

MAVIRO S.r.l.

COMUNE DI PADERNO DUGNANO (MI)

VIA F. MEDA 17

NUOVO EDIFICIO RESIDENZIALE

RELAZIONE GEOLOGICA



Milano, gennaio 2021

INDICE

1. RIFERIMENTI NORMATIVI	3
2. PREMESSA	3
3. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	3
MODELLO GEOLOGICO	4
4. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO E LITOLOGICO	4
5. INQUADRAMENTO IDROLOGICO E IDROGEOLOGICO	4
6. RISCHI GEOLOGICI E VINCOLI	5
7. INDAGINI IN SITO	5
7.1 Prove penetrometriche SCPT	5
7.2 Determinazione parametri geotecnici	5
MODELLO GEOFISICO	7
8. SISMICITA'	7
8.1. Parametri sismici	8
8.2 Verifica alla liquefazione	8
9. SCAVO E MOVIMENTO TERRE (TERRE E ROCCE DA SCAVO)	9
MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO	9
10. CONCLUSIONI	9

ALLEGATI:

1. Estratto Carta Tecnica Regionale (scala 1: 10.000)
2. Estratto Carta geologica (scala 1: 250.000)
3. Planimetria con ubicazione delle prove geotecniche
4. Diagrammi delle prove in sito

1. RIFERIMENTI NORMATIVI

- D.M. 11/03/1988 Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 e successive modificazioni e integrazioni seguita dalla D.G.R. 11/7/2014 - n. X/2129 che ha mantenuto il territorio di Paderno Dugnano in Zona 4;

- D.M. 14/09/2005 Testo Unitario sulle Costruzioni, che sancisce l'obbligo di effettuare la progettazione antisismica nelle zone 1-2-3;

- D.M. 14/01/2008 Nuovo Testo Unico sulle Costruzioni, che sancisce l'obbligo di effettuare la progettazione antisismica nelle zone 1-2-3, mentre nella zona 4 l'obbligo vale soltanto per gli edifici strategici o rilevanti.

- D.M. 17/01/2018 Nuovo Testo Unico sulle Costruzioni.

- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni 2018".

La presente relazione geologica è stata redatta in conformità con la Circolare n.7 21.01.2019.

2. PREMESSA

Nella presente relazione vengono analizzate le caratteristiche geologiche dei terreni interessati dal progetto per la costruzione di una nuova palazzina residenziale in via F. Meda 17 nel comune di Paderno Dugnano.

I dati e gli elaborati riportati nella presente relazione sono stati ricavati da rilievi e prove in sito e da lavori facenti parte della bibliografia geologica e tecnica dell'area di Paderno.

3. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Il comune di Paderno Dugnano è situato nella fascia settentrionale della provincia di Milano a nord del capoluogo ad una quota altimetrica media di 173 m s.l.m.. Il suo territorio ricade nella sezione n° B5b5 della Carta Tecnica della Regione Lombardia scala 1:10.000 (allegato n. 1).

In dettaglio l'area oggetto dello studio è ubicata nella porzione a nord del centro storico di Paderno Dugnano. Catastalmente il sito è individuato al foglio 2, mappali 190 e 318 del comune censuario di Paderno Dugnano.

MODELLO GEOLOGICO

4. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO E LITOLOGICO

Dal punto di vista morfologico il territorio comunale di Paderno Dugnano è compreso nella porzione centrale dell'alta pianura milanese facente parte della pianura Padana estesa ed uniforme, compresa tra i terrazzi alluvionali del fiume Ticino ad ovest e del fiume Adda ad est, costituita dai sedimenti würmiani (Pleistocene superiore) originanti il cosiddetto "livello fondamentale della pianura" (allegato n. 2).

La continuità dei sedimenti würmiani risulta interrotta, solamente, da alvei di dimensioni minori quali, ad esempio, i fiumi Lambro, Seveso e Olona e da una fitta rete di paleoalvei in parte, oramai, cancellati dalla crescente urbanizzazione.

Il territorio comprendente l'area di studio ha una quota altimetrica media di circa 173 m s.l.m..

Litologicamente i sedimenti, per lo più di natura ghiaioso sabbiosa, presentano poche tracce di alterazione essendo costituiti in prevalenza da depositi di natura fluviale recente depositati dal fiume Seveso. In particolare i sedimenti fluviali e fluvioglaciali del Pleistocene superiore del livello fondamentale della pianura del territorio di Paderno sono interessati da una copertura colluviale nulla o ridotta e da un substrato ghiaioso poco alterato, contenente ciottoli e clasti poligenici di natura calcarea ed, in minor misura, metamorfica.

Nel sottosuolo non sono presenti strutture geologiche profonde di particolare rilievo che possano interferire in modo significativo con le forme superficiali.

5. INQUADRAMENTO IDROLOGICO E IDROGEOLOGICO

L'idrografia naturale è rappresentata dal fiume Seveso che scorre in direzione sud attraversando il centro abitato di Paderno a circa 650 m dal punto in esame.

L'idrografia artificiale è rappresentata dal canale Villoresi che taglia con direzione ovest - est il settore settentrionale del territorio comunale collocandosi a circa 400 m a nord dell'area esaminata.

Per quanto concerne l'idrogeologia i dati piezometrici, tratti dalla banca dati della Provincia di Milano, integrati con i dati tratti dallo studio geologico a corredo dello Strumento Urbanistico Comunale riportati nel sito web del comune di Paderno Dugnano tavola 2 Caratteri Idrogeologici e vulnerabilità dell'acquifero (Studio Idrogeotecnico prima stesura 2005 revisione 2013) indicano, una soggiacenza superiore a 30 m dal p.c..

6. RISCHI GEOLOGICI E VINCOLI

Consultando la tavola 9 Carta di Fattibilità Geologica a corredo dello studio geologico a supporto del PGT riportata nel sito web del comune di Paderno Dugnano redatta dallo Studio Idrogeotecnico (Studio Idrogeotecnico prima stesura 2005 revisione 2013) l'area è inserita in II classe "fattibilità con modeste limitazioni". Il sito come indicato nella tavola 6 Carta dei Vincoli (Studio Idrogeotecnico prima stesura 2005 revisione 2012) non risulta gravato da vincoli di carattere geologico o idrogeologico.

7. INDAGINI IN SITO

Le indagini geognostiche sono consistite nell'esecuzione di due prove penetrometriche dinamiche continue (SCPT) con penetrometro pesante modello Pagani.

7.1 Prove penetrometriche DP

Per questa prova si utilizza un'attrezzatura, che consente di registrare un parametro: la resistenza alla penetrazione definita come il numero di colpi Nb (number of blows) richiesto per infiggere la punta conica per un tratto definito (tratto di 20 cm, in seguito correlato tramite apposite tabelle alle NSPT con tratto di 30 cm), che ha le seguenti caratteristiche tecniche:

- penetrometro dinamico tipo Pagani
- massa battente di 63.5 kg;
- altezza di caduta: 75 cm;
- punta conica: diametro 50.5 mm, conicità 60°;
- aste: diametro 34 mm, lunghezza 1.0 m;

Le prove, ubicate come indicato nello schema planimetrico allegato (allegato n. 3), sono state spinte sino a rifiuto raggiunto alla profondità massima di 6.00 m dal piano campagna.

Il diagramma delle prove è riportato in allegato n 4.

7.2 Determinazione parametri geotecnici

L'andamento delle prove, in sintesi, ha evidenziato la presenza di due unità geotecniche costituite da:

- sabbie limose con clasti poco addensate (unità A) fino ad una profondità massima di -4.5 m dal piano esistente,
- ghiaia con sabbia da addensata a compatta (unità B) da -3.0/4.5 m p.c. sino a fine prova (-6.5 m).

I principali parametri meccanici medi del terreno, sia in termini di resistenza sia in termini di deformabilità indicati nel seguito, sono stati ottenuti direttamente o,

indirettamente, mediante correlazioni empiriche, a partire dai risultati delle prove eseguite nel corso della campagna d'indagini in sito.

I valori adottati come rappresentativi medi delle caratteristiche geotecniche dei terreni investigati sono quelli consigliati da diversi autori (Peck, Hansen e Thornburn, 1953; K.Terzaghi e R.B. Peck, 1976; G. Sanglerat, 1979; J.E. Bowles, 1982) e sono stati definiti in modo moderatamente cautelativo in considerazione del processo di analisi seguito.

Parametri di resistenza:

I valori di D_R (vedi figura) sono stati stimati dalle prove SPT in accordo a quanto indicato in Skempton (1986), per sabbie medie, attraverso la relazione che lega la densità relativa D_R al valore N_{SPT} :

$$D_R = \left[\frac{N_{SPT}}{27.5 + 27.5 \cdot \sigma'_{v0}} \right]^{0.5}$$

essendo:

σ'_{v0} = pressione verticale efficace esistente in sito (kg/cm²)

N_{SPT} = numero di colpi per 30 cm di infissione

D_R = densità relativa (%)

Parametri di deformabilità:

Il modulo di Young (E) è ricavato da:

$$E = S_1 * N_{spt} + S_2 \quad (D'Appolonia et al. 1970)$$

dove:

$S_1 = 0.756$ e $S_2 = 18.75$ per i terreni granulari (D'Appolonia, 1970)

Unità A – Sabbia limosa con clasti	
Classe USCS:	SW - SM
Profondità:	0.00 ÷ 3.60 m
N'scpt (medio):	4/6 colpi/ 30 cm
N'spt (medio):	5/7 colpi/ 30 cm
Stato di addensamento:	sciolto/scarsamente addensato
Angolo di attrito:	27°/29°
Coesione c':	0 kPa
Peso di volume naturale γ :	17.5 /18.0 kN/m ³
Densità relativa D_r :	70/75 %
Modulo di Young E:	22/23 MPa
Unità B – Ghiaia con sabbia	
Classe USCS:	SP - GP
Profondità:	3.60 ÷ 6.00 m
N'scpt (medio):	>12 colpi/ 30 cm - rifiuto
N'spt (medio):	>14 colpi/ 30 cm - rifiuto
Stato di addensamento:	addensato - compatto
Angolo di attrito:	32°/34°

Coesione c' :	0 kPa
Peso di volume naturale γ :	19.0 kN/m ³
Densità relativa D_r :	80 %
Modulo di Young E :	37/39 MPa

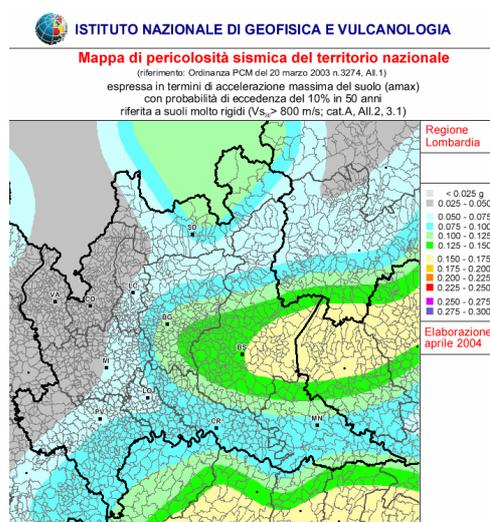
MODELLO GEOFISICO

8. SISMICITA'

La potenziale pericolosità sismica di un'area dipende dalle proprie caratteristiche, geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e geotecniche.

A livello sismico il territorio comunale di Paderno Dugnano non era classificato sismico ai sensi del D.M. 19.03.1982 (classe N.C.) poi, ai sensi dell'ordinanza 3274 del 20.03.2003 che ha riclassificato tutto il territorio nazionale, è stato inserito in zona sismica 4. La D.G.R. 11/7/2014 - n. X/2129 ha riconfermato la zona sismica 4 per il territorio comunale.

La figura seguente tratta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia mostra la pericolosità sismica del territorio lombardo.



Di seguito si riporta la tabella ove ciascuna zona è individuata secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo a_g , con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

Zona sismica	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [ag/g]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [ag/g]
1	> 0.25	0.35
2	0.15 – 0.25	0.25
3	0.05 – 0.15	0.15
4	< 0.05	0.05

Dalla valutazione dello studio geologico a corredo dello Strumento Urbanistico Comunale riportato nel sito web del comune di Paderno Dugnano, con riferimento alla alla tavola 5 Pericolosità sismica locale (Studio Idrogeotecnico prima stesura 2008 revisione 2012) l'intervento in progetto potrebbe collocarsi nella seguente classe:

Sigla	SCENARIO PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE	Effetti
Z4a	Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi	Amplificazioni litologiche e geometriche

Utilizzando indagini sismiche condotte dallo scrivente (sezione geosismica MASW Multi-channel Analysis of Surface Waves in grado di definire il profilo verticale della velocità di propagazione delle onde di taglio Vs) in aree vicine geologicamente assimilabili è stata definita la Categoria di Suolo secondo le NTC 2018.

Il sito ricade all'interno della categoria Categoria B “Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine 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”

8.1. Parametri sismici

Il sito presenta, quindi, suoli di Categoria B e, in considerazione della condizione geomorfologica pianeggiante, una categoria topografica T1.

I parametri sismici di base riportati di seguito in tabella sono stati calcolati utilizzando il programma Geostru PS a partire dalle coordinate del sito (longitudine e latitudine nel sistema di riferimento Ed50 geodetico).

