

ROMA CAPITALE
XI Municipio
Piano di Recupero
Ambito di Valorizzazione B-12



*Progetto di un edificio
ad uso residenziale e commerciale*

RELAZIONE GEOTECNICA

prof. ing. Francesco Castelli
Francesco Castelli
A circular blue professional seal for Francesco Castelli, an engineer in the Province of Catania. The seal contains the text 'ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI CATANIA' around the perimeter and 'DOTTORE FRANCESCO CASTELLI 2508' in the center.

Ottobre 2014

INDICE

- 1. Premessa**
- 2. Normativa di Riferimento**
- 3. Situazione Geologica Locale**
- 4. Caratterizzazione Sismica e Modello Geotecnico del Sottosuolo**
 - 4.1 Generalità**
 - 4.2 Categoria di Sottosuolo di Riferimento**
 - 4.3 Modello Geotecnico di Sottosuolo**
- 5. Descrizione delle Opere in Progetto**
 - 5.1 Scavi e Fondazioni**
 - 5.2 Carichi Trasferiti al Terreno**
- 6. Modellazione Numerica**
 - 6.1 Generalità**
 - 6.2 Parametri/Condizioni Aggiuntive per Analisi Dinamiche**
 - 6.3 Dichiarazioni Secondo NTC 2008**
 - 6.4 Risultati Analisi Numerica**
- 7. Conclusioni**

1. Premessa

La presente **Relazione Geotecnica** riguarda il Progetto Esecutivo dei lavori per la costruzione di un edificio ad uso residenziale e commerciale del Piano di Recupero - Ambito di Valorizzazione B-12 "Via Mengarini, Via Tajani, Via Belluzzo", Lotto compreso tra Via Belluzzo, Via Greppi e Via Pellati nel Comune di Roma.

In essa vengono esaminati gli aspetti geotecnici riguardanti le opere da realizzare, l'interazione tra tali opere ed i terreni e le relative verifiche di stabilità. Le calcolazioni sono state condotte sulla base delle risultanze delle indagini *in situ* e di *laboratorio* e del modello geotecnico di sottosuolo appositamente definito ai fini del dimensionamento delle fondazioni dell'edificio e per la progettazione delle opere di contenimento degli scavi.

L'area in esame si colloca nel settore centro meridionale della città di Roma, nel quartiere Portuense (*Figura 1*) e si sviluppa parallela e immediatamente ad ovest di Via Giuseppe Belluzzo, a est di Via Tafani, a sud di Via Greppi ed a nord del complesso Vigna Pia.



Figura 1. Identificazione dell'area d'interesse

Il quartiere Portuense, fino al confine con il quartiere Magliana, si trova all'interno del bacino del fiume Tevere. Tutta la zona, anche se in gran parte urbanizzata, mostra ancora i tratti dell'antica morfologia tipica della regione alla destra del fiume Tevere.

Allo stato attuale la zona risulta modificata sia dall'estesa attività di coltivazione di materiali sciolti o lapidei, svolta fin dall'antichità a cielo aperto ed in sotterraneo con il sistema dei pilastri abbandonati, sia dalla messa in posto, fino ad età recente, di coltri di terre-

ni di riporto utilizzati per la rettifica morfologica ed il recupero di aree a fini edilizi.

La campagna geognostica ha confermato la presenza all'interno dell'area di interesse di tali coltri di terreni di riporto, anche dell'ordine dei 7.0 ÷ 8.0 metri di spessore, sia di cavità nel sottosuolo, al di sopra delle quali si attesterà la nuova edificazione (*Figura 2*).

2. Normativa di Riferimento

- *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica (Ordinanza P.C.M. n.3274 del 20.03.2003 e ss.mm.ii.).*
- *Eurocodice 1: Criteri generali di progettazione strutturale, azioni sulle strutture, basi di calcolo (UNI EN 1991-1-1:5,1991:2004).*
- *Eurocodice 7: Progettazione Geotecnica - Regole Generali (UNI ENV 1997-1:3, 1997:2002).*
- *Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica (UNI EN 1998-5:2005) - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.*
- *Ordinanza Presidente del Consiglio dei Ministri n.3519 del 28.04.2006 e della Giunta Regionale Lazio n.766/2003.*
- *Delibera Giunta Regionale Lazio n.387 del 22.05.2009 "Nuova classificazione sismica del territorio della Regione Lazio".*
- *N.T.C. 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni (Decreto Ministeriale 14.01.2008).*
- *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici: Circolare n.617 del 02.02.2009 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008".*

3. Situazione Geologica Locale

L'area d'interesse si colloca all'interno di un comprensorio caratterizzato dalla presenza dei terreni tipici della zona: al di sotto di coltri di *terreni di riporto* con spessori anche maggiori di 6.0 ÷ 7.0 m, si rinvengono elementi fluvio-palustri, rappresentati da *tufiti limo-argillosi*, sovrastanti *piroclastiti coerenti o litoidi*, alla cui base si incontrano elementi di origine lagunare passanti a sedimenti marini.

Il lotto non risulta perimetrato all'interno di quelli a rischio idraulico o di frana da parte dell'Autorità di Bacino del Tevere. L'antica morfologia della zona è stata modificata dalla estesa urbanizzazione e dall'attività estrattiva, che avveniva principalmente con scavo in

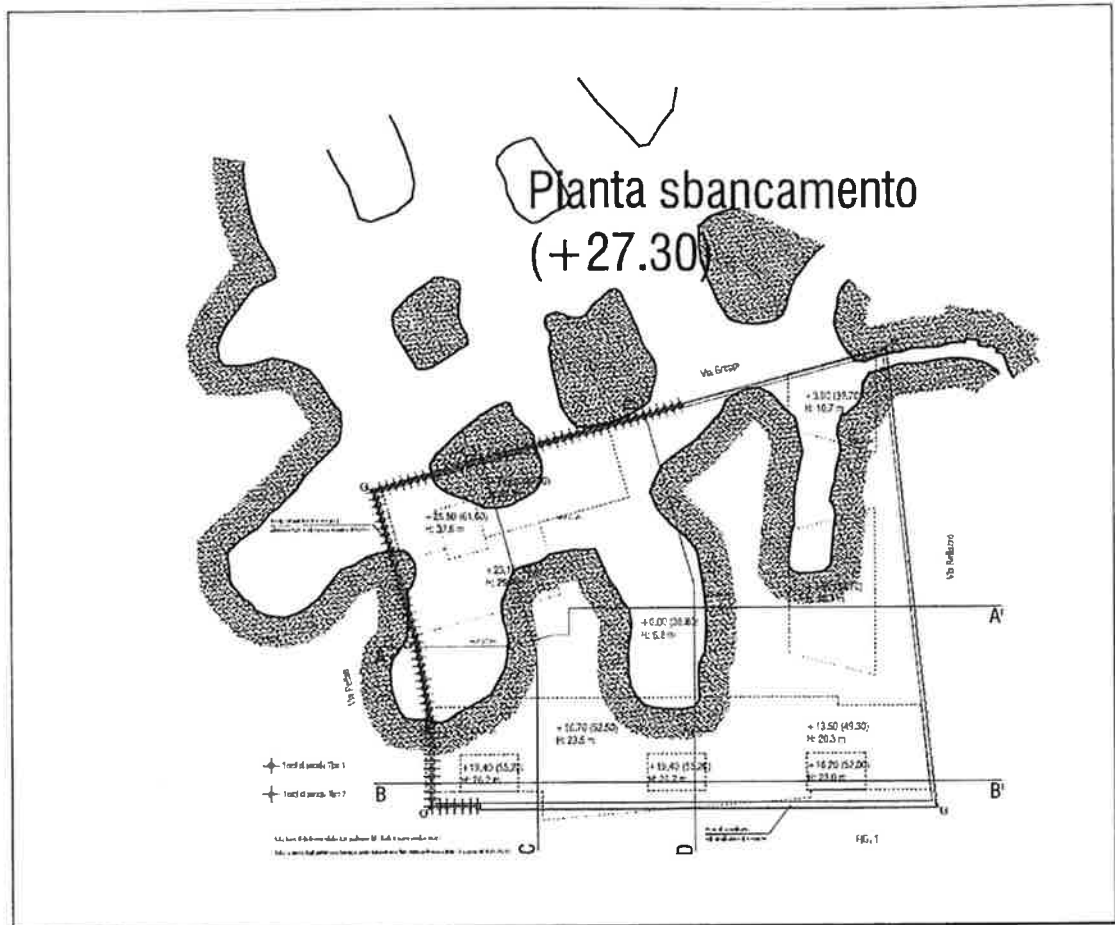


Figura 2. Andamento delle cavità al di sotto del fabbricato in progetto

galleria e secondariamente con scavi a cielo aperto. Tutta la zona in studio è stata interessata da tale coltivazione dei materiali litoidi vulcanici con modalità di scavo in galleria eseguita con il sistema dei pilastri abbandonati.

Già i risultati di una prima campagna geognostica, eseguita nel 2010, hanno evidenziato la presenza di un esteso sistema di cavità al di sotto dell'area interessata dalla realizzazione del fabbricato in progetto, che si dirama in direzione di Via Portuense, con camere di sezione di circa 7.0 m e pianta con lati fino a 15 m. Queste cavità rappresentano l'unica limitazione nella scelta delle strutture di fondazione dell'edificio.

Per la realizzazione degli sbancamenti necessari a raggiungere il piano di fondazione, dell'ordine di 6.0 ÷ 7.0 m, sarà ulteriormente necessario realizzare delle strutture di contenimento dei fronti di scavo, poiché la vicinanza con le tre strade comunali che limitano l'area di interesse non consente di profilare gli sbancamenti con pendenze tali da garantire la necessaria sicurezza e stabilità.

L'investigazione diretta del sottosuolo, eseguita mediante n.23 sondaggi meccanici a

carotaggio continuo, integrata dal rilevamento geologico di superficie, ha confermato la presenza al di sotto di una coltre di spessore variabile di terreni di riporto, di elementi vulcanici e sedimentari, consentendo di ricostruire la seguente successione stratigrafica:

- **terreni di riporto** : su tutta l'area è presente una coltre di terreni di *copertura antropica* con spessori variabili da un minimo di 1.0 m ad un massimo di 7.0 ÷ 8.0 m.
- **formazione fluvio lacustre**: *limi con argilla o argille con limo*, localmente con sabbia; tale formazione è stata incontrata in tutte le perforazioni a quote e spessori variabili.
- **formazione vulcanica (tufo lionato)** : è stata incontrata in tutte le perforazioni con spessori variabili. Composta al tetto da *tufi terrosi marroni* per poi passare a *tufo litoide* a pasta fine, interessato dall'attività estrattiva. Alla base si incontra uno spessore variabile di tufo litoide, mentre localmente la frazione litoide diminuisce a favore di quella terrosa.
- **formazione sedimentaria antica (ghiaie in matrice sabbiosa e argille limose)** : è presente nei sondaggi **S18, S4 e S23** del 2014; rappresenta il tetto della formazione sedimentaria pre-vulcanica.

