavità, anche in questa sezione, appare decisamente stabile.

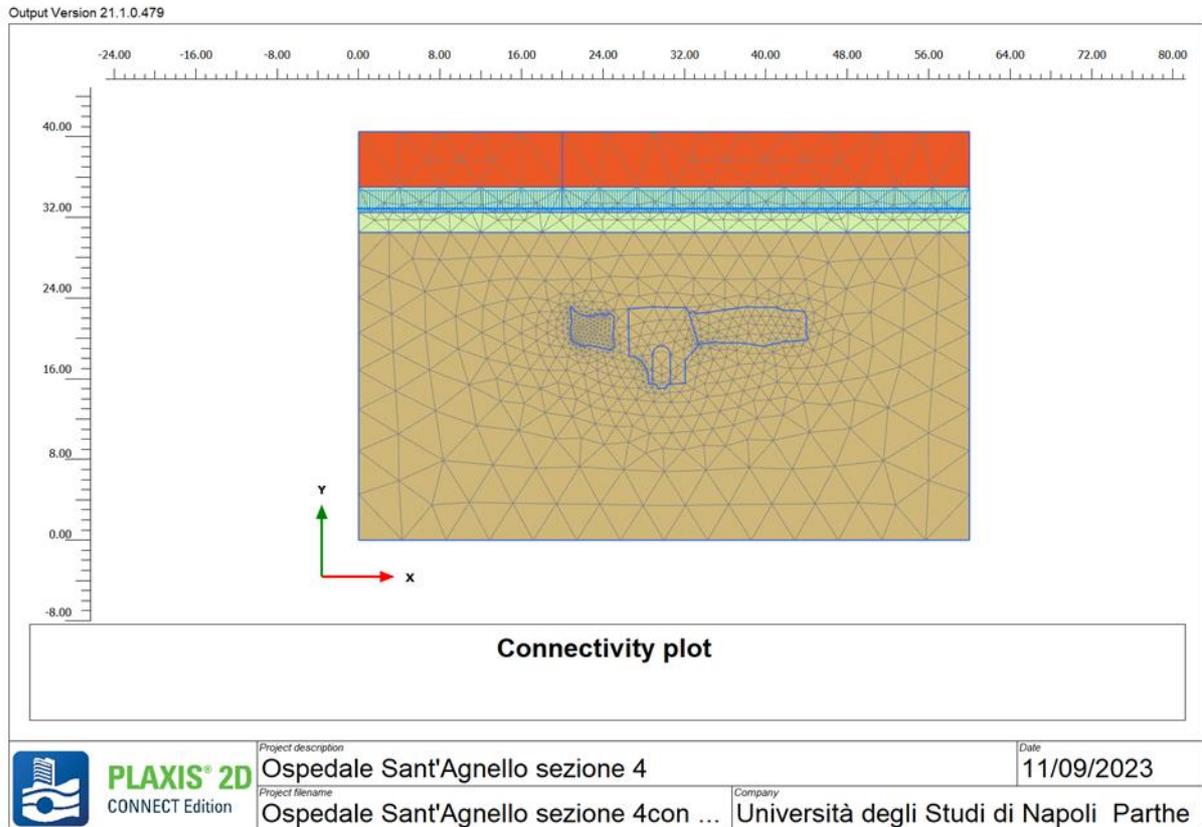


Figura 37. Sezione 4: Mesh

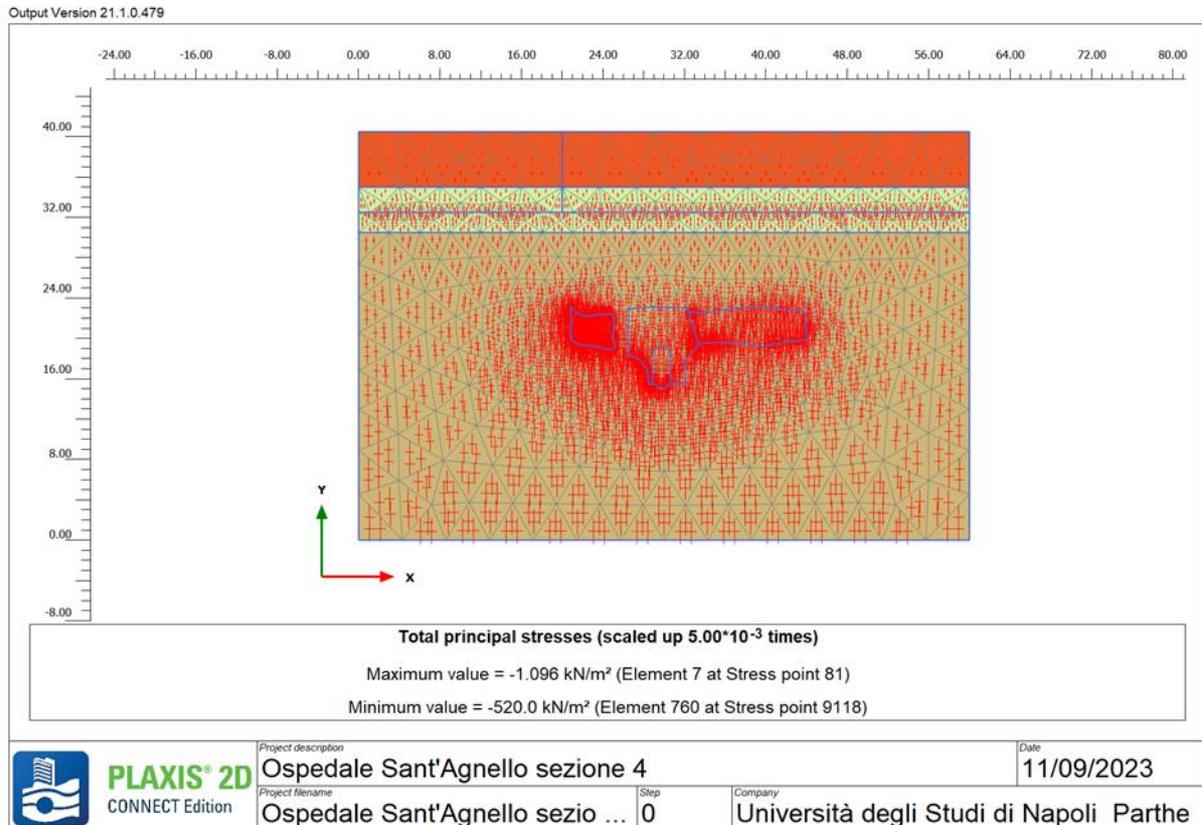