PARAMETRI SISMICI DI PROGETTO				
	SLO	SLD	SLV	SLC
Accelerazione sismica base Ag	0.018	0,023	0,047	0,057
Fattore di amplificazione F0	2,557	2,535	2,655	2,693
Periodo caratteristico Tc	0,159	0,188	0,279	0,299
Coeff. ampl. sismica orizz. Kh	0,004	0,005	0,011	0,014
Coeff. ampl. sismica vert. Kv (+/-)	0,002	0,003	0,006	0,007

8.2 Verifica alla liquefazione

Gli studi geologici e sismici hanno evidenziato la presenza di terreni granulari eterogenei, incoerenti, ghiaioso sabbiosi fortemente addensati con grado di compattazione crescente con la profondità in assenza di falda acquifera per più di 30 m dal p.c.. Si possono quindi escludere fenomeni di liquefazione dei terreni in condizioni sismiche (Sherif e Ishibashi, 1978).

9. SCAVO E MOVIMENTO TERRE (TERRE E ROCCE DA SCAVO)

Qualora il progetto preveda la realizzazione di scavi, prima dell'eventuale rimozione dal cantiere dei terreni sarà necessario predisporre l'adeguata documentazione tecnica di carattere ambientale ai sensi del D. Lgs. 152/06 e s.m.i. In assenza di contaminazione dei terreni, qualora i volumi mobilizzati non fossero riutilizzati in sito (D.Lgs.152/2006 art.185), si dovrà redigere un documento specifico secondo la normativa vigente.

MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO

10. CONCLUSIONI

Dallo studio geologico a corredo del Piano Integrato di Intervento emergono le seguenti indicazioni tecniche di carattere generale:

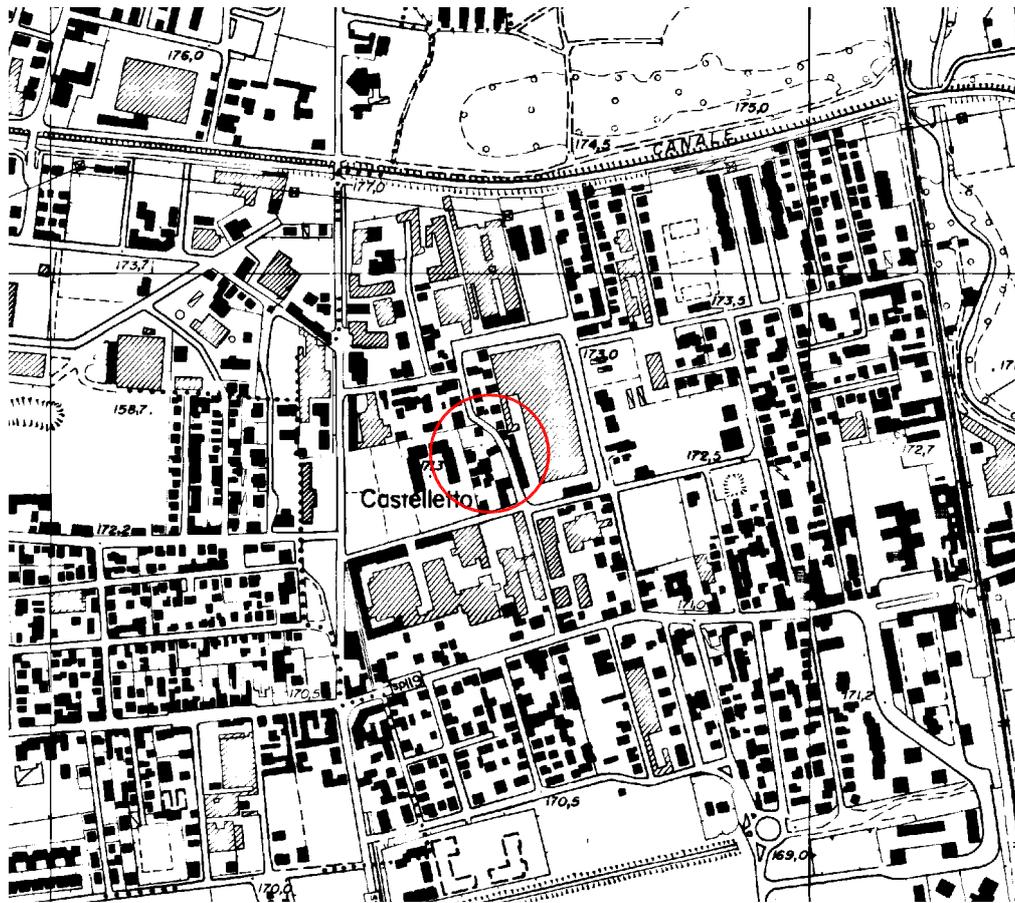
- a livello litologico si segnala la presenza di terreni scarsamente addensati aventi caratteristiche geotecniche relativamente mediocri sino alla quota massima di -3.6 m dal p.c. con miglioramento netto delle proprietà geotecniche per profondità superiori;
- a livello idrogeologico, non si rilevano problematiche legate a possibili interferenze con la superficie piezometrica.

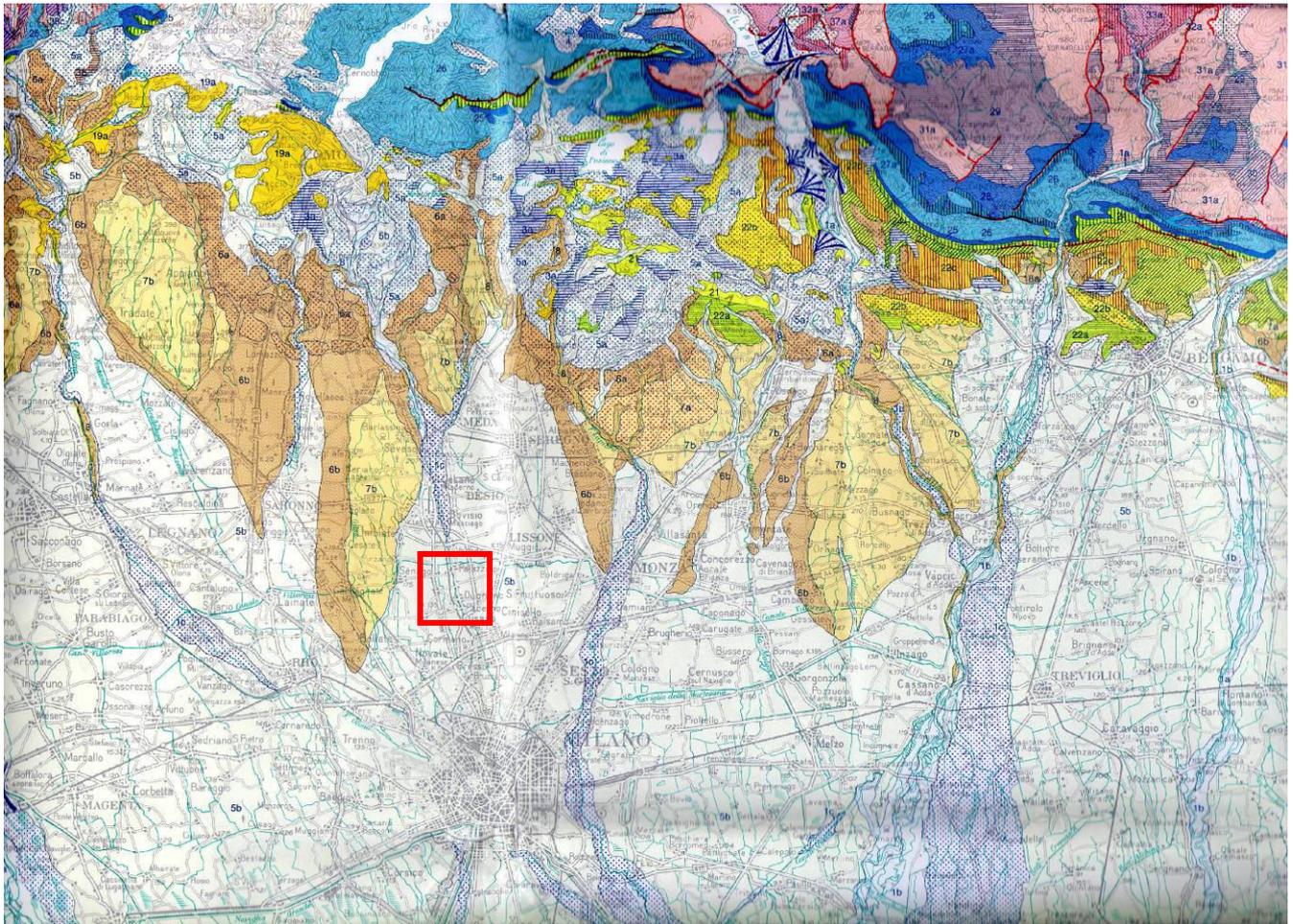
A livello geologico, geotecnico, idrogeologico e sismico si è evidenziato come il progetto del PII sia pienamente conforme al contesto geologico in cui si inserisce e in linea con i vincoli contenuti nello strumento urbanistico.



ALLEGATI

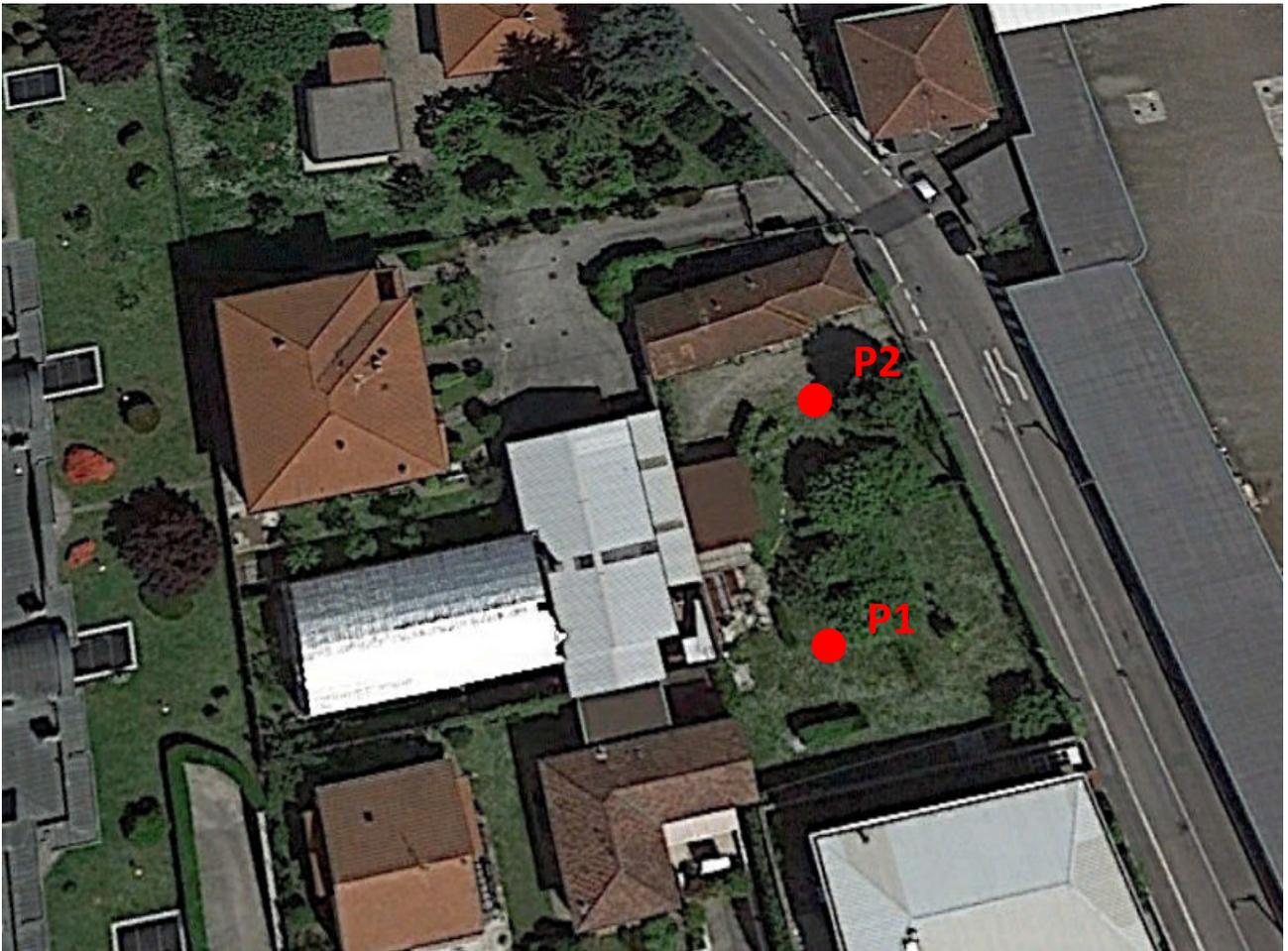
- 1. Estratto Carta Tecnica Regionale scala 1:10000**
- 2. Estratto Carta Geologica scala 1:250000**
- 3. Planimetria con ubicazione delle prove**
- 4. Diagrammi delle prove in sito**





QUATERNARIO CONTINENTALE - "VILLAFRANCIANO"