Più recentemente (nel 2014), al fine di cartografare con precisione queste cavità, è stato eseguito un rilievo mediante laser scanner i cui risultati sono riportati nella *Figura 3*.

In generale, all'interno delle perforazioni non è stata rinvenuta acqua libera ad eccezione nei primi metri di profondità dei sondaggi *S15* ed *S13*, probabilmente legata a perdite della rete idrica. Sezioni schematiche lungo gli allineamenti dei sondaggi *S10-S11-S12* e *S15-S16-S17-S18*, in cui si rappresentano i profili dell'antico piano campagna, l'attuale (ricostruito sulle quote dei punti di sondaggio) e lo spessore dei terreni di riporto, sono riportate rispettivamente nelle *Figura 4* e *5*.

Presumibilmente la coltivazione ha interessato esclusivamente il banco litoide e di conseguenza, laddove questo era assente, non risultano presenti gallerie o cavità.

Tra gli anni 50 e 70, come si evince dall'analisi della cartografia IGM sovrapposta alla foto aerea dell'area in esame, la volta di alcune gallerie ha ceduto dando luogo a sprofondamenti dei terreni soprastanti con "sforzellamenti" in superficie. Un'ulteriore cedimento si è verificato all'interno dell'area in seguito ai lavori di sbancamento per la realizzazione di una scuola comunale mai completata; a conferma sono stati ritrovati all'interno delle cavità materiali di riporto messi a parziale riempimento delle stesse (*Figure 6, 7, 9, 11*).



Figura 3. Rilievo delle cavità eseguito con laser scanner

La sezione delle gallerie presenta un'altezza massima misurata prossima agli 8.0 m e "camere" attorno ai pilastri con lati di circa 15 m, ma che raggiungono anche i 20 m nelle gallerie limitrofe.

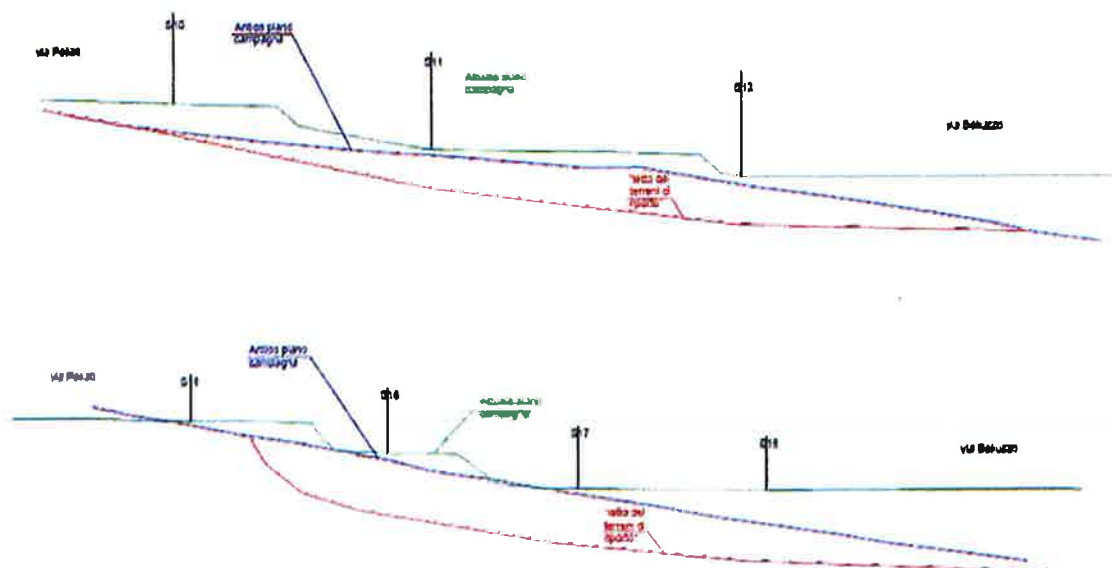


Figura 4. Sezioni lungo gli allineamenti dei sondaggi S10-S11-S12 e S15-S16-S17-S18

Piano di recupero
 Ambito di Valorizzazione B-12
 Via Mengarini, via Taliani, via Belluzzo
 CARTA DEGLI SPESSORI DEI TERRENI DI RIPORTO E UBICAZIONE CAVITA'



Figura 5. Carta degli spessori dei terreni di riporto

L'investigazione diretta del sottosuolo mediante i n.23 sondaggi meccanici a carotaggio continuo, integrata dall'indagine geosismica di tipo *Down-Hole* (DH), dalle prove MASW e dalle *prove penetrometriche pesanti* ha consentito di ricavare le sezioni geologiche interpretative nell'area d'impronta dei fabbricati (Figure 6 - 11), consentendo la definizione del **modello geologico di sottosuolo**, per la cui descrizione dettagliata si rimanda all'apposita Relazione Geologica di supporto al progetto esecutivo dei fabbricati.

Comune di Roma
 Piano di riqualificazione B12
 Sezione geologica interpretativa
 S18-S12-S5-S4

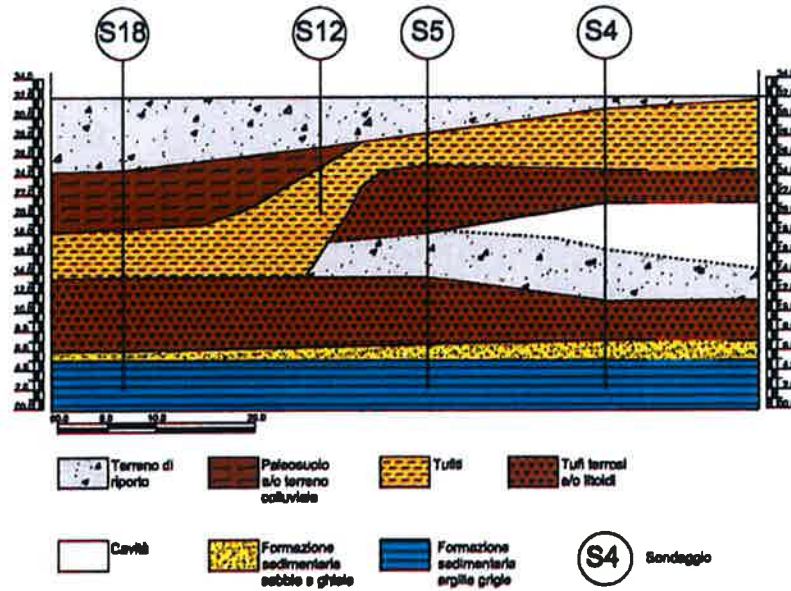


Figura 6. Sezione geologica interpretativa S18-S12-S5-S4

Comune di Roma
 Piano di riqualificazione B12
 Sezione geologica interpretativa
 S15-S13-S11-S7-S5-S4

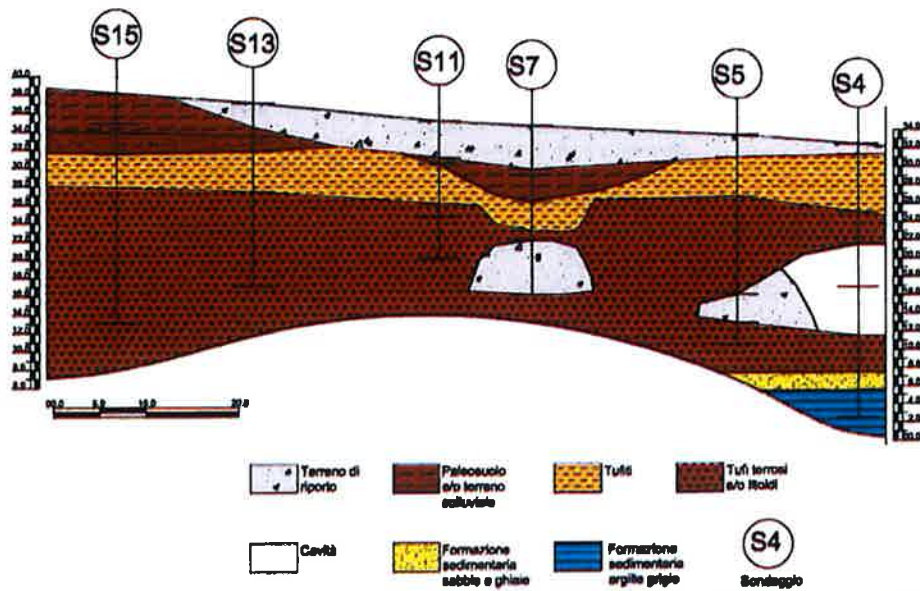


Figura 7. Sezione geologica interpretativa S15-S13-S11-S7-S5-S4

Comune di Roma
 Piano di riqualificazione B12
 Sezione geologica interpretativa
 S15-S10-S1

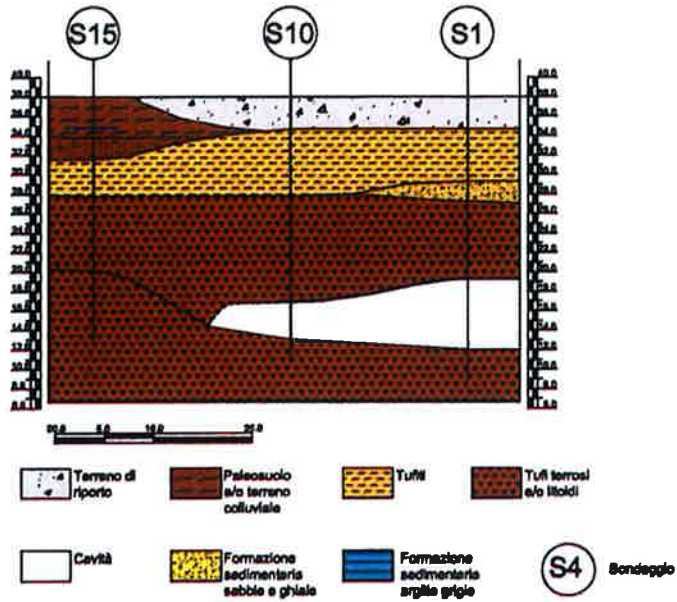


Figura 8. Sezione geologica interpretativa S15-S10-S1

Comune di Roma
 Piano di riqualificazione B12
 Sezione geologica interpretativa
 S6-S7-S9

