



**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'Agnello (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, uno 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, una 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.

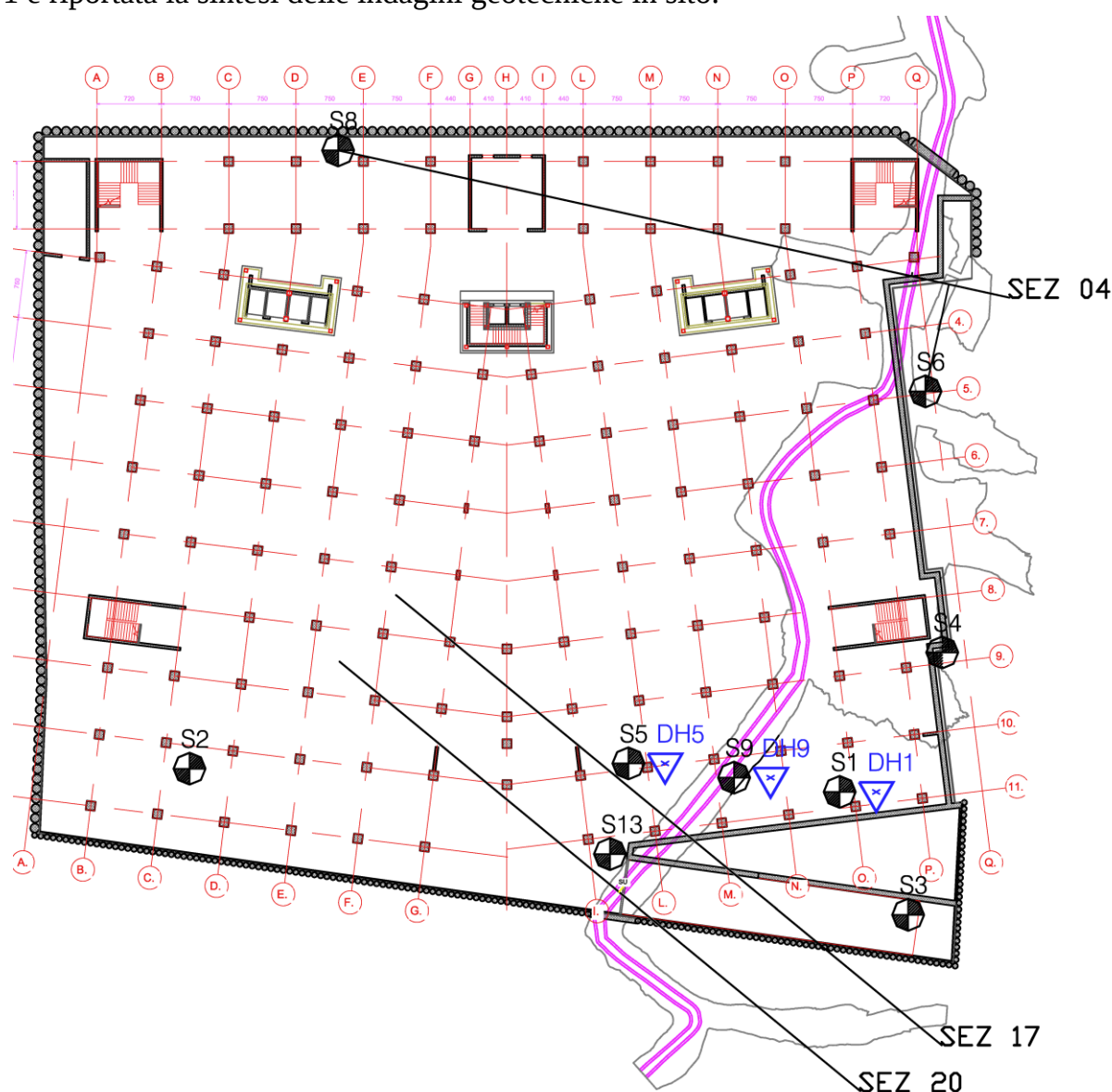


Figura 1. Ubicazione in pianta delle indagini geotecniche

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.