- | | | |
|--------------------|-----------|---|
| OLOCENE | a b c | 1 - Depositi fluviali dei greti attuali (Alluvium attuale - a) e terrazzati (Alluvium medio - b, Alluvium antico - c): ghiaie, sabbie e limi. |
| | [Pattern] | 2 - Detriti di falda e frane. |
| | a b | 3 - Lacustre olocenico e tardoglaciale: argille e limi (a); torba (b). |
| PLEISTOCENE | [Pattern] | 4 - Morenico tardo-würmiano e localmente olocenico: ghiaie, blocchi, limi. |
| | a b | 5 - Morenico Würm: ghiaie, blocchi e limi (a); Fluvioglaciale e Fluviale Würm: ghiaie, sabbie (b). <i>PLEISTOCENE SUP.</i> |
| | a b | 6 - Morenico Riss: ghiaie, blocchi e limi ferrettizzati (a); Fluvioglaciale, Fluviale e Lacustre Riss: ghiaie, sabbie e argille ferrettizzate (b). <i>PLEISTOCENE MEDIO.</i> |
| | a b | 7 - Morenico Mindel: ghiaie, limi e rari blocchi fortemente ferrettizzati (a); Fluvioglaciale, Fluviale e Lacustre Mindel: ghiaie, limi e argille fortemente ferrettizzate (b). <i>PLEISTOCENE INF.</i> |
| PLIOCENE | [Pattern] | 8 - "Ceppo" e formazioni simili, facies "Villafranchiane": conglomerati, sabbie, argille. <i>PLEISTOCENE INF.-PLIOCENE SUP.</i> |

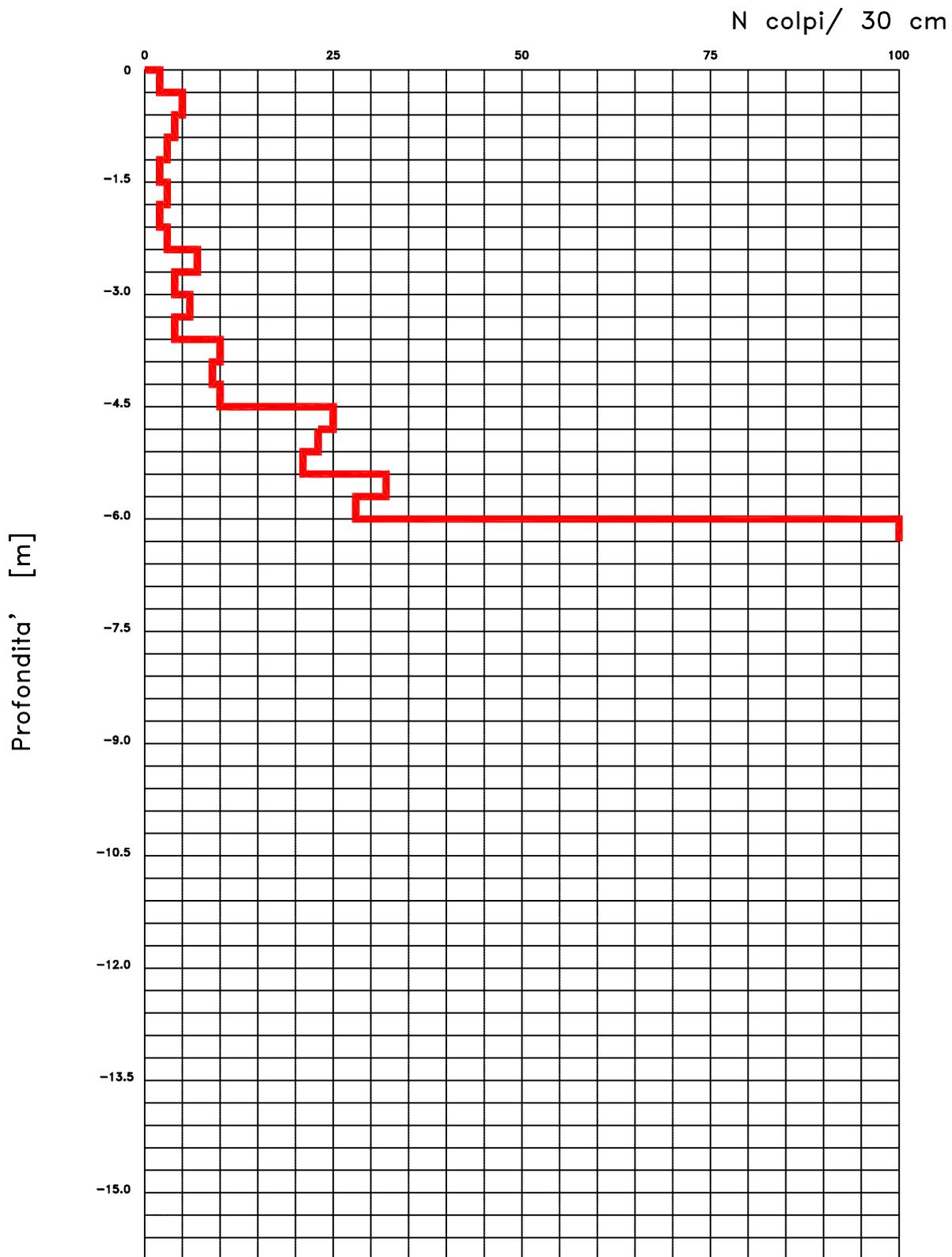


● Ubicazione prove penetrometriche

Prova Penetrometrica Dinamica n. 1

Localita': via F. Meda 17 - Paderno Dugnano (MI)

Quota inizio prova: 173 m s.l.m.



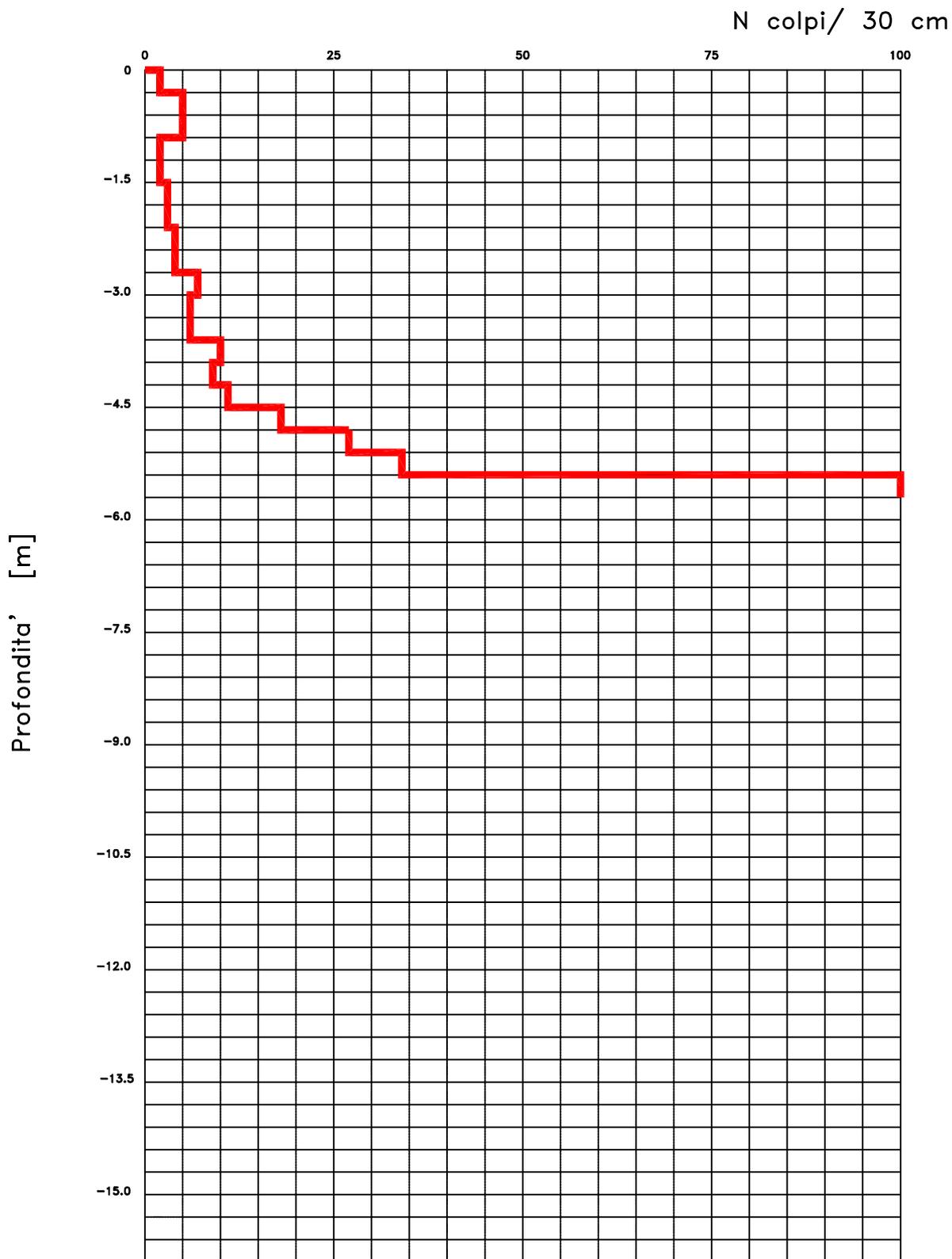
- Livello della superficie piezometrica
- Resistenza alla punta
- Resistenza al rivestimento

Punta conica : conicita' 60, diametro 51 mm
Massa battente: peso 73 kg, altezza di caduta 75 cm

Prova Penetrometrica Dinamica n. 2

Localita': via F. Meda 17 - Paderno Dugnano (MI)

Quota inizio prova: 173 m s.l.m.



-  Livello della superficie piezometrica
-  Resistenza alla punta
-  Resistenza al rivestimento

Punta conica : conicita' 60, diametro 51 mm
Massa battente: peso 73 kg, altezza di caduta 75 cm

MAVIRO S.r.l.

COMUNE DI PADERNO DUGNANO (MI)

VIA MEDA 17

NUOVO EDIFICIO RESIDENZIALE

RELAZIONE GEOTECNICA



Milano, gennaio 2021

INDICE

1. RIFERIMENTI NORMATIVI	3
2. PREMESSA	3
3. DESCRIZIONE DEL PROGETTO	3
4. PARAMETRI SISMICI DI PROGETTO	3
MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO	4
5. PARAMETRI GEOTECNICI	4
6. VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE	4
6.1 Tensioni ammissibili	5
6.2 Stati limite	5
7. VERIFICA DEI CEDIMENTI	6
8. CONCLUSIONI	6

Allegati:

1. Capacità portante tensioni ammissibili
2. Capacità trave
3. Cedimento trave

1. RIFERIMENTI NORMATIVI

- D.M. 11/03/1988 Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 e successive modificazioni e integrazioni seguita dalla D.G.R. 11/7/2014 - n. X/2129 che ha collocato il territorio di Paderno dugnano in Zona 4;

- D.M. 14/01/2008 Nuovo Testo Unico sulle Costruzioni, che sancisce l'obbligo di effettuare la progettazione antisismica nelle zone 1-2-3, mentre nella zona 4 l'obbligo vale soltanto per gli edifici strategici o rilevanti e la redazione di una relazione geologica e geotecnica;

- D.M. 14/01/2008 Nuovo Testo Unico sulle Costruzioni, che sancisce l'obbligo di effettuare la progettazione antisismica nelle zone 1-2-3, mentre nella zona 4 l'obbligo vale soltanto per gli edifici strategici o rilevanti e la redazione di una relazione geologica e geotecnica;

- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni 2018".

La presente relazione geologica è stata redatta in conformità con la Circolare n.7 21.01.2019.

2. PREMESSA

Nella presente relazione vengono analizzate le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione dell'immobile residenziale in progetto in via F. Meda 17 nel comune di Paderno Dugnano (MI).

La relazione geotecnica è stata redatta sulla base dei dati geotecnici riportati nella relazione geologica.

3. DESCRIZIONE DEL PROGETTO

Il progetto riguarda la realizzazione di una palazzina residenziale di 3 piani fuori terra avente altezza massima di circa 11 m con piano interrato adibito a box auto.

4. PARAMETRI SISMICI DI PROGETTO

Per quanto riguarda la definizione dei parametri sismici si rimanda alla relazione geologica paragrafo 8.1.

MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

5. PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla base dei parametri geotecnici medi della tabella del capitolo 7 della relazione geologica è stata eseguita la determinazione dei valori caratteristici. Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato. Come indicato anche dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, il valore caratteristico è prossimo al valore medio quando, nello stato limite considerato, è coinvolto un elevato volume di terreno con possibile compensazione delle eterogeneità (caso delle fondazioni superficiali) o quando la struttura a contatto con il terreno, è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.

In relazione, in accordo con quanto sopra riportato, sono stati identificati i valori minimi desunti “da una stima ragionata e cautelativa dei parametri”, assumendoli anche come valori caratteristici.