Figura 38. Sezione 4: Stato tensionale in sito

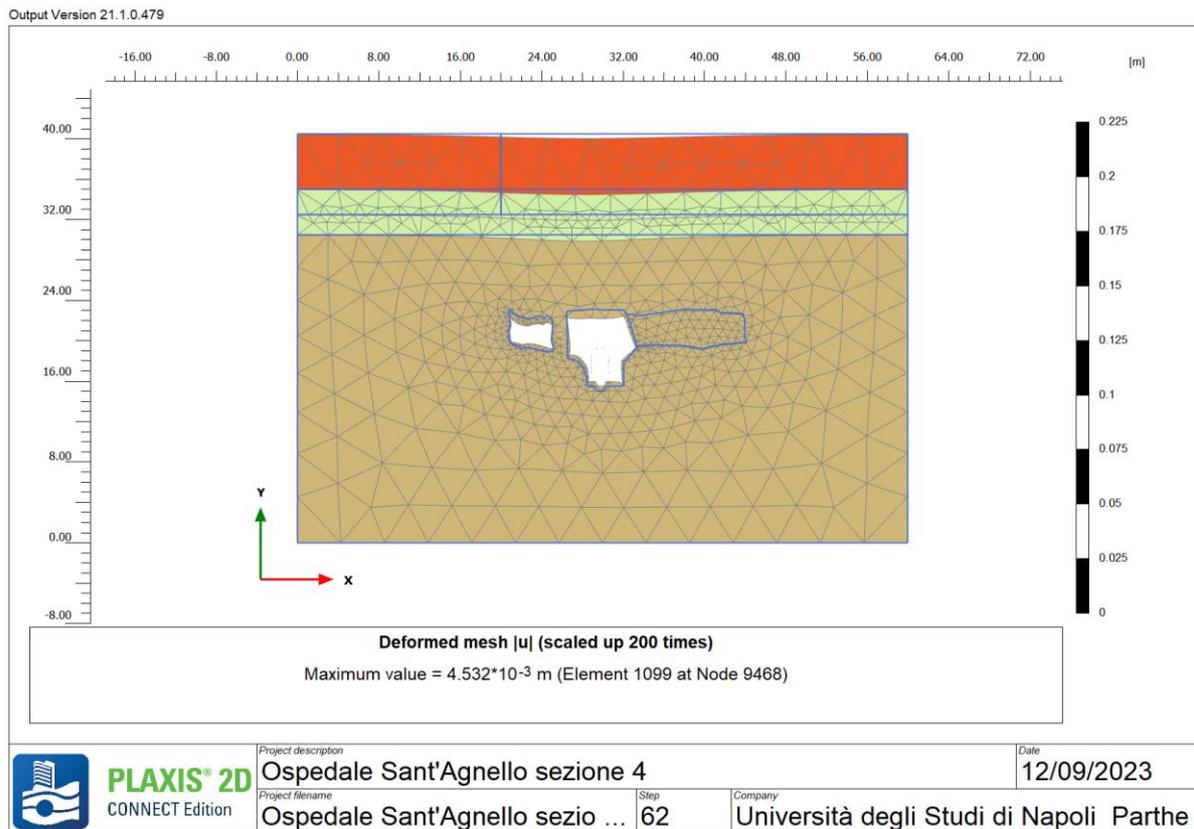


Figura 39. Sezione 4: Simulazione scavo cavità

