

COMUNE DI GENOVA



Progetto

PROGETTO URBANISTICO OPERATIVO (P.U.O)
Ambito con Disciplina Urbanistica Speciale n.72

RIQUALIFICAZIONE AREA "EX ESAOTE"

Oggetto

RELAZIONE GEOTECNICA
E DI COMPATIBILITA' CON I MANUFATTI CIRCOSTANTI

Tavola

G_D05

Scala

-

Data

Marzo 2023

Soggetto proponente - proprietario:

TALEA S.p.A. con Socio Unico

SEDE LEGALE: Corso Ricci n. 211R - SAVONA (SV)
SEDE AMMINISTRATIVA: via VAI Lerone n. 30 - GENOVA (GE)
CF/P.IVA: 02535130963

TALEA Soc. di Gestione Immobiliare s.p.a.
Sede Legale: con Socio unico
SAVONA - Corso A. Ricci, 211 R
Sede Amministrativa:
ARENZANO (GE) - Via Val Lerone, 30
C.F.: 02535130963 - P.I.: 0125480095

Progetto strutturale:

M&L
GenovaProgetti
Structural BIM Project

Molfino & Longo Ingegneria S.r.l.

Via Interiano 3/6, 16124 Genova - tel. 010.542577
molfinoelongo@genovaprogetti.it

PROGETTISTA: ING. AGOSTINO MOLFINO



rev	data	oggetto	emesso	verificato	approvato
00	24/01/2018	emissione	LR	EL	AM
01	09/02/2023	Revisione PUO	DC	EL	AM
02	07/03/2023	Liquefazione	DC	EL	AM
03					
...					

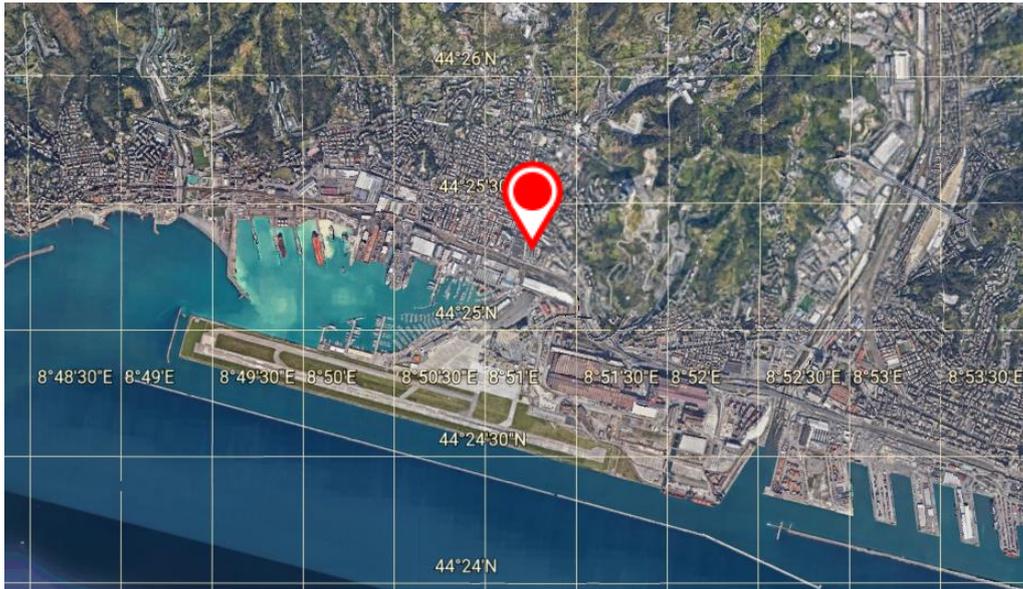
INDICE

1	INTRODUZIONE	4
2	DESCRIZIONE DEL PROGETTO	5
2.1	DEMOLIZIONI	7
2.2	NUOVE COSTRUZIONI	7
3	QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO	11
4	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA	12
4.1	INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	12
4.2	MODELLO GEOLOGICO	13
4.3	MODELLO GEOTECNICO.....	16
5	RISPOSTA SISMICA LOCALE	17
5.1	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	17
5.2	ZONA SISMICA.....	18
5.3	CATEGORIA STRATIGRAFICA	19
5.4	CATEGORIA TOPOGRAFICA.....	20
5.5	LIQUEFAZIONE	20
6	AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE	23
6.1	CARICHI PERMANENTI.....	23
6.1.1	PERMANENTI STRUTTURALI / NON STRUTTURALI BEN DEFINITI	23
6.1.2	PERMANENTI NON STRUTTURALI	23
6.2	DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI VARIABILI DOVUTI ALLE AZIONI ANTROPICHE	23
6.3	AZIONI AMBIENTALI E NATURALI.....	23
6.3.1	AZIONE SISMICA	23
6.3.2	SOVRACCARICO DA NEVE	24
6.3.3	AZIONE EOLICA	26
6.4	COMBINAZIONI DI CARICO	28
7	SCELTA DEL TIPO DI OPERE O DI INTERVENTI	30
7.1	SISTEMA FONDAZIONALE	30
7.2	JET GROUTING	31
7.2.1	CARATTERISTICHE MECCANICHE	31
7.2.2	DIAMETRI MEDI DELLE COLONNE	32
7.2.3	PARAMETRI OPERATIVI DI INIEZIONE	33

8	VERIFICA DELLE FONDAZIONI	34
8.1	DESCRIZIONE DELLE VERIFICHE ESEGUITE	34
8.1.1	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE	34
8.1.2	COEFFICIENTI DI SICUREZZA SUI PARAMETRI GEOTECNICI	34
8.1.3	COEFFICIENTI DI SICUREZZA PER LE RESISTENZE	35
8.2	ANALISI DEI CARICHI IN FONDAZIONE	36
8.3	VERIFICHE	36
9	COMPATIBILITÀ DELL'INTERVENTO CON I MANUFATTI CIRCOSTANTI.....	40
10	CONCLUSIONI	42

1 INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione geotecnica riguarda l'ipotesi progettuale aggiornata degli interventi del PUO dell'Ambito 72 del PUC di Genova – aree “Ex Esaote”, aggiornata per tenere conto delle richieste formulate dalla Direzione Urbanistica del Comune di Genova da ultimo riassunte nella nota prot. 25/10/2022.0405991.U



Localizzazione del sito

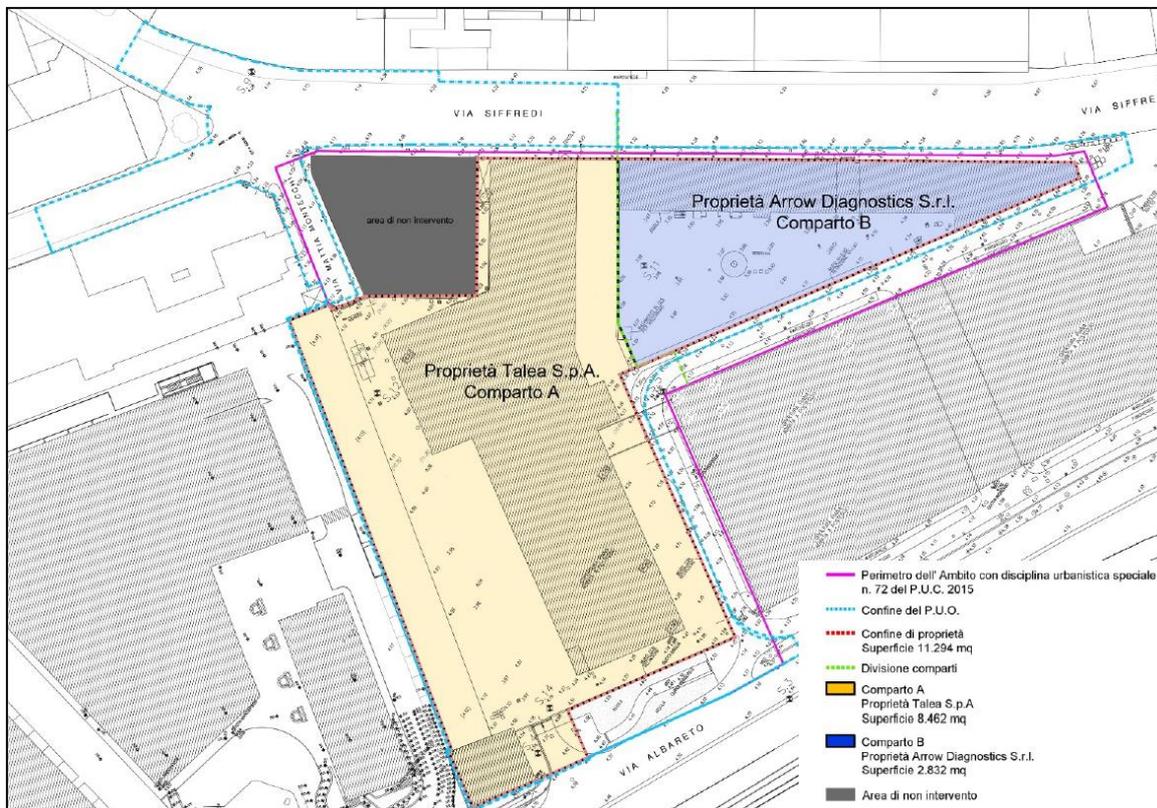


Vista aerea dell'area

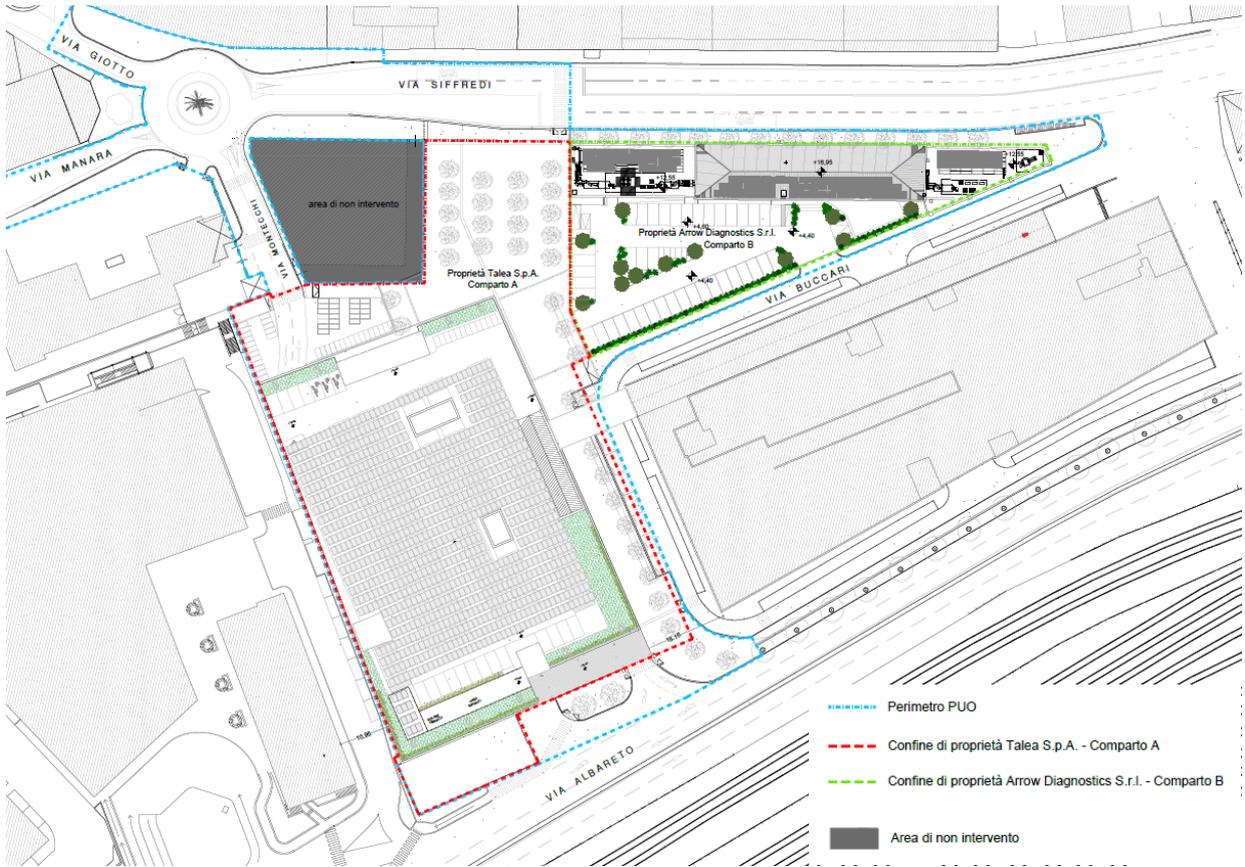
2 DESCRIZIONE DEL PROGETTO

L'area è suddivisa in due comparti, rappresentati nella pianta sottostante.