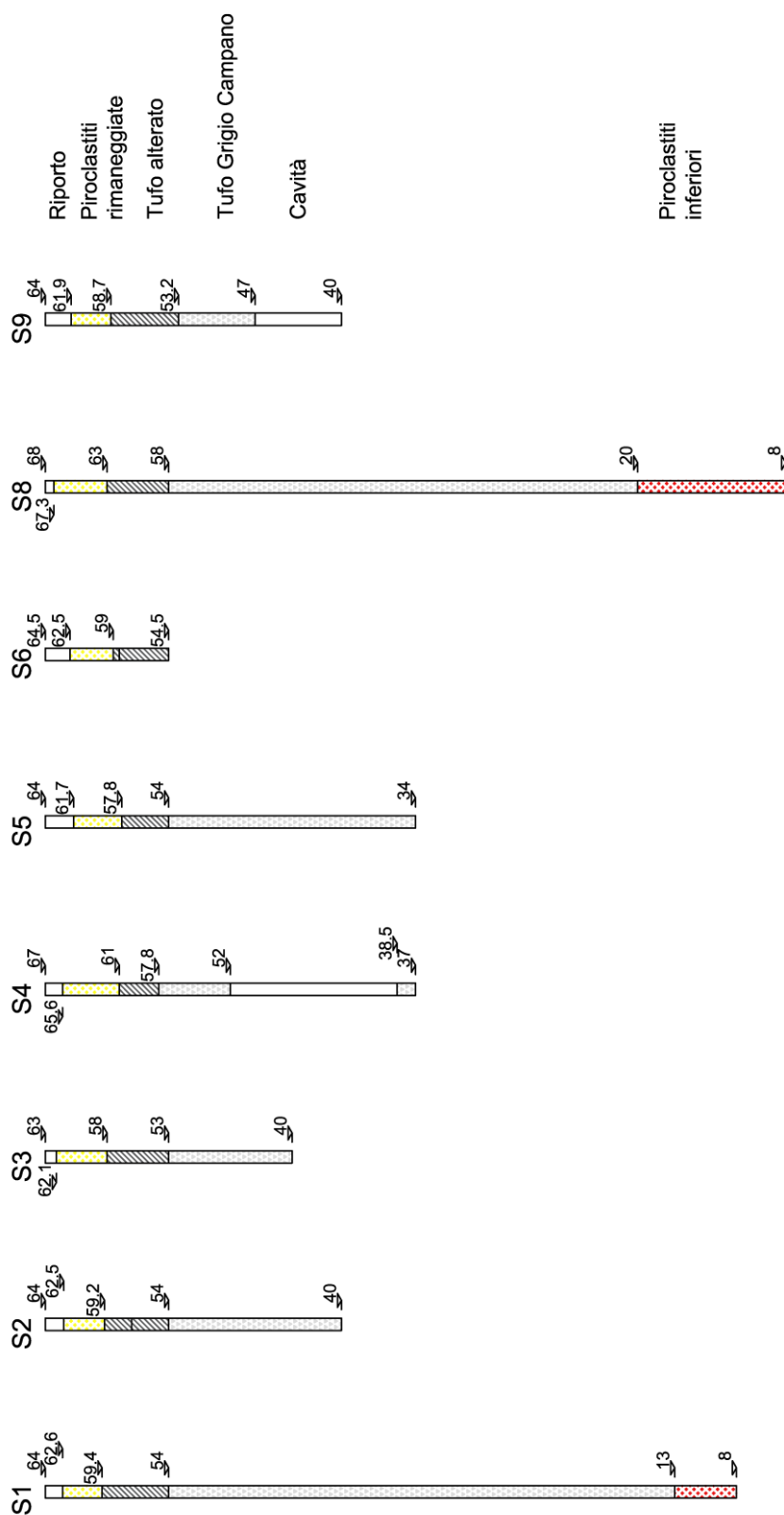


Figura 2. Colonne stratigrafiche

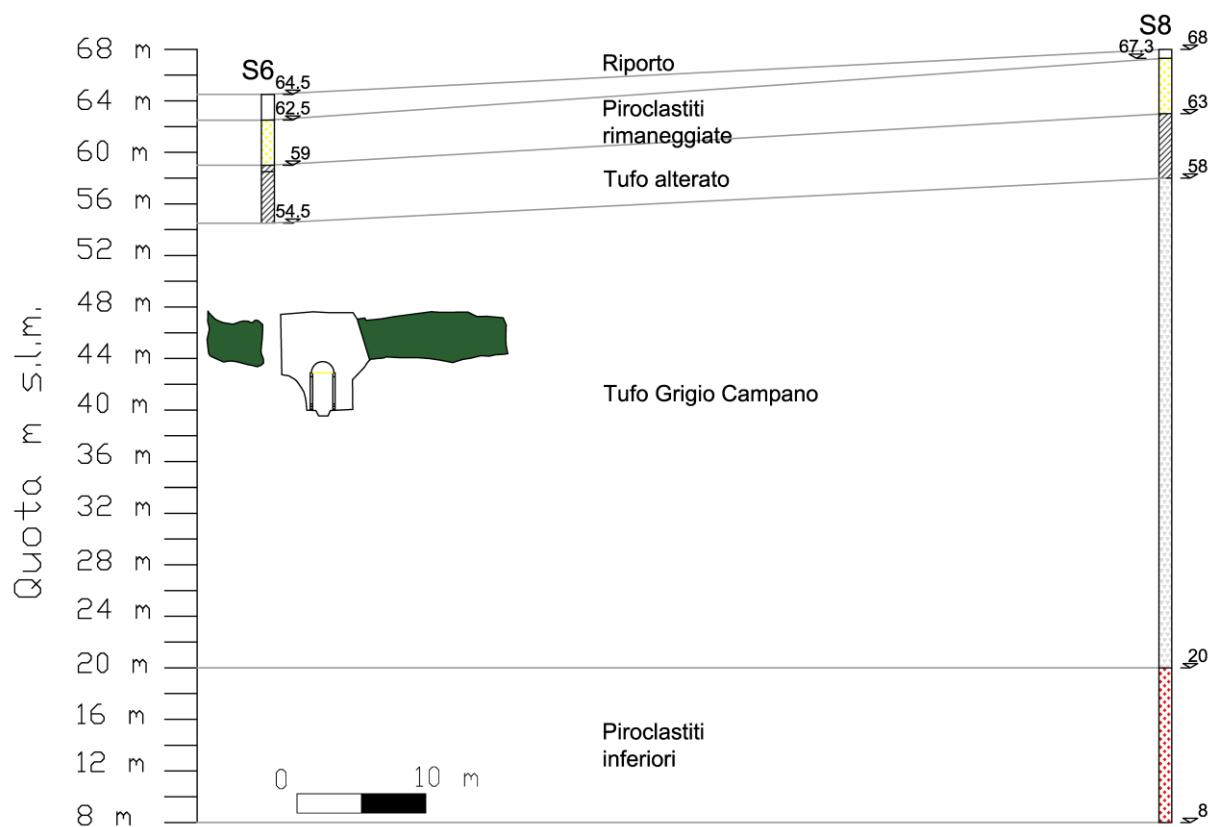


Figura 3. Sezione stratigrafica 4-4

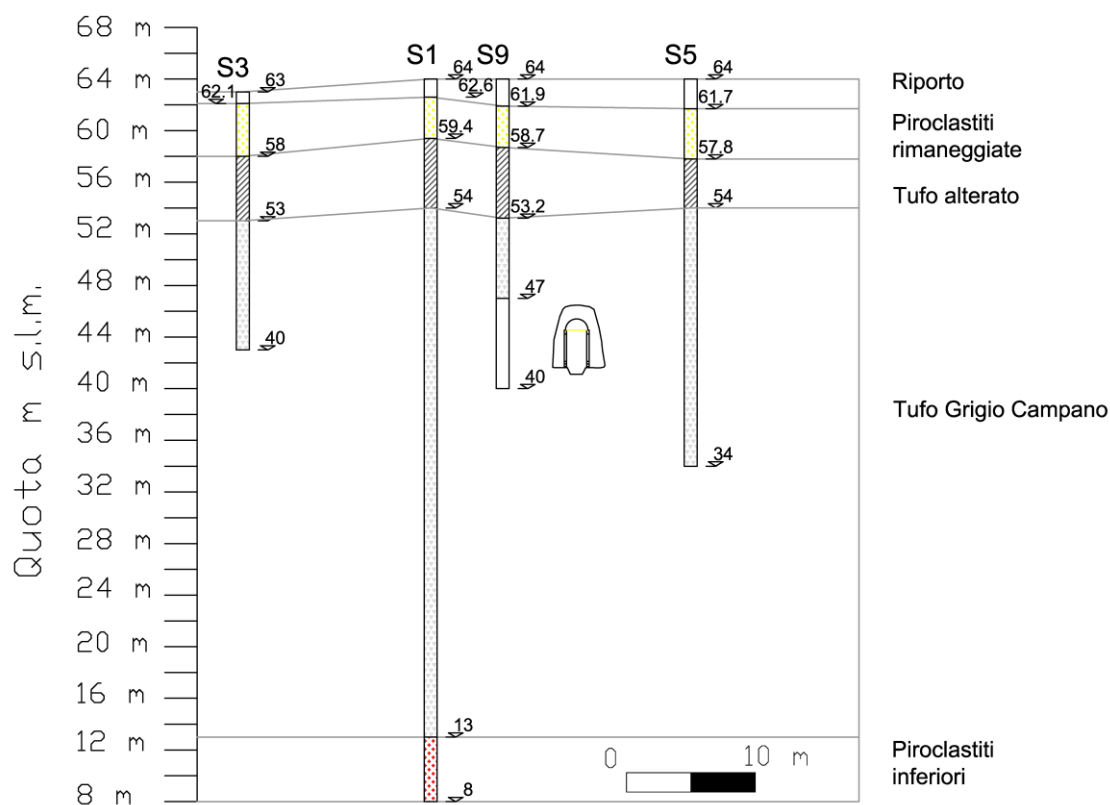


Figura 4. Sezione stratigrafica 17-17

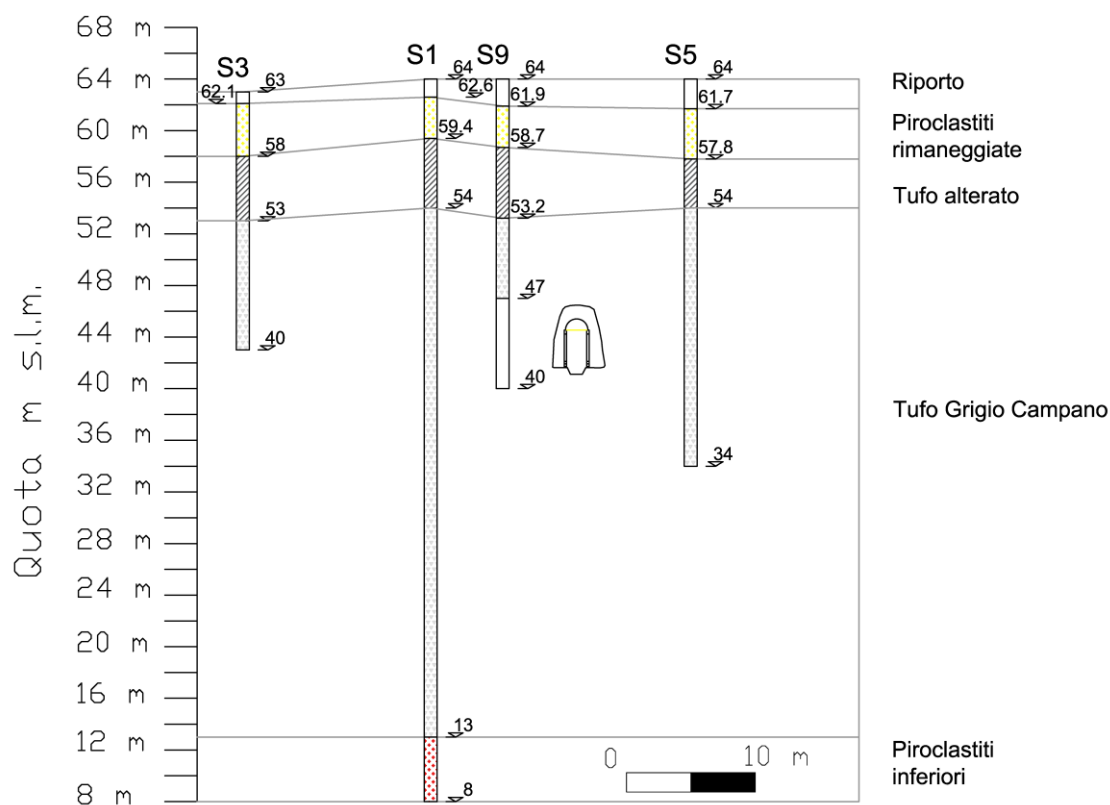


Figura 5. Sezione stratigrafica 20-20

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.

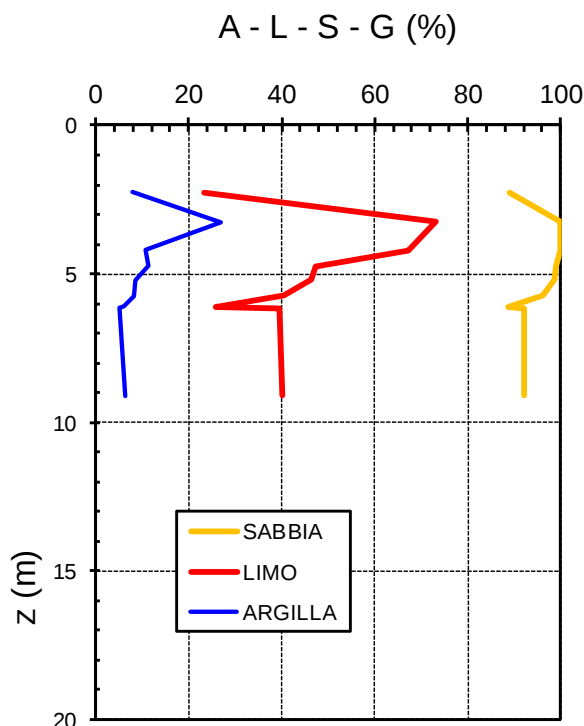


Figura 6. Fuso granulometrico

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.

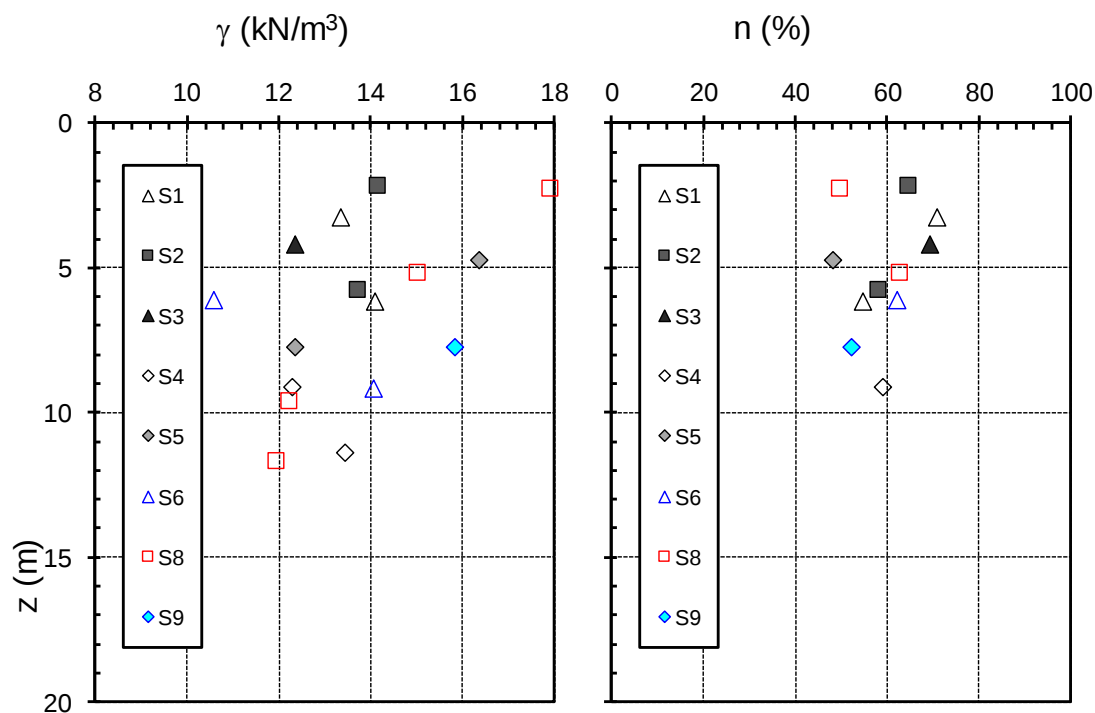


Figura 7. Valori del peso dell'unità di volume e della porosità

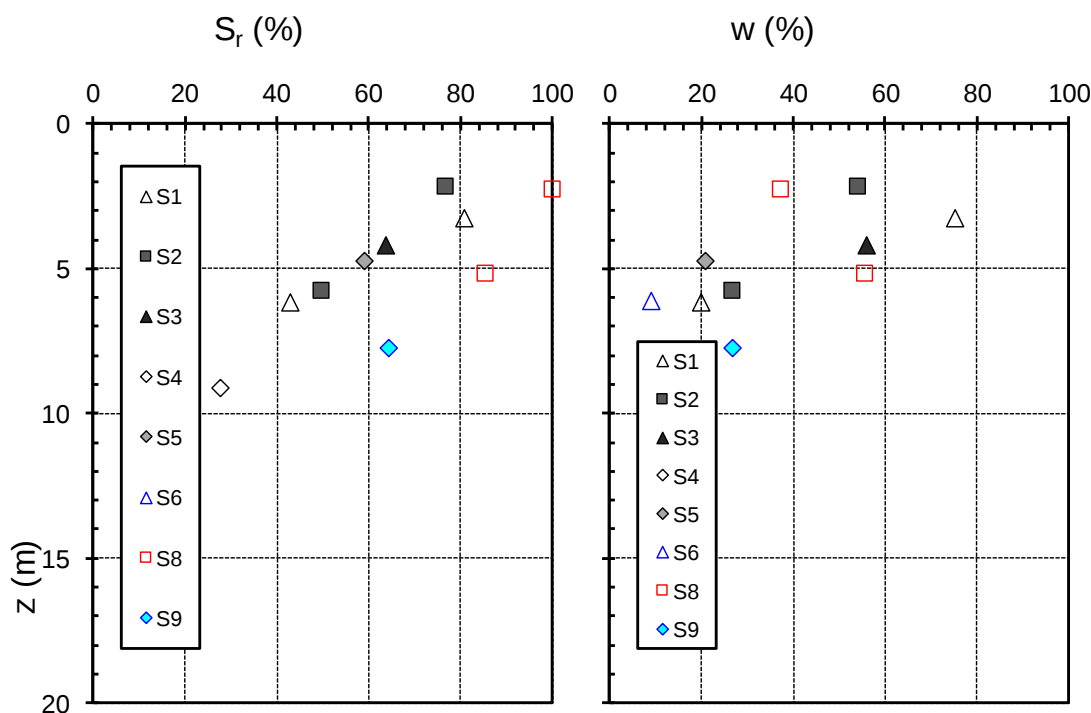


Figura 8. Valori del grado di saturazione S_r e del contenuto d'acqua w

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.

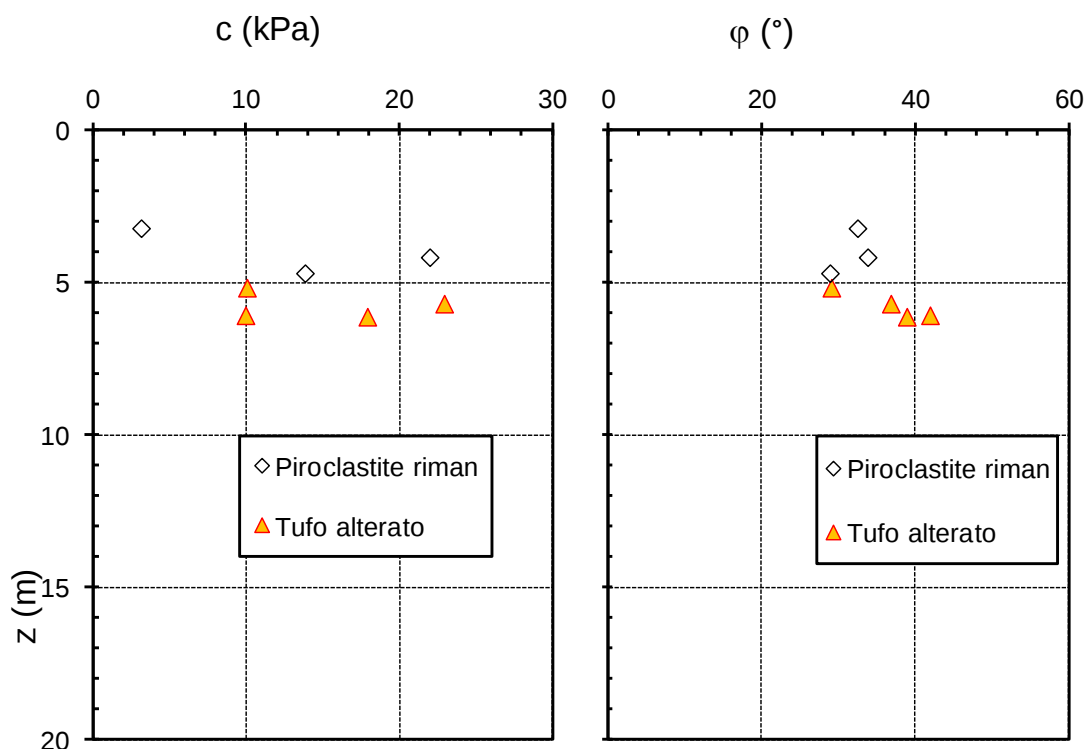


Figura 9. Valori dell'angolo di resistenza al taglio e della coesione efficace ricavati dalle prove di laboratorio

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.

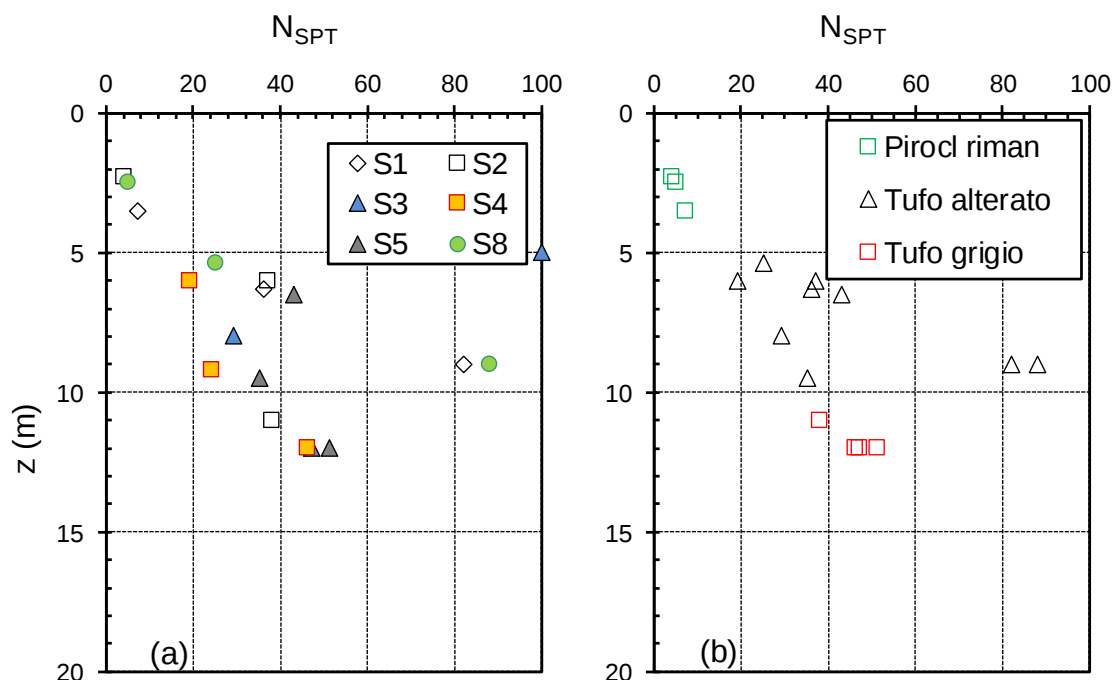


Figura 10. Risultati delle prove SPT: (a) suddivisi per sondaggio; (b) suddivisi per strato di appartenenza

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.