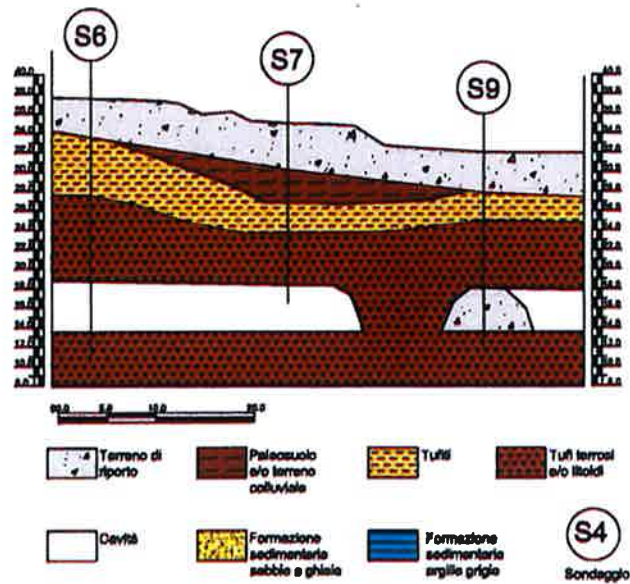


Figura 9. Sezione geologica interpretativa S6-S7-S9

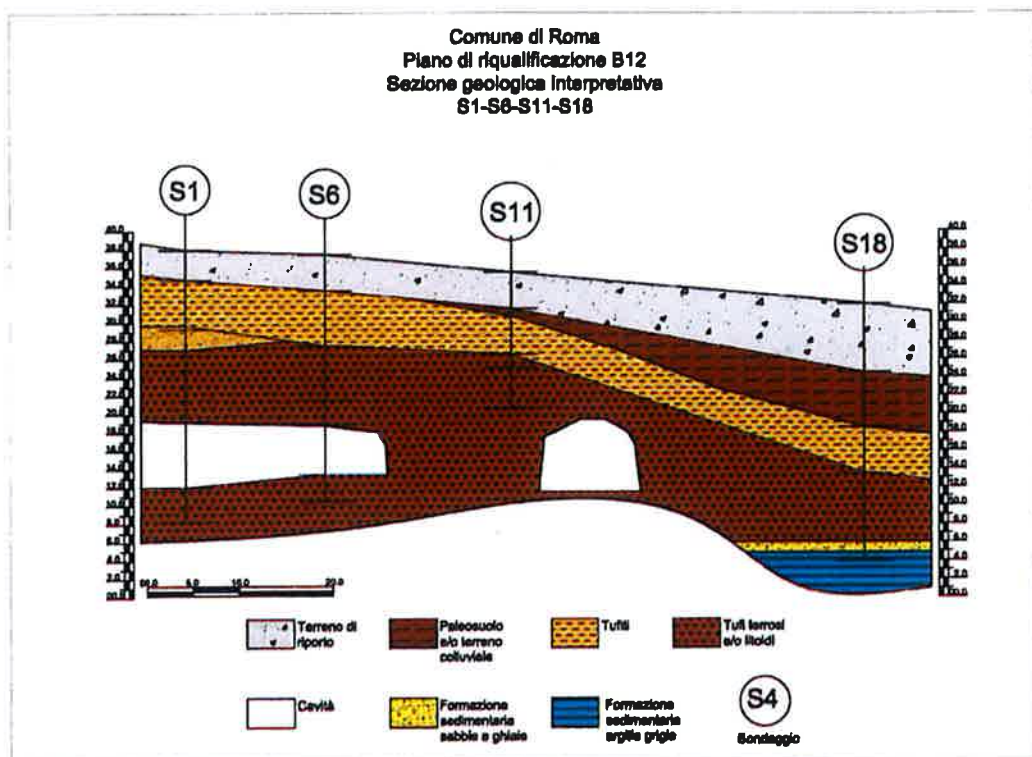


Figura 10. Sezione geologica interpretativa S1-S6-S11-S18

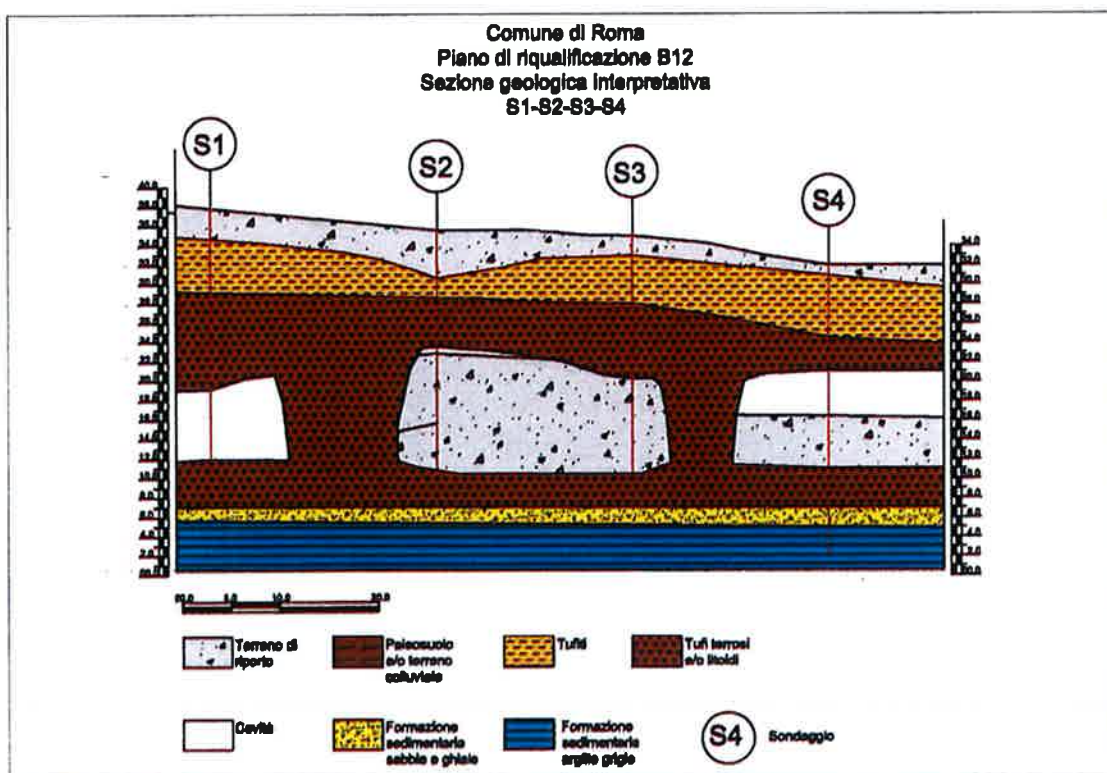


Figura 11. Sezione geologica interpretativa S1-S2-S3-S4

4. Caratterizzazione Sismica e Modello Geotecnico del Sottosuolo

4.1 Generalità

Con Delibera della Giunta Regionale n.387 del 22.05.2009 "Nuova classificazione sismica del territorio della Regione Lazio" in applicazione all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3519 del 28.04.2006 e della DGR Lazio n.766/2003, il territorio della Regione Lazio è stato suddiviso in n.3 Zone Sismiche (Tabella 1) e n.4 sottozone (dalla 2A, ovvero la maggiore sottozona della zona sismica 2, fino alla sottozona sismica 3B, corrispondente alla sottozona meno pericolosa della zona sismica 3):

ZONA SISMICA	SOTTOZONA SISMICA	ACCELERAZIONE CON PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO PARI AL 10% IN 50 ANNI (a_g)
1		$0.25 \leq a_g < 0.278g$ (val. Max per il Lazio)
2	A	$0.20 \leq a_g < 0.25$
	B	$0.15 \leq a_g < 0.20$
3	A	$0.10 \leq a_g < 0.15$
	B	(val. min.) $0.062 \leq a_g < 0.10$

Tabella 1. Classificazione sismica della Regione Lazio

Nell'ambito della nuova classificazione il territorio comunale è stato ulteriormente suddiviso in 20 UAS (Unità Sismiche Amministrative), coincidenti con la vecchia classificazione dei 20 Municipi della Città. L'UAS XV a cui appartiene l'area in esame è classificata come **Zona 3 - sottozona A** dove l'accelerazione con probabilità di superamento pari al 10 % in 50 anni ("pericolosità sismica di base") è compresa tra **0.10** e **0.15** a_g .

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008) adottano un approccio prestazionale alla progettazione delle nuove strutture ed alla verifica di quelle esistenti. Il grado di sicurezza ritenuto accettabile dal Progettista deve essere giustificato sulla base del livello di conoscenza raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato, nonché in relazione alla complessità del problema.

Nei riguardi dell'azione sismica l'obiettivo è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione. In condizioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli **Stati Limite di Esercizio (SLE)** sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo com-

plesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

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

Gli **Stati Limite Ultimi (SLU)** sono:

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

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base, in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

L'azione sismica su ciascuna costruzione viene valutata in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per un coefficiente d'uso C_u :

$$V_R = V_N \times C_u$$

Il valore del coefficiente d'uso C_u è definito al variare della classe d'uso come mostrato nella **Tabella 2**.

Tabella 2. Valori del coefficiente d'uso C_u

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_u	0.7	1.0	1.5	2.0

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella *Tabella 3*.

La "pericolosità sismica di base" in un generico sito è descritta a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido e orizzontale:

- accelerazione orizzontale massima al sito a_g ;
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno TR ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni;
- valore massimo fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0 ;
- periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale T_c^* .

Tabella 3. Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata per tenere conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie.

Tali modifiche caratterizzano la RISPOSTA SISMICA LOCALE; quest'ultima deve essere valutata mediante specifiche analisi, come nel caso in esame, o alternativamente mediante un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento, secondo quanto riportato nella successiva *Tabella 4*.

4.2 Categoria di Sottosuolo di Riferimento

Ai fini dell'identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si può effettuare in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ (media pesata) di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità.

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto della superficie del suolo è costituito dallo spettro di risposta elastico. Tale spettro è costituito da una

forma spettrale (spettro normalizzato) considerata indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore della accelerazione massima ($a_g \cdot S$) del terreno che caratterizza il sito, dove:

- S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione:

$$S = S_S \times S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica. Per un sottosuolo di categoria A il coefficiente S_S vale 1.0.

Tabella 4. Categorie di sottosuolo

A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/sec, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/sec e 800 m/sec (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/sec e 360 m/sec (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30} < 180$ m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>
S1	<i>Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/sec (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.</i>
S2	<i>Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.</i>

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E il coefficiente S_S può essere calcolato mediante le espressioni fornite nella Tabella 5, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi, o alternativamente, mediante specifiche analisi di risposta sismica locale.

Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la classificazione della Tabella 6, relativa a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore a 30 m.

In assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tabella 7 in funzione della ubicazione dell'opera o dell'intervento.

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un

decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base, dove S_T assume valore unitario.