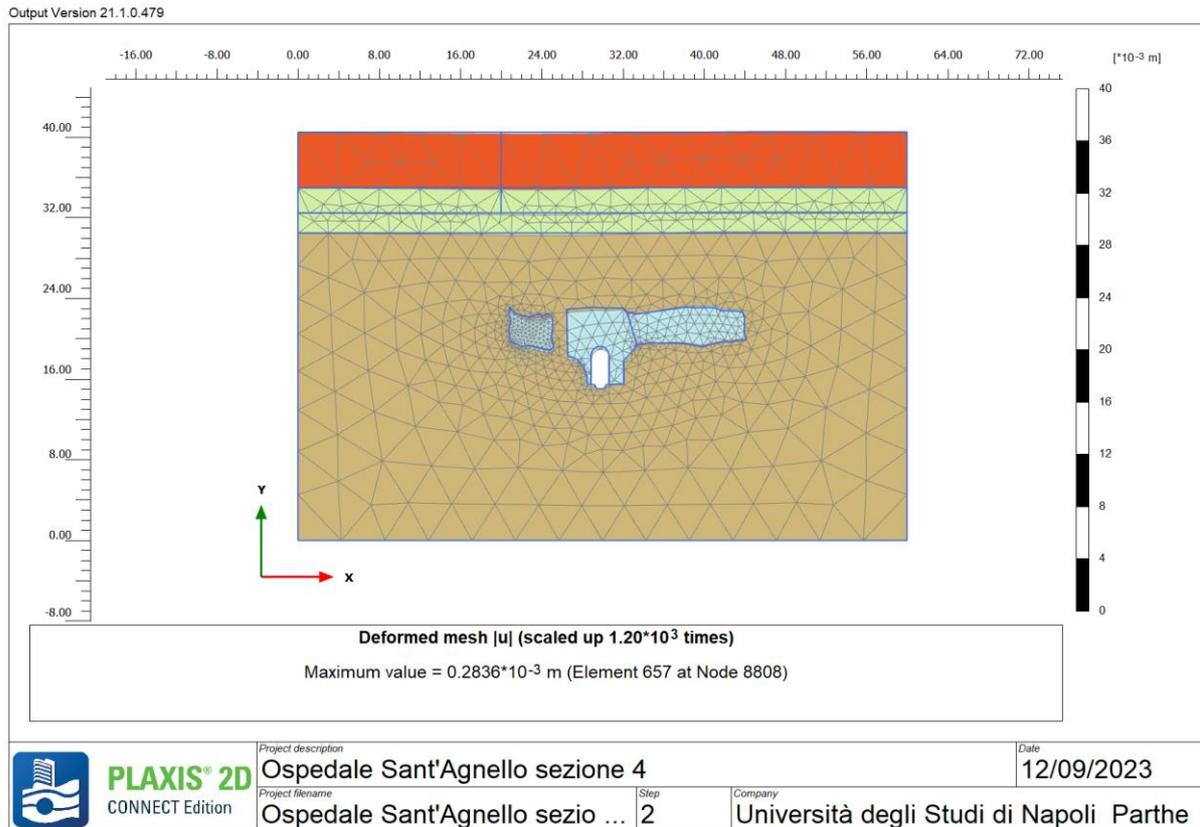


Figura 40. Sezione 4: Simulazione consolidamento cavità (gli spostamenti della fase precedente sono stati resettati)