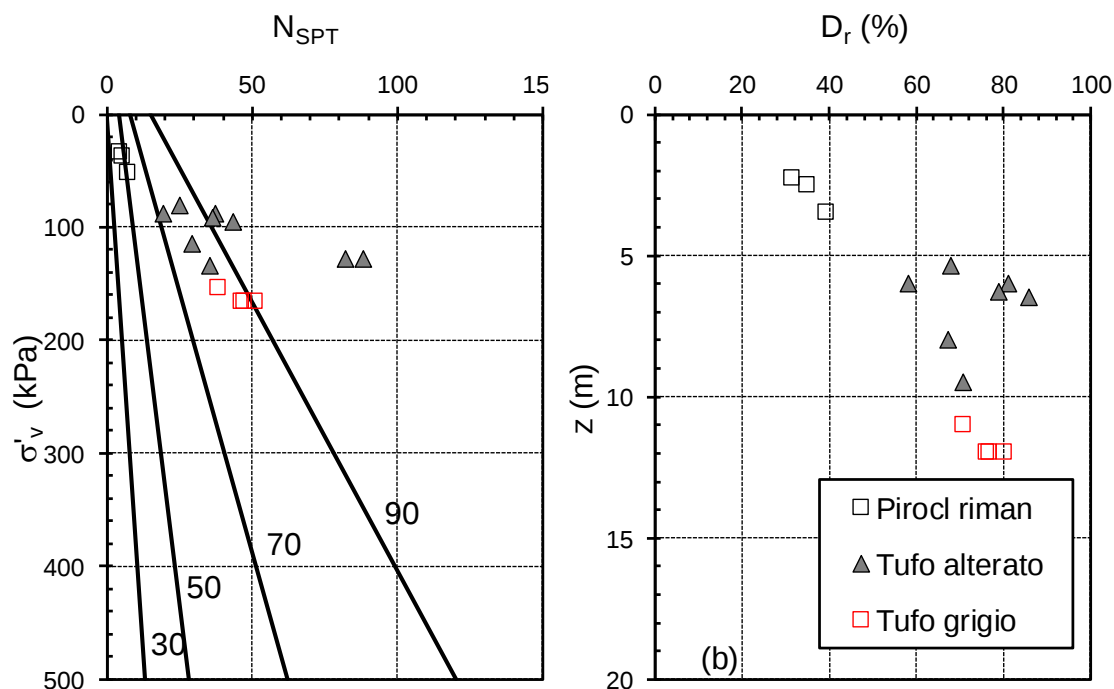


Figura 11. Valori della densità relativa secondo la correlazione di Gibbs e Holtz (1957) e Skempton (1986)

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):

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

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):

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

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.

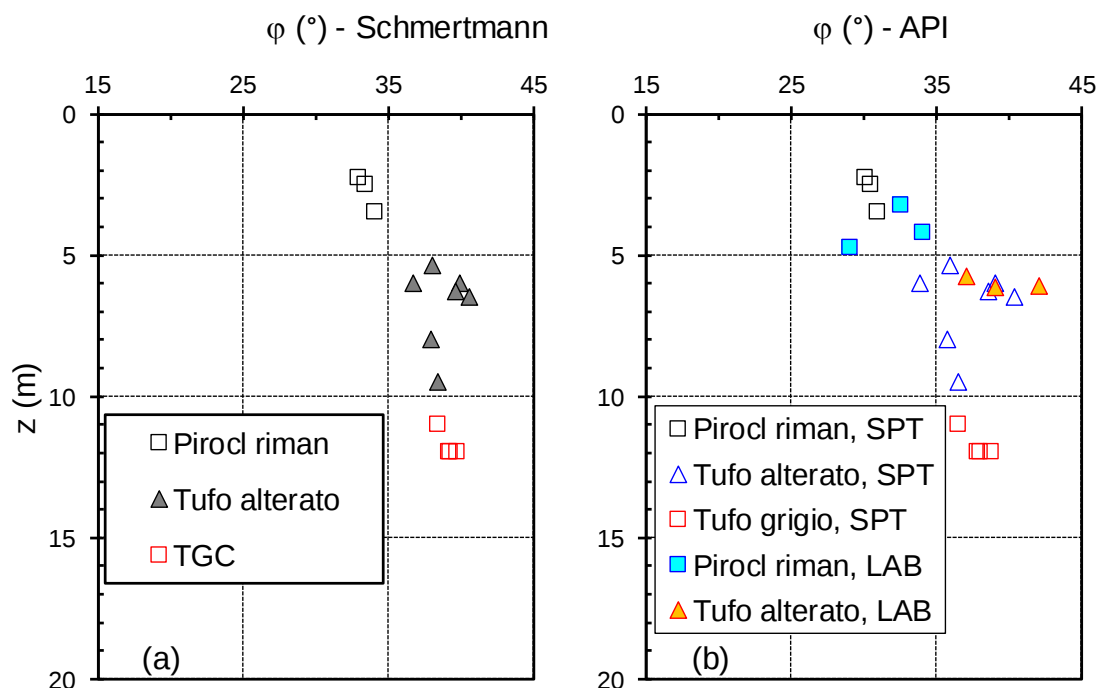


Figura 12. Valori dell'angolo di resistenza al taglio desunti dalle prove in sito e di laboratorio

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.

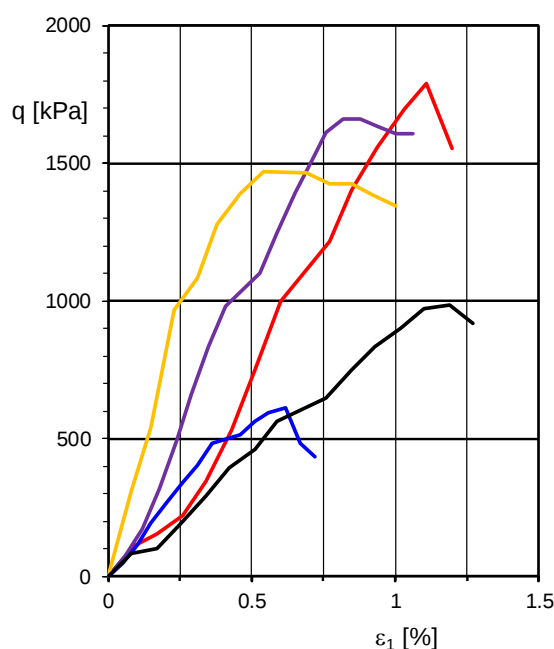


Figura 13. Prove di compressione uniaassiale su spezzoni di carote prelevate dal TGC

Nella figura 14 è illustrato il profilo delle velocità di propagazione delle onde di taglio desunto 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 slm, 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.

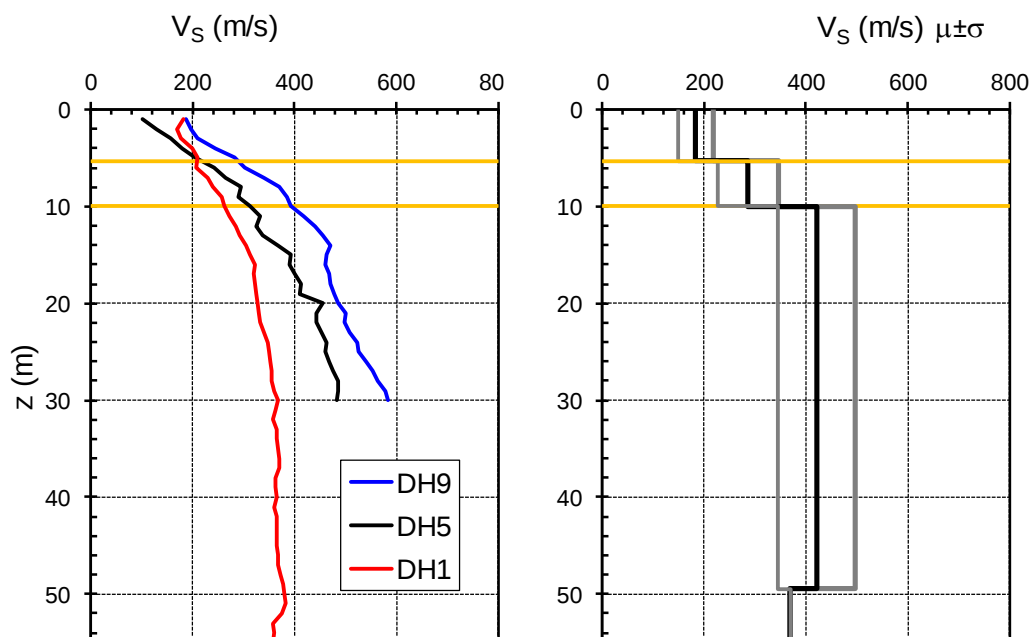


Figura 14. Profilo delle velocità di propagazione delle onde di taglio desunte dalle prove Down-Hole (a) e profilo dei valori medi di V_s (m/s) (b)

Nella tabella 4 si riassumono le proprietà fisico-meccaniche dei terreni ottenute mediando equibratamente 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.

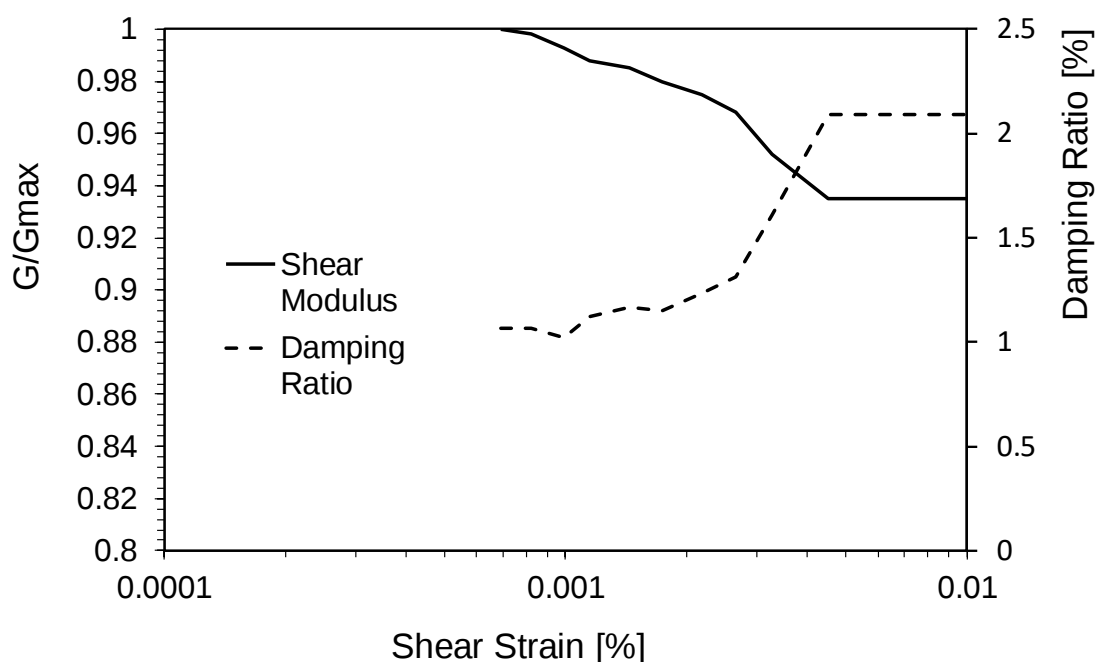


Figura 15. Risultati della prova di colonna risonante sul campione S9C1

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°.398, Lat = 40°.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 $a_{\text{rock}} = 0.141$ 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.

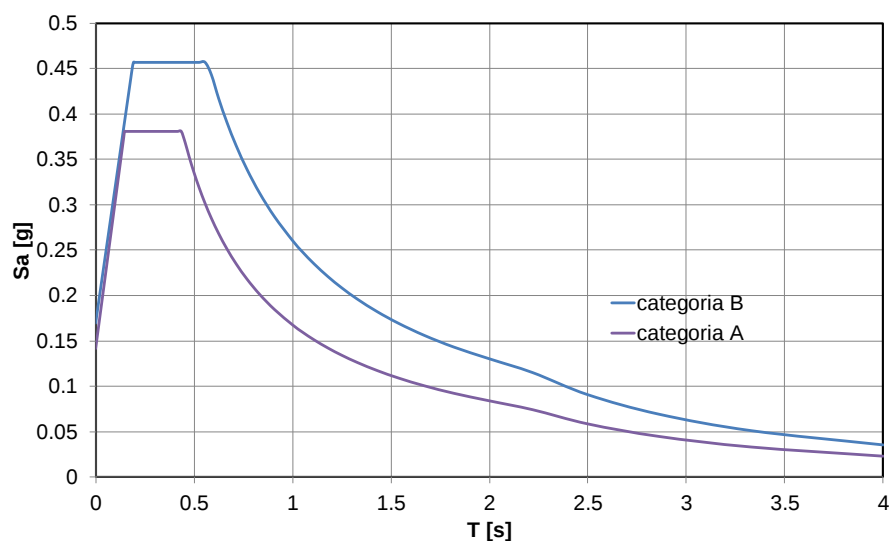


Figura 16. Spettri di risposta (componente orizzontale) dello SLV per sottosuolo A e B

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.

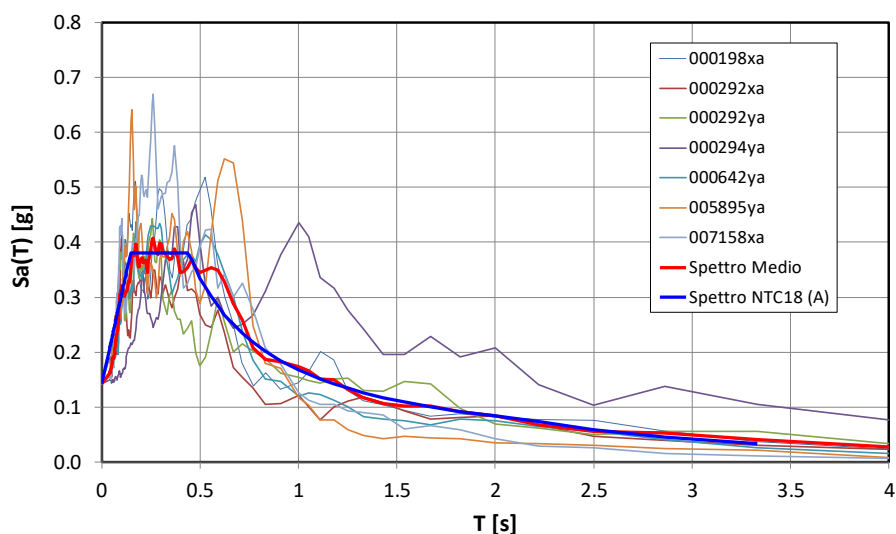


Figura 17. Spettri di risposta dei segnali selezionati e spettro medio

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.