Unità A – Sabbia limosa con clasti

Profondità:	0.00 ÷ 3.60 m
Angolo di attrito:	27°/29°
Coesione c’:	0 kPa
Peso di volume naturale γ :	17.5/18.0 kN/m ³
Coefficiente di reazione di Winkler K:	4/6 kg/cm ³
Modulo di Young E:	22/23 MPa

Unità B – Ghiaia con sabbia

Profondità:	3.60 ÷ 6.00 m
Angolo di attrito:	32°/34°
Coesione c’:	0 kPa
Peso di volume naturale γ :	19.0 kN/m ³
Coefficiente di reazione di Winkler K:	10/12 kg/cm ³
Modulo di Young E:	37/39 MPa

6. VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE

In via preliminare, per una valutazione puramente indicativa è stata eseguita, sebbene le NTC 2018 abbiano escluso la verifica alle tensioni ammissibili, il calcolo secondo la vecchia normativa (DMLLPP 11/03/1988).

La valutazione, su indicazioni del progettista, è stata eseguita per fondazioni continue aventi larghezza variabile da 100 a 180 cm, spessore 50 cm con piano di posa a -3.7 m dal pc..

6.1 Tensioni ammissibili

In via preliminare è stata condotta la verifica alle tensioni ammissibili, secondo la vecchia normativa (DMLLPP 11/03/1988).

Per il calcolo della Plim riferita allo stato limite ultimo si è utilizzata la formula di Brinch-Hansen (1970) che nella sua forma più generale è espressa come segue:

$$q_{lim} = c N_c s_c i_c d_c + \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma + \gamma D N_q s_q i_q d_q$$

dove:

q_{lim}	[kPa]	= capacità portante limite
γ	[kN/m ³]	= peso di volume
B	[m]	= larghezza della fondazione
c	[kPa]	= coesione
q	[kPa]	= $\gamma * D$ = sovraccarico dovuto al rinterro
D	[m]	= profondità di incasso della fondazione
N_γ, N_c, N_q	[-]	= fattori di capacità portante
s_γ, s_c, s_q	[-]	= fattori forma
d_γ, d_c, d_q	[-]	= fattori profondità

Nel caso di terreni di fondazione prevalentemente granulari e privi di coesione, l'equazione citata si riduce alla seguente:

$$q_{lim} = 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma + q N_q s_q d_q$$

I risultati sono riportati nell'allegato n. 1.

6.2 Stati limite

Per la verifica agli stati limite ultimi in zona sismica è stata utilizzata la formula proposta da Brinch Hansen corretta secondo le indicazioni di Maugeri e Novità (2004) per tener conto dell'azione sismica.

La formula è la seguente:

$$q_{lim} = c N_c s_c i_c d_c g_c b_c h_c + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma g_\gamma b_\gamma h_\gamma + q N_q s_q i_q d_q g_q b_q h_q$$

dove:

N_c, N_q, N	= fattori di capacità portante [-]
s_c, s_q, s_γ	= fattori di forma [-]
d_c, d_q, d_γ	= fattori di profondità [-]
i_c, i_q, i_γ	= fattori di inclinazione del carico [-]
g_c, g_q, g_γ	= fattori di inclinazione del piano campagna [-]
b_c, b_q, b_γ	= fattori di inclinazione del piano di posa [-]
h_c, h_q, h_γ	= fattori di riduzione sismica [-]
c	= coesione [kPa]
q	= tensione geostatica agente alla base della fondazione = γD [kPa]
γ	= peso di volume del terreno [kN/m ³]
B	= larghezza della fondazione [m]

L'analisi della capacità portante delle fondazioni è stata condotta in conformità a quanto previsto delle NTC 2018, eseguendo le verifiche secondo l'Approccio 2.

Nella tavole allegate sono riportati i tabulati di calcolo ed i risultati.

7. VERIFICA DEI CEDIMENTI

Le NTC prevedono che per le verifiche agli SLE vengano applicati i parametri caratteristici dei terreni senza l'applicazione di coefficienti di sicurezza parziali. Per il calcolo dei cedimenti si è utilizzato il metodo di Schmertmann (valido per i terreni granulari con cedimento elastico).

L'equazione proposta da Schmertmann è la seguente:

$$\Delta H = C1 \times C2 \times \Delta q \times \sum((Iz \times \Delta z)/E) \text{ dove:}$$

ΔH = cedimento immediato [mm]

Δq = pressione netta applicata [kPa]

E = modulo di elasticità [MPa]

Iz = coefficiente d'influenza [-]

C1,C2 = coefficienti di Schmertmann

Per il calcolo si è suddiviso artificialmente il terreno sottostante il piano di fondazione in strati di spessore congruo con il modello geotecnico indicato. Si sono poi calcolati i coefficienti d'influenza per ciascuno strato secondo Schmertmann e applicata la formula risolutiva. Nella formula di Schmertmann la deformabilità dei terreni è introdotta dal modulo elastico E con valori desunti dalle indagini eseguite.

Nell'allegato n. 3 sono riportati i tabulati di calcolo ed i risultati.

8. CONCLUSIONI

La valutazione della capacità portante sia in termini di tensioni ammissibili che agli stati limite risulta, per una quota di imposta al tetto dell'unità B, dell'ordine dei 160 kPa. Per ipotesi di carico dell'ordine dei 140/160 kPa risultano, per fondazioni variabili sino a 1.8 m, cedimenti massimi pari a 15 mm.

Dal punto di vista idrogeologico si ritiene che non sussistano problemi di interferenza con la superficie piezometrica durante le fasi di scavo per la posa delle fondazioni.



ALLEGATI

- 1. Capacità portante tensioni ammissibili**
- 2. Portanza trave**
- 3. Cedimento trave**

CAPACITA' PORTANTE AMMISSIBILE - BRINCH HANSEN

Fondazione nastriforme																							
B	Df	L	f	c	g	q	k	dc	dq	dg	sc	sq	sg	b	gc	gq	gg	Nc	Nq	Ng	q_ult	Fs	q_adm
[m]	[m]	[m]	[°]	[kPa]	[kN/mc]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kPa]	[-]	[kPa]
1,0	3,7	15,0	33	0	18,5	68,5	3,70	2,48	3,19	1,00	1,00	1,04	0,97	0,00	1,00	1,00	1,00	38,64	26,09	24,44	6167	3	2056

B= Dimensione caratteristica della fondazione (larghezza nel caso di fondazioni nastriformi)

Df= Profondità del piano fondazione rispetto a p.c.

ø= Angolo di resistenza al taglio

g= Peso di volume del terreno

q_ult= capacità portante ultima

q_adm= capacità portante ammissibile

L= Lunghezza della fondazione

c= Coesione

q= carico indotto dal peso del terreno alla profondità Df

b= angolo di pendio a valle della fondazione

Fs= fattore di sicurezza

CAPACITA' PORTANTE TRAVI IN CONDIZIONI SISMICHE

La capacità portante è stata calcolata con il metodo di Brinch-Hansen, nella formulazione di Marsan-Romeo.

I fattori di riduzione sismica sono stati calcolati applicando il metodo di Maugeri & Novità.

La larghezza della fondazione (*) è da intendersi come larghezza ridotta in presenza di eccentricità del carico.

Per tener conto della eccentricità del carico, dimensionare la larghezza reale della fondazione B con $B = B_r + 2e$

DATI DI INPUT			da2	da2	da2
larghezza ridotta fondazione (*)	B_r	m	1,00	1,50	1,80
lunghezza fondazione	L	m	15,00	15,00	15,00
incastro fondazione	D_f	m	0,30	0,30	0,30
profondità di posa	Z_f	m	3,70	3,70	3,70
peso volume strato di incastro	γ_k	kN/m ³	19,0	19,0	19,0
angolo di resist. al taglio caratt.	ϕ'_k	°	33	33	33
coesione caratteristica	c'_k	kPa	0	0	0
coeff. accel. sismica orizz.	k_h	-	0,011	0,011	0,011
inclinazione piano campagna	β	°	0,00	0,00	0,00
coeff. parziale parametri geot.	M_x	-	1,00	1,00	1,00
coeff. parziale resistenze	R_x	-	2,30	2,30	2,30
DATI DI OUTPUT					
n=nastr. / r=rettang. / q=quadr.	-	-	n	n	n
rapporto di profondità	D/B	-	0,30	0,20	0,17
coesione di progetto	c'_d	kPa	0,0	0,0	0,0
angolo di resist. al taglio prog.	ϕ'_d	°	33,0	33,0	33,0
carico minimo bordo fond.	q	kPa	5,70	5,70	5,70
fattore di capacità portante	N_c	-	38,64	38,64	38,64
fattore di capacità portante	N_q	-	26,09	26,09	26,09
fattore di capacità portante	N_γ	-	24,44	24,44	24,44
fattore di forma	s_c	-	1,000	1,000	1,000
fattore di forma	s_q	-	1,000	1,000	1,000
fattore di forma	s_γ	-	1,000	1,000	1,000
fattore di profondità	d_c	-	1,083	1,055	1,046
fattore di profondità	d_q	-	1,081	1,054	1,045
fattore di profondità	d_γ	-	1,000	1,000	1,000
fattore di inclinazione pc	g_c	-	1,000	1,000	1,000
fattore di inclinazione pc	g_q	-	1,000	1,000	1,000
fattore di inclinazione pc	g_γ	-	1,000	1,000	1,000
fattore di riduzione sismico	h_c	-	0,956	0,956	0,956
fattore di riduzione sismico	h_q	-	0,979	0,979	0,979
fattore di riduzione sismico	h_γ	-	0,973	0,973	0,973
capacità portante ultima slv	Q_{ult}	kPa	383	492	559
capacità portante amm. slv	Q_{amm}	kPa	165	210	240
carico max di progetto (**)	E_d	kN	2470	4720	6480
resistenza di progetto	R_d	kN	2470	4720	6480
verifica	$R_d \geq E_d$		ok	ok	ok

(**= carico calcolato applicando alle azioni i coefficienti parziali A_x previsti dall'approccio considerato, su fondazioni di larghezza effettiva B e larghezza ridotta B_r , tenuto conto dei valori di eccentricità del carico)

CEDIMENTO SCHMERTMANN TRAVE

Il cedimento è stato calcolato con il metodo di Schmertmann.

Per ogni larghezza di fondazione sono stati ipotizzati 3 carichi crescenti.

Per affinare il calcolo, il sottosuolo è stato diviso in 5 strati omogenei per caratteristiche elastiche.

La larghezza della fondazione è da intendersi come larghezza reale.

Il coefficiente di Winkler è stato calcolato a ritroso sulla base della coppia di valori carico / cedimento di ogni ipotesi.

			b1		b2		b3	
DATI DI INPUT			q1	q2	q1	q2	q1	q2
larghezza della fondazione	B	m	1,00	1,00	1,05	1,05	1,80	1,80
carico lordo sulla fondazione	q	kPa	140	160	140	160	140	160
profondità della fondazione	Zf	m	3,70	3,70	3,70	3,70	3,70	3,70
pressione efficace base fond.	σ'_{vf}	kPa	60,0	60,0	60,0	60,0	60,0	60,0
tempo di calcolo	Tc	anni	50	50	50	50	50	50
DATI DI OUTPUT								
spessore relativo degli strati	D/B	-	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
carico netto sulla fondazione	Δq	kPa	80,0	100,0	80,0	100,0	80,0	100,0
fattore di correzione profondità	C1	-	0,63	0,70	0,63	0,70	0,63	0,70
fattore di correzione creep	C2	-	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54
fattore influenza massimo	lmax	-	0,62	0,63	0,62	0,63	0,62	0,63
fattore di correzione per lf	Fc	-	1,23	1,26	1,23	1,26	1,23	1,26
spessore assoluto degli strati	D	m	3,00	3,00	3,15	3,15	5,40	5,40
S1 profondità limite sup.	Zmin	m	3,70	3,70	3,70	3,70	3,70	3,70
S1 profondità limite inf.	Zmax	m	6,70	6,70	6,85	6,85	9,10	9,10
S1 modulo alla prof med.	E	MPa	37	37	37	37	37	37
S1 coefficiente di influenza	lf	-	0,61	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31
S1 cedimento dello strato	Si	mm	4,7	3,4	2,5	3,6	4,3	6,1
S2 profondità limite sup.	Zmin	m	6,70	6,70	6,85	6,85	9,10	9,10
S2 profondità limite inf.	Zmax	m	9,70	9,70	10,00	10,00	14,50	14,50
S2 modulo alla prof med.	E	MPa	37	37	37	37	37	37
S2 coefficiente di influenza	lf	-	0,25	0,25	0,25	0,50	0,25	0,25
S2 cedimento dello strato	Si	mm	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
S3 profondità limite sup.	Zmin	m	9,70	9,70	10,00	10,00	14,50	14,50
S3 profondità limite inf.	Zmax	m	12,70	12,70	13,15	13,15	19,90	19,90
S3 modulo alla prof med.	E	MPa	37	37	37	37	37	37
S3 coefficiente di influenza	lf	-	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
S3 cedimento dello strato	Si	mm	1,5	2,2	1,6	2,3	2,8	4,0
S4 profondità limite sup.	Zmin	m	12,70	12,70	13,15	13,15	19,90	19,90
S4 profondità limite inf.	Zmax	m	15,70	15,70	16,30	16,30	25,30	25,30
S4 modulo alla prof med.	E	MPa	37	37	37	37	37	37
S4 coefficiente di influenza	lf	-	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
S4 cedimento dello strato	Si	mm	1,2	1,6	1,2	1,7	2,1	3,0
S5 profondità limite sup.	Zmin	m	15,70	15,70	16,30	16,30	25,30	25,30
S5 profondità limite inf.	Zmax	m	18,70	18,70	19,45	19,45	30,70	30,70
S5 modulo alla prof med.	E	MPa	37	37	37	37	37	37
S5 coefficiente di influenza	lf	-	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11
S5 cedimento dello strato	Si	mm	0,8	1,2	0,9	1,3	1,5	2,2
cedimento totale	S	mm	8	8	6	9	11	15
modulo winkler teorico	kw	kg/cm3	1,7	1,9	2,2	1,8	1,3	1,0