Tabella 5. Espressioni di S_S

Categoria sottosuolo	S_S
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

Tabella 6. Categorie topografiche

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

Tabella 7. Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1		1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

Per la caratterizzazione sismica del sottosuolo sono state eseguite prove geofisiche dirette ed indirette, ovvero n.1 prova Down Hole (DH), n.2 prove MASW e n.2 misure di frequenza fondamentale. Tenendo conto dei risultati di tali prove (DH e MASW) si ricava un valore di $V_{s,30}$ compreso all'interno della classe di sottosuolo ai fini sismici di **Tipo C** (Tabella 4) sia se calcolato dal piano campagna, sia considerando una profondità media di sbancamento di circa 4.0 m.

I valori dei parametri che permettono di definire lo spettro di risposta elastico risultano conseguentemente i seguenti:

Parametri di Pericolosità Sismica

Stato Limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [sec]
Operatività (SLO)	60	0.048	2.572	0.273
Danno (SLD)	101	0.056	2.616	0.288
Salvag. Vita (SLV)	949	0.101	0.344	

calcolati per:

- Vita Nominale: 50 anni
- Coefficiente d'uso: 1.5
- S_T = coeff. amplificazione topografica = 1.0 (Categoria Topografica T1)

Per valutare eventuali effetti di amplificazione sismica è stata condotta un'apposita analisi di **Risposta Sismica Locale (RSL)** con l'ausilio del codice di calcolo *EERA* (Bardet et al., 2000), che per il sito in esame ha messo in evidenza valori delle accelerazioni calcolate superiori a quelle deducibili dall'approccio semplificato (NTC 2008) per un sottosuolo di categoria C. Ai fini sismici, pertanto, si suggerisce di utilizzare i valori delle accelerazioni ricavati dallo studio di *Risposta Sismica Locale* riportati nella *Relazione Geologica (Figura 12)*.

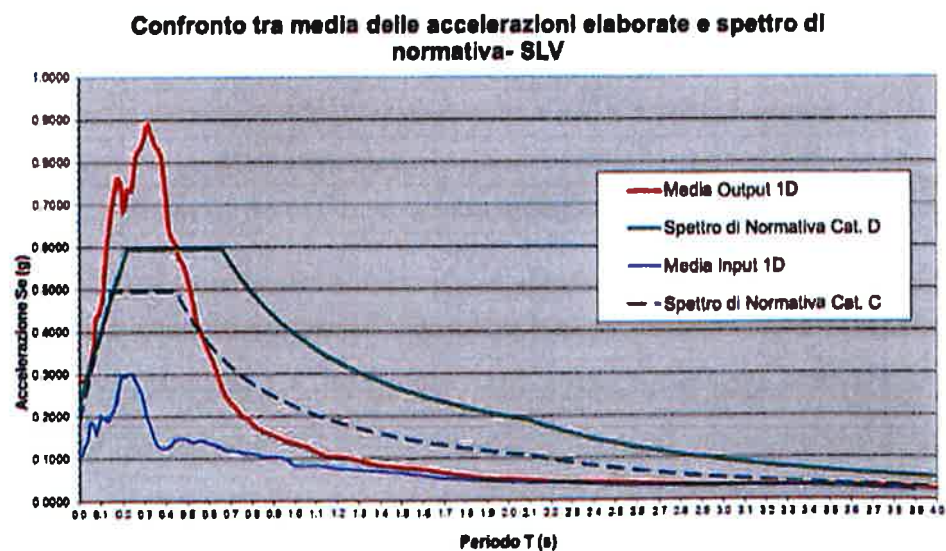


Figura 12. Spettro dedotto dai risultati dell'analisi di Risposta Sismica Locale (RSL)

4.3 Modello Geotecnico di Sottosuolo

Per la caratterizzazione geotecnica e meccanica dei terreni presenti nell'area sono state eseguite sia prove penetrometriche dinamiche (*Standard Penetration Test - SPT*) a differenti quote all'interno dei fori di sondaggio (in totale n.20), sia in continuo mediante penetrometro super pesante (*DPSH*) su due differenti verticali (*Figura 13*).

Sui livelli di natura prevalentemente coesiva si è misurata la resistenza alla penetrazione mediante pocket penetrometer. Su n.2 campioni indisturbati prelevati all'interno dei sondaggi sono state eseguite prove di laboratorio consistenti in analisi granulometriche, determinazione dei parametri indice, prove di taglio diretto del tipo CD, prove di compressione ad espansione laterale libera (ELL) e prove di compressione edometrica.

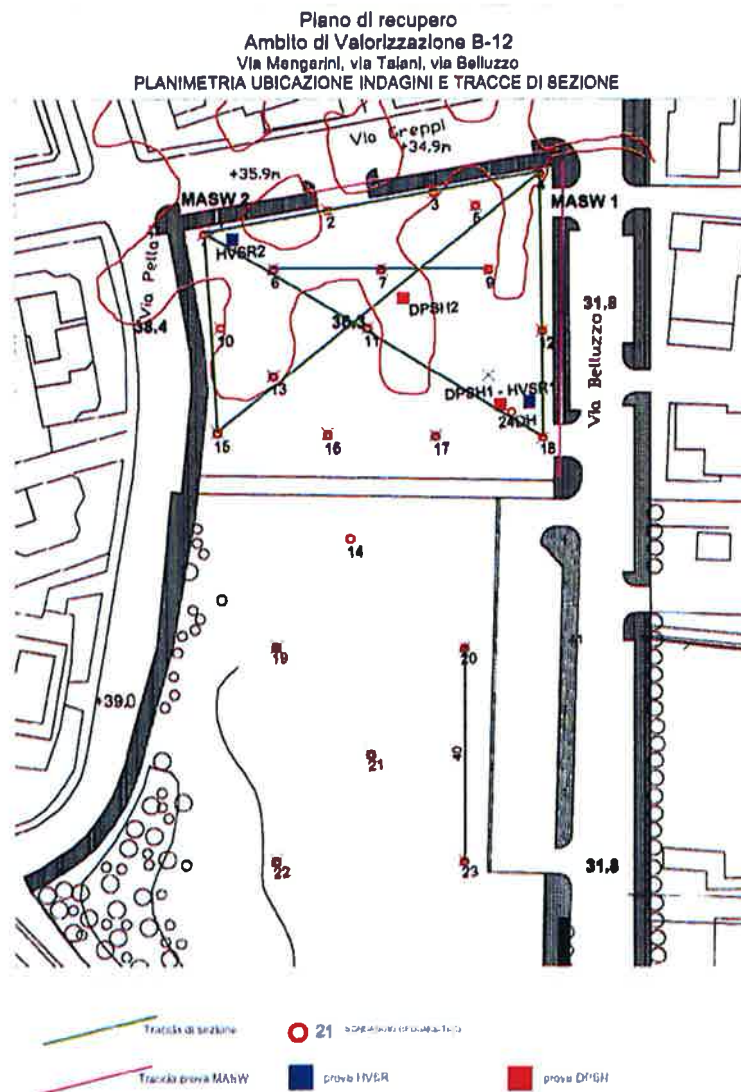


Figura 13. Planimetria con ubicazione delle indagini effettuate

Nella *Tabella 8* sono riportati i valori di N_{30} dedotti dalle prove penetrometriche *SPT* eseguite e gli intervalli dei valori dell'angolo di resistenza al taglio efficace ϕ' e della densità relativa D_r , ricavati tramite le apposite correlazioni.

Sondaggio	Profondità	N30	Litologia	Phi	Dr (%)
S1	13,0	28	Tufo terroso	32°-35°	35-65
	27,0	Rif.	Tufo semilitoide	>38°	85-100
S2	4,7	10	Riporto	32°-35°	35-65
	7,5	Rif.	Tufo terroso	>38°	85-100
	9,0	67	Tufo terroso	>38°	85-100
	23,0	12	Tufo terroso	32°-35°	35-65
S6	12,0	37	Tufo terroso	35°-38°	65-85
S7	16,5	12	Tufo terroso	32°-35°	35-65
S9	4,5	27	Tufite	32°-35°	35-65
	7,0	Rif.	Tufo terroso	>38°	85-100
S13	11,5	Rif.	Tufo terroso	>38°	85-100
	16,5	Rif.	Tufo litoide e semilitoide	>38°	85-100
S15	4,5	16	Sabbie	32°-35°	35-65
	9,0	20	Tufite	32°-35°	35-65
	11,0	31	Tufo terroso	35°-38°	65-85
S16	12,5	20	Tufite	32°-35°	35-65
	15,0	25	Tufite	32°-35°	35-65
	18,0	13	Tufite	32°-35°	35-65
	19,5	Rif.	Tufo terroso	>38°	85-100
S18	22,3	Rif.	Tufo terroso	>38°	85-100

Tabella 8. Risultati ed interpretazione delle prove penetrometriche SPT

Nei terreni a granulometria fine (*tufiti argillo-limose e argille sedimentarie*) è stata misurata la resistenza alla penetrazione R_p mediante *pocket penetrometer*, i cui risultati interpretati mediante la nota formula $c_u = R_p/2$ consentono di ricavare il valore della resistenza non drenata c_u .

Sui campioni di terreno indisturbati prelevati nel corso le perforazioni geognostiche, sono state eseguite in laboratorio delle prove sia per la determinazione dei parametri di resistenza drenati e non drenati, sia per la stima della compressibilità dei terreni sottoposti ad incremento di carico.