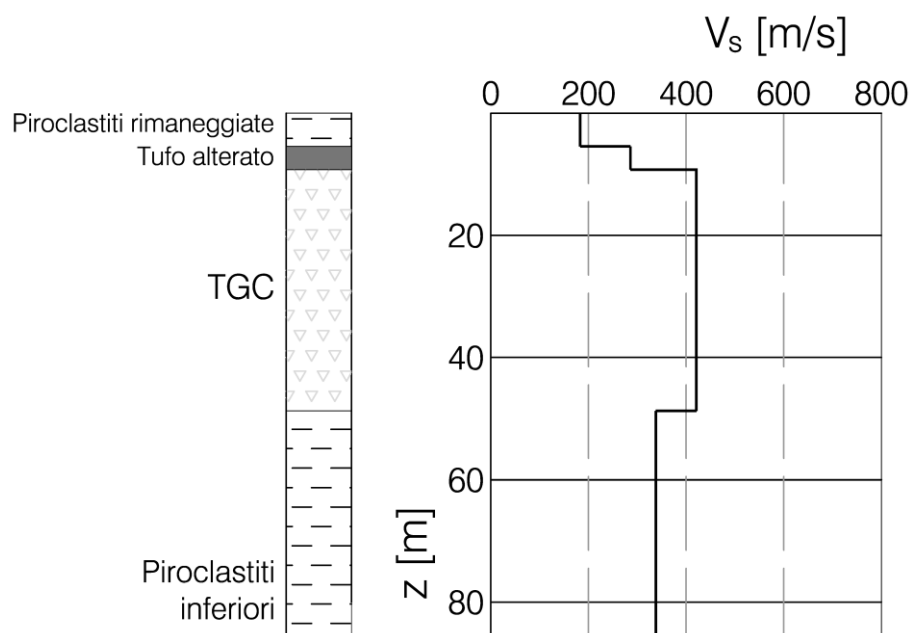


Figura 18. Modello di sottosuolo per analisi RSL

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).

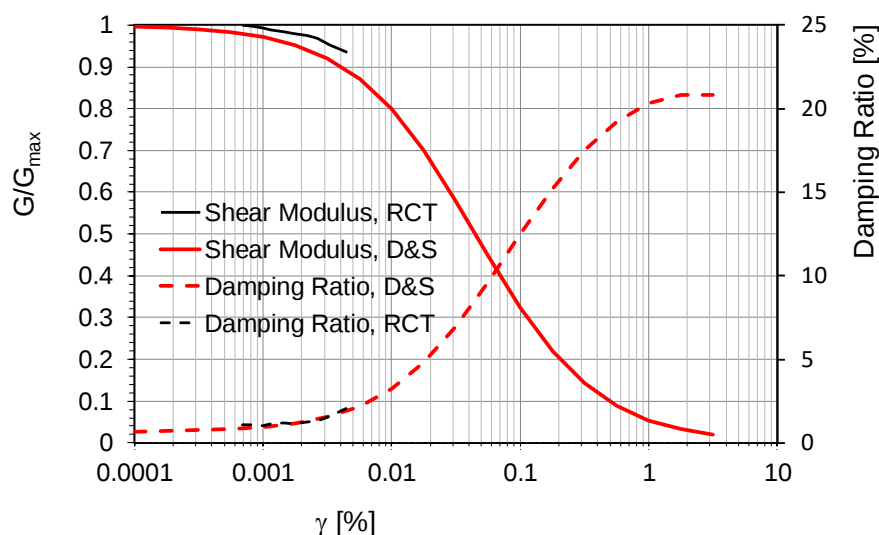


Figura 19. Confronto fra la prova RCT e le curve di Darandeli & Stokoe (2001)

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.

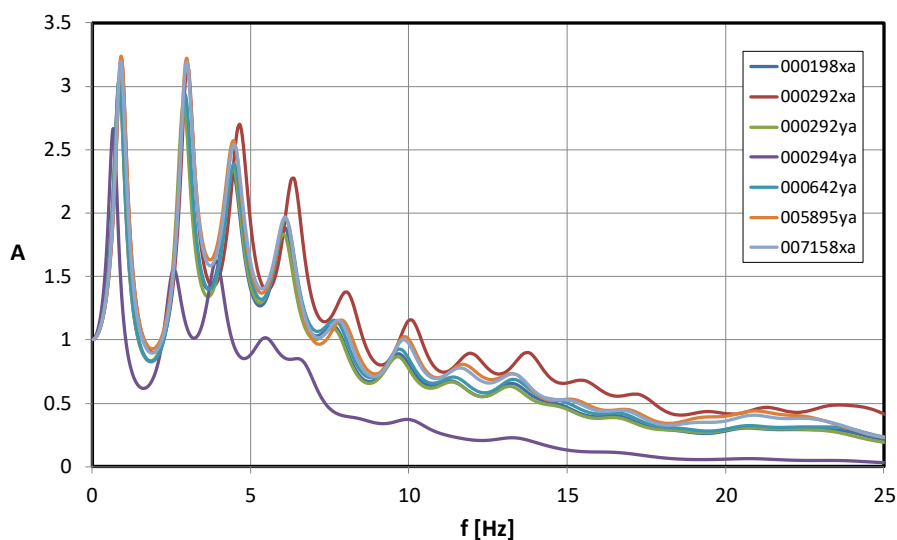


Figura 20. Funzioni di amplificazione del sottosuolo

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.

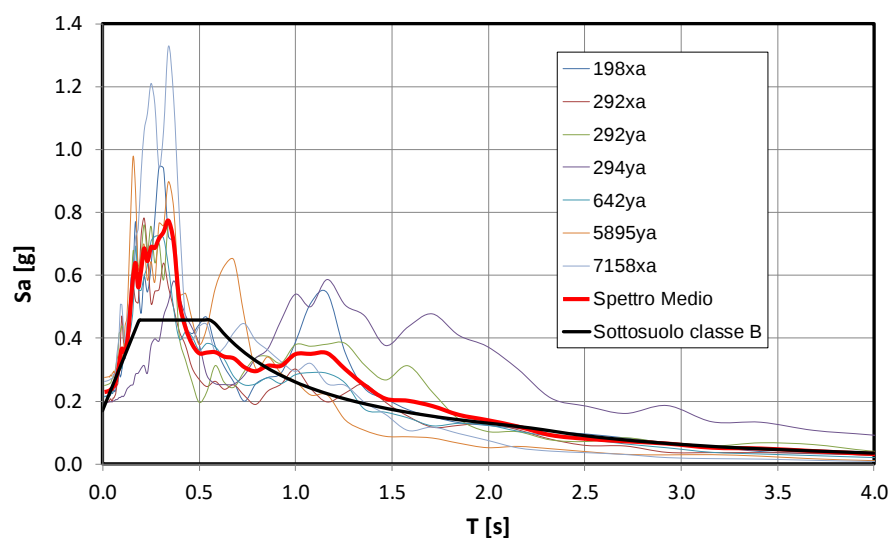


Figura 21. Spettri di accelerazione orizzontale dei segnali e spettro medio

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.

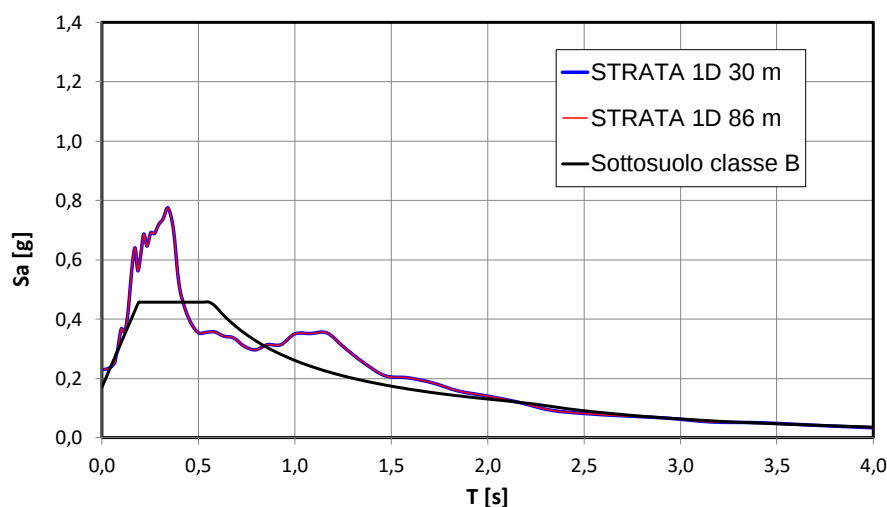


Figura 22. Spettri medi in superficie dei modelli 1D di altezza 30 e 86 m

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.

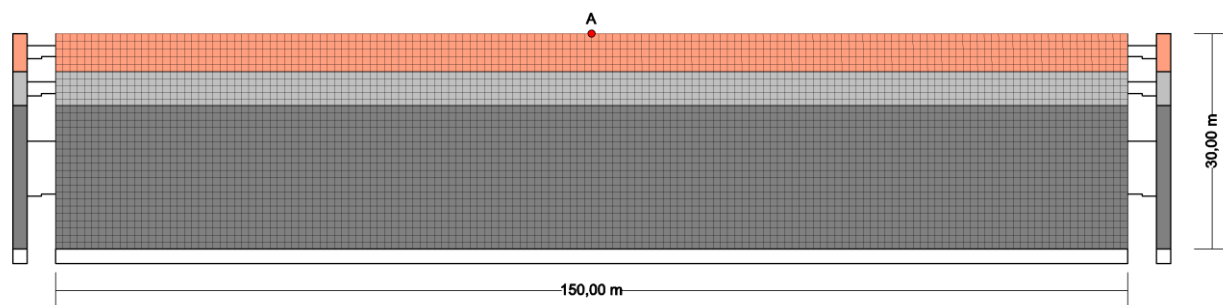


Figura 23. Modello stratigrafico e reticolo FEM in condizioni di campo libero

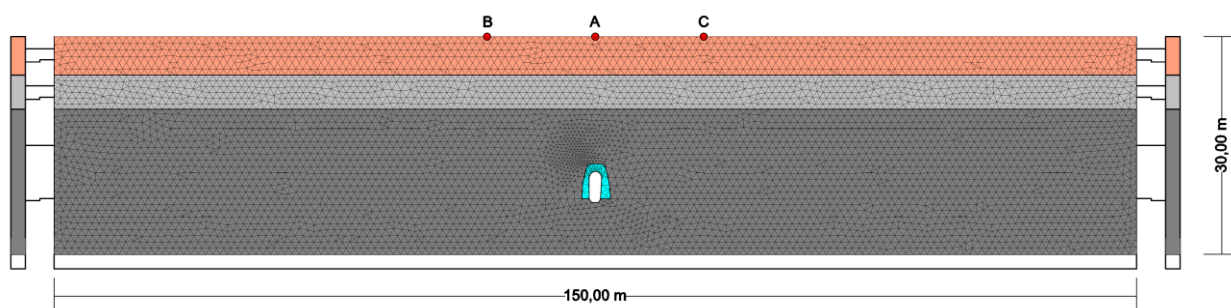


Figura 24. Modello stratigrafico e reticolo FEM in presenza della cavità

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 $[0.25; 0.4 \text{ s}]$. 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.

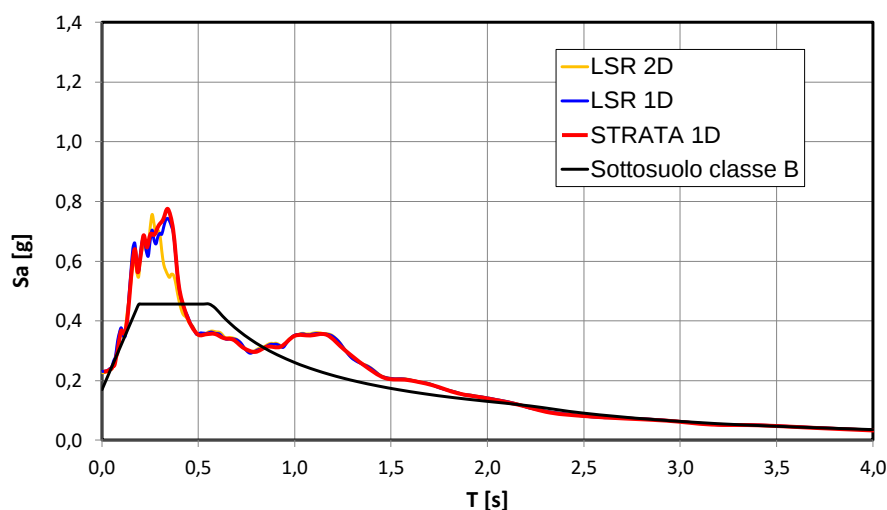


Figura 25. Confronto fra spettri medi 1D e 2D in condizioni di campo libero

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 $[0.25, 0.4 \text{ s}]$, 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.

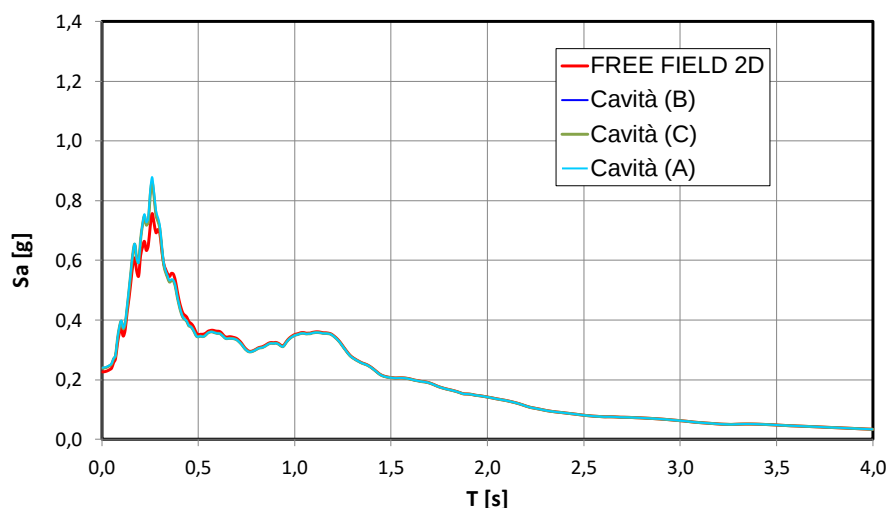


Figura 26. Effetto della cavità sullo spettro medio in superficie

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.