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

***Realizzazione nuova sede della Protezione Civile e
Magazzino Comunale presso area del Centro Sportivo in
Via Renato Serra nel Comune di Paderno Dugnano (MI)***



Committente:
Comune di Paderno Dugnano
Via Grandi, 15
20037 Paderno Dugnano (MI)



TECNOINDAGINI S.r.l.
Tel 02 36527601 fax 02 66304937 – www.tecnoindagini.it
con il supporto tecnico di: Geol. Davide Roverselli

Sommario

1	PREMESSA.....	3
2	INQUADRAMENTO TERRITORIALE - URBANISTICO.....	6
3	FATTIBILITÀ GEOLOGICA.....	8
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO e GEOMORFOLOGICO.....	9
5	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO.....	10
6	INDAGINI ESEGUITE.....	13
6.1	Prove penetrometriche dinamiche.....	16
7	MODELLO GEOLOGICO.....	23
8	MODELLO GEOTECNICO.....	25
9	ANALISI DEL RISCHIO SISMICO.....	27
9.1	RIFERIMENTI NORMATIVI NAZIONALI.....	27
9.2	ASPETTI NORMATIVI E METODOLOGICI REGIONALI.....	29
10	PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE DEL TERRITORIO COMUNALE.....	31
11	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO.....	32
12	MISURA DELLA Vs30 TRAMITE PROVE SISMICHE.....	33
12.1	Prova Re.Mi.....	33
12.2	Prova MASW.....	34
12.3	Elaborazione dati.....	35
12.4	Analisi dei risultati.....	37
13	RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	38
13.1	LIQUEFAZIONE.....	39
14	VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE E DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA GEOTECNICO	41
14.1	AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	41
14.2	VERIFICA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	42
14.3	VERIFICA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	49
15	OSSERVAZIONI CONCLUSIVE.....	51

1 PREMESSA

Il presente Rapporto illustra e sintetizza i risultati di una serie di indagini geognostiche di supporto al progetto di realizzazione della nuova sede della Protezione civile e del magazzino comunale in Via Renato Serra nel Comune di Paderno Dugnano (MI).



Fig. 1 - Inquadramento dell'area di indagine su foto aerea

In Fig. 2 si riportano le Piante, i Prospetti e le Sezioni delle strutture in progetto, in Si riportano alcuni rendering 3D delle strutture in progetto, entrambe le figure sono state estratte dalla Relazione Tecnica “PROGETTO DI FATTIBILITÀ...” dell’Arch. Andrea Savio.

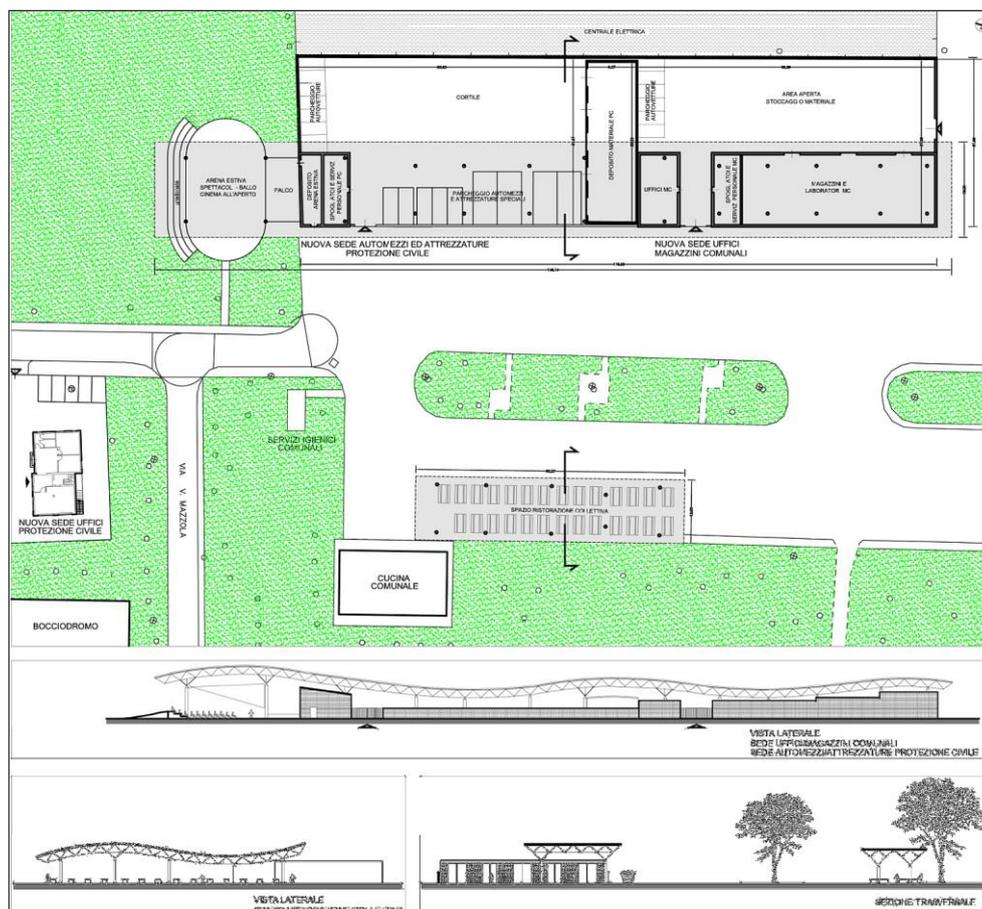


Fig. 2 - Planimetria di progetto (fonte Relazione Tecnica Arch. Andrea Savio)

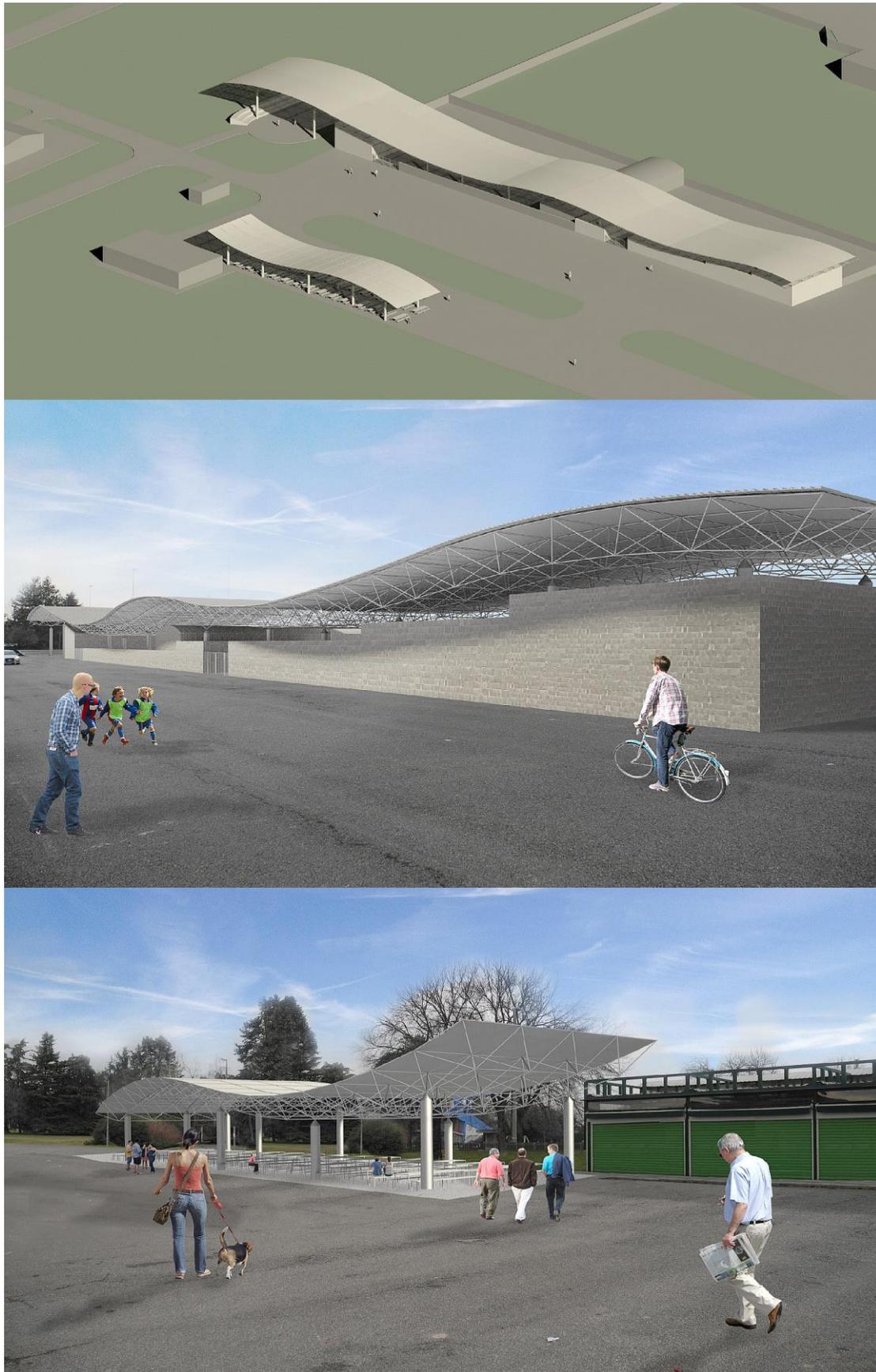


Fig. 3 - Rendering delle strutture in progetto (Fonte Relazione Tecnica Arch. Andrea Savio)

Le indagini si sono articolate nelle seguenti fasi:

- Inquadramento territoriale e fattibilità geologica del sito;
- Inquadramento geologico ed idrogeologico dell'area di interesse;
- Esecuzione in sito n. 6 prove penetrometriche dinamiche continue SCPT per la valutazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni superficiali interessati dalla posa della struttura di fondazione;
- Esecuzione in sito n.1 stendimento sismico con registrazione prova tipo MASW/Re.Mi. con sismografo per la definizione della categoria sismica del sottosuolo in funzione della velocità Vs30 ai sensi delle NTC 2008;
- Elaborazione ed interpretazione dei dati acquisiti per la definizione del modello geologico e geotecnico del sito;
- Elaborazione ed analisi di approfondimento degli scenari di pericolosità sismica locale come richiesto dagli strumenti urbanistici vigenti ai sensi del DGR IX/2616 del 30.11.2011, DGR X/2129 del 11.07.2014 e caratterizzazione delle azioni sismiche ai sensi "Norme tecniche per le costruzioni" espresse nel D.M. 14.01.2008.
- Valutazione del carico limite dei terreni di fondazione e della resistenza di progetto del sistema geotecnico ai sensi delle NTC 2008.

2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE - URBANISTICO

Il progetto in oggetto riguarda la realizzazione di un nuovo capanno in Via Renato Serra, all'interno del Parco di Via Toti nel Comune di Paderno Dugnano (MI).

In termini cartografici l'ubicazione ricade nella sezione B5b5 della Carta Tecnica Regionale (Fig. 4) e si posiziona ad una quota assoluta di circa 164.50 m s.l.m.