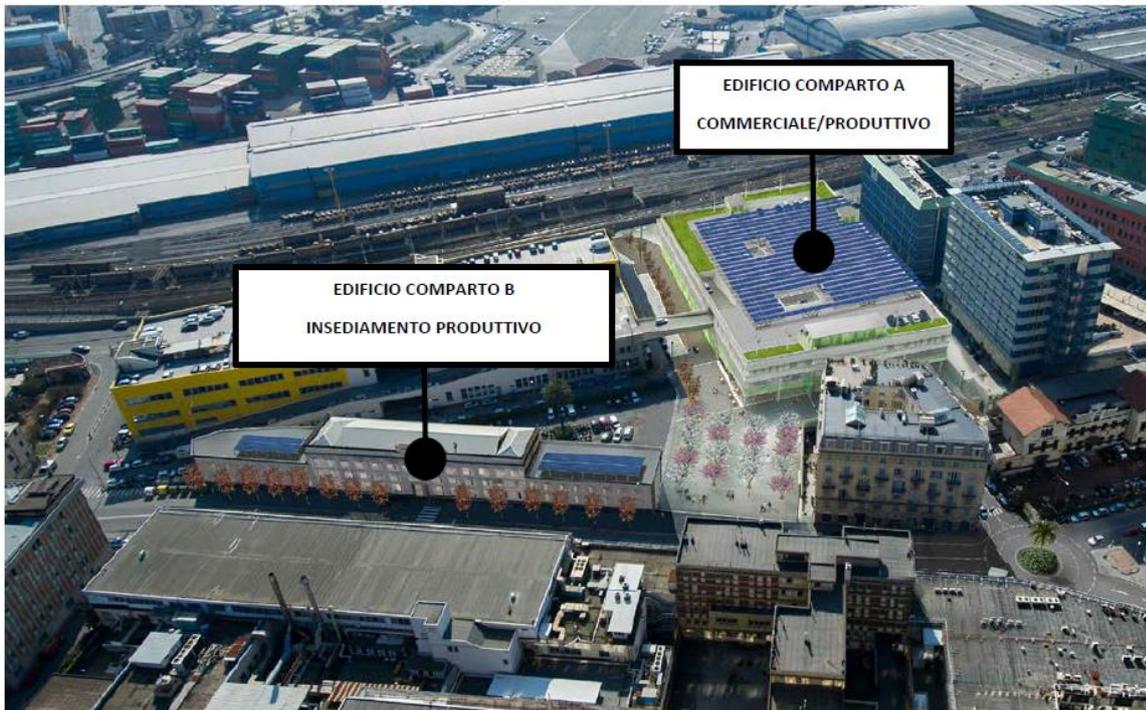
- **Nel comparto A** è prevista la realizzazione, mediante demolizione degli attuali fabbricati e ricostruzione, di un edificio di n. 3 piani (terra, primo, secondo e copertura) ospitante a piano terra una Media Struttura di Vendita da 2.450 mq di SNV, al piano primo un parcheggio pubblico di circa 1.633 mq e n. 45 posti auto e parte del parcheggio pertinenziale della MSV, al secondo piano un piano destinato a terziario avanzato di mq 2.766 di SA con parcheggi pertinenziali (1.732 mq – circa 58 p.a.) al piano con accesso carrabile dalla rampa dell'adiacente edificio produttivo, per l'utilizzo della quale esiste un servitù di passo, al piano copertura la restante parte del parcheggio pertinenziale della MSV per un totale di mq 6.100 e posti auto n.221.
- **Nel comparto B** viene rappresentato l'intervento di ristrutturazione previsto dalla società Arrow Diagnostics senza ipotizzare ulteriori trasformazioni che potranno comunque avvenire secondo la flessibilità prevista nel PUO con interventi che non eccedano la ristrutturazione edilizia.



Aree di intervento



Planimetria generale stato di progetto



Fotoinserimento delle opere previste a progetto (vista nord)

2.1 DEMOLIZIONI

L'edificio del comparto A verrà costruito sul sedime del demolendo fabbricato esistente, un capannone il cui progetto risale all'anno 2000; le ricerche effettuate dagli scriventi hanno consentito di avere a disposizione gli elaborati strutturali.

La struttura in elevazione del capannone esistente è di tipo prefabbricata in c.a., con pilastri disposti con una maglia di circa 9x10 [m]; le travi sono disposte su una luce di 10 metri mentre i solai, di tipo alveolare, hanno luce 9 metri. In corrispondenza degli angoli nord-est e sud-ovest sono presenti due nuclei scale/ascensori in calcestruzzo armato gettato in opera.

Le fondazioni sono costituite da plinti "a bicchiere" sottofondati con la tecnica del jet-grouting, cioè mediante un trattamento colonnare del terreno che ha lo scopo di migliorarne le caratteristiche meccaniche.

2.2 NUOVE COSTRUZIONI

Il progetto prevede la realizzazione di un fabbricato in c.a. prefabbricato con pianta quasi rettangolare, organizzato su 3 piani fuori terra e piano copertura carrabile, con tipologia costruttiva a travi e pilastri a maglia rettangolare, con nuclei scale e setti ascensori in c.a.

Relativamente alle destinazioni d'uso è previsto quanto segue:

- Piano terra: Media Struttura di Vendita;
- Piano primo: parcheggi (in parte pubblico e parte del parcheggio pertinenziale della MSV);
- Piano secondo: Terziario avanzato e parcheggi pertinenziali con accesso carrabile dalla rampa dell'adiacente edificio produttivo;
- Piano copertura: parcheggio pertinenziale della MSV.

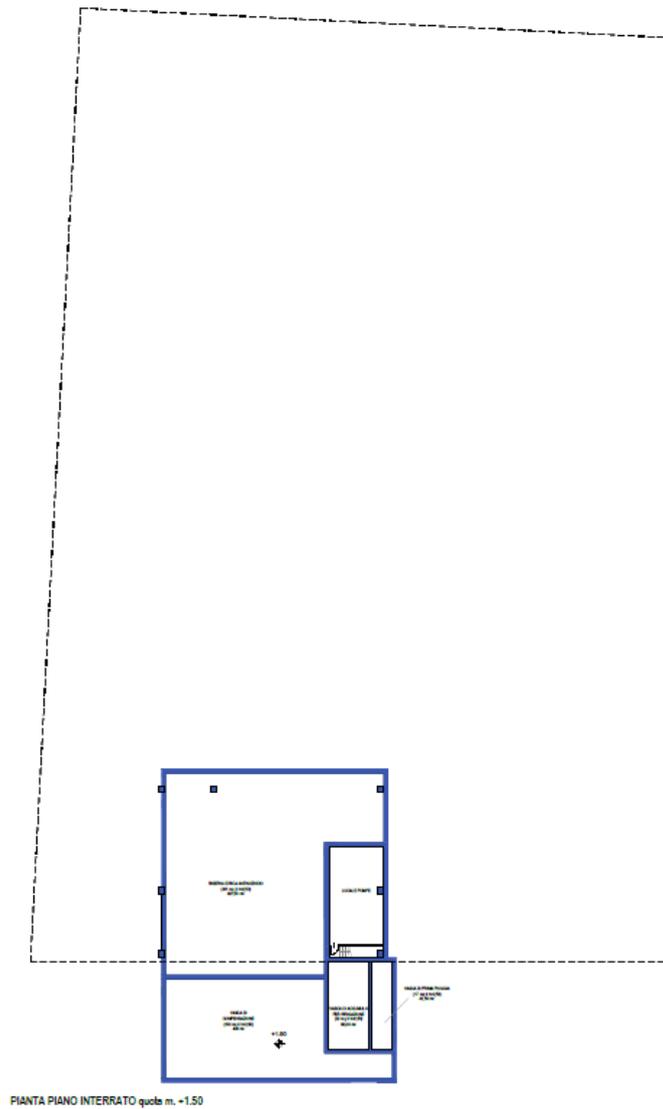
Al piano copertura è inoltre prevista l'installazione di pensiline metalliche dotate di impianti fotovoltaici. La rampa di accesso ai parcheggi sarà situata nell'angolo nord-ovest del fabbricato, con sviluppo parallelo al lato di ponente dell'edificio.

Lungo il perimetro sud, parzialmente in ombra al fabbricato al di sotto del piano di campagna, è previsto un volume contenete vasche interrato e un locale tecnico a servizio delle stesse, avente le seguenti caratteristiche:

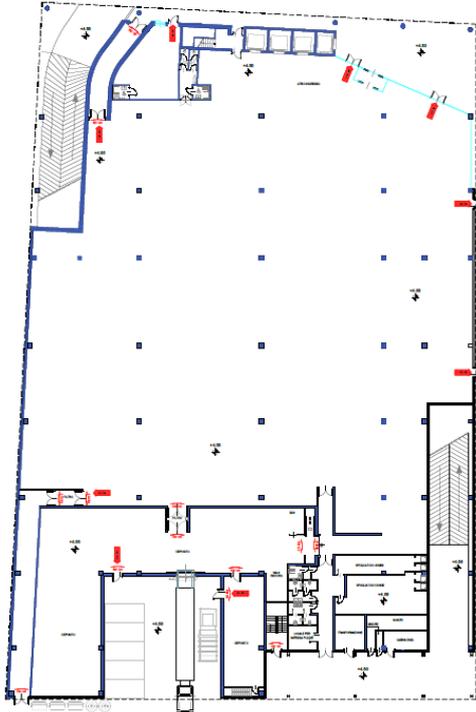
- 1 vasca per riserva idrica antincendio (331 m², 827 m³);

- 1 vasca di compensazione (160 m², 400 m³);
- 1 vasca di accumulo per irrigazione (32 m², 80 m³);
- 1 vasca di prima pioggia (17 m², 42,5 m³);
- 1 locale pompe.

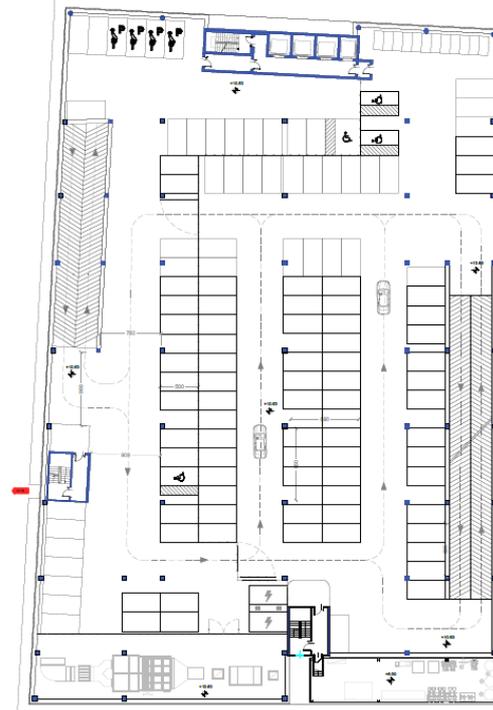
L'altezza del fabbricato rispetto al p.f. esterno (rif. 4.30[m] ingresso rampa) sarà pari a 17.33[m].