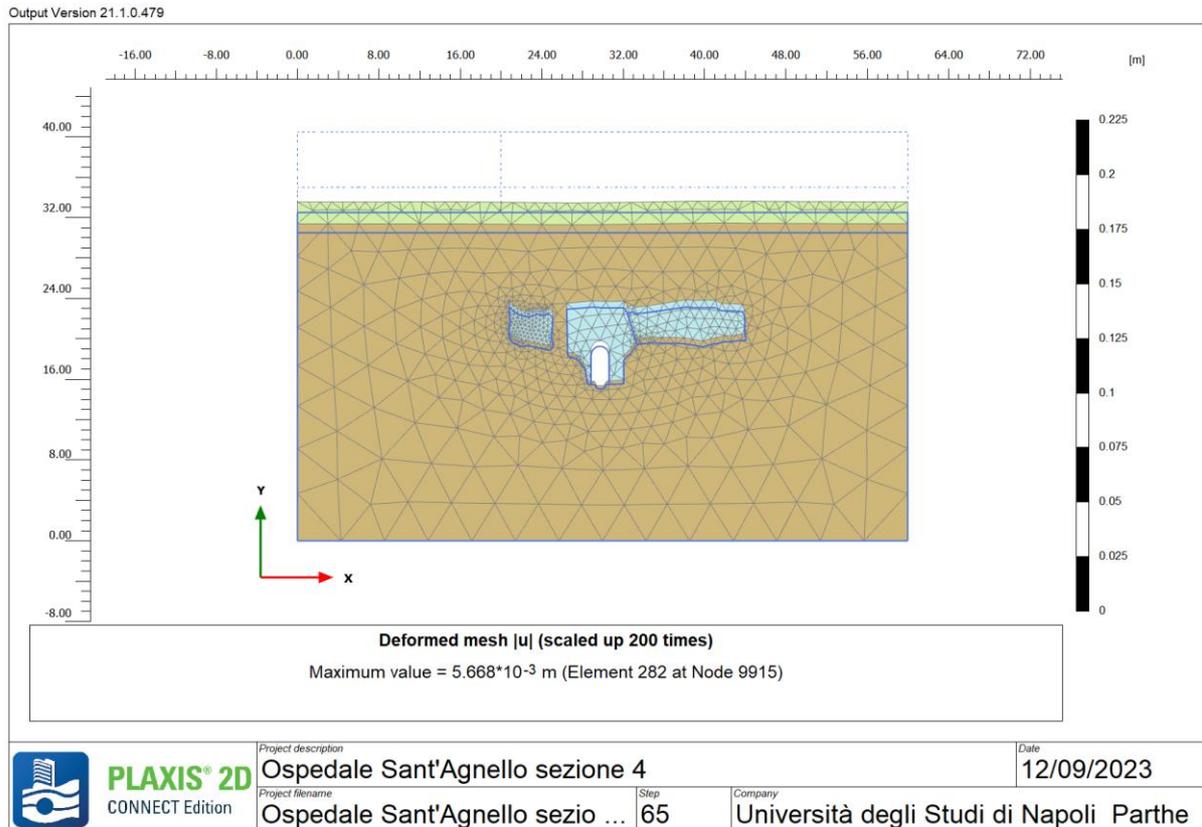


Figura 41. Sezione 4: Simulazione scavo fino a quota intradosso fondazione