Alla luce dei risultati delle prove eseguite, sia in situ che in laboratorio, i terreni presenti nell'area investigata possono essere caratterizzati dai seguenti intervalli dei parametri geotecnici:

terreni di riporto

$\gamma = 16 \div 17 \text{ kN/m}^3$

$\phi' = 22 \div 26^\circ$

$c' = 0 \div 5 \text{ kN/m}^2$

$D_r = < 40 \%$

$E_d = < 5000 \text{ kN/m}^2$

peso dell'unità di volume

angolo di resistenza al taglio efficace (da prove SPT)

coesione efficace

densità relativa (da prove SPT)

modulo edometrico (da prove SPT)

tufi terrosi

$\gamma = 17 \div 18 \text{ kN/m}^3$	<i>peso dell'unità di volume</i>
$\phi' = 30 \div 32^\circ$	<i>angolo di resistenza al taglio efficace (da prove SPT)</i>
$c' = 10 \div 20 \text{ kN/m}^2$	<i>coesione efficace</i>
$D_r = > 70 \%$	<i>densità relativa (da prove SPT)</i>
$E_d = > 15 \text{ MPa}$	<i>modulo edometrico (da prove SPT)</i>
$\nu = 0.43$	<i>coefficiente di Poisson (da prova DH)</i>
$E = 300 \text{ MPa}$	<i>modulo elastico (da prova DH)</i>

tufi litoidi

$\gamma = 17 \div 18 \text{ kN/m}^3$	<i>peso dell'unità di volume</i>
$\sigma = 3000 \text{ kN/m}^2$	<i>resistenza a compressione</i>

tufiti

$\gamma = 18 \div 19 \text{ kN/m}^3$	<i>peso dell'unità di volume</i>
$\phi' = 18 \div 22^\circ$	<i>angolo di resistenza al taglio efficace (da prove di taglio CD)</i>
$c' = 10 \div 15 \text{ kN/m}^2$	<i>coesione efficace (da prove di taglio CD)</i>
$E_d = 7.5 \text{ MPa}$	<i>modulo edometrico (da prove di compressione edometrica)</i>
$c_u = 100 \div 200 \text{ kN/m}^2$	<i>coesione non drenata</i>
$E = 165 \text{ MPa}$	<i>modulo elastico (da prova DH)</i>

argille limose e limi argillosi con sabbia

$\gamma = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$	<i>peso dell'unità di volume</i>
$\phi' = 27^\circ$	<i>angolo di resistenza al taglio efficace (da prove di taglio CD)</i>
$c' = 20 \text{ kN/m}^2$	<i>coesione efficace (da prove di taglio CD)</i>
$E_d = 15 \text{ MPa}$	<i>modulo edometrico (da prove di compressione edometrica)</i>
$c_u = 75 \div 100 \text{ kN/m}^2$	<i>coesione non drenata</i>
$\nu = 0.41$	<i>coefficiente di Poisson (da prova DH)</i>
$E = 1667 \text{ MPa}$	<i>modulo elastico (da prova DH)</i>

I risultati delle prove in situ, integrati con quelli delle prove di laboratorio, consentono la definizione del **modello geotecnico di sottosuolo**, in cui i parametri fisici e meccanici dei terreni sono stati assunti sulla base delle indagini appositamente eseguite, che per i litotipi in esame hanno fornito i *valori caratteristici* sopra riportati.

La valutazione del modello geotecnico di sottosuolo è propedeutica al dimensionamento geotecnico ed alle verifiche di stabilità delle opere in progetto.

5. Descrizione delle Opere in Progetto

5.1 Scavi e Fondazioni

La realizzazione del fabbricato prevede l'esecuzione di scavi per raggiungere il piano di posa delle fondazioni posto a profondità di circa 7.0 m dall'attuale p.c. (*Figura 14*).

L'area d'ingombro dei piani interrati si colloca in adiacenza alle Vie Bellati, Greppi e Belluzzo e pertanto non potendosi eseguire scavi con pendenze tali da garantire adeguati coefficienti di sicurezza delle scarpate, si dovranno realizzare idonee strutture di contenimento perimetrali.

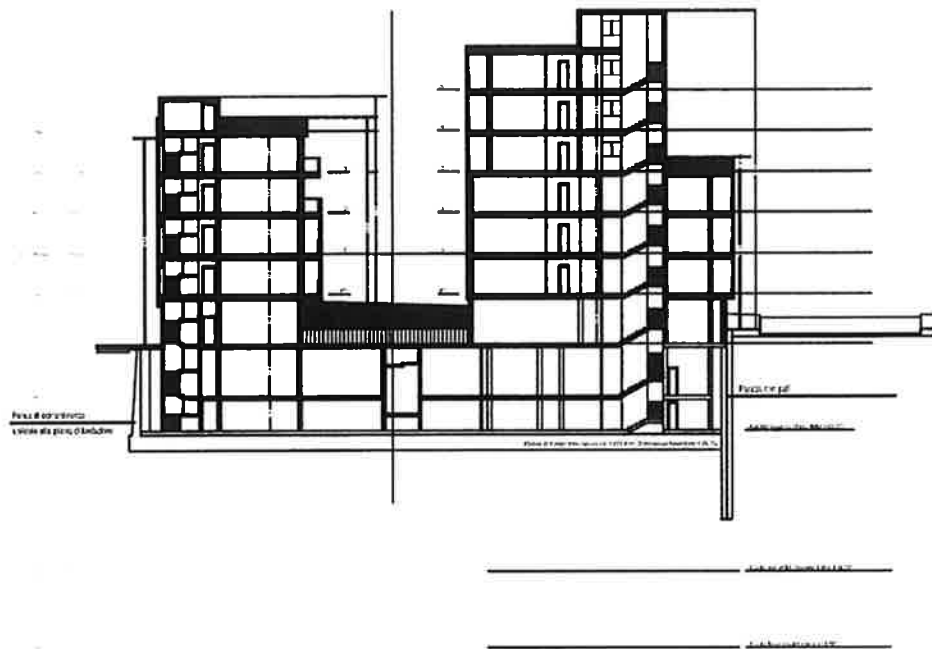


Figura 14. Sezione del fabbricato in progetto

Per quanto attiene le fondazioni, come si evince dai risultati delle indagini eseguite, non s'incontra una formazione omogenea su tutta l'area d'ingombro dell'edificio, ma terreni autoctoni di diversa natura e terreni di riporto. L'elemento che condiziona la scelta del tipo di fondazione è dato dalla presenza delle cavità.

Pur essendo la volta delle stesse ad una profondità media di circa $7.0 \div 8.0$ m dal piano di posa delle fondazioni (*Figura 15*), è necessario accertare che le sollecitazioni trasferite nel sottosuolo dai carichi derivanti dalla costruzione dell'edificio, siano compatibili con la resistenza dei terreni. Tale esigenza nasce dalla necessità di assicurare la stabilità delle volte al fine di evitare nuovi crolli che potrebbero interessare le porzioni di terreno sovrastanti.

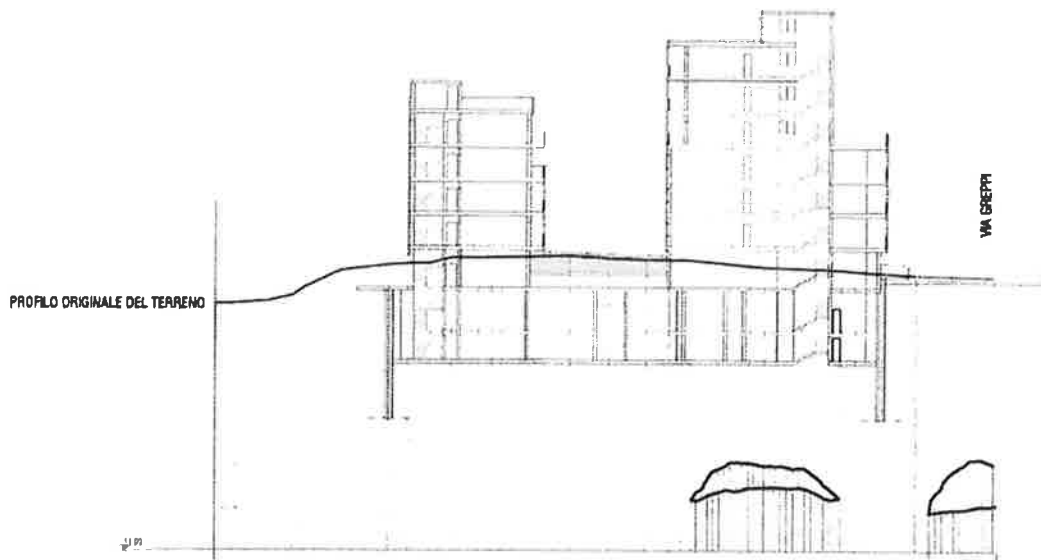


Figura 15. Sezione del fabbricato in progetto e sottostanti cavità

5.2 Carichi Trasferiti al Terreno

La realizzazione del fabbricato prevede l'esecuzione di scavi per raggiungere il piano di posa delle fondazioni posto a profondità di 7.0 m dall'attuale p.c.. Nell'area d'interesse la successione stratigrafica è rappresentata dai terreni di riporto, seguiti da limi con argille, sovrastanti la formazione vulcanica costituita al tetto da tufi marroni passanti più in profondità a tufo litoide (interessato dall'attività estrattiva). I sondaggi geognostici eseguiti non hanno rilevato presenza di falda.

Alla profondità del piano di posa delle fondazioni, la tensione geostatica agente risulta pertanto:

$$\sigma_v = (18.16 \times 3.5) + (18.14 \times 5.8) = 161.84 \text{ kN/m}^2$$

Un'analisi preliminare dei carichi fornisce:

G1: Permanenti strutturali

Peso proprio strutture in elevazione	γ_{g1}	1.3
Peso proprio strutture fondazione	g_1	6.0 kN/m ²
	g_1	34.8 kN/m ²

G2: Permanenti non strutturali

Copertura

Pavimentazione e massetto	γ_{g2}	1.5
Pendenze e impermeabilizzazione		1.2 kN/m ²
Intonaco		0.8 kN/m ²
		<u>0.3 kN/m²</u>
Permanenti non strutturali	g_2	2.3 kN/m²

Abitazioni e negozi

Pavimentazione e massetto	1.2	kN/m ²
Incidenza tramezzi	1.6	kN/m ²
Incidenza tamponamenti	1.85	kN/m ²
Intonaco	<u>0.3</u>	<u>kN/m²</u>
Permanenti non strutturali	g₂	4.95 kN/m ²

Autorimessa

Pavimentazione e massetto	1.0	kN/m ²
Incidenza tramezzi	1.6	kN/m ²
Intonaco	<u>0.3</u>	<u>kN/m²</u>
Permanenti non strutturali	g₂	2.9 kN/m ²

Q: Carichi di esercizio	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	γ_q	1.5	
Corpo scala (cat. H1)	0.0	0.0	0.0	q	0.5	kN/m ²
Copertura (cat. A)	0.7	0.5	0.3	q	2.0	kN/m ²
Abitazioni (cat. A)	0.7	0.5	0.3	q	2.0	kN/m ²
Negozi (cat. C3)	0.7	0.7	0.6	q	5.0	kN/m ²
Autorimesse (cat. F)	0.7	0.7	0.6	q	2.5	kN/m ²

Da cui si ricavano i seguenti valori della **tensione trasferita dalla struttura al terreno**:

	SLU	SLE
<i>Porzione edificio H = 32.60 m</i>	227.57 kN/m ²	150.05 kN/m ²
<i>Porzione edificio H = 29.90 m</i>	215.57 kN/m ²	141.75 kN/m ²
<i>Porzione edificio H = 26.20 m</i>	191.12 kN/m ²	126.95 kN/m ²
<i>Porzione edificio H = 23.50 m</i>	179.12 kN/m ²	118.65 kN/m ²
<i>Porzione edificio H = 20.30 m</i>	160.89 kN/m ²	107.10 kN/m ²
<i>Porzione edificio H = 26.20 m</i>	103.97 kN/m ²	71.85 kN/m ²
<i>Porzione edificio H = 6.80 m</i>	91.97 kN/m ²	63.55 kN/m ²

Si ricava pertanto che anche nella condizione più gravosa, relativa al caso della porzione di edificio avente altezza maggiore, la **tensione di esercizio trasferita al terreno** ($q = 150 \text{ kN/m}^2$) è comparabile con quella della **tensione geostatica** agente alla profondità del piano di posa delle fondazioni ($\sigma_v = 162 \text{ kN/m}^2$), negli altri casi risulta inferiore.