Pianta piano interrato

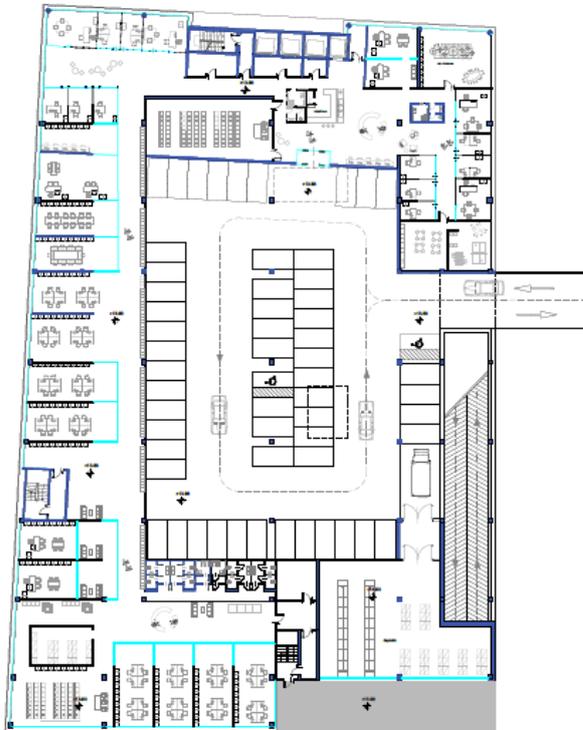


PIANTA PIANO TERRA quota m. +4.55

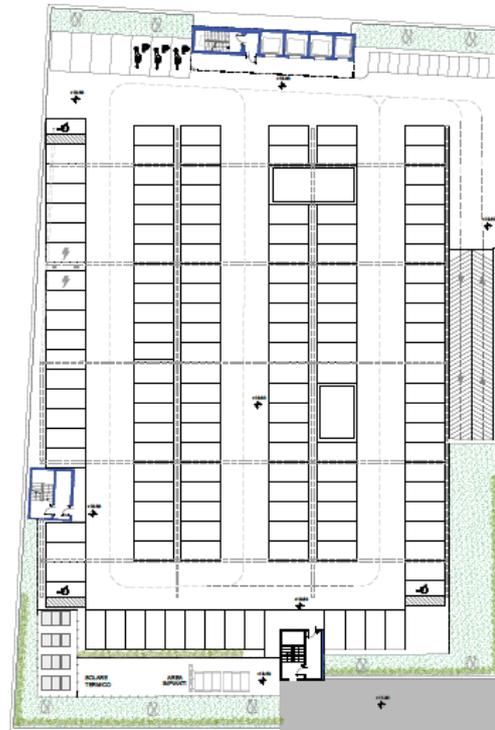


PIANTA PIANO PRIMO quota m. +10.53

Pianta piano terra e piano primo



PIANTA PIANO SECONDO quota m. +13.85



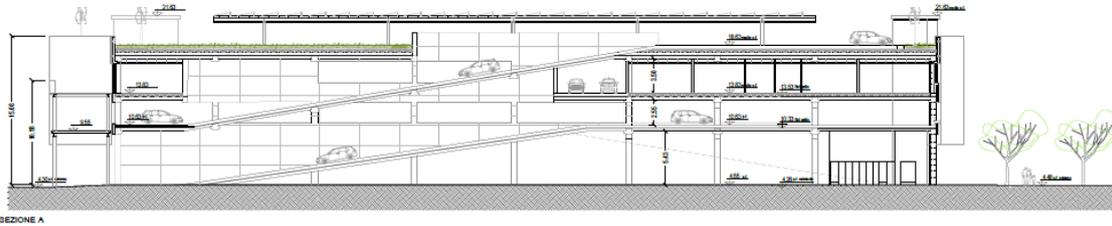
PIANTA PIANO COPERTURA quota m. +18.85

Pianta piano secondo e piano copertura

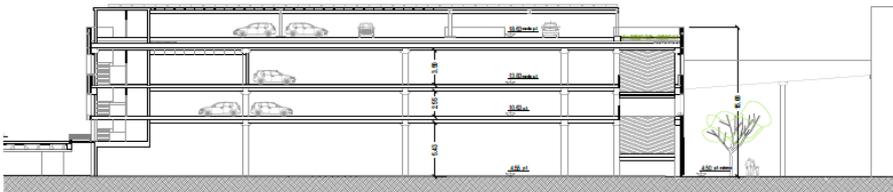


Pianta Piano Copertura quota m. +01.83

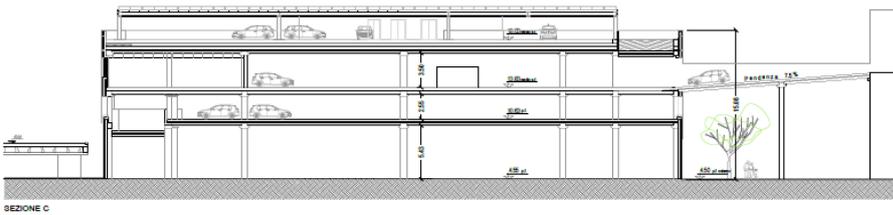
Pianta coperture



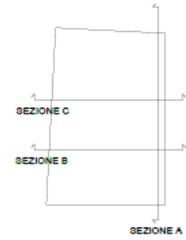
SEZIONE A



SEZIONE B



SEZIONE C



Sezione longitudinale e sezioni trasversali

3 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO

Si fa riferimento alle seguenti norme e documenti:

- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni »” (NTC18)
- Circolare 21 Gennaio 2019 n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti: “Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”
- D.M. 11 Marzo 1988: “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle fondazioni”
- D.G.R. 216/2017: “Aggiornamento classificazione sismica del territorio della Regione Liguria”
- EN 12716 – “Execution of special geotechnical works – Jet Grouting”
- Associazione Geotecnica Italiana: “Jet Grouting – Raccomandazioni”, Edizione Giugno 2012

4 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

La caratterizzazione geologica dei terreni nell'area è stata curata dallo *Studio di Geologia Dott.ssa Geol. Elisabetta BARBORO*. Le risultanze delle indagini sono riportate nella relazione geologica allegata, dalla quale nel seguito vengono riportati alcuni stralci significativi.

4.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Nell'area di progetto sono state eseguite due campagne di sondaggi geognostici ed è emerso quanto segue:

- **Riporti antropici**

Sono presenti con continuità su tutta l'area di indagine e la loro natura è alquanto eterogenea: generalmente si tratta di limo sabbioso con breccia eterometrica, di colore marrone o nero, ma è frequente la presenza di ghiaia, laterizi, ballast ferroviario, asfalti. Lo spessore di tale strato varia dai 1.5 a 3 m. Le coltri nella parte di versante sono assenti e se presenti sono poco estese e di irrilevante spessore.

- **Alluvioni antiche**

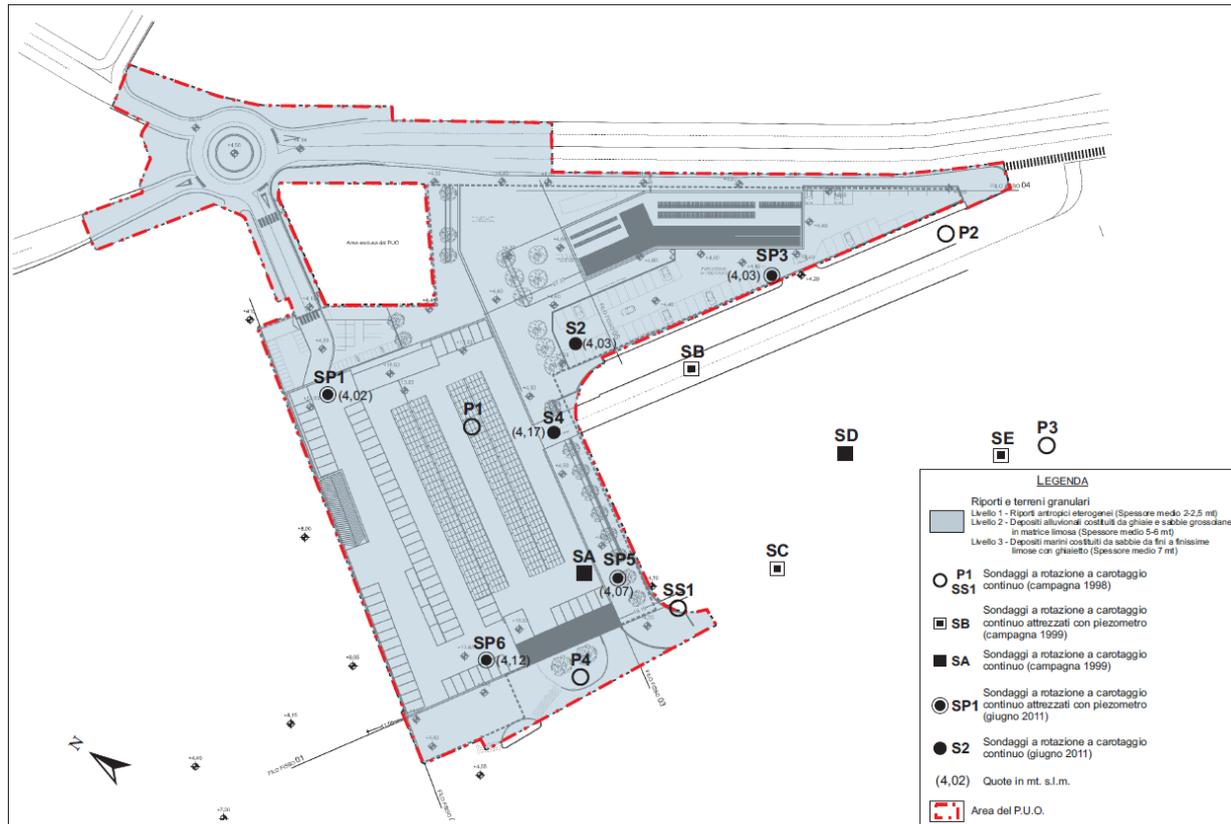
Sono costituite da ghiaie e sabbie, di origine ofiolitica e talvolta calcarea, in prevalente matrice sabbiosa poco limosa intercettata fino ai 7 m (quota media).

- **Depositi marini**

Sono composti da sabbie, da fini a molto fini, dalla matrice limoso-argillosa, dello spessore medio sui 5 m. Trattasi di depositi marini che si interdigitano e si alternano ai depositi fluviali soprastanti.

- **Substrato roccioso**

In corrispondenza del sondaggio P2 SB, quindi porzione a monte del comparto investigato, si è intercettato il substrato roccioso costituito dalle meta basiti fratturate reperite alla profondità media di -12m. Mentre per il sondaggio SD a -18m si è rilevata la presenza di un livello di alterazione ancora delle meta basiti. Mentre nella porzione di valle nei sondaggi SC e SE si è intercettato il substrato pliocenico alterato, non si esclude la possibilità che a profondità maggiori di quelle individuate dai sondaggi ci sia il rilevamento anche delle meta basiti. [...]



Pianta indagini geognostiche

4.2 MODELLO GEOLOGICO

La stratigrafia del sottosuolo indagato, ricostruita sulla base dei dati forniti dalla campagna geognostica, sopra riportata, è stata schematizzata in 4 strati e riassunta nelle sezioni.