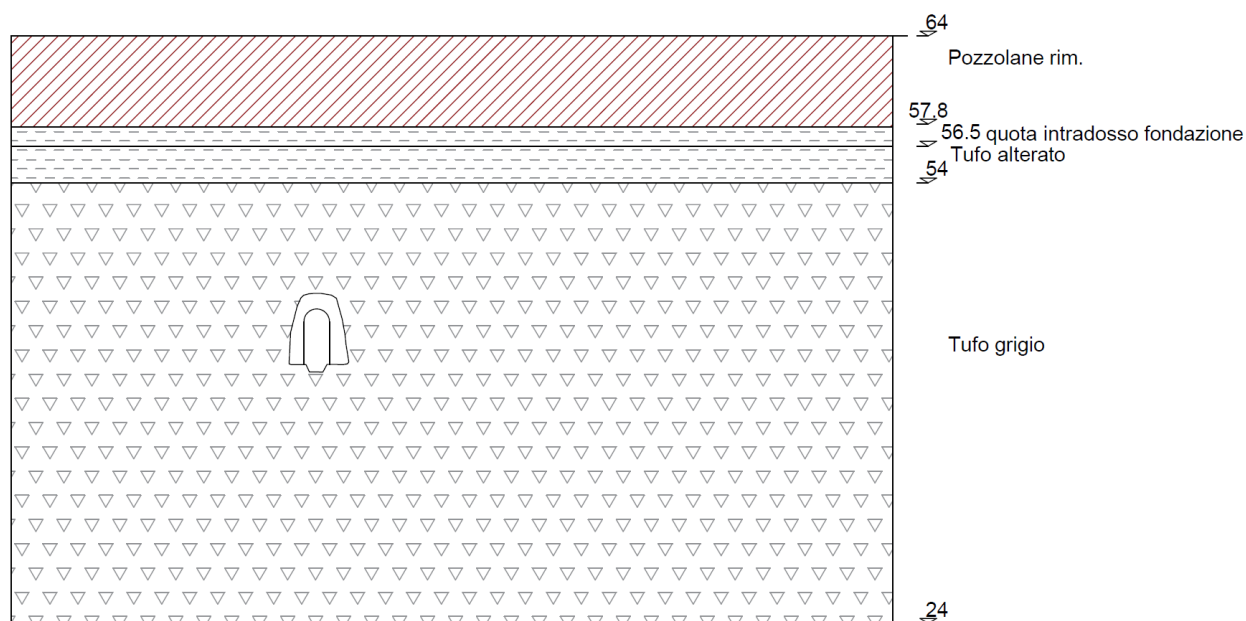


Figura 27. Sezione 17 analizzata in Plaxis

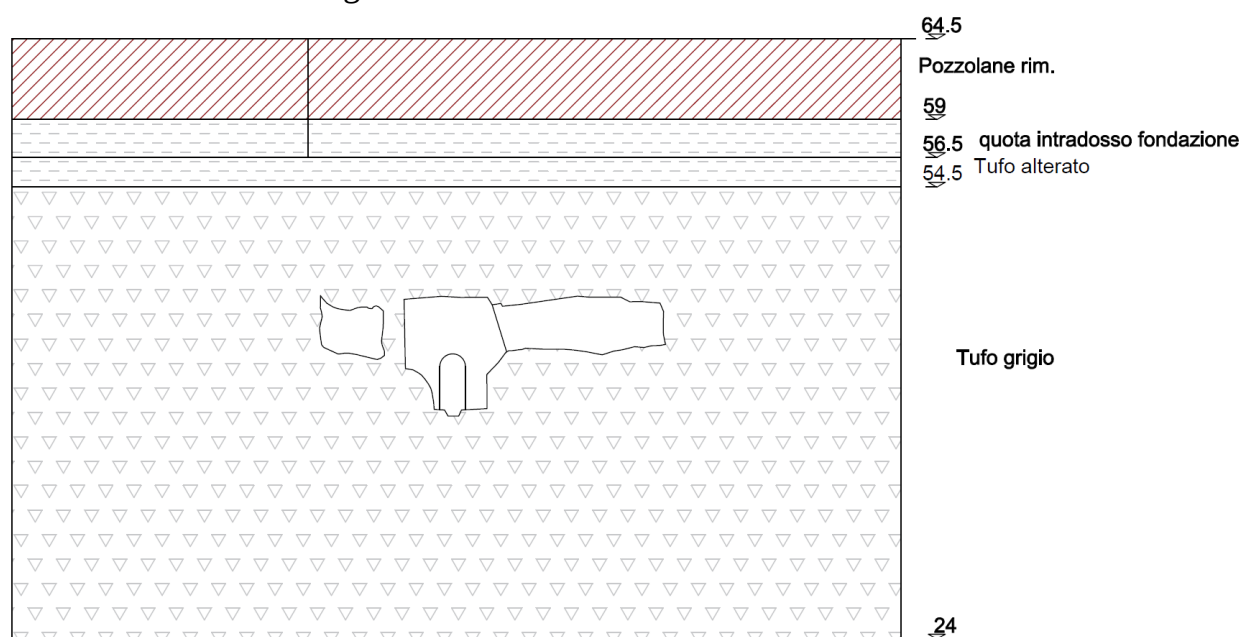


Figura 28. Sezione 4 analizzata in Plaxis

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.

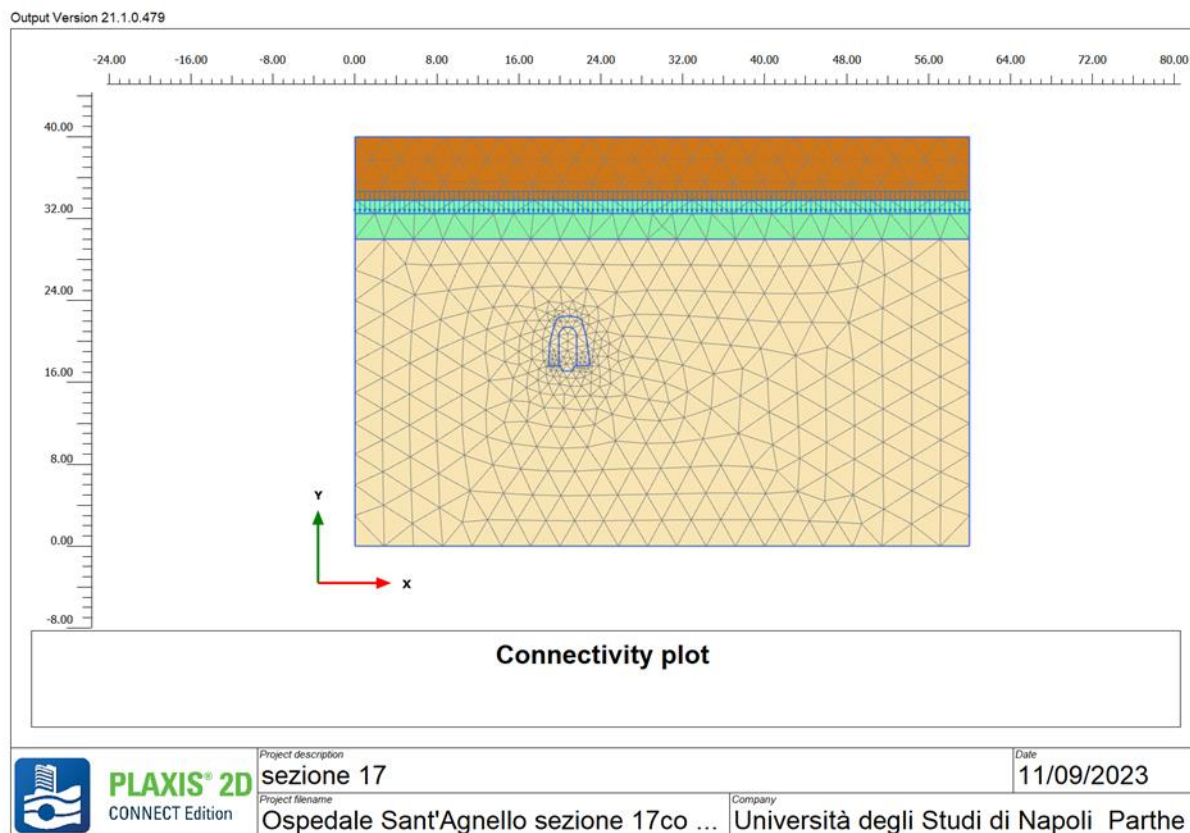


Figura 29. Sezione 17: Mesh

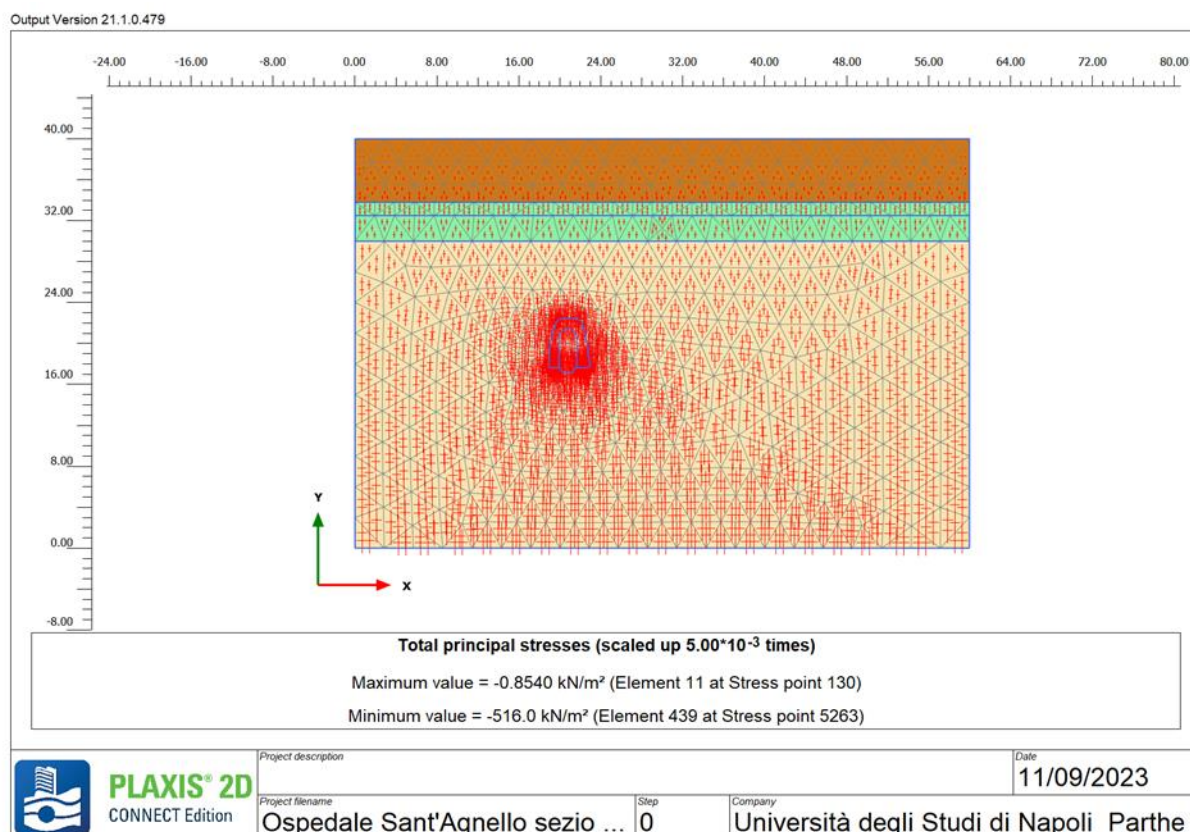


Figura 30. Sezione 17: Stato tensionale in sito

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.