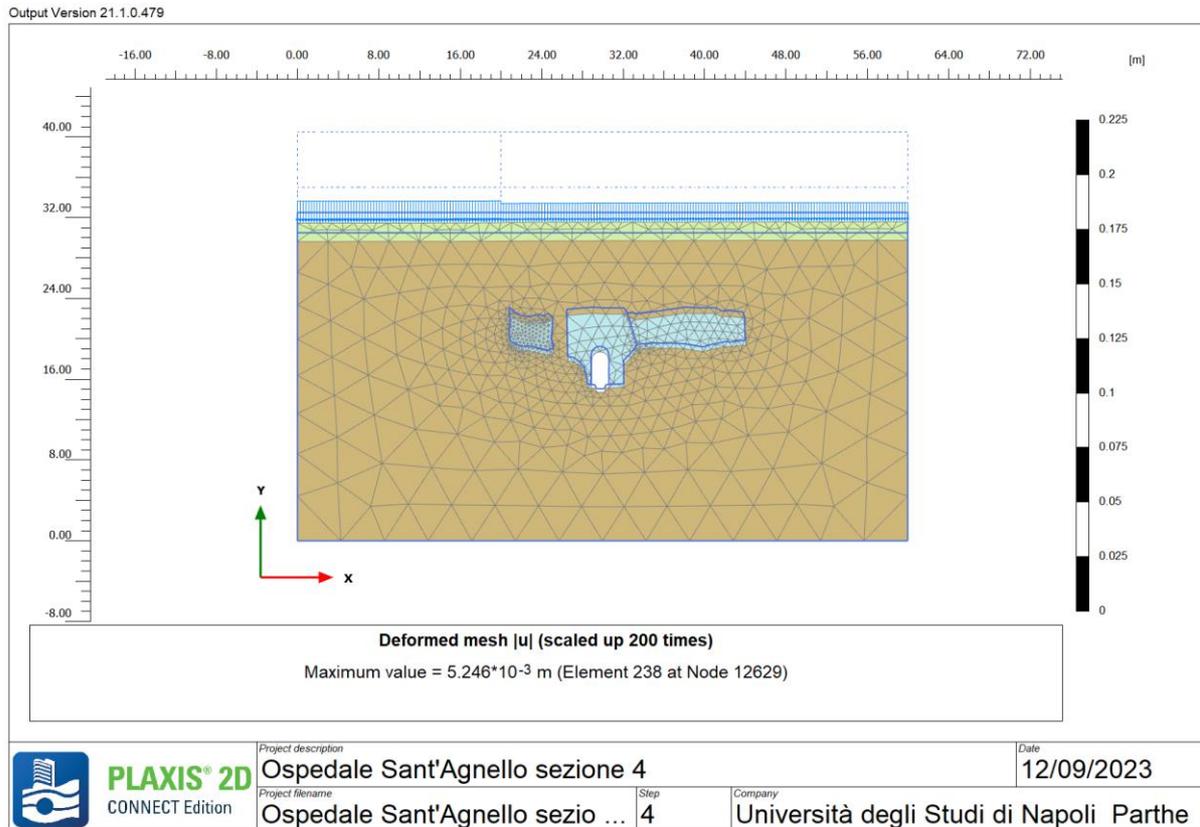


Figura 42. Sezione 4: Applicazione peso edificio ($q=100$ kPa) (gli spostamenti della fase precedente sono stati resettati)