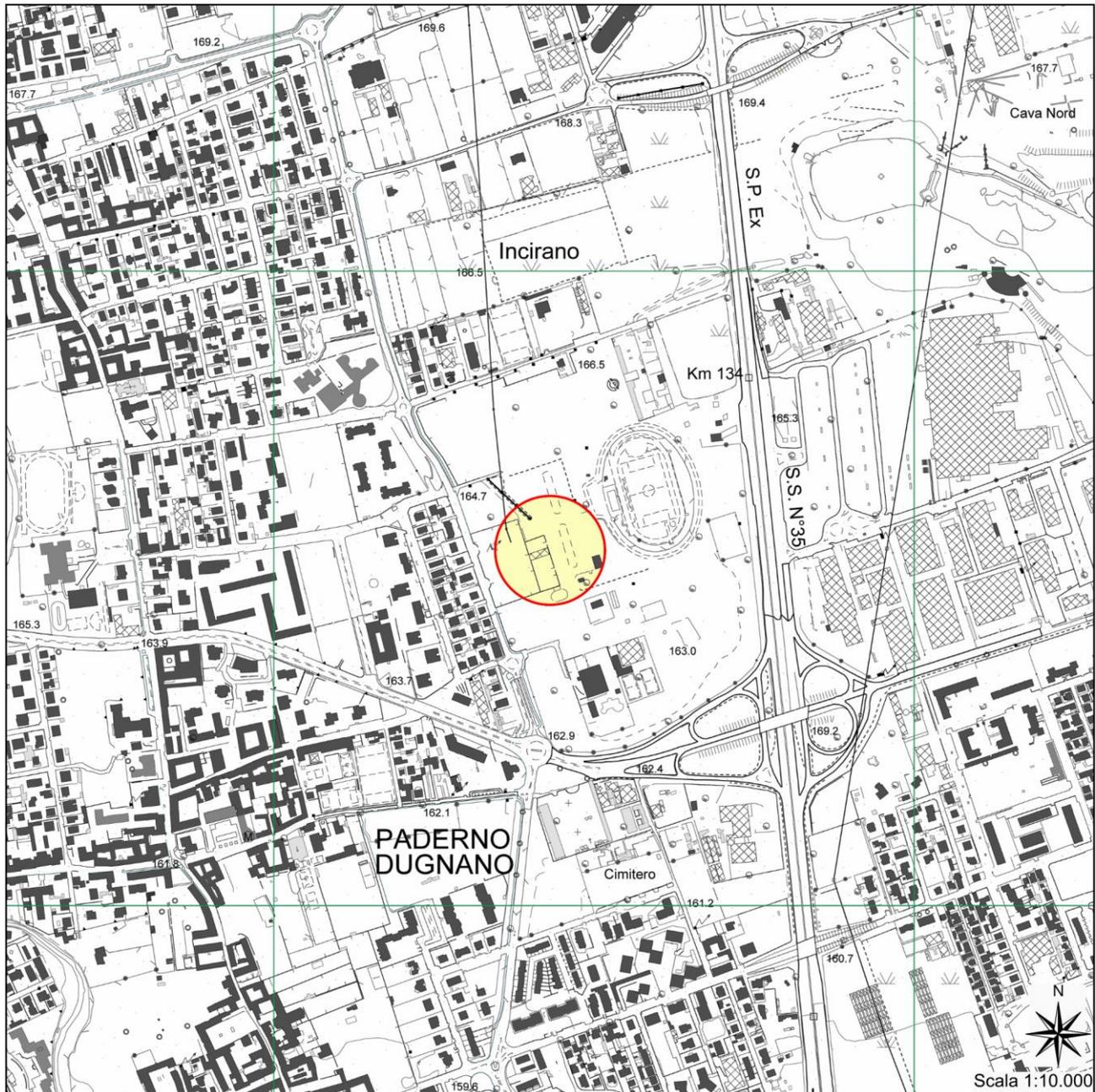


Fig. 4 - Inquadramento territoriale: CTR Lombardia, sezione B5b5

I dati catastali dell'area di indagine sono i seguenti: Foglio n. 25, Mappale: 24 del Comune di Paderno Dugnano (MI), in Fig. 5 si allega estratto catastale da Geoportale della Regione Lombardia

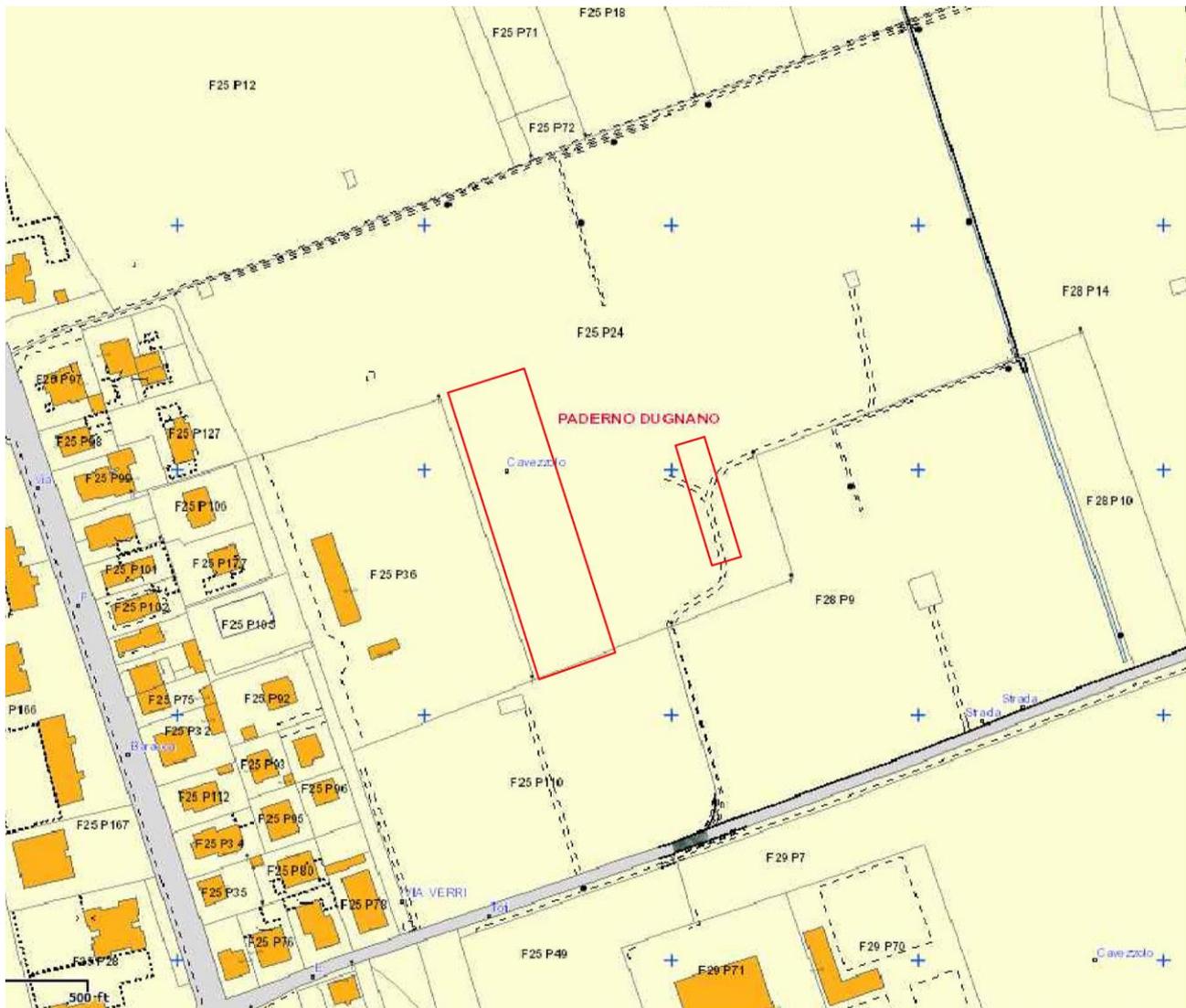
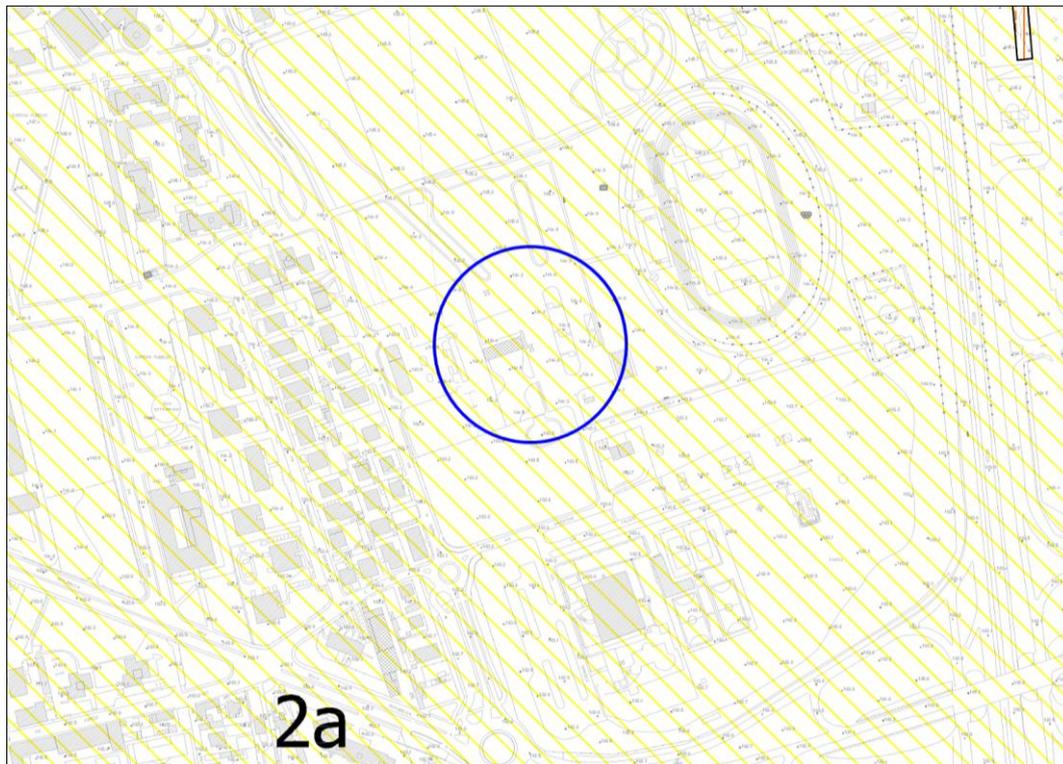


Fig. 5 - Inquadramento catastale dell'area di indagine - Estratto da Geoportale Regione Lombardia

3 FATTIBILITÀ GEOLOGICA

Nella “Tavola 8 - Fattibilità Geologica” desunta dal P.G.T. comunale (Fig. 6) si osserva che l’area in esame rientra nella **Classe di Fattibilità 2 - Fattibilità con modeste limitazioni ed in particolare nella Sottoclasse: 2a: Piana fluvioglaciale.**

Questa sottoclasse comprende aree pianeggianti litologicamente costituite da ghiaie e sabbie con locali lenti di limi debolmente sabbiosi, da poco a mediamente alterate. Possibile presenza di terreni fini superficiali discontinui. Le problematiche generali di questa sottoclasse sono la presenza di terreni da granulari sciolti a coesivi, con discrete caratteristiche geotecniche fino a 2.50 - 6.00m di profondità; miglioramento delle caratteristiche portanti a maggiore profondità. Vulnerabilità dell’acquifero di grado elevato. L’edificabilità è favorevole con limitazioni legate alle caratteristiche portanti del terreno e alla salvaguardia dell’acquifero libero.



CLASSE DI FATTIBILITÀ GEOLOGICA D.G.R. IX/2616/2011	PRINCIPALI CARATTERISTICHE	PROBLEMATICHE GENERALI	PARERE SULLA EDIFICABILITÀ	TIPO DI INTERVENTO AMMISSIBILE *	INDAGINI DI APPROFONDIMENTO PREVENTIVE NECESSARIE	INTERVENTI DA PREVEDERE IN FASE PROGETTUALE	NORME SISMICHE DA ADOTTARE PER LA PROGETTAZIONE
Piana fluvioglaciale Classe 2a Piana fluvioglaciale FATTIBILITÀ CON MODESTE LIMITAZIONI	Aree pianeggianti litologicamente costituite da ghiaie e sabbie con locali lenti di limi debolmente sabbiosi, da poco a mediamente alterate, Possibile presenza di terreni fini superficiali discontinui	Presenza di terreni da granulari sciolti a coesivi, con discrete caratteristiche geotecniche fino a 2,5-6 m di profondità. Miglioramento delle caratteristiche portanti a maggiore profondità, Vulnerabilità dell’acquifero di grado elevato	Favorevole con limitazioni legate alle caratteristiche portanti del terreno e alla salvaguardia dell’acquifero libero		IGT	RE - CO	La progettazione dovrà essere condotta adottando i criteri antisismici del d.m. 14 gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni", dell’Ufficio la pericolosità sismica di base in accordo alle metodologie dell’Allegato A del decreto, Nel caso di edifici strategici e rilevanti (di cui al d.d.u.o. n. 19904/03) gradienti in aree PSL, la definizione delle azioni sismiche di progetto dovrà avvenire a mezzo di analisi di approfondimento di 3° livello
					IGT	RE - CO	
					IGT - SV	RE - CO	
					IGT - SV	RE - CO - CA	
					IGT - SV - ISS	RE - CO - CA - BO	
	IGT - SV	RE - CO					

Fig. 6 - Estratto Tavola 8 - Fattibilità Geologica” P.G.T Comune di Paderno Dugnano (MI)

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO e GEOMORFOLOGICO

Il territorio di Paderno Dugnano si posiziona nel settore centrale dell'alta pianura milanese ed è caratterizzato da una morfologia subpianeggiante costituita da estese piane fluvio-glaciali e fluviali di età quaternaria. Gli elementi geomorfologici di maggiore interesse sono legati al reticolo idrografico definito dal torrente Seveso che attraversa longitudinalmente il territorio comunale e dalla rete dei canali artificiali del Consorzio di Bonifica Est Ticino - Villoresi.

Dalla carta "Tavola 1 - Geologia e Geomorfologia" riportata nel PGT vigente, si evince che sul territorio di Paderno Dugnano sono identificate due principali unità geologiche:

- **Allogruppo di Besnate** (Pleistocene medio – Pleistocene superiore; corrisponde al Riss Würm degli autori precedenti). L'unità è costituita da depositi fluvio-glaciali in genere ad alta energia di sedimentazione, con profilo di alterazione da poco a mediamente evoluto (spessore massimo di 3 m) e copertura loessica in genere assente, costituiti da ghiaie poligeniche a supporto clastico/di matrice sabbiosa debolmente limosa, passanti localmente a limi. In superficie possono essere presenti depositi fini discontinui.
- **Unità Postglaciale** (Pleistocene superiore - Olocene). L'unità è caratterizzata da depositi fluviali privi di alterazione superficiale con suoli assenti o poco sviluppati. Costituita da ghiaie a supporto clastico e di matrice limoso-sabbiosa passanti a sabbie debolmente limose generalmente sciolte, con locali intercalazioni di limi in superficie.