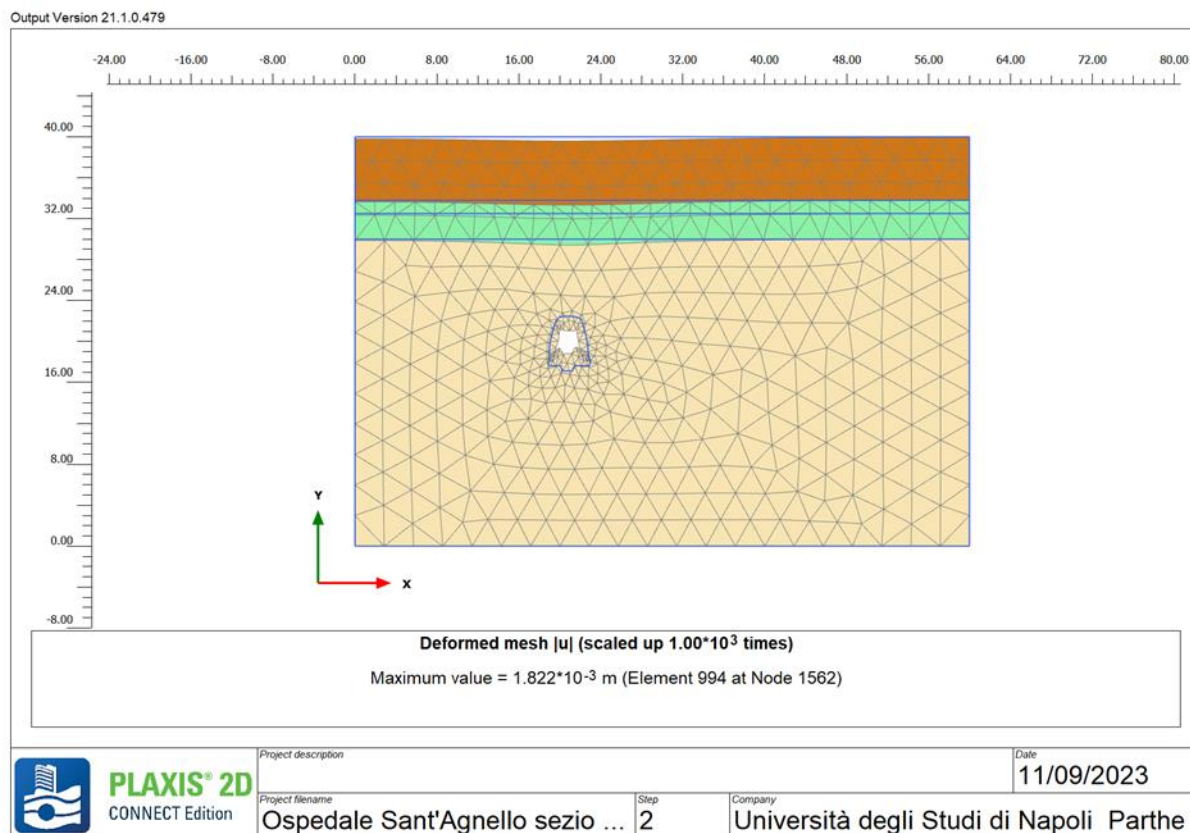


Figura 31. Sezione 17: Simulazione scavo cavità

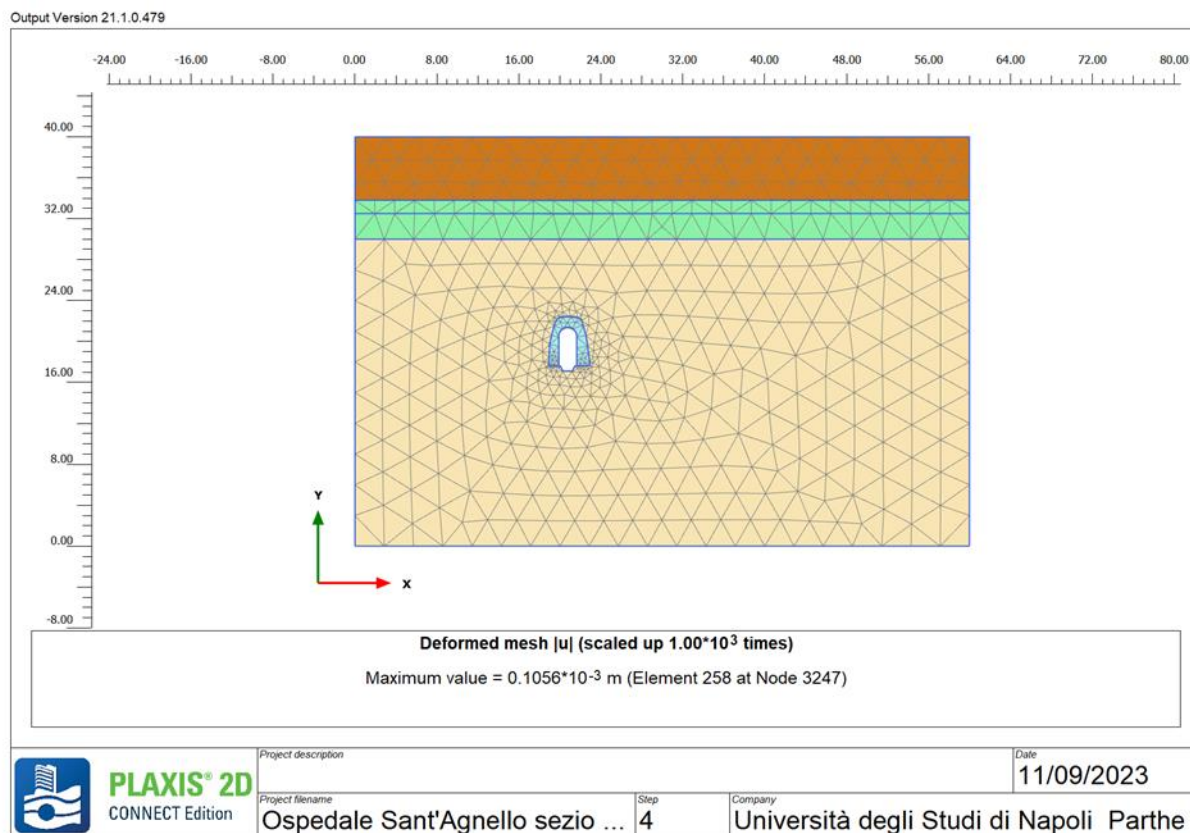


Figura 32. Sezione 17: Simulazione consolidamento cavità (gli spostamenti dovuti alla precedente fase di scavo sono stati resettati)

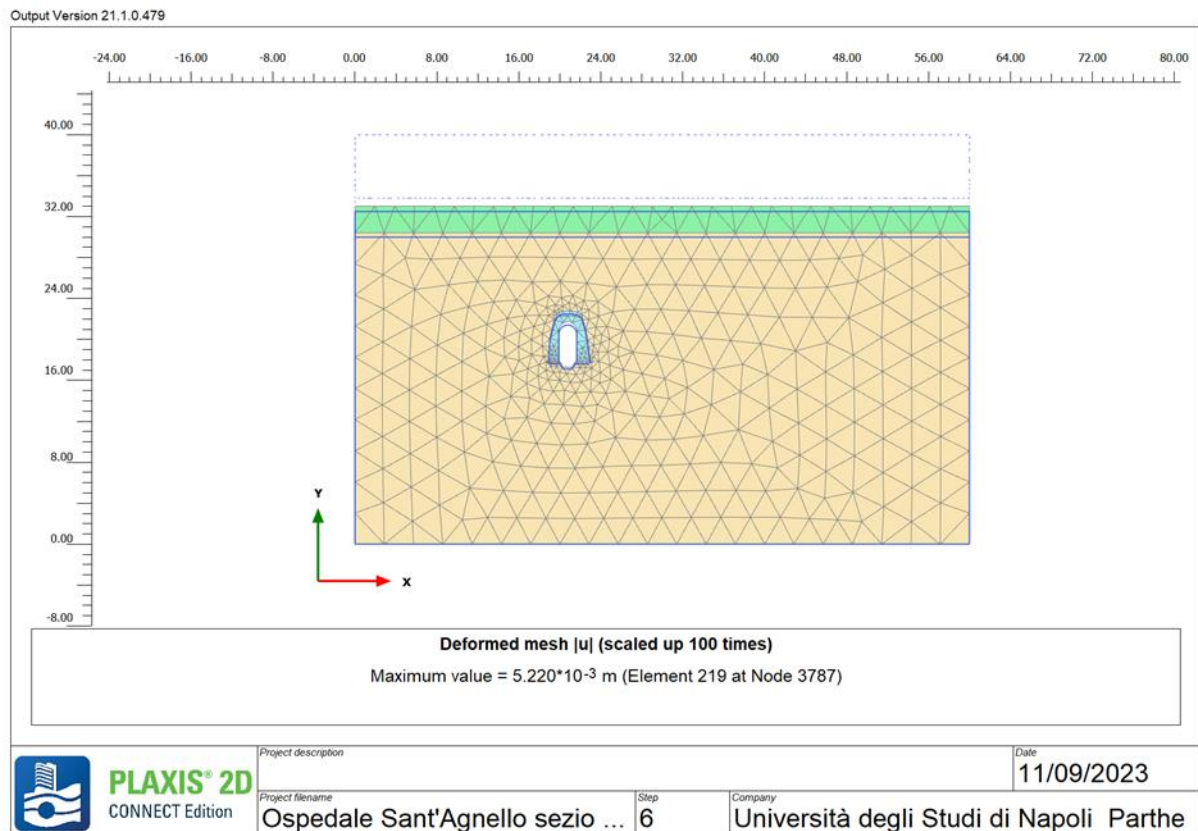


Figura 33. Sezione 17: Scavo fino al piano di posa della fondazione

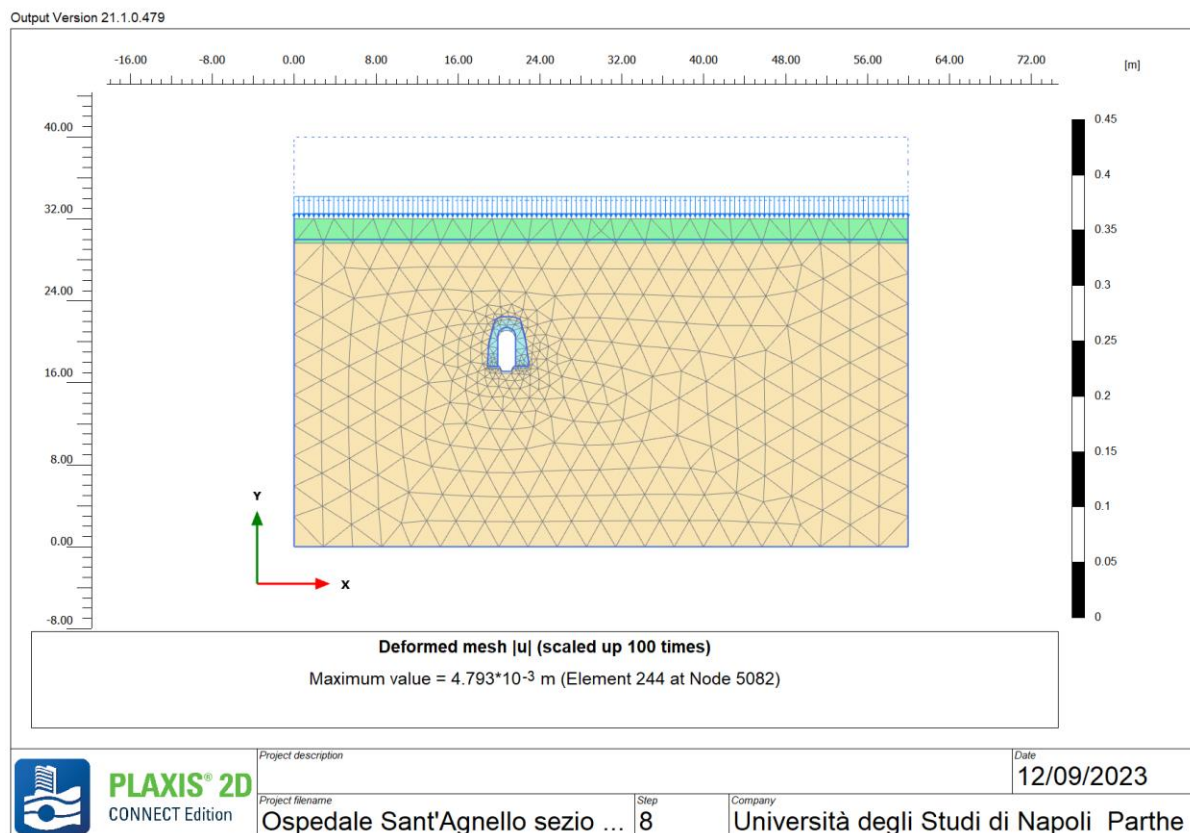


Figura 34. Sezione 17: Applicazione carico dell'edificio ($q=100$ kPa). (gli spostamenti dovuti alla precedente fase di scavo sono stati resettati)

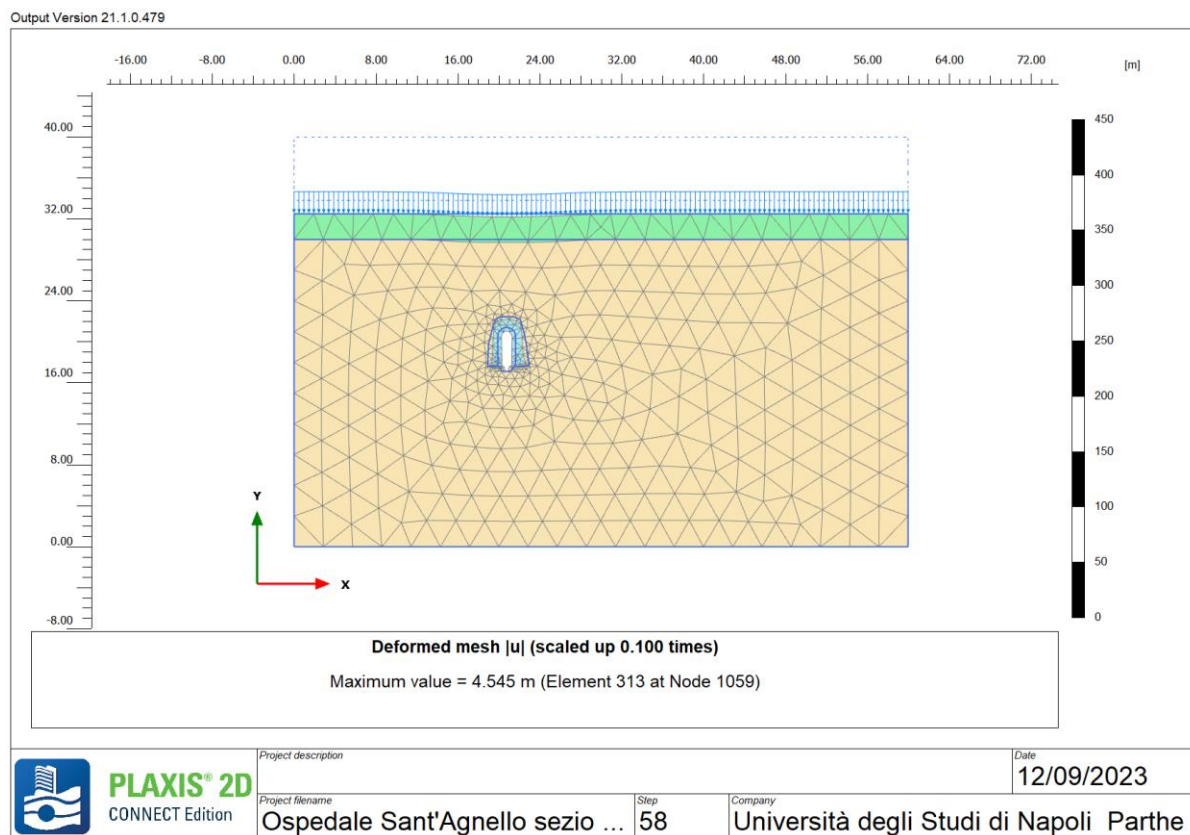


Figura 35. Sezione 17: Analisi di stabilità con procedura c- ϕ reduction (FS=6.9)