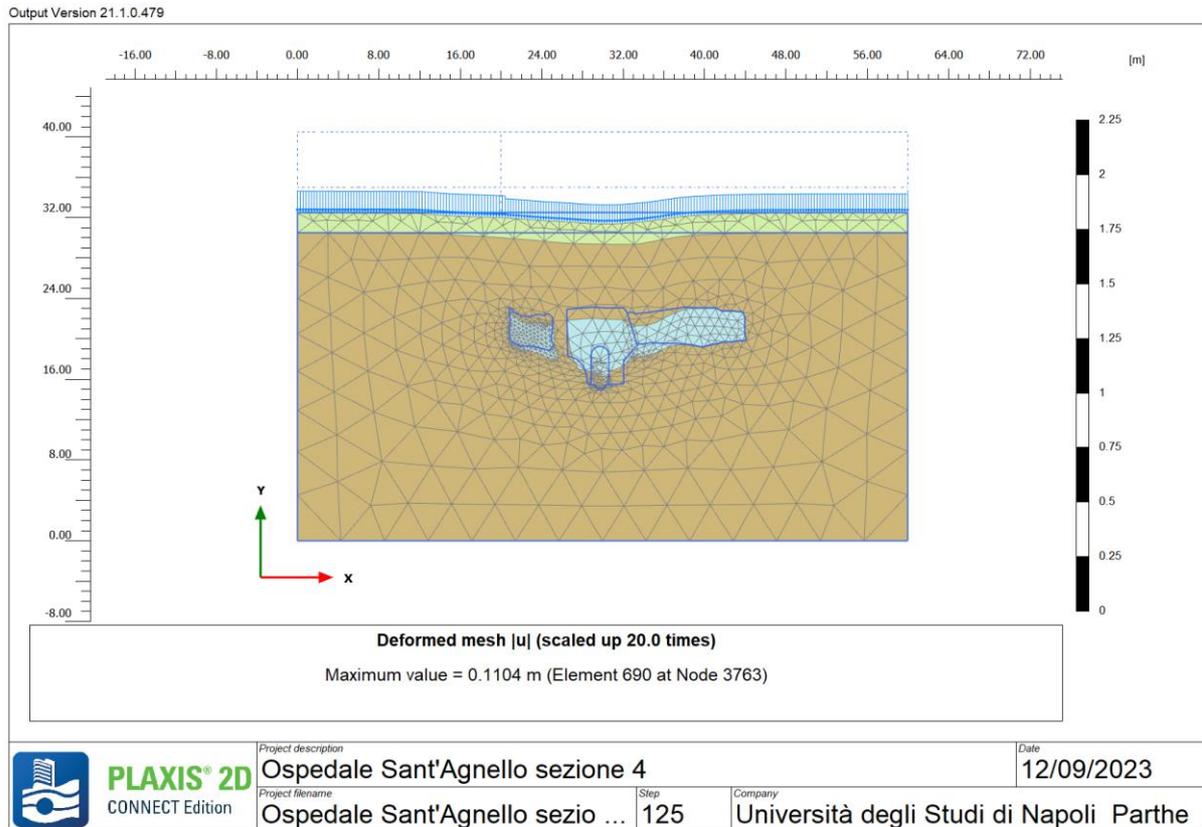


Figura 43. Sezione 4: Analisi di stabilità con procedura c- ϕ reduction (FS =7.5).