L'area di indagine si inserisce Unità Allogruppo di Besnate.



Fig. 7 - Estratto "Tavola 1 - Geologia e Geomorfologia" del P.G.T. di Paderno Dugnano

ALLOGRUPPO DI BESNATE (Pleistocene medio - superiore)
 Depositi fluvio-glaciali con profilo di alterazione da poco a mediamente evoluto. Copertura loessica in genere assente. (Riss - Würm A.A.)

Ghiaie poligeniche a supporto clastico/di matrice, passanti localmente a limi. Strutture da trasporto da correnti trattive. In superficie locale presenza di limi debolmente sabbiosi compatti (loess alterato).

5 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

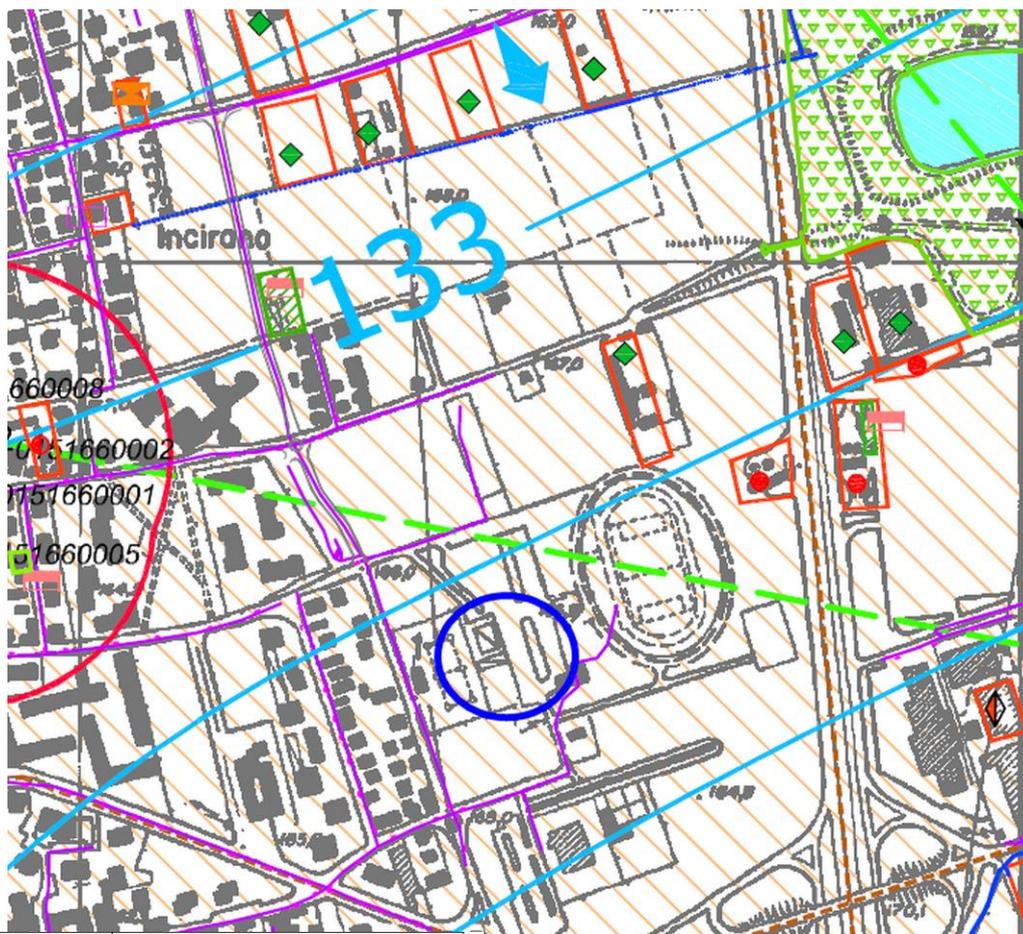
Sul territorio di Paderno Dugnano, si riconoscono nel sottosuolo tre unità idrogeologiche, distinguibili per la loro omogeneità e continuità laterale secondo il seguente schema (dalla più profonda alla più superficiale):

- Unità argillosa: E' costituita da depositi fini in facies marina, litologicamente caratterizzata da argille grigio/azzurre talora fossilifere e limi sabbiosi, con intercalazioni di ghiaie e sabbie nettamente subordinate. Nei livelli permeabili sono presenti falde acquifere profonde di tipo confinato, generalmente riservate all'uso idropotabile e captate dai pozzi più profondi dell'area. Il limite superiore di tale unità si rinviene a circa 140÷150 m dal p.c.
- Unità sabbioso-argillosa: E' costituita da depositi fini in facies transizionale, litologicamente caratterizzati da argille, argille sabbiose e limi, cui si intercalano livelli di ghiaie sabbiose e sabbie. Localmente sono presenti livelli torbosi. Al suo tetto l'unità è delimitata dall'unità ghiaioso-sabbiosa, mentre alla base sono presenti sequenze prevalentemente argillose con rare intercalazioni grossolane. In questa unità sono presenti acquiferi di tipo semiconfinato e confinato nei livelli ghiaiosi intercalati alle successioni meno permeabili. Generalmente le falde idriche contenute in questa unità risultano indipendenti dalle strutture idriche superiori per la presenza di strati continui a bassa permeabilità, che garantiscono una migliore qualità delle acque ed un isolamento delle falde da possibili infiltrazioni di inquinanti provenienti dalla superficie. Il tetto di questa unità individuato dalla comparsa di livelli di argille franche alle profondità da 66 a 90 m dal p.c.
- Unità ghiaioso-sabbiosa: E' presente con continuità nel territorio considerato ed è costituita da depositi in facies fluviale formati da ghiaie e sabbie con locali intercalazioni di ghiaie cementate e arenarie (rilevabili nelle stratigrafie dei pozzi 6, 50/1-4 e 7 di Paderno). All'interno di tale unità sono presenti orizzonti a bassa permeabilità rappresentati da sabbie limose, limi e argille, generalmente caratterizzati da una limitata estensione laterale e di spessore variabile, via via più frequenti con la profondità. Tali livelli a bassa permeabilità determinano localmente la compartimentazione dell'acquifero superiore. L'unità ghiaioso-sabbiosa è sede dell'acquifero di tipo libero, tradizionalmente utilizzato dai pozzi ad uso potabile e da pozzi privati, più suscettibile ad inquinamenti (elevata vulnerabilità).

L'andamento della superficie piezometrica evidenziata nella "Tavola 2 - Caratteri idrogeologici e vulnerabilità dell'acquifero" evidenzia che le quote piezometriche nel

territorio comunale decrescono da 140 a 125 m s.l.m., con progressivo avvicinamento della superficie freatica alla superficie topografica (soggiacenza variabile tra 37 e 27 m). Le componenti del flusso idrico sotterraneo sono dirette NW-SE.

In dettaglio, in prossimità dell'area di indagine, nel periodo di Aprile 2007, si riscontra un livello piezometrico prossimo alla quota 132.00m s.l.m. corrispondenti ad una soggiacenza di circa 32.50m dal p.c. ed un andamento del deflusso idrico diretto da nord/ovest a sud/est.



Grado di vulnerabilità						Caratteristiche degli acquiferi
EE	E	A	M	B	BB	
						Acquifero libero in materiale alluvionale con corso d'acqua sospeso rispetto alla piezometrica media della falda (alimentazione naturale)
						Acquifero libero in materiale alluvionale con locale presenza di copertura superficiale in corrispondenza dei depositi appartenenti all'Allogruppo di Besnate soggiacenza < 35 m.

- 1 - - - - - Traccia delle sezioni idrogeologiche
- Limiti comunali
- 148,93 Punti di misura (pozzi e piezometri) e relative quote piezometriche
- 138 — Linee isoplezometriche riferite ad aprile 2007 e relative quote (m s.l.m.)
- Principali direzioni di flusso idrico sotterraneo

EE:estremamente elevato E:elevato A:alto M:medio B:basso BB:molto basso

Fig. 8 - Stralcio della carta "Tav.2 - Caratteri idrogeologici e vulnerabilità dell'acquifero" del P.G.T. di Paderno Dugnano.

In merito alla pericolosità idraulica dall'analisi della mappa tematica approvata nel PGRA con Deliberazione 2/2016 dal comitato istituzionale della AdBPo (Fig. 9), si evince che l'area di studio è interessata da pericolosità RP scenario raro -L per inondazione del reticolo principale o secondario.

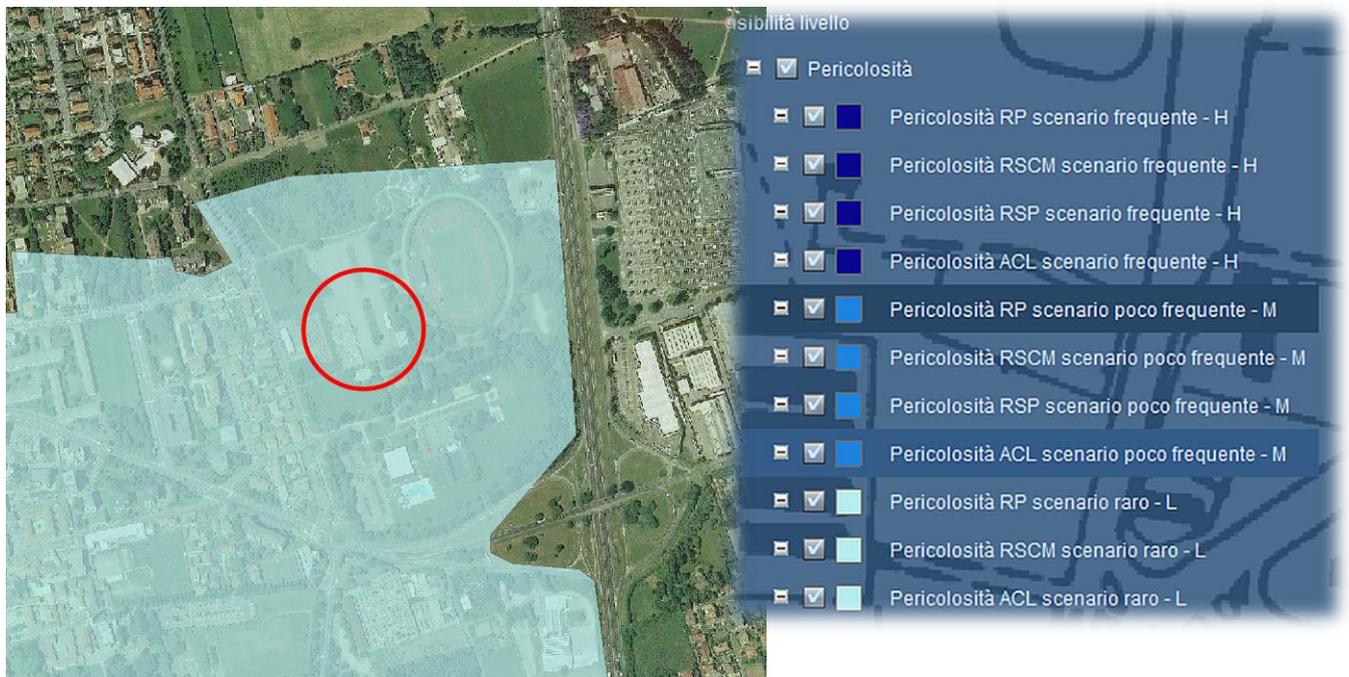


Fig. 9 - Stralcio "Mappa Pericolosità Idraulica" dal Piano di Gestione Rischio Alluvioni AdBPo (<http://pianoalluvioni.adbpo.it/mappe-di-pericolosita-e-di-rischio-di-alluvioni/>)

6 INDAGINI ESEGUITE

La caratterizzazione geologica di dettaglio dell'area è stata realizzata tramite prove in sito di tipo diretto (prove penetrometriche) e di tipo indiretto (prova MASW/Re.Mi).

Nel dettaglio le indagini condotte sono state le seguenti:

- Esecuzione in sito n. 6 prove penetrometriche dinamiche continue SCPT per la valutazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni superficiali interessati dalla posa della struttura di fondazione;
- Esecuzione in sito n. 1 stendimento sismico con registrazione prova tipo MASW/Re.Mi con sismografo per la definizione della categoria sismica del sottosuolo in funzione della velocità Vs30 ai sensi delle NTC 2008.



Fig. 10 - Indagine diretta con prove penetrometriche

Fig. 11 - Indagine indiretta - Prova sismica MASW/Re.Mi. - fase di energizzazione



L'ubicazione delle indagini è riportata su foto aerea estratta da Google Earth (Fig. 12) e sovrapposta al progetto delle strutture estratta dalla Relazione Tecnica "PROGETTO DI FATTIBILITÀ..." dell'Arch. Andrea Savio (Fig. 13).