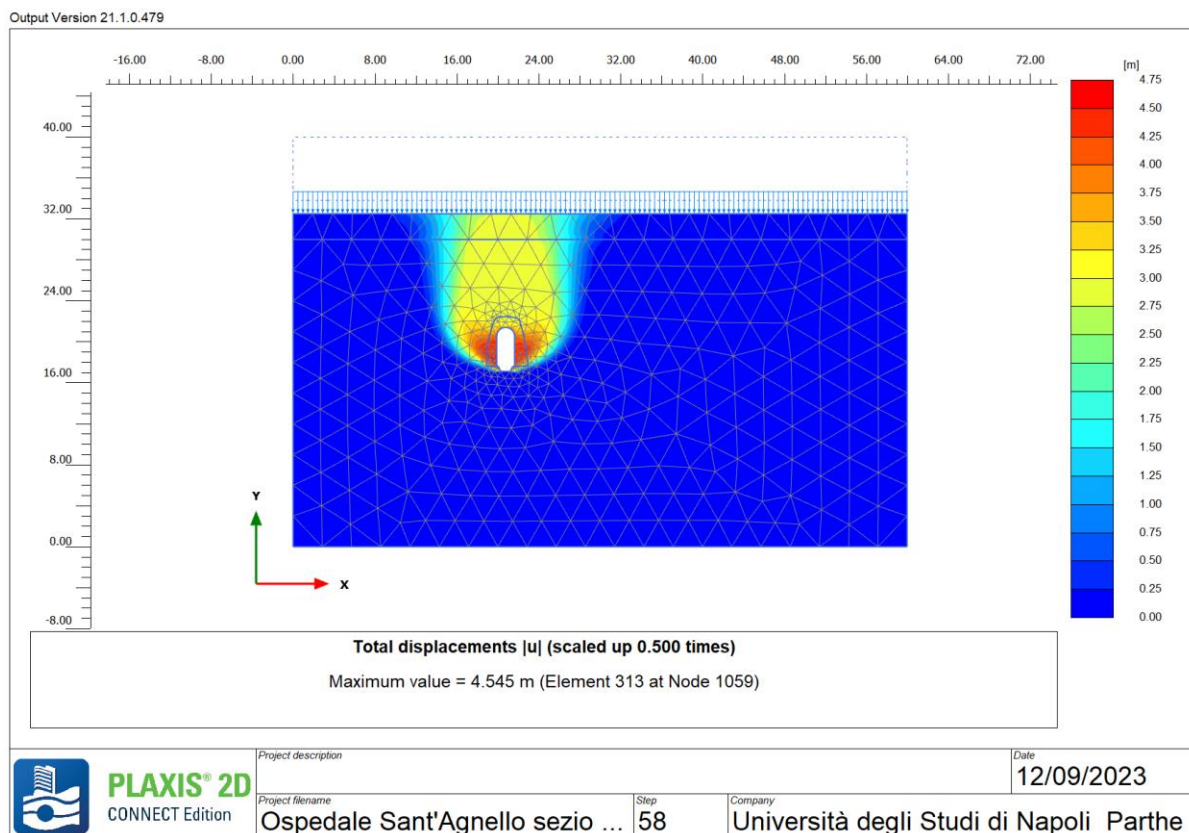


Figura 36. Sezione 17: Analisi di stabilità con procedura c- ϕ reduction (FS=6.9)

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 dei 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.

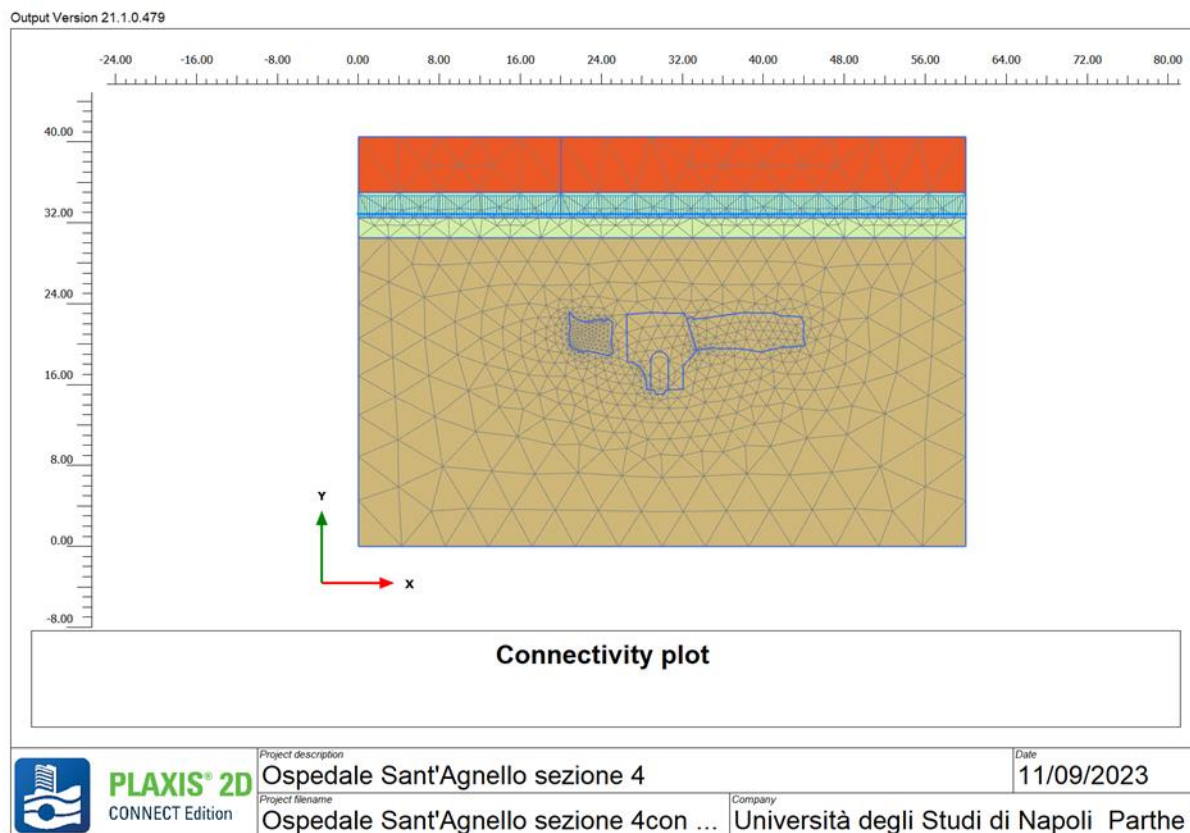


Figura 37. Sezione 4: Mesh

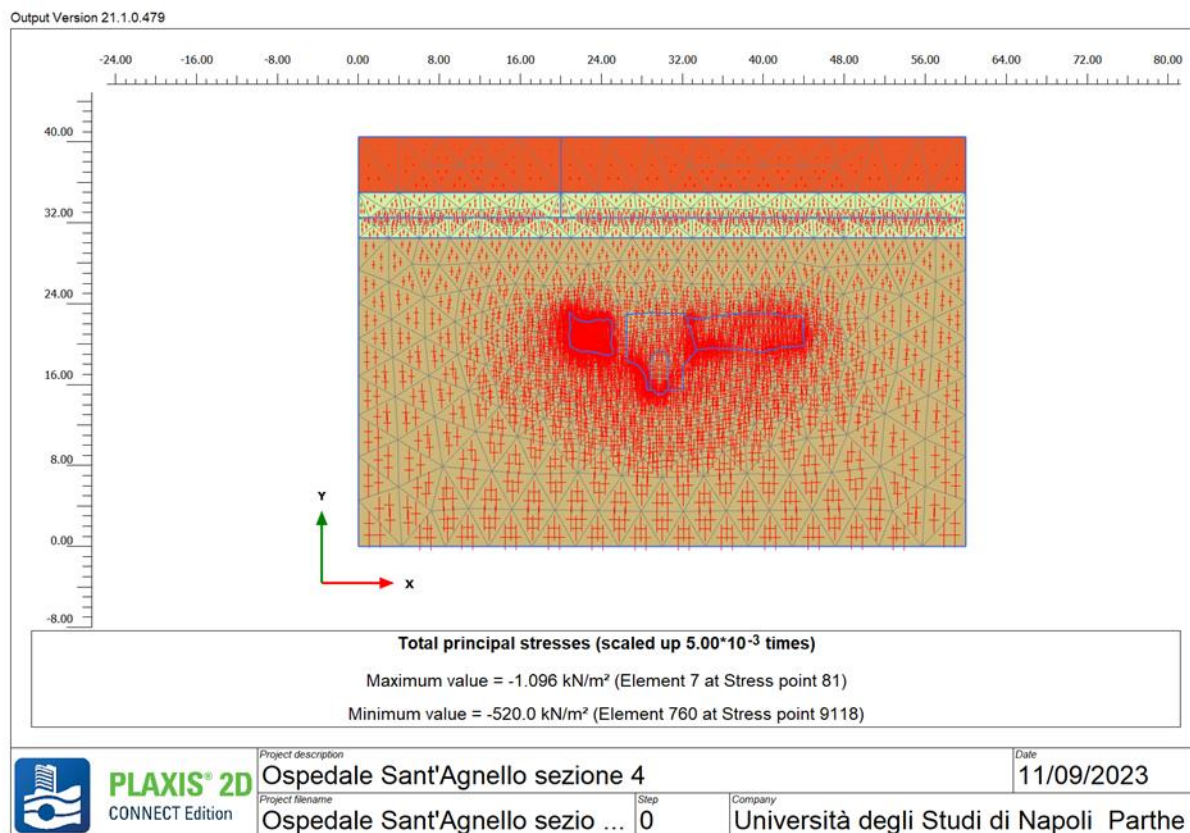


Figura 38. Sezione 4: Stato tensionale in sito

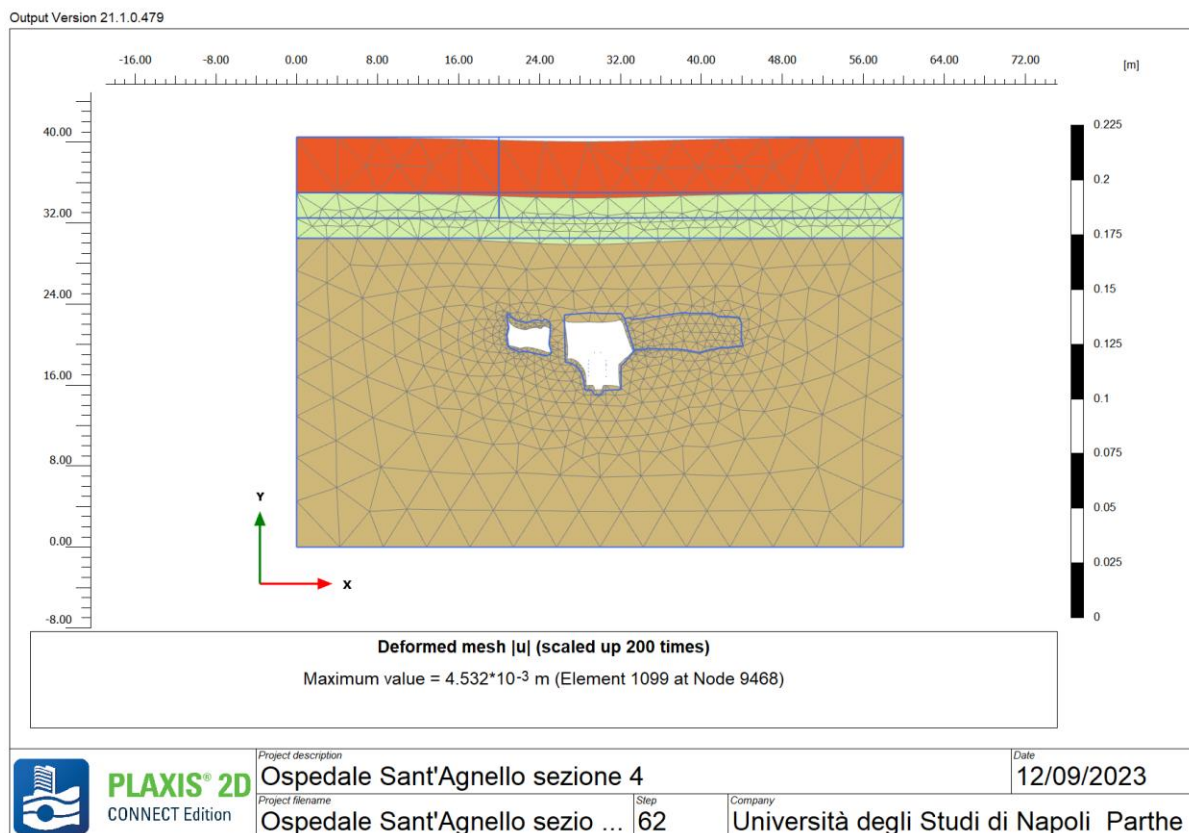


Figura 39. Sezione 4: Simulazione scavo cavità

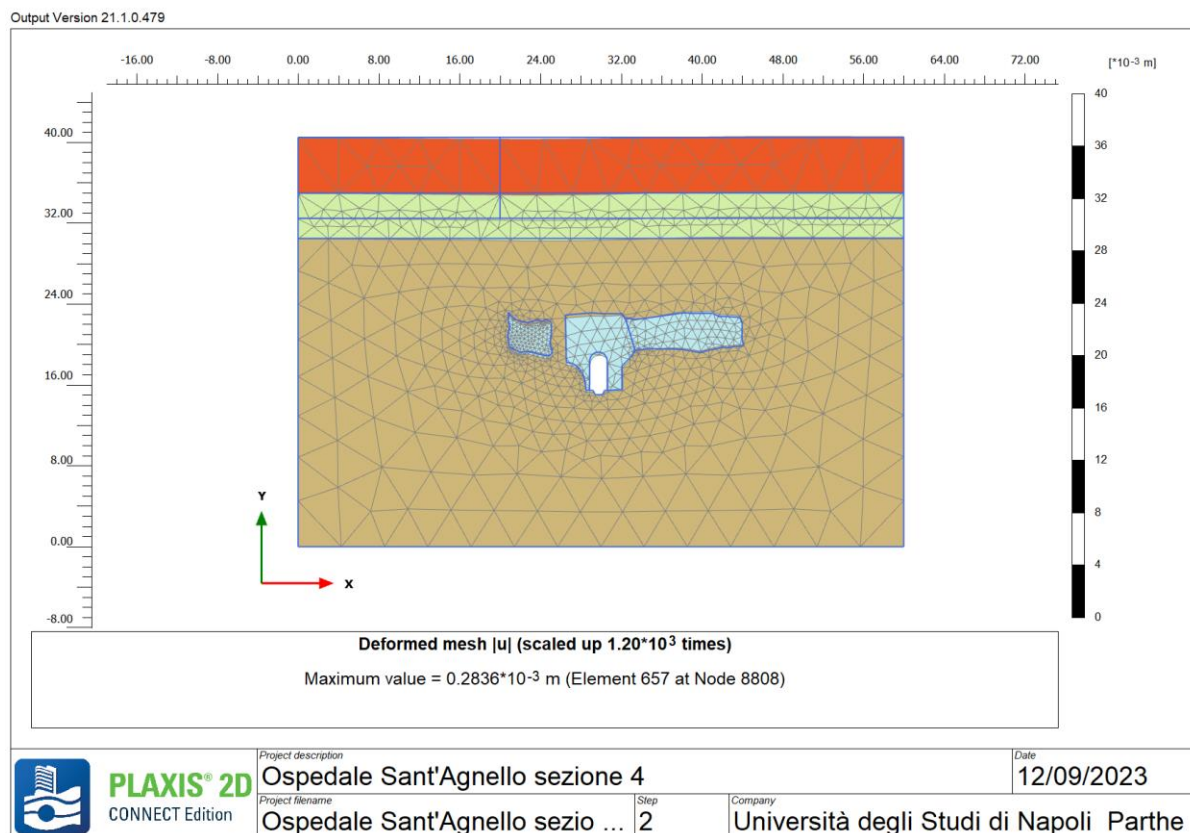


Figura 40. Sezione 4: Simulazione consolidamento cavità (gli spostamenti della fase precedente sono stati resettati)