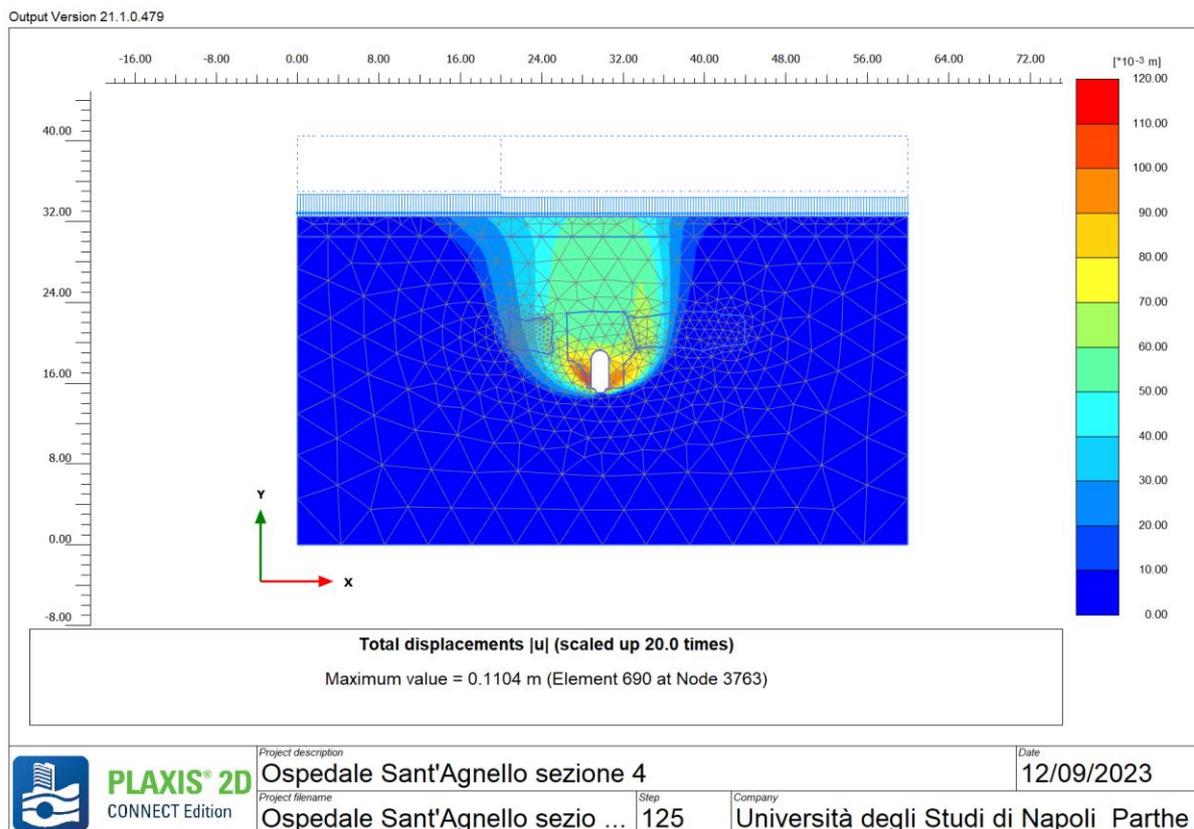


Figura 44. Sezione 4: Analisi di stabilità con procedura c- ϕ reduction (FS =7.5).