I parametri geotecnici medi, riportati di seguito sono stati ricavati sulla base delle indagini eseguite e delle conoscenze già acquisite sul territorio.

1. Riporti

$$\gamma = 1.9-2 \text{ t/mc}$$

In condizioni drenate:

$$\phi' = 30^\circ - 35^\circ$$

$$c' = 0$$

2. Alluvioni grossolane Ghiaie e ghiaie con sabbia

La classificazione ASTM fa rientrare tali materiali nella classe SM, GM e GP

$$\gamma = 2.1-2.2 \text{ t/mc}$$

In condizioni drenate:

$$\phi' = 34^\circ - 36^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

3. Depositi marini frammisti ad alluvioni Sabbie limose

La classificazione ASTM fa rientrare tali materiali nella classe SM, SC

$$\gamma = 1.8 - 2.0 \text{ t/mc}$$

In condizioni drenate:

$$\phi' = 32^\circ - 34^\circ$$

$$c' = 1.2 - 1.6 \text{ kPa}$$

4. Substrato

4' Argille limose plastiche con passate sabbiose (Argille di Ortovero)

$$\gamma = 1.9 - 2.0 \text{ t/mc}$$

In condizioni drenate

$$\phi' = 28^\circ$$

$$c' = 15 - 20 \text{ kPa}$$

In condizioni non drenate

$$c_u = 50 - 90 \text{ kPa}$$

4'' Metabasite

Livelli molto fratturati e destrutturati

$$\gamma = 2.3 - 2.4 \text{ t/mc}$$

$$\phi = 31^\circ - 32^\circ$$

$$c = 90 - 100 \text{ kPa}$$

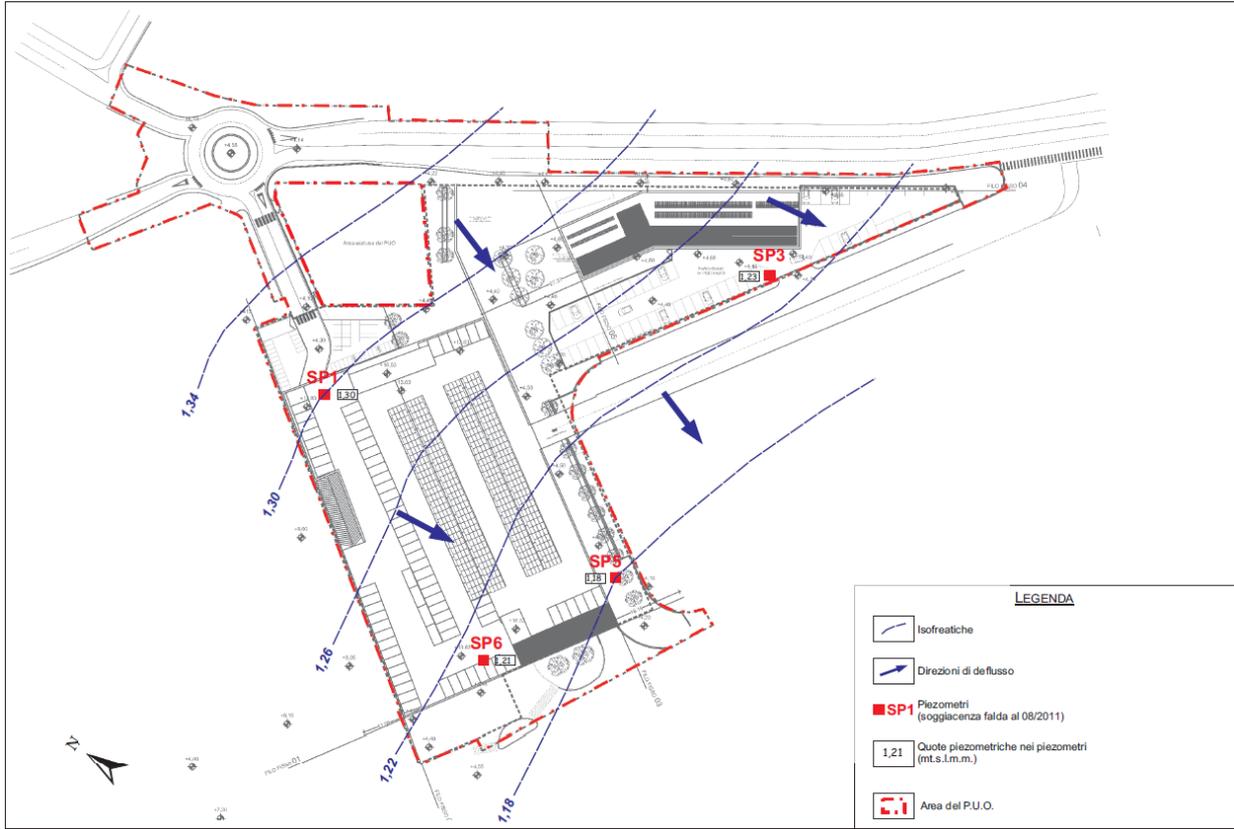
Livelli meno fratturati e destrutturati

$$\gamma = 2.4 - 2.5 \text{ t/mc}$$

$$\phi = 35^\circ - 39^\circ$$

$$c = 200 - 260 \text{ kPa [...]}.$$

La falda è localizzata circa $2,9 \div 3,0$ m dal piano di campagna attuale.



Pianta piezometri e curve isofreatiche

4.3 MODELLO GEOTECNICO

Le N.T.C. 2018 recitano: “[...] per modello geotecnico di sottosuolo si intende uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, che devono essere caratterizzate con riferimento allo specifico problema geotecnico. Nel modello geotecnico di sottosuolo devono essere definiti il regime delle pressioni interstiziali e i valori caratteristici dei parametri geotecnici.”

Sulla base dei risultati delle indagini geognostiche, delle valutazioni del geologo e della rielaborazione dei dati effettuata dallo scrivente in base alle caratteristiche del sito e agli interventi previsti, nonché sulla base dell'esperienza personale, si adottano i seguenti parametri geotecnici.

	Unità Geotecnica	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]
T1	Riporti	19	32.5	0	0
T2	Alluvioni ghiaiose e ghiaioso-sabbiose	21	35.0	0	0
T3	Depositi marini frammisti a alluvioni sabbioso-limose	19	33.0	1.5	0
T4/A	Argille di Ortovero	20	28.0	20	70
T4/B	Metabasite	24	31.5	90	200

La falda è assunta a -2,9 m dal piano di campagna attuale.

5 RISPOSTA SISMICA LOCALE

5.1 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La funzionalità delle strutture e le destinazioni d'uso dell'edificio sono tali da classificare la costruzione di tipo 2: "Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari" a cui corrisponde una vita nominale ≥ 50 anni.

Tipi di costruzioni		Valori minimi di V_N [anni]
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

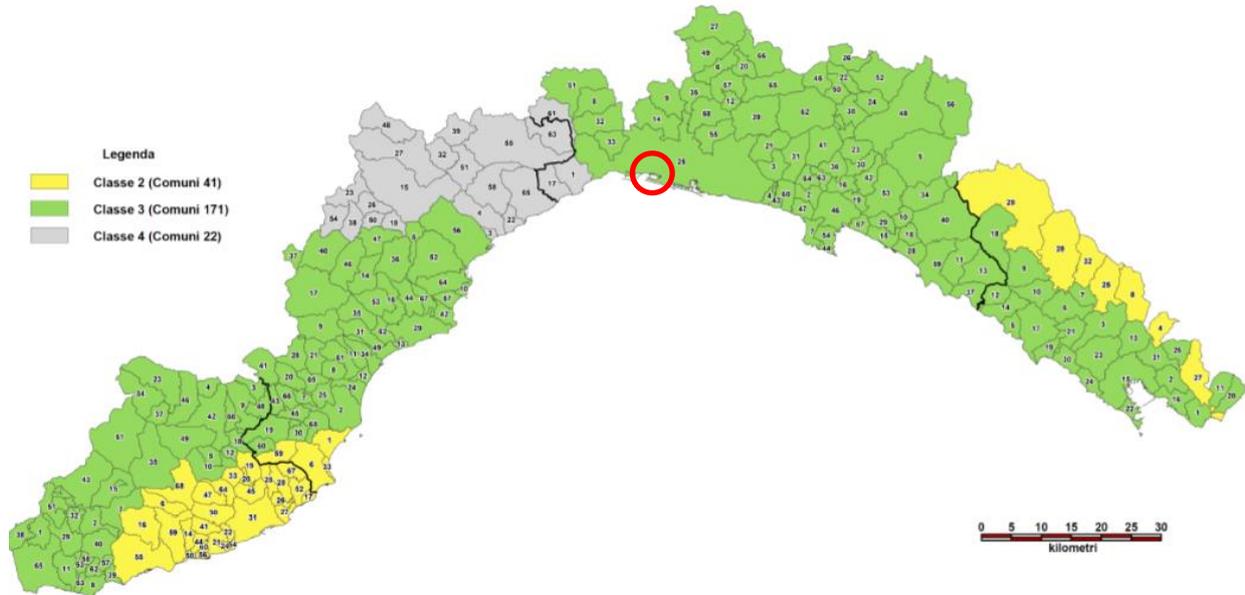
La classe d'uso dell'edificio è la III: "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti [...]" a cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = 1.0$.

Classe d'uso	Descrizione	C_U
I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.	0.7
II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.	1.0
III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.	1.5
IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.	2.0

Di conseguenza il periodo di riferimento per l'azione sismica, dato dal prodotto tra la vita nominale e il coefficiente d'uso, risulta pari a $V_R = 50$ anni.

5.2 ZONA SISMICA

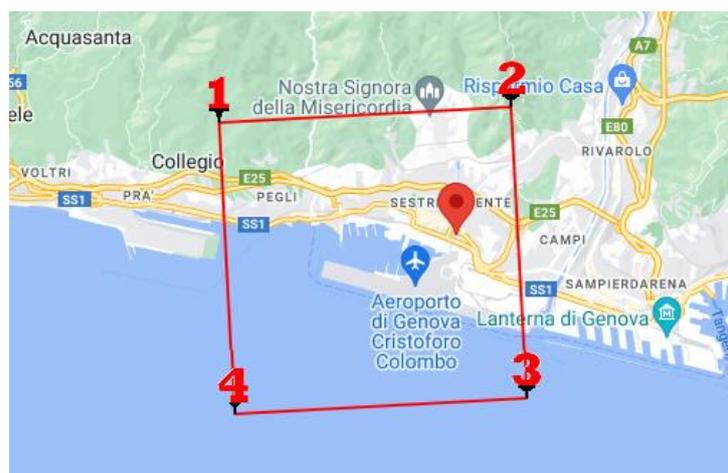
Con riferimento alla Deliberazione della Giunta Regionale 17/03/2017 n.216 e ss.mm.ii, il comune di Genova ricade in zona sismica 3 ($0,05g < PGA \leq 0,15g$).



zonazione sismica regionale c.m. dal DGR n. 962/2018

Le coordinate del sito nel sistema di riferimento WGS 84 sono:

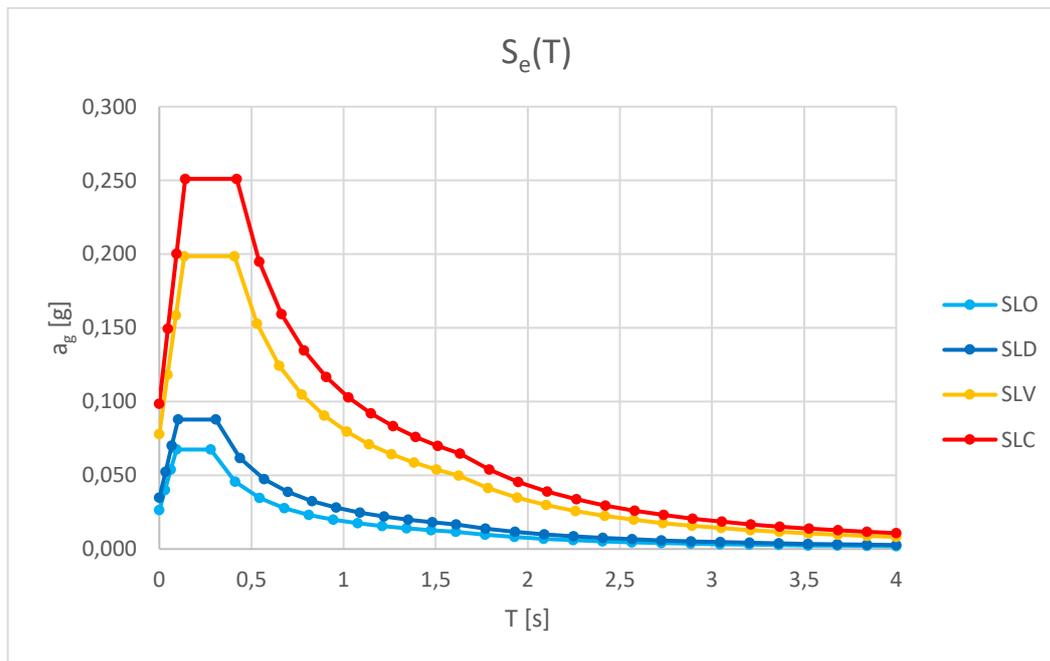
- Latitudine: 44.421903
- Longitudine: 8.854139



Posizione delle opere rispetto ai vertici della maglia sismica

A tali coordinate per il periodo di riferimento precedentemente individuato sono associati i seguenti parametri sismici di base (interpolazione a superficie rigata):

Stato Limite		P _V R	T _R	a _g	F _o	T _c * [s]
		[%]	[anni]	[g]	[-]	
Operatività	(SLO)	81	30	0.022	2.556	0.18
Danno	(SLD)	63	50	0.029	2.523	0.203
Salvaguardia vita	(SLV)	10	475	0.065	2.546	0.289
Prevenzione collasso	(SLC)	5	975	0.082	0.301	



Spettri elastici orizzontali

5.3 CATEGORIA STRATIGRAFICA

La velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$ riferita al substrato sismico (bed-rock con $V_s > 800$ m/s) a profondità H per gli i -esimi strati di terreno può essere valutata attraverso la formula:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

Sulla base delle della bibliografia esistente, con riferimento alla tabella 3.2.II del Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17/01/2018 “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”, si assume una categoria di sottosuolo B.

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

5.4 CATEGORIA TOPOGRAFICA

Con riferimento alla pendenza media del terreno, la categoria topografica del sito è la T1.

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 $i > 30^\circ$

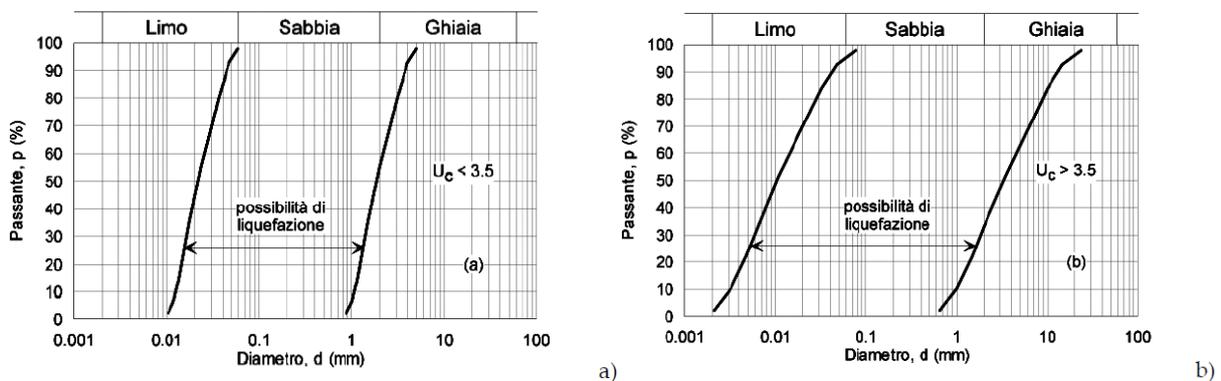
5.5 LIQUEFAZIONE

Il termine *liquefazione* denota una diminuzione di resistenza al taglio e/o di rigidità causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico, tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci del terreno.

Deve essere verificata la suscettibilità alla liquefazione quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa.

Ai sensi del D.M.17/01/2018, il fenomeno può essere trascurato se sussiste almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.



NTC 2018, Figg. 7.11.1 (a) e (b)

Per coefficiente di uniformità U_c si considera il rapporto tra il diametro delle particelle corrispondenti al 60% di passante e il diametro di particelle al 10% di passante.

Il fenomeno della liquefazione si verifica in terreni costituiti da materiali incoerenti costituiti da sabbie da fini a medie a granulometria uniforme, a bassa densità relativa saturi d'acqua, che nel corso di un evento sismico subiscono una forte riduzione della resistenza al taglio, a seguito della quale il terreno può scorrere o fluire nel caso di un pendio o assestarsi nel caso di una giacitura orizzontale. Il

fenomeno è dovuto ad un aumento temporaneo della pressione interstiziale causato dalle sollecitazioni cicliche del terremoto fino a valori prossimi alle pressioni totali.

La resistenza alla liquefazione è maggiore con la profondità e la probabilità che un deposito raggiunga le condizioni per la liquefazione dipende anche dallo stato di addensamento, dalla composizione granulometrica, dalle condizioni di drenaggio, dalla storia delle sollecitazioni sismiche e dall'età del deposito stesso. Tanto minore è il grado di addensamento del materiale (elevato indice dei vuoti e bassa densità relativa) tanto maggiore è la probabilità che, a parità di altre condizioni, un deposito raggiunga lo stato di liquefazione.

In definitiva il fenomeno della liquefazione si può manifestare preferibilmente in depositi sciolti non coesivi posti sotto falda, in seguito ad eventi che producano un forte aumento della pressione interstiziale dell'acqua, pertanto si possono ritenere potenzialmente liquefacibili quei depositi sciolti che presentano le seguenti caratteristiche:

- granulometricamente sono sabbie da fini a medie con contenuto in fine variabile generalmente dallo 0 al 25%;
- si trovano sotto falda;
- sono da poco a mediamente addensati ($N_{SPT} < 20$);
- si trovano a profondità relativamente basse (di solito inferiori ai 15 metri).

Sulla base delle indagini già effettuate e dei dati raccolti nello studio geologico, nel nostro caso si può, in questa fase, escludersi il pericolo di liquefazione. Comunque in fase esecutiva si dovrà confermare tale esclusione sulla base di indagini geognostiche più dettagliate.

A conclusione degli studi si è definito che il comparto di PUO in oggetto ricade interamente in una microzona sismica del tipo B ovvero in aree stabili suscettibili ad amplificazioni locali, nelle quali sono attese amplificazione di moto sismico, come effetto dell'assetto litostratigrafico.

Infine si rimanda ad una definizione puntuale dell'azione sismica di progetto e la pericolosità di base del sito di costruzione, in fase di elaborazione della progettazione di ogni singolo edificio.

6 AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE

Si riportano nel seguito i valori caratteristici delle azioni verticali agenti sulle strutture.

6.1 CARICHI PERMANENTI

6.1.1 PERMANENTI STRUTTURALI / NON STRUTTURALI BEN DEFINITI

Si adottano i seguenti pesi per unità di volume:

- Acciaio	78.50 [kN/m ³]
- Cemento armato	25.00 [kN/m ³]
- Acqua (falda, riempimento vasche)	10.00 [kN/m ³]

6.1.2 PERMANENTI NON STRUTTURALI

Si adottano i seguenti pesi per unità di superficie:

- Finiture parcheggi	1.00 [kN/m ²]
- Finiture MSV/terziario	3.50 [kN/m ²]
- Finiture copertura	4.50 [kN/m ²]
- Pensiline fotovoltaici	1.00 [kN/m ²]

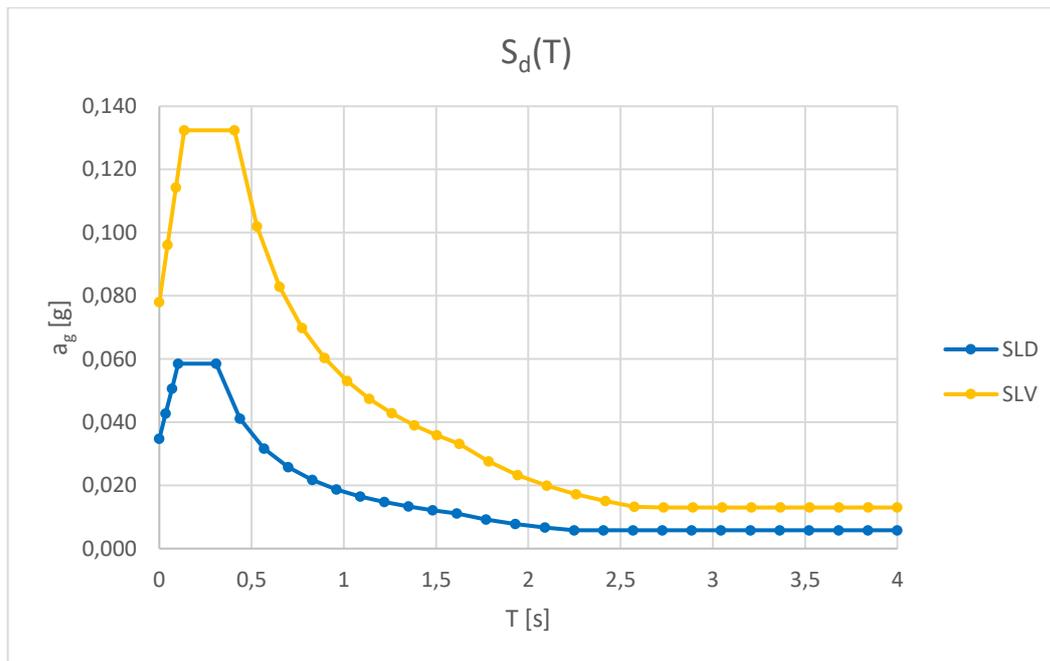
6.2 DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI VARIABILI DOVUTI ALLE AZIONI ANTROPICHE

- Piano terra (Cat. D, E)	10.00 [kN/m ²]
- Terziario (Cat. D)	5.00 [kN/m ²]
- Parcheggi (Cat. F)	2.50 [kN/m ²]
- Manutenzione tettoia fotovoltaici (Cat.H)	0.50 [kN/m ²]

6.3 AZIONI AMBIENTALI E NATURALI

6.3.1 AZIONE SISMICA

Si considera la condizione di struttura prefabbricata non dissipativa.



Spettri di progetto orizzontali ($q_{ND}=1.5$)

Essendo lo spettro SLD involupato nello spettro SLV, si fa riferimento a quest'ultimo anche per il calcolo degli spostamenti in condizione sismica.