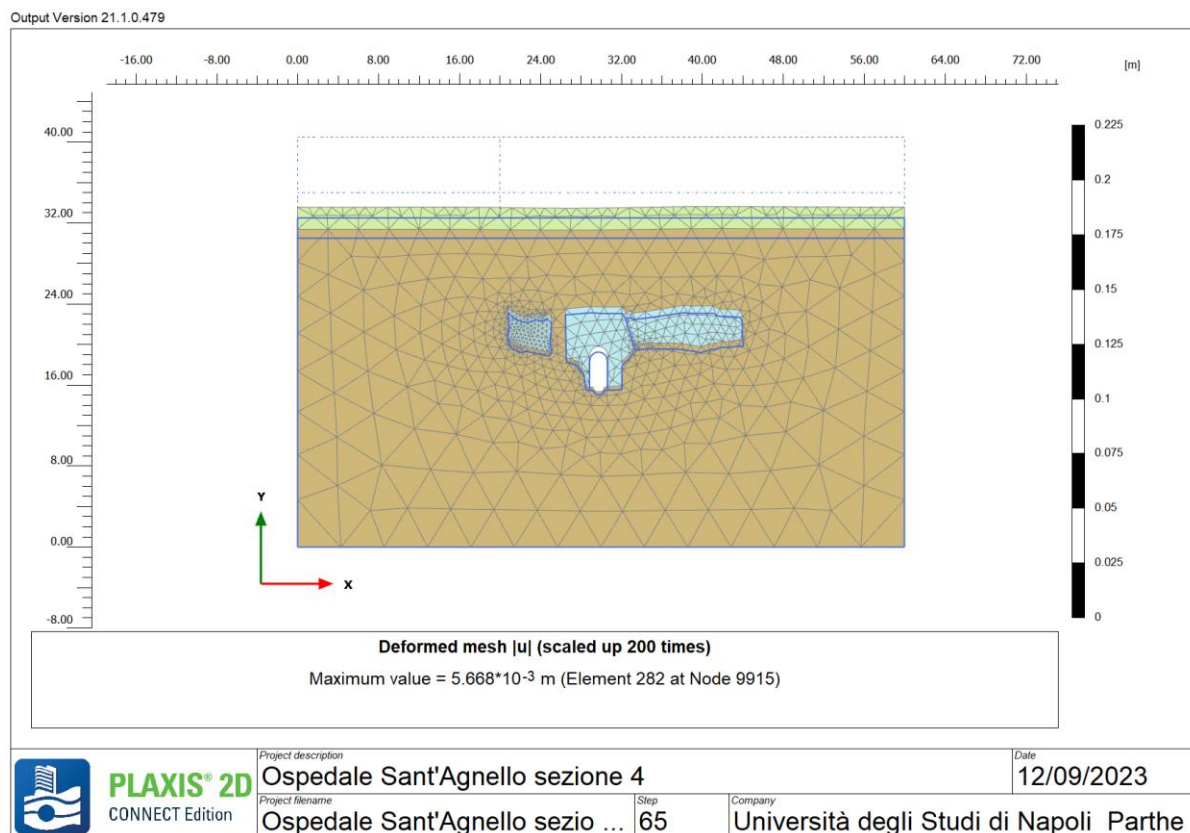


Figura 41. Sezione 4: Simulazione scavo fino a quota intradosso fondazione

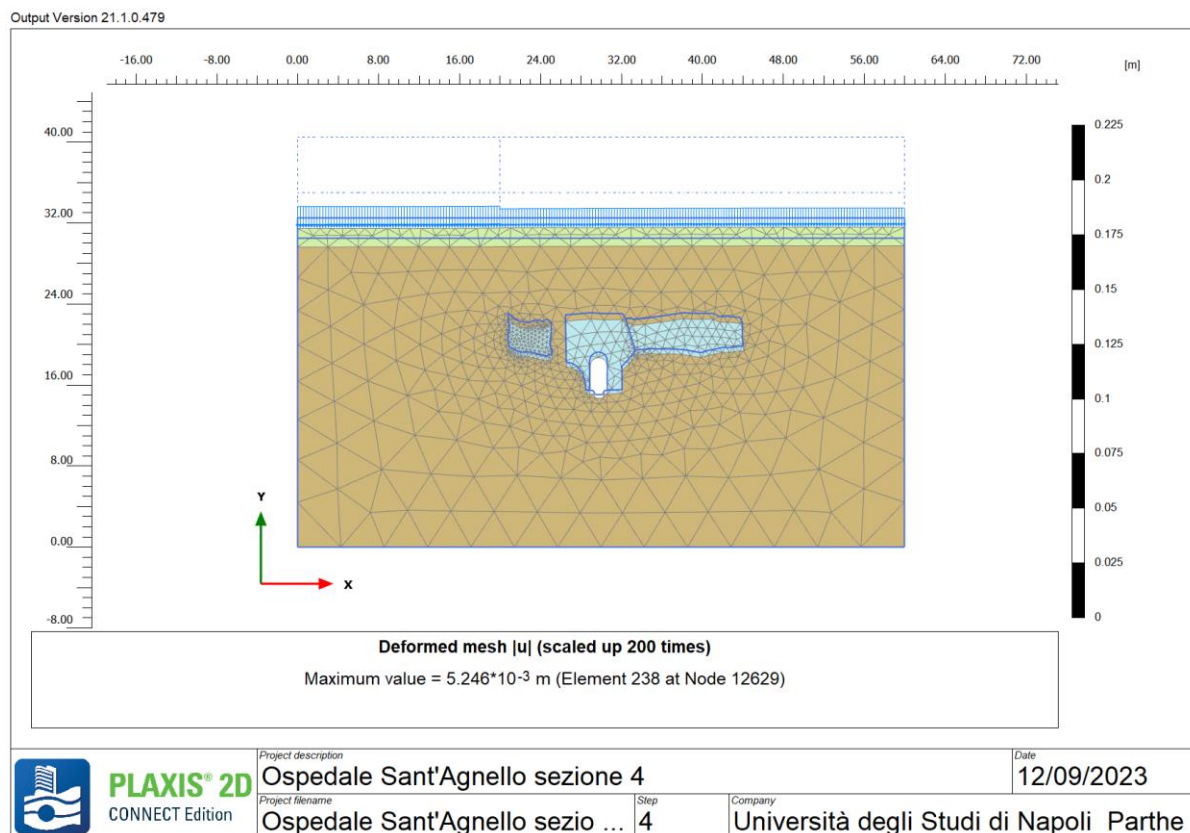


Figura 42. Sezione 4: Applicazione peso edificio ($q=100$ kPa) (gli spostamenti della fase precedente sono stati resettati)

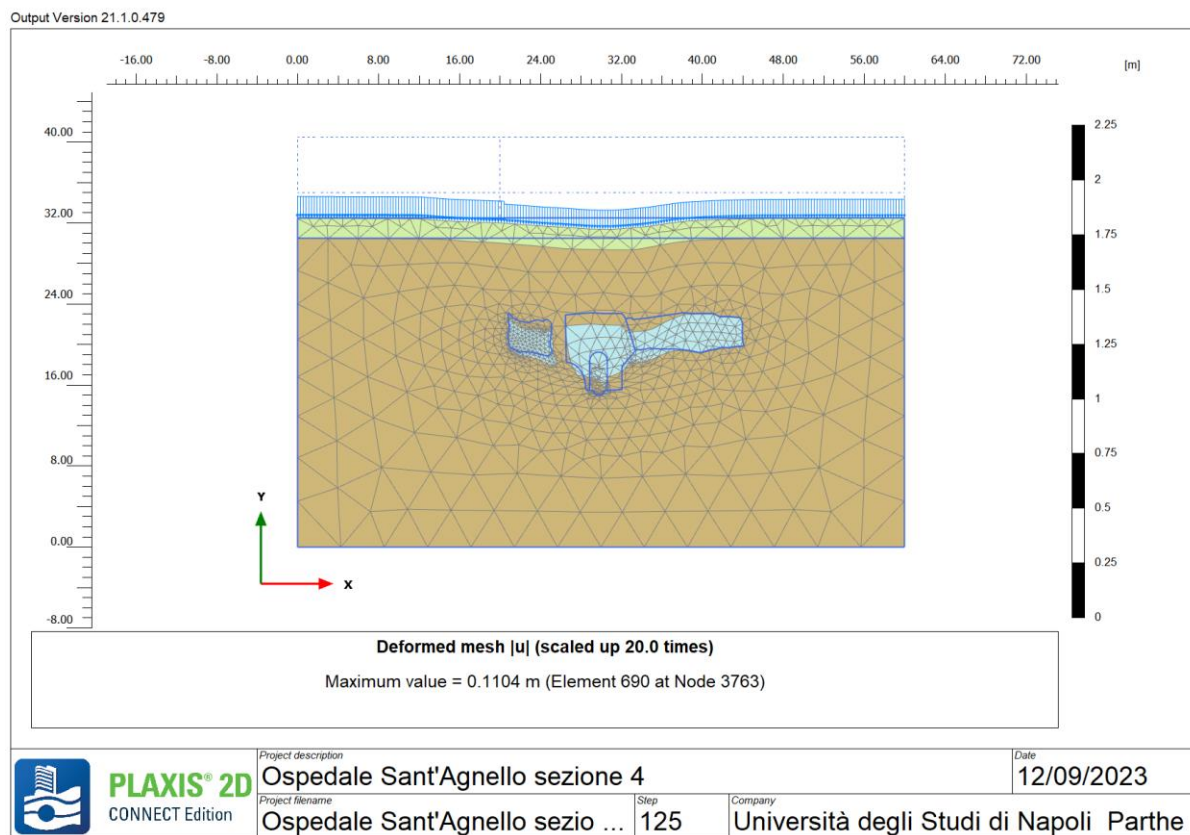


Figura 43. Sezione 4: Analisi di stabilità con procedura c- ϕ reduction (FS =7.5).

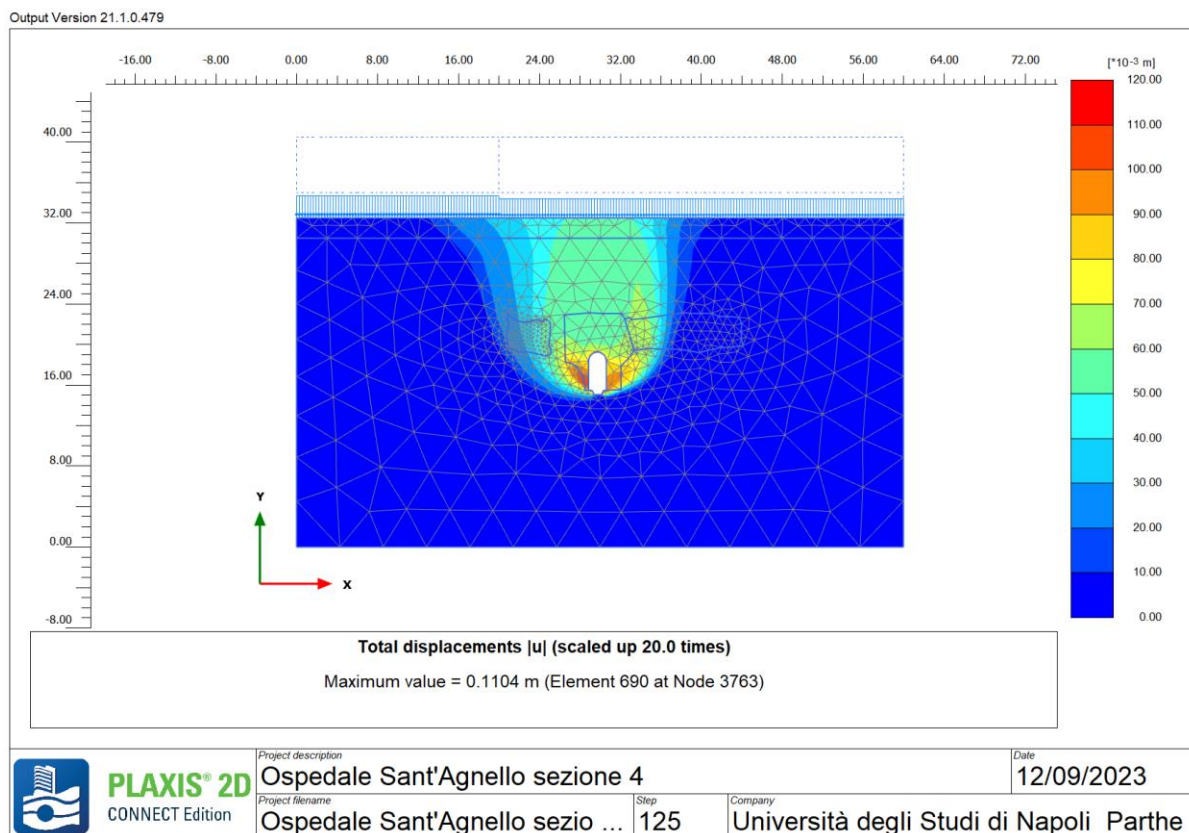


Figura 44. Sezione 4: Analisi di stabilità con procedura c- ϕ reduction (FS =7.5).

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 rigidezza 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.