6. Modellazione Numerica

6.1 Generalità

Per analizzare il comportamento del sistema struttura-terreno, ed in particolare l'interazione del fabbricato con il sottosuolo, in termini di sollecitazioni e deformazioni indotte dai carichi trasferiti dalla sovrastruttura, è stata implementata una modellazione numerica del problema geometrico mediante un'analisi agli elementi finiti (FEM).

Le analisi FEM sono state condotte in condizioni di deformazione piana con l'ausilio del codice di calcolo **PLAXIS 2D**. Tutte le analisi numeriche sono state condotte in condizioni drenate facendo riferimento al criterio di resistenza di *Mohr-Coulomb*.

PLAXIS è un codice di calcolo agli elementi finiti utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni geotecniche. Il programma permette di simulare situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piane (*plane strain*) o a condizioni assialsimmetriche (*axisymmetric*).

La selezione dell'una o dell'altra comporta la generazione di un modello agli elementi finiti bidimensionale con due soli gradi di libertà alla traslazione per ciascun nodo (direzione x e direzione y).

L'accuratezza del calcolo è correlata all'esperienza dell'utente riguardo la modellazione del problema, la conoscenza dei modelli del terreno e dei loro limiti, la selezione dei parametri del modello e l'abilità nel giudicare l'attendibilità dei risultati forniti dal calcolo.

Per effettuare un'analisi agli elementi finiti attraverso PLAXIS, l'utente deve creare un modello agli elementi finiti, specificare le proprietà dei materiali, imporre le condizioni al contorno, generare la corrispondente *mesh* agli elementi finiti e le condizioni iniziali.

La generazione di un modello agli elementi finiti comincia con la creazione di un modello geometrico che è la rappresentazione del problema da studiare. Un modello geometrico si compone di punti, linee e *clusters*. Oltre a questi componenti di base si possono assegnare al modello geometrico oggetti strutturali o condizioni speciali in modo da simulare rivestimenti di galleria, setti, piastre, interazioni terreno-struttura o sollecitazioni.

Dopo aver creato i componenti geometrici del modello l'utente può introdurre carichi distribuiti, carichi lineari o carichi concentrati e spostamenti imposti applicati ai contorni del modello così come al suo interno.

L'utente poi è chiamato a definire le caratteristiche dei materiali ed assegnare i set di parametri alle corrispondenti componenti geometriche. In particolare occorre definire il

modello costitutivo del terreno, il tipo di comportamento del terreno (drenato o non drenato), le proprietà generali del terreno come il peso dell'unità di volume e la permeabilità, i parametri di rigidità e resistenza del modello di terreno selezionato e quelli che mettono in relazione le proprietà dell'interfaccia con quelle del terreno. Tutti i dati relativi ai materiali sono immagazzinati in un archivio dei materiali dal quale i materiali possono essere assegnati ai *clusters* di terreno o ai corrispondenti oggetti strutturali del modello geometrico.

Quando il modello geometrico è completamente definito e le proprietà dei materiali sono state assegnate a tutti i *clusters* ed agli oggetti strutturali, la geometria viene suddivisa in elementi finiti (*discretizzazione*) prima di poter eseguire il calcolo. Un insieme di elementi finiti viene chiamato *mesh*.

PLAXIS consente una generazione completamente automatica di *mesh* agli elementi finiti, basata su una robusta procedura di triangolazione, che da luogo a *mesh* "non strutturate" la cui prestazione numerica è di solito migliore rispetto alle *mesh* regolari ("strutturate"). L'utente può inoltre infittire globalmente o localmente la *mesh* in modo da ottimizzarne le prestazioni.

L'utente può selezionare elementi triangolari a 6 o a 15 nodi per modellare gli strati di terreno e gli altri *clusters* di volume. Il triangolo a 15 nodi fornisce un'interpolazione del quarto ordine per gli spostamenti e l'integrazione numerica adopera dodici punti di Gauss (*stress points*). Il triangolo a 6 nodi fornisce un'interpolazione del secondo ordine e l'integrazione numerica adopera tre punti di Gauss.

La parte finale della procedura di input comporta la definizione delle condizioni iniziali attraverso la generazione delle pressioni neutre e delle tensioni efficaci iniziali. Le pressioni neutre e le pressioni idrauliche al contorno possono essere generate con riferimento ai livelli di falda o in base all'analisi del moto di filtrazione.

Le tensioni iniziali possono essere generate utilizzando la procedura k_0 , oppure utilizzando la procedura di generazione delle tensioni iniziali per incremento della gravità (*gravity loading*), disattivando rilevati o strutture, ed oggetti inizialmente non attivi (come carichi, piastre, ancoraggi, interfacce o *cluster* di terreno) al di sopra del piano di campagna iniziale.

Dopo la generazione del modello agli elementi finiti, può essere eseguito l'effettivo calcolo. PLAXIS consente di svolgere diversi tipi di calcolo agli elementi finiti distinguendo

tra calcoli di tipo plastico (*plastic*), analisi di consolidazione (*consolidation*), analisi di stabilità con il metodo della riduzione dei parametri di resistenza ed analisi dinamiche (*dynamic*).

Un calcolo di tipo plastico dovrà essere selezionato per eseguire un'analisi di deformazione elasto-plastica in cui non sia necessario prendere in considerazione la dissipazione delle sovrappressioni neutre nel tempo. Diversamente si dovrà selezionare un'analisi di consolidazione.

Un'analisi di stabilità con il metodo della riduzione dei parametri di resistenza dovrà essere selezionata quando si desidera calcolare un fattore di sicurezza globale per il problema in studio. Un'analisi di stabilità può essere eseguita dopo ogni singola fase di calcolo e quindi per ogni fase di costruzione.

Nella pratica ingegneristica, un progetto è suddiviso in fasi esecutive; analogamente, un processo di calcolo in PLAXIS è anch'esso suddiviso in fasi di calcolo. Esempi di fasi di calcolo sono l'attivazione di un particolare carico, la simulazione di uno stadio della costruzione, l'introduzione di un periodo di consolidazione, il calcolo del fattore di sicurezza, ecc.. Ogni fase di calcolo è suddivisa in un dato numero di *step* di calcolo.

Durante un'analisi di deformazione, le informazioni sul processo d'iterazione vengono mostrate in una finestra separata. Esse comprendono i valori correnti dei moltiplicatori di carico totali e tutta una serie di parametri caratteristici del processo iterativo che consentono un rapido controllo sull'evoluzione della procedura di calcolo.

Le principali grandezze di output di un calcolo agli elementi finiti sono:

- *spostamenti totali e spostamenti incrementali;*
- *deformazioni totali, componenti cartesiane di deformazione, deformazioni incrementali e incrementi delle componenti cartesiane di deformazione;*
- *tensioni efficaci e tensioni totali;*
- *componenti cartesiane delle tensioni totali ed efficaci, pressioni neutre, sovrappressioni interstiziali, ecc.;*
- *forze e spostamenti, tensioni e deformazioni negli elementi strutturali.*

Le tensioni efficaci possono essere rappresentate come direzioni principali di tensioni, tensioni medie p' o tensioni tangenziali relative τ_{rel} .

Quest'ultima fornisce un'indicazione della prossimità del punto d'integrazione all'involuppo di rottura.

Per tutti i tipi di grafici, i dati numerici possono essere visualizzati in tabelle di output. Inoltre è disponibile un comando che permette di esaminare la distribuzione di una certa grandezza nel terreno lungo una data sezione trasversale del modello.

6.2 Parametri/Condizioni Aggiuntive per Analisi Dinamiche

L'utilizzo del codice per l'esecuzione di analisi dinamiche richiede che vengano definiti una serie di parametri/condizioni aggiuntive rispetto a quelle necessarie per le analisi statiche. In particolare in fase di definizione del modello agli elementi finiti occorre prestare particolare attenzione a:

- *estensione del modello in direzione orizzontale e contorni viscosi lungo i bordi verticali;*
- *carichi e spostamenti variabili nel tempo;*
- *suddivisione del modello in strati orizzontali;*
- *definizione delle proprietà dei materiali con particolare attenzione ai parametri che controllano lo smorzamento viscoso ed alla rigidità a taglio del materiale;*
- *definizione del reticolo di elementi finiti.*

In fase di calcolo occorre prestare particolare attenzione a:

- *valori da attribuire al numero di additional steps e dynamic substeps;*
- *definizione ed attivazione del carico dinamico.*

I contorni verticali del modello devono essere posizionati sufficientemente lontani dalla regione di interesse, al fine di evitare il disturbo dovuto alla riflessione delle onde incidenti.

Per quanto riguarda l'estensione del modello in direzione orizzontale, le analisi parametriche svolte con diverse larghezze del modello e con smorzatori viscosi, rivelano che in genere la soluzione ottenuta nel dominio di interesse non risente della riflessione delle onde ai bordi; assumendo una larghezza L del modello pari ad otto volte l'altezza H .

Oltre alle prescritte condizioni al contorno per l'analisi dinamica occorre definire anche le condizioni di vincolo ai bordi. Selezionando *standard fixities* dal sottomenu *loads* si impongono al modello un insieme di condizioni al contorno generali; in particolare, i bordi verticali ricevono il vincolo alla traslazione orizzontale ($u_x = 0$), mentre la base del modello riceve un vincolo totale ($u_x = 0; u_y = 0$).

In PLAXIS un carico o spostamento dinamico è inserito nel modello come per il caso statico, cioè utilizzando carichi concentrati o distribuiti e/o spostamenti imposti. Questi carichi possono essere trasformati in dinamici, cioè in carichi e/o spostamenti variabili nel tempo.

In PLAXIS il sisma (*earthquake*) è simulato attraverso uno spostamento imposto alla base del modello. Se l'accelerogramma è definito in m/sec^2 , appena lo spostamento applicato è stato generato, è necessario scalare il valore di input da 0.01 m a 1 m. Se l'accelerogramma è definito in g è consigliabile trasformare le accelerazioni in m/sec^2 moltiplicando i valori dell'accelerazione per $9.81 m/sec^2$, applicando poi tale storia di carico variabile nel tempo come moltiplicatore dello spostamento che dovrà essere pari a 1 m.

Per garantire la massima affidabilità di un'analisi di risposta sismica locale è necessario tener conto delle inevitabili disomogeneità del terreno e quindi della variazione tra strato e strato dei parametri di rigidezza e smorzamento.