6.3.2 SOVRACCARICO DA NEVE

Il carico della neve è stato calcolato secondo quanto previsto dal D.M.17/01/2018, attraverso la formula:

$$q_s = q_{sk} \mu_k C_E C_t$$

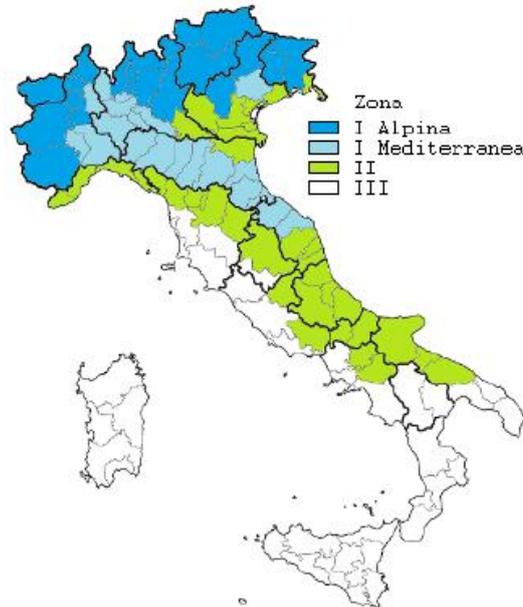
nella quale:

- μ_k è il coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo;
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Il carico neve al suolo è un valore condizionato dalle condizioni climatiche locali del sito presso il quale sorge la costruzione che per località poste ad una quota inferiore a 1500 [m] sul livello del mare non

può essere assunto inferiore ai valori forniti dalla normativa e corrispondenti ad eventi con periodo di ritorno di 50 [anni].

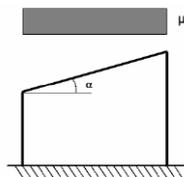


L'edificio in esame si trovano in zona II ed è collocato in un'area sita a meno di 200 [m] sul livello del mare, a cui corrisponde il seguente carico della neve al suolo:

$$q_{sk} = 1.00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Il coefficiente di forma della copertura è quello relativo a copertura piana e a falde con pendenza modesta (inclinazione di falda rispetto al piano orizzontale compresa tra 0° e 30°).

$$\mu_k = 0.8$$



Dato che l'area si può considerare del tipo "Normale" (Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi) il coefficiente di esposizione c_E è stato assunto pari a 1.

Il coefficiente termico c_T si assume pari a 1.

6.3.3 AZIONE EOLICA

Il carico del vento è stato calcolato secondo quanto previsto dal D.M. 17/01/2018.



Tab. 3.3.I -Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Le strutture si trovano in zona 7 - Liguria, a monte della linea di costa.

L'edificio è sito a meno di 1000 [m] slm, a cui corrisponde un coefficiente di altitudine c_a pari a 1.

Il valore della velocità di base è quindi pari a

$$v_b = v_{b,0} c_a = 28 \text{ [m/s]}$$

Assumendo un periodo del tempo di ritorno di progetto di $T_R = 50$ [anni], si ha un coefficiente di ritorno $c_r = 1$, a cui corrisponde una velocità di riferimento:

$$v_r = v_b c_r = 28 \text{ [m/s]}$$

Di conseguenza la pressione cinetica di riferimento, valutata per una densità dell'aria pari a 1.25 [kg/m³], risulta:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho \cdot v_r^2 = 490 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

La pressione del vento è data quindi dall'espressione:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

- c_e è il coefficiente di esposizione calcolato per le seguenti condizioni:
 - zona 7 (Liguria);
 - classe di rugosità D;
 - categoria di esposizione III;

- quota degli elementi rispetto al piano di campagna (compreso tra 0 e 17.4[m] nel caso in oggetto);
- c_d è il coefficiente dinamico a cui si associa il valore 1 a favore di sicurezza.
- c_p è il coefficiente di forma che assume un diverso valore in funzione della superficie presa in considerazione (tamponamento, copertura, elementi isolati, ecc..)

regione geografica	Liguria		NTC18 Tab. 3.3.I
	zona n°	7	
velocità base di riferimento al livello del mare	$v_{b,0} =$	28 [m/s]	NTC18 Tab. 3.3.I
altitudine di riferimento per il calcolo di c_a	$a_0 =$	1000	NTC18 Tab. 3.3.I
parametro di riferimento per il calcolo di c_a	$k_s =$	0.54	NTC18 Tab. 3.3.I
altezza s.l.m. del sito	$a_s =$	5 [m]	NTC18 3.3.2
coefficiente di altitudine	$c_a =$	1	NTC18 [3.3.1b]
velocità base di riferimento	$v_b =$	28.0 [m/s]	NTC18 [3.3.1]
periodo di ritorno richiesto	$T_R =$	50 [anni]	NTC18 3.3.2
periodo di ritorno di progetto	$T_R =$	50 [anni]	NTC18 3.3.2
coefficiente di ritorno	$c_r =$	1.00	NTC18 [3.3.3]
velocità di riferimento	$v_r =$	28.0 [m/s]	NTC18 [3.3.2]
densità dell'aria	$\rho =$	1.25 [kg/m ³]	
pressione cinetica di riferimento	$q_r =$	0.491 [kPa]	NTC18 [3.3.6]
classe di rugosità del terreno	classe =	D	NTC18 Tab. 3.3.III

a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa);
b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa);
c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innestate o ghiacciate,)

distanza dalla costa		- [km]	NTC18 Fig. 3.3.2
categoria di esposizione del sito	cat	III	NTC18 Fig. 3.3.2
fattore di terreno	$k_r =$	0.20	NTC18 Tab. 3.3.II
lunghezza di rugosità	$z_0 =$	0.10 [m]	NTC18 Tab. 3.3.II
altezza minima	$z_{min} =$	5 [m]	NTC18 Tab. 3.3.II
altezza di riferimento rispetto al suolo	$z =$	17.4 [m]	
altezza di calcolo	$\max(z, z_{min}) =$	17.4 [m]	NTC18 [3.3.7]
coefficiente di topografia	$c_t =$	1	NTC18 §3.3.7
coefficiente di esposizione	$c_e(z) =$	2.51	NTC18 [3.3.7]
pressione cinetica di picco	$q_p(z) =$	1.23 [kPa]	CNR 207 R1/18 (3.9)
coefficiente dinamico	$c_d =$	1	NTC18 §3.3.9

6.4 COMBINAZIONI DI CARICO

In accordo con la normativa vigente, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni fondamentali delle azioni:

- Combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione caratteristica rara (SLE irreversibili):

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione frequente (SLE reversibili):

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione quasi permanente:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione eccezionale:

$$G_1 + G_2 + A_d + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione delle masse per la valutazione degli effetti dell'azione sismica (E)

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I coefficienti γ e ψ sono quelli delle NTC2018 per le tipologie di carichi considerate:

		γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali G_2 ⁽¹⁾	Favorevoli	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B - Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.7	0.7	0.6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.7	0.5	0.3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0.0	0.0	0.0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

Valori dei coefficienti di combinazione

7 SCELTA DEL TIPO DI OPERE O DI INTERVENTI

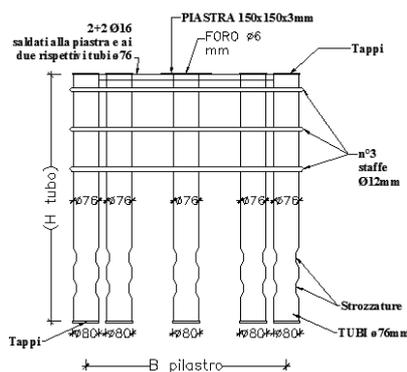
7.1 SISTEMA FONDAZIONALE

Sulla base della successione stratigrafica rilevata e della tipologia d'opera si prevede la realizzazione di fondazioni superficiali a plinti in c.a. collegati orizzontalmente mediante platea, sottofondati da terreno preventivamente consolidato mediante jet-grouting.

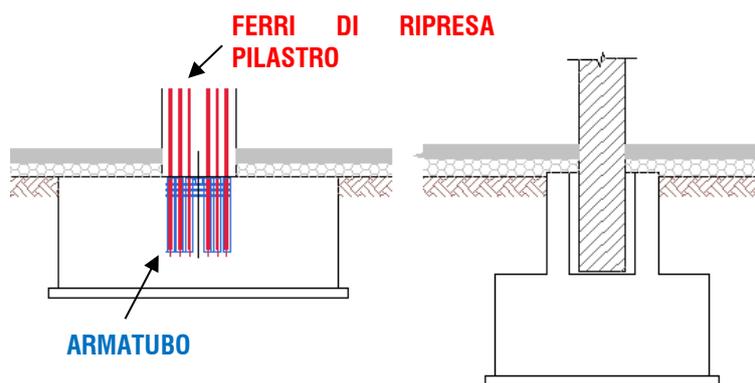
Il trattamento ha il duplice scopo di fornire un piano d'appoggio delle fondazioni di caratteristiche migliori rispetto a quelle del terreno in sito, compatibile con i carichi associati alle destinazioni d'uso, trasferendo i carichi agli strati più profondi, e la riduzione dei cedimenti differenziali a valori compatibili con la capacità deformativa delle opere in elevazione.

Tale soluzione è peraltro già stata adotta per il prefabbricato a due piani esistente, sul quale non si rilevano sintomi visibili di problematiche geotecniche, nonostante abbia carichi complessivi previsti per i solai comparabili con quelli del nuovo edificio a progetto; ciò implica anche che il terreno di fondazione dell'area si trovi già parzialmente consolidato, sebbene non necessariamente in corrispondenza dei nodi della nuova maglia strutturale.

L'attacco dei pilastri ai plinti avverrà con la tecnica dell'armatubo, attraverso la quale i plinti non necessitano del "bicchiere" utile ad alloggiare il pilastro permettendo di ridurre lo spessore totale dell'elemento di fondazione e quindi dello scavo.



esempio di armatubo



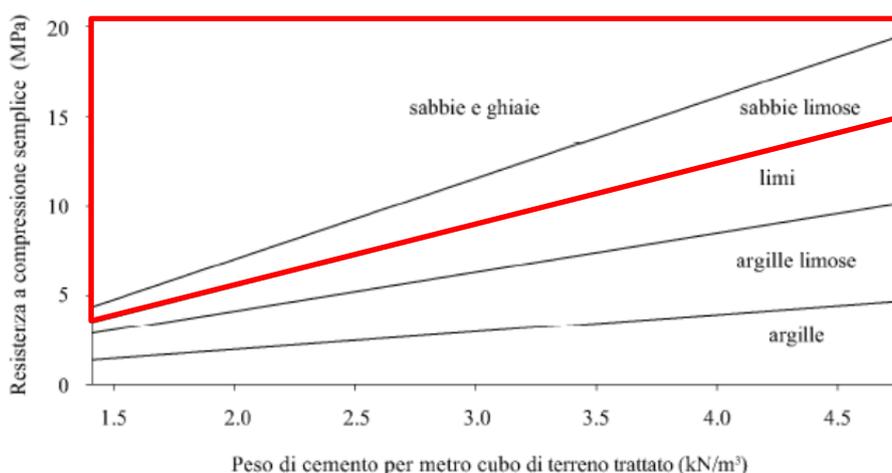
plinto con armatubo

plinto a bicchiere

7.2 JET GROUTING

7.2.1 CARATTERISTICHE MECCANICHE

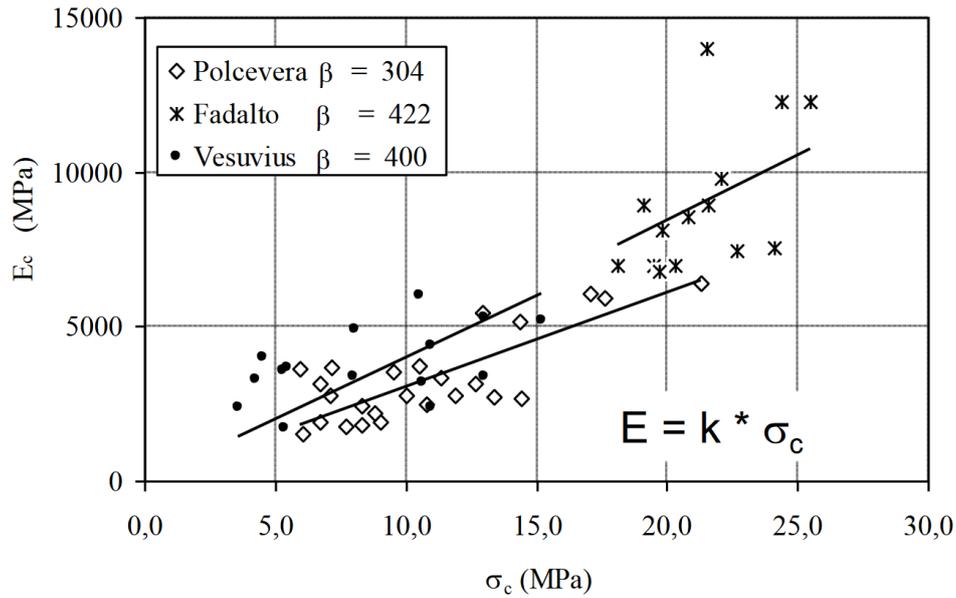
Le caratteristiche meccaniche del terreno consolidato dipendono dalla composizione granulometrica del terreno originale e dal grado di cementificazione che il jet grouting può conferire al terreno stesso. Si riporta un grafico che mette in correlazione il tipo terreno con il peso di cemento a metro cubo di volume trattato, restituendone gli intervalli di resistenza a compressione semplice (Fiorotto, 2000).