5. Considerazioni sulla scelta del sistema di fondazione

Nel progetto esecutivo è stata ipotizzata una fondazione costituita da una platea unica di dimensioni 101 x 84 m e spessore 1 m. Il piano di posa è posto alla quota di 56.5 slm, nello strato di tufo alterato, ad una profondità dalla superficie del terreno variabile fra 7,5 e 11,5 m circa. Si tratta di una platea di grandi dimensioni (Russo & Viggiani 1998), per la quale il requisito principale di progetto è la limitazione dei cedimenti assoluti e differenziali. Anche nella combinazione per carichi gravitazionali con il valore massimo del carico accidentale verticale, il carico assiale in fondazione è inferiore allo stato tensionale litostatico preesistente, sicché la fondazione è integralmente compensata. Dal piano di posa della fondazione, il sottosuolo è costituito per soli 2,5 m dal tufo alterato. Il volume significativo si estende quasi integralmente nel TGC e nelle piroclastiti inferiori, e cioè in due strati nei quali la V_s vale rispettivamente 421 m/s e 369 m/s. Per la combinazione di questi due fattori, la fondazione compensata e la rigidità elevata degli strati attraversati dal volume significativo, i cedimenti attesi sono molto piccoli. Si ritiene pertanto che la scelta tipologica adottata dal progettista sia certamente idonea. Si evidenzia infine che le



verifiche strutturali della platea di fondazione non sono oggetto della Convenzione conto terzi.

6. Conclusioni

Nell'ambito della presente Convenzione conto terzi avente come oggetto lo studio delle condizioni di stabilità della cavità preesistente al di sotto del realizzando Ospedale Unico della Penisola Sorrentina e della Costiera Amalfitana in via Mariano Lauro 28, nel Comune di Sant'Agnello (NA) e l'interferenza fra questa e l'edificio, è stato richiesto al Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Napoli Parthenope di: (a) effettuare analisi di stabilità della cavità, consolidata come da progetto fornito dall'ASL al Dipartimento; (b) valutare l'interferenza della stessa in condizioni statiche e sismiche con il costruendo edificio; (c) valutare l'idoneità tipologica del sistema di fondazione

A valle di ampi studi eseguiti sulla scorta dei risultati delle indagini geotecniche, rinviando alla lettura del testo precedente per maggiori approfondimenti, si può concludere quanto segue:

1. le analisi effettuate con modellazione agli elementi finiti in due sezioni della cavità consolidata come da progetto fornito dall'ASL al Dipartimento, hanno mostrato che tali sezioni sono stabili e presentano margini di sicurezza ampiamente sufficienti;
2. la presenza della cavità non altera significativamente lo Spettro Elastico in superficie;
3. la scelta di un sistema di fondazione con scavo per realizzazione di un volume interrato e con platea di fondazione compensata non pone alcun problema di Stato Limite Ultimo e di Esercizio della fondazione; è pertanto una scelta idonea.

Nel presente studio e nella presente relazione non si è trattato di altri aspetti relativi alla progettazione dell'edificio diversi da quelli indicati più volte in questo testo. Non si sono affrontate neanche problematiche realizzative.

Napoli, 20/09/2023



Bibliografia

- American Petroleum Institute (1987). RP 2A Planning, designing, and constructing fixed offshore platforms, 17th edition. Washington, DC: API.
- Darendeli MB (2001). Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves, PhD thesis in University of Texas at Austin, 2001
- Gibbs HJ, Holtz VG (1957). Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing. Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engg., (1), p. 35, London.
- Kottke AR, Rathje EM (2008) Strata. <https://www.geoengineer.org/software/101-Strata>
- Iervolino I, Galasso C, Cosenza E. (2010). REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. Bull Earthquake Eng (2010) 8:339–362
- Russo, G., & Viggiani, C. (1998). Factors controlling soil-structure interaction for piled rafts. International Conference on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering, 8-9 October, Darmstadt Geotechnics, No. 4, 297-322.
- Schmertmann JH (1975). Measurement of in situ Shear Strength. Proceeding Specialty Conference on in situ Measurement of Soil Properties, ASCE, vol. 2, 57-138.
- Skempton AW (1986). Standard penetration procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. Géotechnique, 36(3): 425-447.