Occorre osservare, che anche nell'ambito di un banco litologicamente omogeneo le caratteristiche di rigidezza e smorzamento sono variabili con la profondità poiché dipendono dallo stato tensionale alla generica profondità.

Per tener conto della variazione della rigidezza e dello smorzamento con la profondità, occorre suddividere il modello in strati orizzontali ed attribuire ad ogni strato un valore costante della rigidezza e dello smorzamento pari al valore medio che compete a quello strato.

6.3 Dichiarazioni Secondo NTC 2008

Le analisi e le verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo automatico richiedono le seguenti dichiarazioni:

Tipo di analisi svolta

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con l'analisi statica non-lineare, utilizzando il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato limite indotto dai carichi statici. L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del Capitolo 7 del DM 14.01.2008. L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti, schematizzando la

struttura in elementi lineari e nodi. Le incognite del problema sono le componenti di spostamento in corrispondenza di ogni nodo (2 spostamenti e 1 rotazioni).

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La presente relazione di calcolo presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello stesso.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni numeriche sono stati sottoposti a controlli, che consentono di ritenerli validi ed accettabili. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli eseguiti con metodi di tipo tradizionale. 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.

6.4 Risultati Analisi Numerica

Nel presente paragrafo vengono sintetizzati i risultati della modellazione numerica condotta mediante il codice di calcolo PLAXIS 2D. Il modello geometrico analizzato è descritto in *Figura 16* e comprende la successione degli strati di terreno costituenti il sottosuolo e le cavità sottostanti il fabbricato. Quest'ultimo è schematizzato dal carico trasferito al terreno alla profondità del piano di posa delle fondazioni (-7.0 m dal p.c.), ottenuto come differenza tra la geostatica ($\sigma_v = 162 \text{ kN/m}^2$) a quella profondità ed il carico agente ($q = 227.57 \text{ kN/m}^2$) relativamente alla condizione più gravosa (SLU).

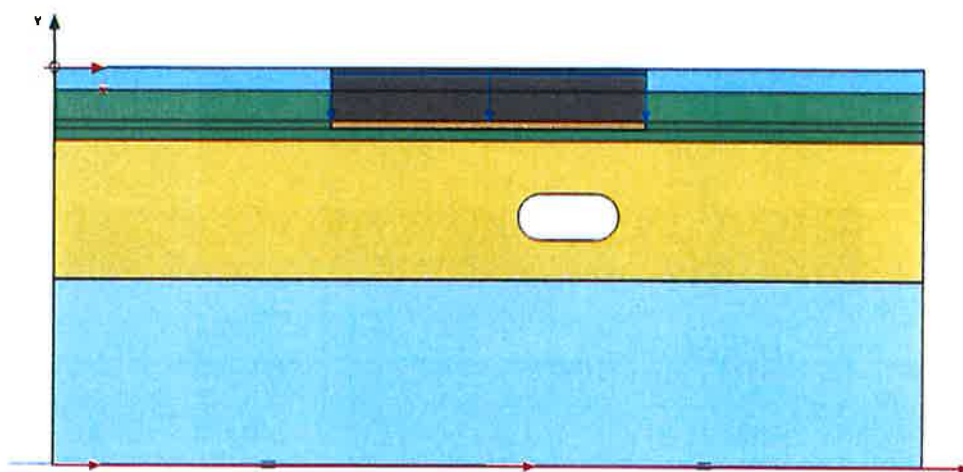


Figura 16. Modello di calcolo

La fondazione dell'edificio in progetto è immaginata costituita da una platea e per investigare sulla variabilità dei risultati in relazione al comportamento della fondazione, essa è stata considerata di spessore variabile da un minimo di 60 cm ad un massimo di 120 cm, così da analizzare il comportamento del sistema fondazione-terreno al variare della rigidità della platea. La *Figura 17* riporta la *mesh* di elementi finiti utilizzata nel calcolo.

Le successive *Figure 18 - 19* e *20 - 21* riportano lo *stato tensionale verticale* agente nel sottosuolo (*in condizioni statiche*) nei due casi esaminati, rispettivamente per uno spessore della platea di 60 cm e 120 cm. Mettendo a confronto i risultati ottenuti è possibile osservare che nella zona adiacente la cavità (*tufi litoidi*) si verifica una concentrazione degli sforzi (*Figure 18* e *20*), che risultano comunque di entità inferiore alla resistenza a compressione dei materiali litoidi.

Un esame più attento evidenzia che nel caso della platea con spessore maggiore (120 cm), a parità di valore delle tensioni mobilitate, nel volume di terreno sovrastante le cavi-

tà si amplia il campo entro cui queste sono significativamente inferiori alla suddetta resistenza a compressione dei materiali litoidi (Figure 19 e 21).

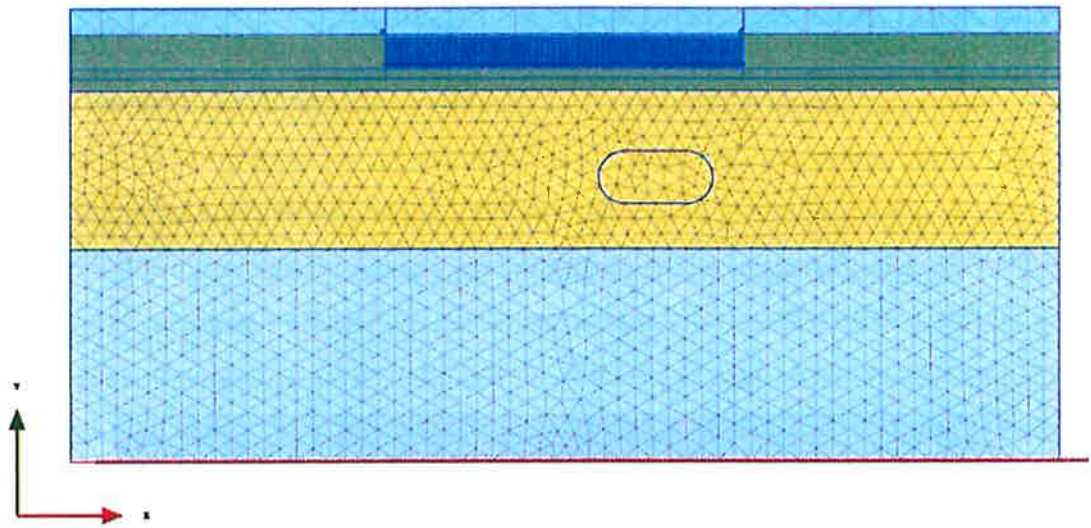


Figura 17. Mesh di elementi finiti

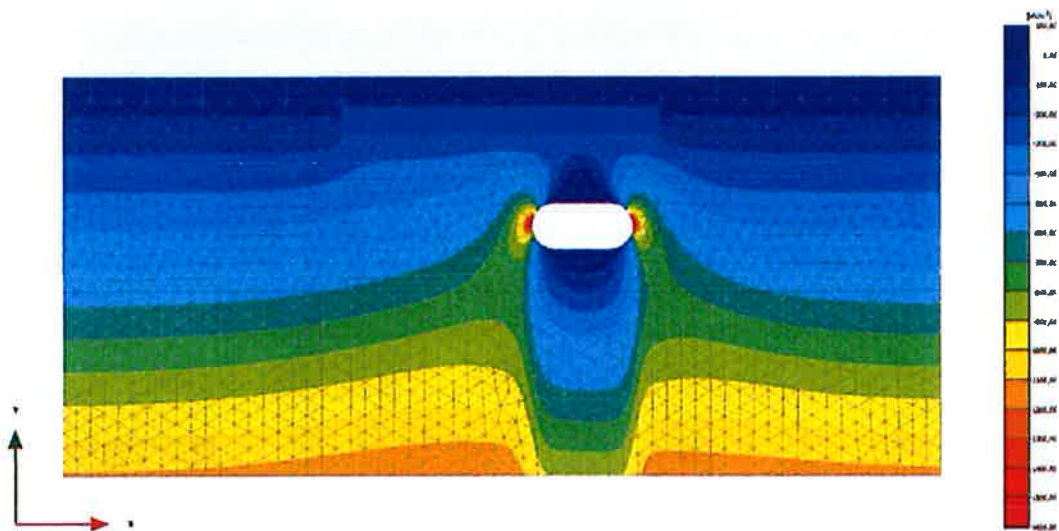


Figura 18. Tensioni verticali in condizioni statiche - spessore fondazione 60 cm

La modellazione numerica è stata ripetuta nelle *condizioni sismiche*, nel caso della platea di spessore pari a 120 cm (Figure 22 - 24), per il terremoto di progetto definito mediante l'apposita analisi di Risposta Sismica Locale. Anche in questo caso si osserva che lo *stato tensionale* agente nel sottosuolo è compatibile con resistenza dei materiali litoidi e tanto le deformazioni (Figure 23), quanto le tensioni verticali agenti (Figure 24), rientrano nei limiti di ammissibilità ($F = \sigma_v / \sigma = 3000 \text{ kN/m}^2 / 1743 \text{ kN/m}^2 = 1.72$), cosicché anche in condizioni sismiche la stabilità della sovrastante struttura risulta garantita.