Data la tipologia di terreno presente in sito, ci si colloca nell'area evidenziata con il perimetro rosso, che fornisce valori indicativi di resistenza a compressione semplice variabili tra i 3.5 e i 20 [MPa] circa, a seconda della frazione limosa e del quantitativo di cemento effettivamente presente a seguito del trattamento, aumentando di molto i valori di capacità portante della fondazione rispetto al terreno naturale, che altrimenti risulta di un ordine di grandezza inferiore rispetto al valore minimo.

Considerando le risultanze delle indagini geognostiche, si considera un valore di resistenza a compressione semplice pari a 3.5 [MPa].

Per quanto riguarda la deformabilità del terreno, ai fini pratici è possibile correlare il modulo E alla resistenza a compressione σ_c con legami di tipo lineare (Croce et al, 1994) del tipo $E=K \sigma_c$ con K compreso nell'intervallo 200-1000. Data la tipologia di terreno si assume in maniera cautelativa un valore di K pari a 300, caratteristico della tipologia di alluvioni presente in sito.

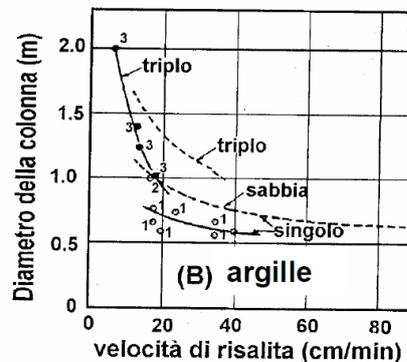
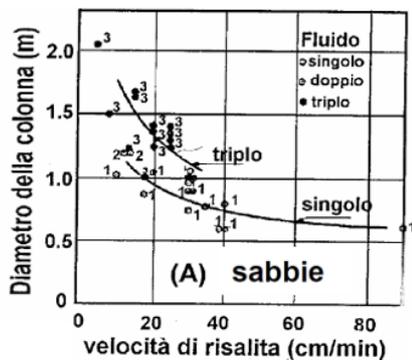


7.2.2 DIAMETRI MEDI DELLE COLONNE

Il diametro medio delle colonne varia in funzione del terreno, della tecnica di iniezione nel terreno e dei parametri operativi di iniezione (velocità di risalita, diametro degli ugelli, ecc...).

In letteratura mediamente si riscontrano gli intervalli di valori riportati nella tabella seguente, dove si evidenziano gli intervalli per il terreno rilevato.

Metodo	Argille/Limi	Sabbie Limose	Ghiaia con Sabbia
Monofluido	0.4 ÷ 0.5	0.8 ÷ 0.9	0.9 ÷ 1.0
Bifluido	0.6 ÷ 0.8	1.1 ÷ 1.3	1.3 ÷ 1.5
Trifluido	0.8 ÷ 1.7	1.4 ÷ 2.3	2.0 ÷ 2.8



7.2.3 PARAMETRI OPERATIVI DI INIEZIONE

In funzione delle informazioni desunte dalle Relazioni Geologiche e dalle condizioni al contorno in prima analisi si prevede di realizzare le colonne di progetto con i seguenti parametri realizzativi:

sistema	fluido	V_t (m/h)		V (m ³ /m)		Q (l/s)		p (MPa)	
		min	max	min	max	min	max	min	max
MONOFLUIDO	miscela	15	35	0.2	0.3	1	2	30	50
BIFLUIDO	miscela	5	15	0.5	1.5	1	2	30	50
	aria			20	120	83	166	0.7	1.2
TRIFLUIDO	miscela	2.5	5	1	2	1	2	4	10
	acqua			1	2	1	2	40	50
	aria			60	240	83	166	0.7	1.2

V_t = velocità di trattamento (risalita monitor)

V = volume miscela stabilizzante iniettata

Q = portata iniezione

P = pressione iniezione

Tali parametri dovranno essere discussi e concordati con i tecnici incaricati della realizzazione delle fondazioni speciali nell'ottica di ottimizzazione generale del lavoro.

I parametri assunti dovranno comunque essere validati con apposito Campo Prova come previsto al §6.9.1. "Scelta del tipo di intervento e criteri generali di progetto" del D.M. 17 Gennaio 2018 (Norme Tecniche delle Costruzioni 2018).

8 VERIFICA DELLE FONDAZIONI

8.1 DESCRIZIONE DELLE VERIFICHE ESEGUITE

8.1.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Per gli Stati Limite considerati si verifica che l'azione di progetto o il suo effetto E_d sia non superiore alla resistenza di progetto R_d :

$$E_d \leq R_d$$

Le verifiche geotecniche vengono eseguita utilizzando gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi:

- Approccio 1: combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2)
- Approccio 2: combinazione unica (A1+M1+R3)

Gli approcci da utilizzare in relazione alla tipologia di verifica vengono definiti dalla normativa.

8.1.2 COEFFICIENTI DI SICUREZZA SUI PARAMETRI GEOTECNICI

Si adottano i seguenti coefficienti parziali sulle proprietà dei terreni:

Parametro	Grandezza di riferimento	γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan(\varphi'_k)$	$\gamma_{\varphi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_k	γ_γ	1.0	1.0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

8.1.3 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PER LE RESISTENZE

Si adottano i seguenti coefficienti parziali per le resistenze delle verifiche geotecniche:

Tipologia	Coefficiente parziale γ_R R3
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale γ_R R3
Capacità portante della fondazione	1.4
Scorrimento	1.1
Ribaltamento	1.15
Resistenza del terreno a valle	1.4

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno e strutture assimilabili

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di opere di stabilità di materiali sciolti e di fronti di scavo

8.2 ANALISI DEI CARICHI IN FONDAZIONE

Si consideri un pilastro interno con area di influenza A maggiore, pari a 16×10.25 [mq] = 164 [mq].

Nella combinazione di stato limite ultimo si ha un carico P pari a:

$$P = (\gamma_1 G_1 + \gamma_2 G_2 + \gamma_2 Q) * A$$

L'analisi dei carichi per ogni piano risulta:

		q _k [kPa]	γ _{A1} [-]	q _d [kPa]
SOLAIO PIANO PRIMO	sovraccarichi	2.50	1.5	3.75
	finiture	1.00	1.5	1.50
	peso strutture c.a.	8.00	1.3	10.40
	totale	11.50		15.65
SOLAIO PIANO SECONDO	sovraccarichi	5.00	1.5	7.50
	finiture	3.50	1.5	5.25
	peso strutture c.a.	10.00	1.3	13.00
	totale	18.50		25.75
SOLAIO PIANO COPERTURA	sovraccarichi	2.50	1.5	3.75
	finiture	4.50	1.5	6.75
	peso strutture c.a.	10.00	1.3	13.00
	pensiline fotovoltaici	1.00	1.3	1.30
	neve	0.80	1.5	1.20
	totale	18.80		26.00
TOTALE COMPLESSIVO		48.80		67.40

Ne consegue un carico di progetto per alla base del pilastro pari a:

$$P = 67.4 \cdot 164 = 11054 \text{ kN}$$

8.3 VERIFICHE

Il plinto è previsto a pianta quadrata di lato 3.6 [m] e spessore 1.2 [m]; per le ipotesi progettuali considerate si prevede di realizzare 9 colonne di terreno trattato con la tecnica del jet-grouting di diametro $\phi 1200$ [mm] e lunghezza 7 [m].

Le caratteristiche della miscela utilizzata sono tali da garantire per il terreno trattato un carico di rottura a 30-90 giorni pari a 35 [daN/cm²]; le caratteristiche meccaniche ricavate su terreni analoghi a quello in esame dopo l'iniezione consentono di definire i seguenti parametri:

$$\gamma = 2.0 \text{ t/mc}$$

$$\phi' = 35^\circ$$

$$c' = 0.3 \text{ MPa}$$

$$E = 600 \text{ MPa}$$

La verifica di capacità portante all'interfaccia Jet grouting-Plinto sarà dunque:

Verifica superficie di contatto Plinto/ Jet Grouting			γ _A
diametro medio Jet Grouting	D	1200 [mm]	
superficie colonna j.g.	A₁	1.13 [m ²]	
numero colonne	n	9 [-]	
superficie complessiva	A	10.18 [m ²]	
altezza fondazione	H	1200 [mm]	
dimensione fondazione	B	3600 [mm]	
dimensione fondazione	L	3600 [mm]	
area in pianta fondazione	A_f	12.96 [m ²]	
spessore platea	t_p	300 [mm]	
carico verticale dalle strutture in elevazione	N_{top}	11100 [kN]	1.0
carico permanente strutturale plinto	q_{top,G1}	37.5 [kPa]	1.3
carico permanente portato a estradosso	q_{top,G2}	3.5 [kPa]	1.5
sovraccarico a estradosso	q_{top,Q}	10.0 [kPa]	1.5
valore di progetto della forza normale a intradosso (A1)	N_E	11994 [kN]	
Resistenza limite a compressione del j.g.	q_{lim}	3500 [kPa]	
Pressione di progetto	q_d	1178 [kPa]	
Fattore di sicurezza (R3)	FS	2.97 > 2.3	
ESITO		VERIFICATO	

Si verifica la capacità portante del volume di terreno trattato, valutata sul singolo palo di jet grouting; la portanza laterale viene ridotta per considerare il contributo medio delle colonne nella configurazione 3x3.