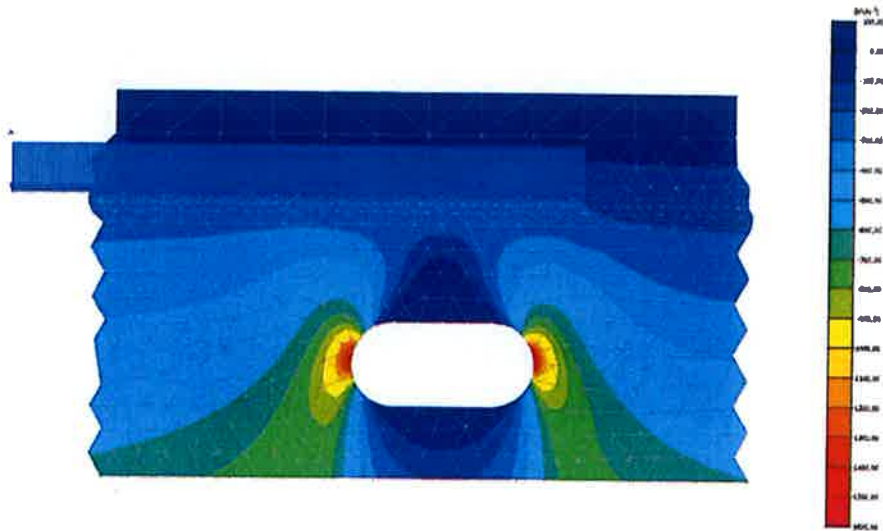


Figura 19. Particolare tensioni verticali in condizioni statiche - spessore fondazione 60 cm

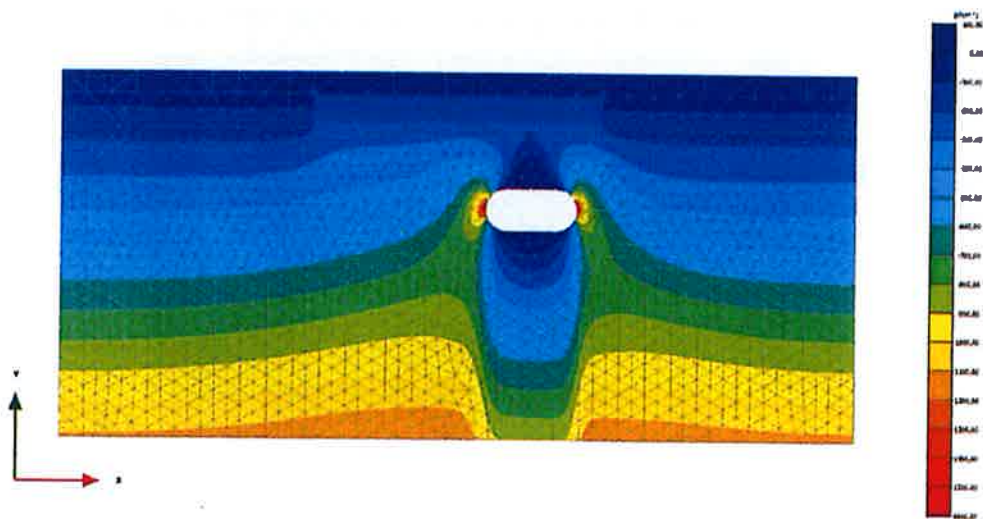


Figura 20. Tensioni verticali in condizioni statiche - spessore fondazione 120 cm



Figura 21. Particolare tensioni verticali in condizioni statiche - spessore fondazione 120 cm

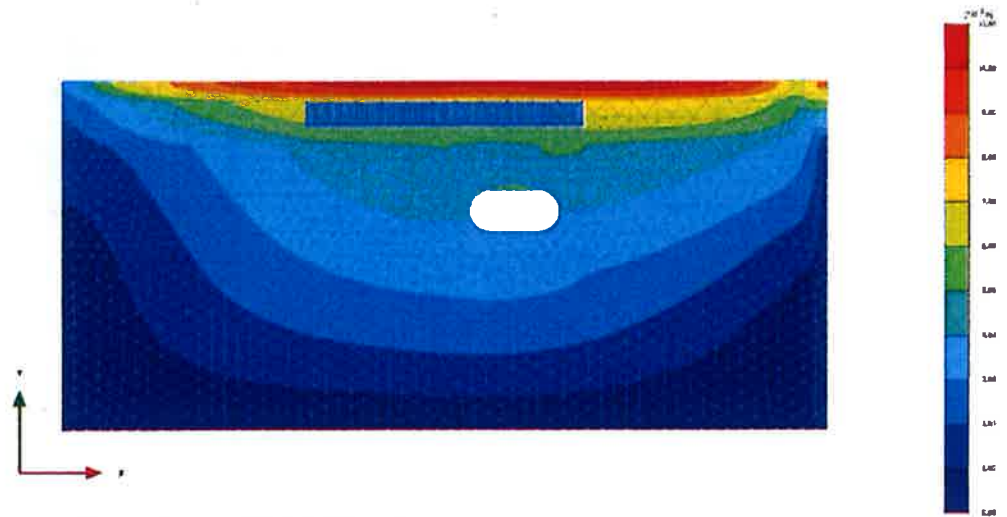


Figura 22. Spostamenti totali in condizioni sismiche - spessore fondazione 120 cm

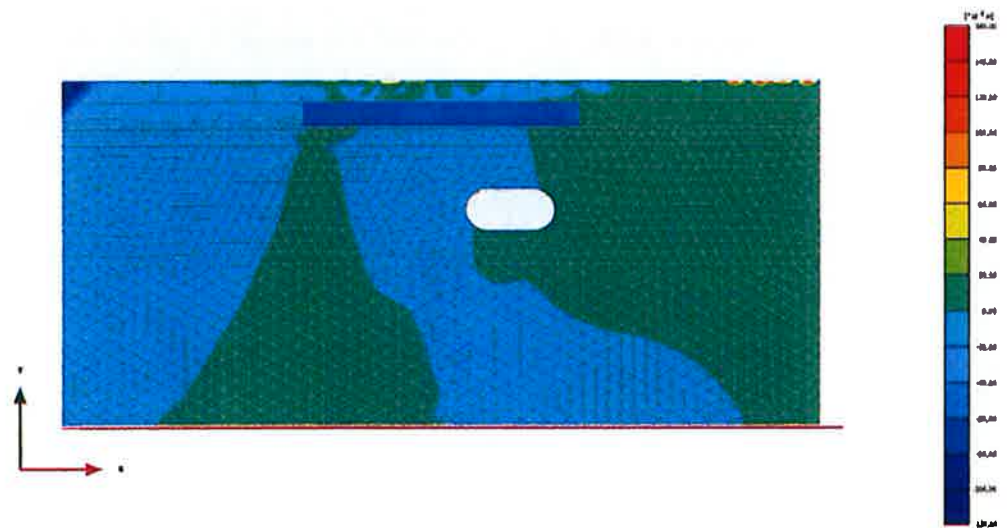


Figura 23. Deformata in condizioni sismiche - spessore fondazione 120 cm

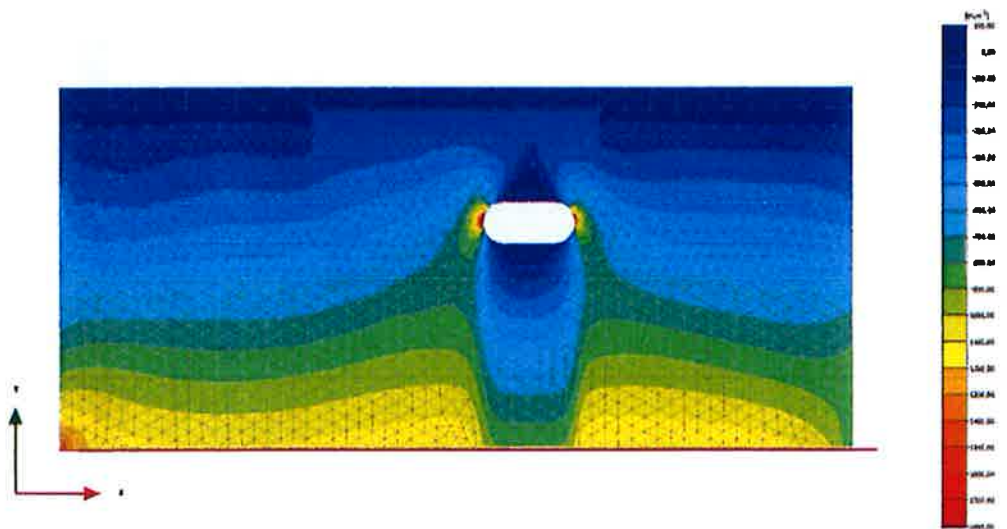


Figura 24. Stato tensionale mobilitato in condizioni sismiche - spessore fondazione 120 cm

7. Conclusioni

La presente **Relazione Geotecnica** riguarda il Progetto Esecutivo dei lavori per la costruzione di un edificio ad uso residenziale e commerciale del Piano di Recupero - Ambito di Valorizzazione B-12 "*Via Mengarini, Via Tajani, Via Belluzzo*", Lotto compreso tra Via Belluzzo, Via Greppi e Via Pellati nel Comune di Roma.

L'area si colloca nel settore centro meridionale della città di Roma, nel quartiere Portuense e si sviluppa parallela e immediatamente ad ovest di Via Giuseppe Belluzzo, a est di Via Tafani, a sud di Via Greppi ed a nord del complesso sportivo Vigna Pia. Tutta la zona è stata interessata dalla coltivazione dei materiali litoidi vulcanici con modalità di scavo in galleria eseguita con il sistema dei pilastri abbandonati.

La sezione delle gallerie presenta un'altezza massima misurata prossima agli 8.0 m e "camere" attorno ai pilastri con lati di circa 15 m, ma che raggiungono anche i 20 m nelle gallerie limitrofe.

La realizzazione del fabbricato prevede l'esecuzione di scavi per raggiungere il piano di posa delle fondazioni posto a profondità di circa 7.0 m dall'attuale p.c.. L'area d'ingombro dei piani interrati si colloca in adiacenza alle Vie Bellati, Greppi e Belluzzo e non potendosi eseguire scavi con pendenze tali da garantire adeguati coefficienti di sicurezza delle scarpate, si dovranno realizzare idonee strutture di contenimento perimetrali.

Per quanto attiene le fondazioni, l'aspetto che ne condiziona la scelta è rappresentato dalla presenza delle cavità. Pur essendo la volta delle stesse ad una profondità media di circa 7.0 ÷ 8.0 m dal piano di posa delle fondazioni, è stato necessario accertare che le sollecitazioni trasferite nel sottosuolo dai carichi derivanti dalla costruzione dell'edificio fossero compatibili con la resistenza dei terreni.

Per analizzare il comportamento del sistema struttura-terreno, ed in particolare l'interazione del fabbricato con il sottosuolo, in termini di sollecitazioni e deformazioni indotte dai carichi trasferiti dalla sovrastruttura, è stata implementata una modellazione numerica del problema geometrico mediante un'analisi agli elementi finiti (FEM).

La modellazione numerica è stata sviluppata con riferimento alle *condizioni statiche* ed alle *condizioni sismiche*, ed è stato verificato che in entrambi i casi lo *stato tensionale* mobilitato nel sottosuolo è compatibile con resistenza dei materiali litoidi e tanto le deformazioni quanto le tensioni verticali agenti rientrano nei limiti di ammissibilità.

La modellazione numerica ha ulteriormente mostrato che nel caso di una platea di

spessore pari a 120 cm, si amplia nel sottosuolo il volume di terreno entro cui le tensioni mobilitate sono significativamente inferiori alla resistenza dei materiali litoidi interessati dalla presenza delle cavità.

In definitiva lo studio condotto, i cui risultati sono sintetizzati nella presente relazione, dimostra la possibilità di realizzare il fabbricato in progetto con una fondazione di tipo superficiale (platea) dotata di adeguata rigidità, capace di garantire l'ammissibilità dello stato tensionale indotto nel sottosuolo, evitando cedimenti della volta delle gallerie che inevitabilmente darebbero luogo a sprofondamenti dei terreni soprastanti.

Giarre, Ottobre 2014.

Il Consulente Geotecnico



prof. ing. Francesco Castelli