Geometria		
Diametro esterno	D	1200 [mm]
Lunghezza totale	L	7 [m]
Perimetro	P	3.8 [m]
Area Laterale	A_l	26.39 [m ²]
Area di punta	A_p	1.13 [m ²]
quota testa palo	z_{top}	1.2 [m]

quota punta z_{bot} 8.2 [m]

Proprietà del terreno

Peso di volume saturo	γ_{sat}	20 [kN/m ³]
Peso efficace	γ'	19 [kN/m ³]
Angolo di attrito efficace	ϕ'	32.5 [°]
Coesione efficace	c'	0 [kPa]
Coesione non drenata	c_u	0 [kPa]

Sovraccarichi permanenti p.c.

sovraccarico permanente q_{pc} 0 [kPa]

Falda

profondità falda	z_w	2.8 [m]
peso di volume acqua	γ_w	10 [kN/m ³]

Coefficienti parziali

Coefficiente parziale sulle caratteristiche geotecniche	ξ_3	1.65 [-]
Coefficiente parziale resistenza alla base	γ_b	1.35 [-]
Coefficiente parziale resistenza laterale in compressione	γ_s	1.15 [-]
Coefficiente parziale resistenza laterale in trazione	γ_{st}	1.25 [-]

Peso del palo

Peso per unità di volume JG	γ_c	20.0 [kN/m ³]
Peso unitario	W_{p1}	22.6 [kN/m]
Peso complessivo	W_p	158 [kN]
Peso immerso	W'_p	97 [kN]

Portanza Laterale

Angolo di attrito palo-terreno	ϕ'_s	32.5 [°]
Coefficiente di attrito palo-terreno	$\tan(\phi'_s)$	0.64 [-]
Quota media palo	z_{med}	4.7 [m]
Tensione verticale media	σ'_{v0}	72.2 [kPa]
Coefficiente di spinta laterale	K_s	0.46 [-]
Aderenza palo-terreno	c'_s	0.0 [kPa]
Attrito laterale	τ_s	21.3 [kPa]
Portanza laterale di calcolo	Q_s	562 [kN]
Portanza laterale caratteristica	$Q_{s,k}$	340 [kN]
Portanza laterale di progetto	$Q_{s,d}$	296 [kN]

Portanza alla base (Hansen)

snellezza	L/D	6 [-]
coefficiente di snellezza	k	1.40 [-]
angolo di attrito alla punta	ϕ'_d	33 [°]
coesione efficace	c'	0 [kPa]
coefficiente di spinta passiva	K_p	3.39 [-]
area di punta	A_p	1.13 [m ²]

fattore di capacità portante	N'_q	26.1 [-]
coefficiente di profondità del piano di posa	d_q	1.38 [-]
fattore di capacità portante corretto	N_q	35.94 [-]
tensione verticale del terreno alla punta	q_t	107.2 [kPa]
tensione verticale laterale alla punta	q_p	107.2 [kPa]
fattore di capacità portante	N'_c	38.6 [-]
coefficiente di profondità del piano di posa	d_c	1.56 [-]
fattore di capacità portante corretto	N_c	60.29 [-]
Portanza alla base media	Q_p	4357 [kN]
Portanza alla base caratteristica	$Q_{p,k}$	2641 [kN]
Portanza alla base di progetto	$Q_{p,d}$	1956 [kN]

Portanza complessiva

efficienza portanza laterale		50%
efficienza portanza alla punta		100%
Portanza laterale	$Q_{l,d}$	148 [kN]
Portanza alla punta	$Q_{p,d}$	1956 [kN]
Peso del palo	W_p	97 [kN]
Portanza complessiva di progetto	$Q_{tot,d}$	2007 [kN]
Sollecitazione di progetto	N_{Ed}	1333 [kN]

Verifica di sicurezza	$N_{Ed} < Q_{tot,d}$	VERIFICATO
Fattore di sicurezza	FS	1.51 > 1

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

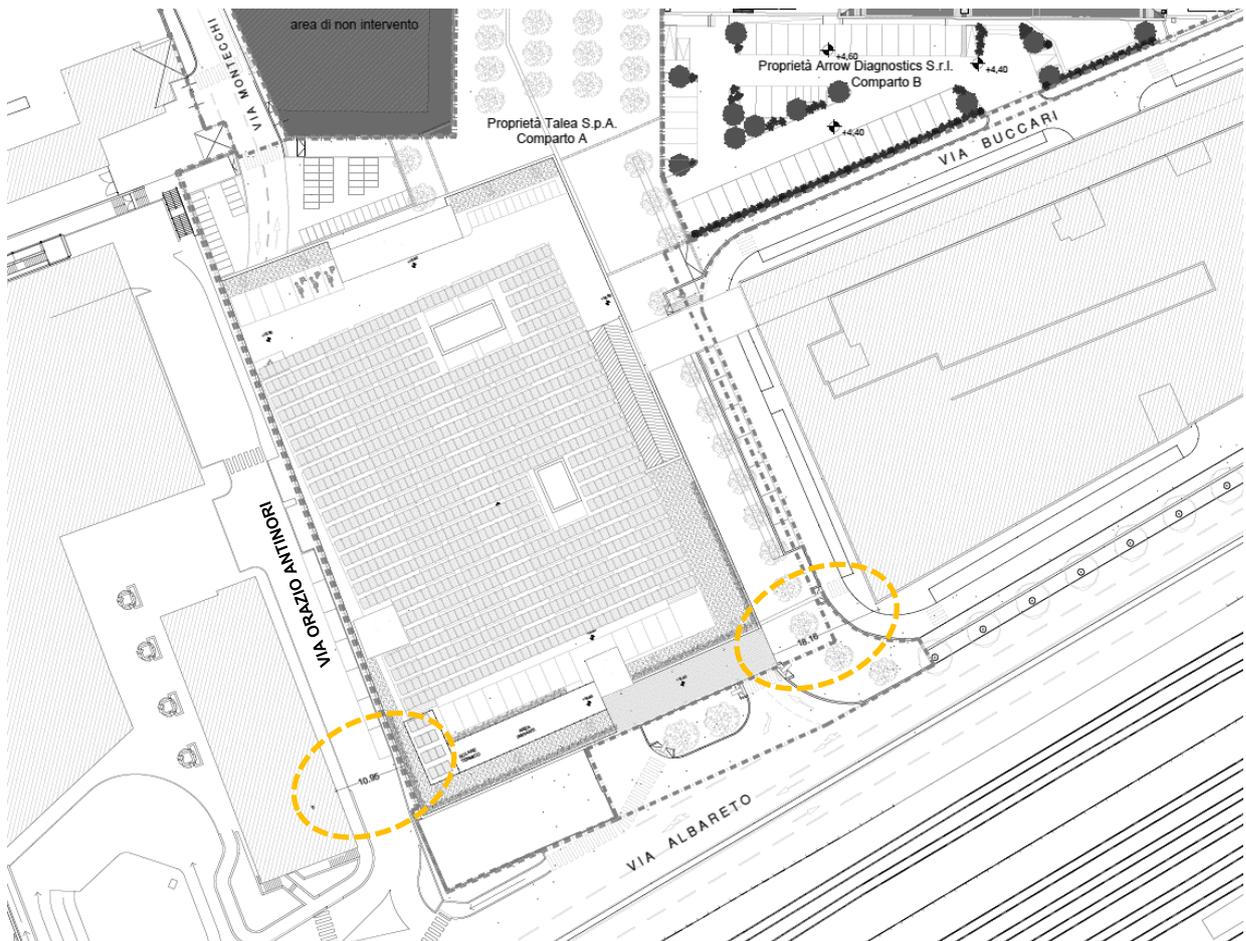
9 COMPATIBILITÀ DELL'INTERVENTO CON I MANUFATTI CIRCOSTANTI

L'edificio verrà realizzato sul sedime del prefabbricato esistente, adottando soluzioni fondazionali (plinti su jet-grouting) che trasferiscono le tensioni agli strati profondi del terreno, generando deformazioni contenute nei valori e limitate nello spazio, con scavi localizzati in corrispondenza dei plinti di altezza contenuta (circa 1.2 ÷ 1.5m).

Nella pianta sottostante vengono riportate le distanze del nuovo fabbricato rispetto agli edifici più vicini, che sono:

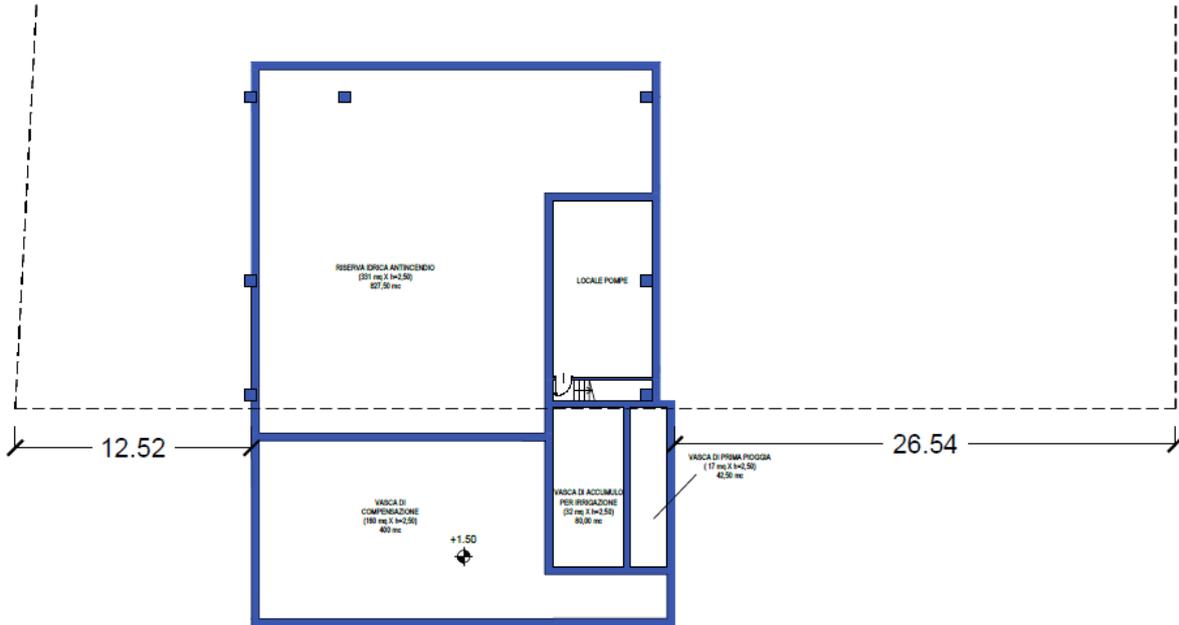
- il fabbricato oltre Via Orazio Antinori situato a 10.95 m lato ponente
- il fabbricato oltre Via Buccari a 18.15 m lato levante.

In entrambi i casi la distanza dagli edifici è superiore all'altezza di scavo.



Distanze dagli edifici circostanti

Lo scavo per la realizzazione delle vasche, di altezza pari a circa 3 m, è situato in posizione leggermente disassata rispetto al prospetto sud dell'edificio, a oltre 23 m di distanza dal fabbricato di Via Antinori.



PIANTA PIANO INTERRATO quota m. +1.50

Distanze vasche interrato rispetto agli spigoli del fabbricato

Considerate le distanze tra nuove opere e opere esistenti, ed essendo le distanze relative ampiamente superiori alle altezze di scavo, non sussistono condizioni di interferenza o incompatibilità delle nuove opere rispetto a edifici e opere esistenti.

10 CONCLUSIONI

Per quanto sopra riportato si può concludere che l'intervento in oggetto è compatibile e realizzabile nel pieno rispetto delle normative vigenti e che non è tale da pregiudicare il comportamento statico e la funzionalità di manufatti o fabbricati adiacenti, in quanto si andrà ad edificare la struttura sul sedime di un fabbricato di medesima tipologia, in posizione ampiamente distante da edifici e manufatti esistenti. La soluzione fondazionale scelta a plinti sottofondati su terreno preconsolidato con jet grouting è tale da permettere il trasferimento delle sollecitazioni agli strati più profondi di terreno, contenendo al contempo le deformazioni del terreno e quindi il valore e l'estensione di influenza di potenziali cedimenti.

Le prestazioni effettive del trattamento di Jet-Grouting andranno verificate con apposito campo prove dal quale si potrà controllare il sussistere delle ipotesi progettuali ed eventualmente rivalutare l'entità e/o la tipologia degli interventi.

Ing. Agostino Molfino

Firma digitale