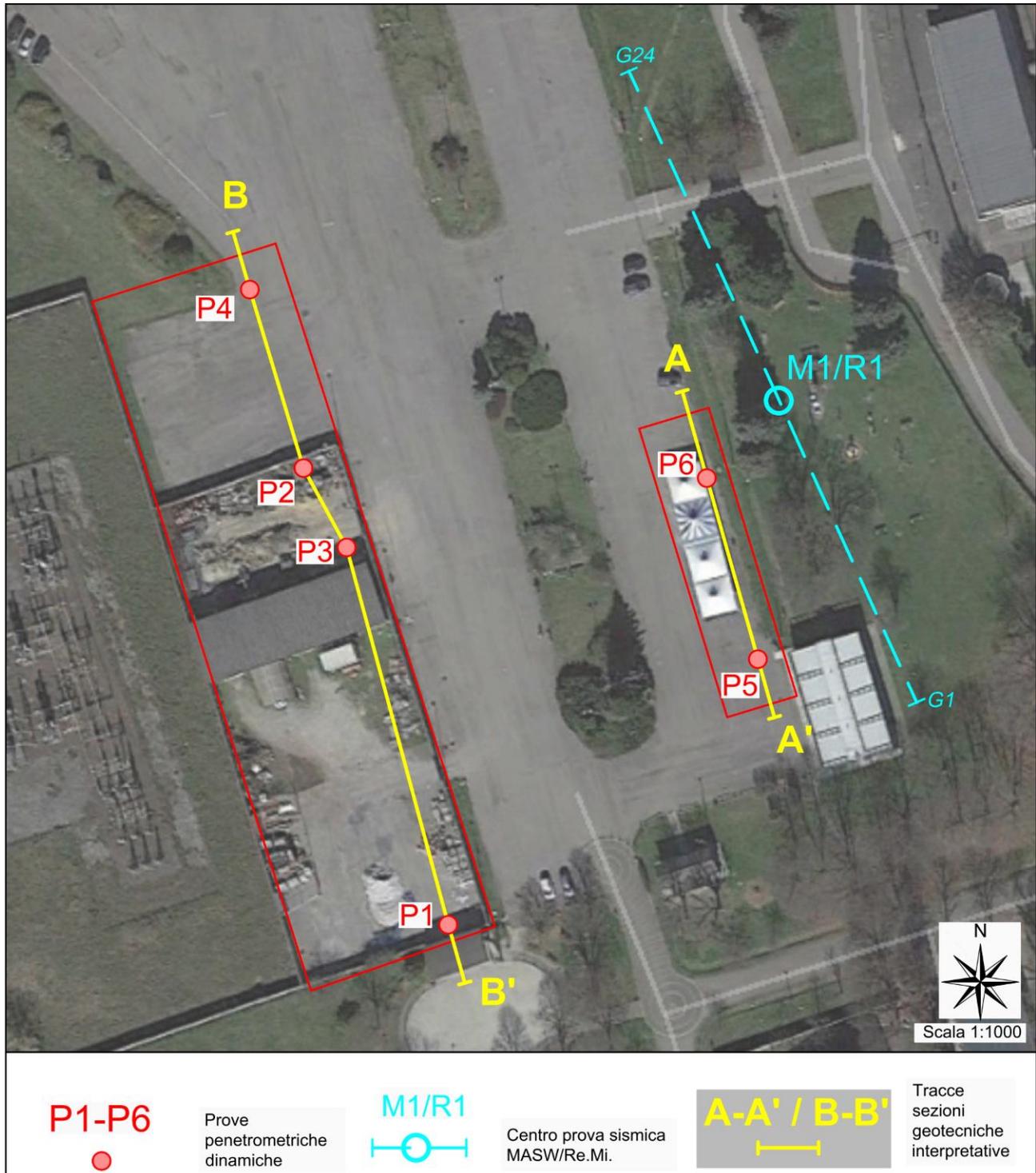


Fig. 12 -Ubicazioni delle indagini effettuate su foto aerea.

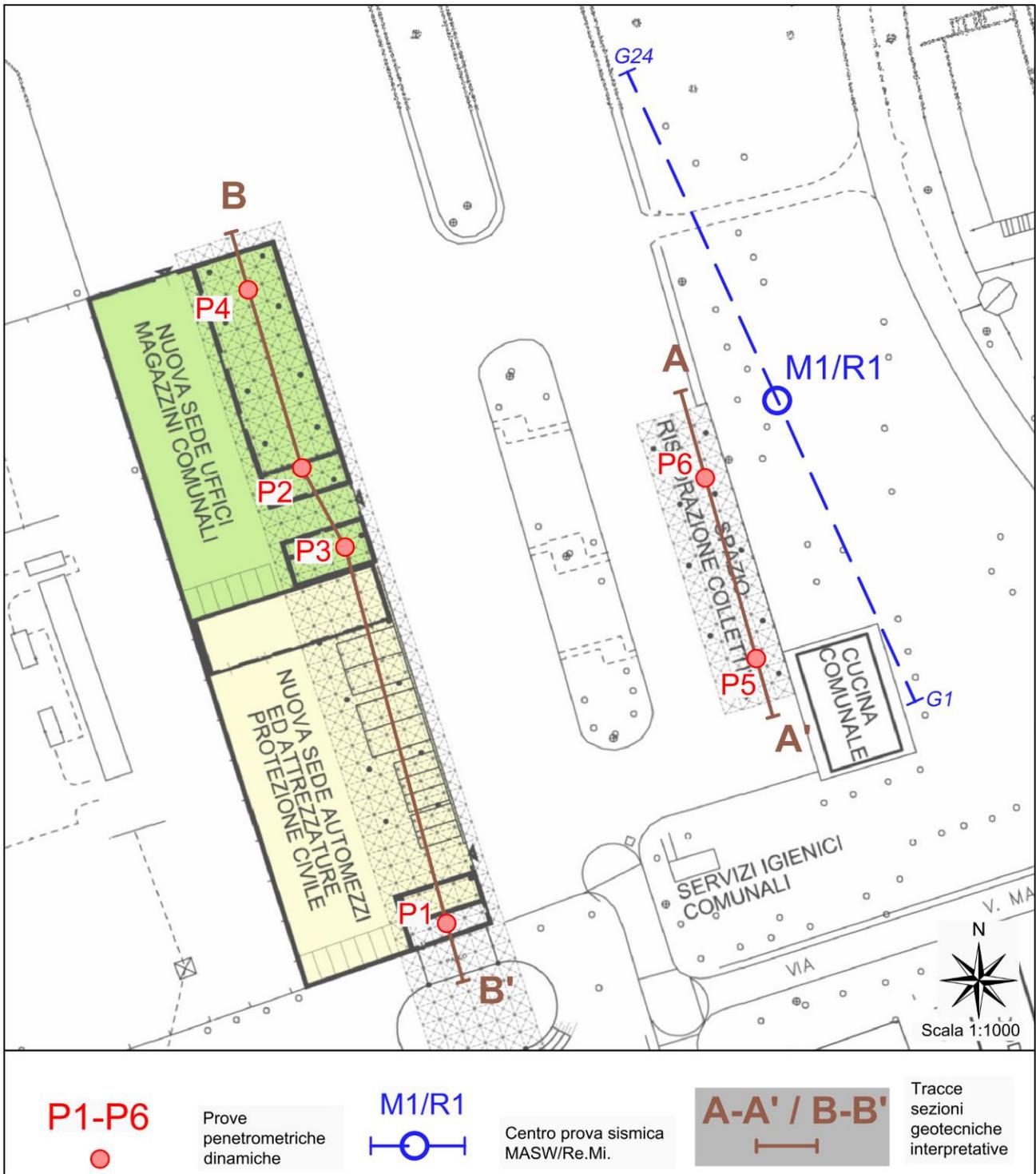


Fig. 13 - Ubicazioni delle indagini effettuate su planimetria progetto (Fonte Relazione Tecnica (Arch. Andrea Savio))

6.1 Prove penetrometriche dinamiche

La prova Standard Penetration Cone Test (SCPT) consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni standard, infissa per battitura nel terreno, per mezzo di un idoneo dispositivo di percussione. Le informazioni ricavate sono di tipo continuo poiché le misure di resistenza alla penetrazione vengono eseguite durante tutta l'infissione a partire dal piano campagna. Il campo di utilizzazione della prova è molto vasto potendo essere eseguita praticamente in tutti i tipi di terreno coesivo o granulare (dalle argille alle ghiaie), fornendo una valutazione qualitativa del grado di addensamento e di consistenza dei terreni attraversati.

Nell'indagine in oggetto è stato utilizzato un penetrometro dinamico superpesante DPSH "Pagani" (Fig. 14). Le principali caratteristiche sono le seguenti:

- -Peso maglio 73 kg
- Altezza caduta libera 75 cm
- Diametro punta 51 mm
- Angolo apertura punta 60°
- Peso singola asta 2.4 kg

Le prove hanno raggiunto la massima profondità di -6.30 m dal piano campagna giungendo a rifiuto.

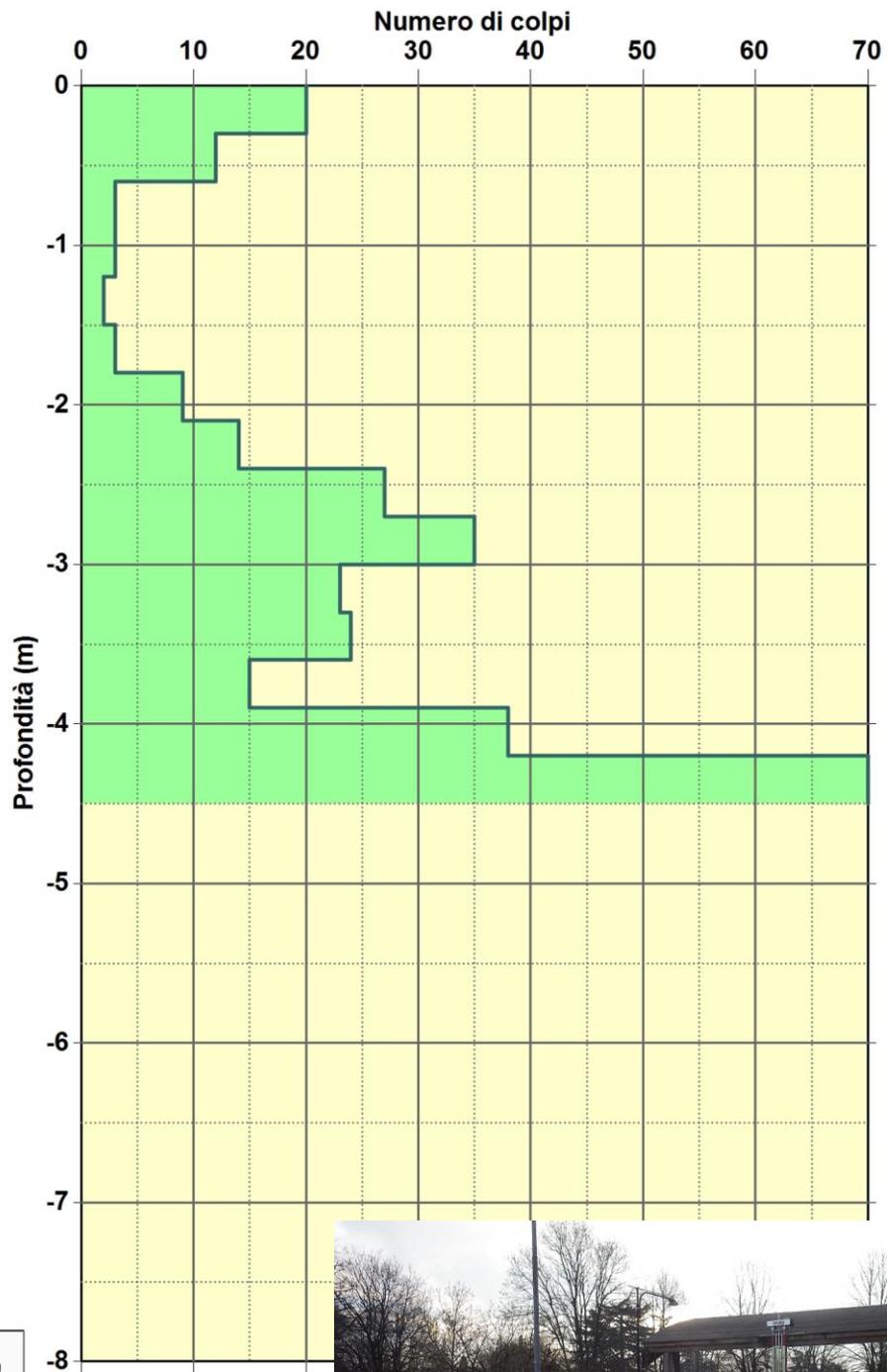
Il risultato, ottenuto conteggiando il numero N di colpi necessario per infiggere la punta di 30 cm, è graficamente riportato di seguito.

Fig. 14 - Penetrometro utilizzato per la prova SCPT



P1

Prof. (m)	N. Colpi
-0.3	20
-0.6	12
-0.9	3
-1.2	3
-1.5	2
-1.8	3
-2.1	9
-2.4	14
-2.7	27
-3.0	35
-3.3	23
-3.6	24
-3.9	15
-4.2	38
-4.5	rifiuto

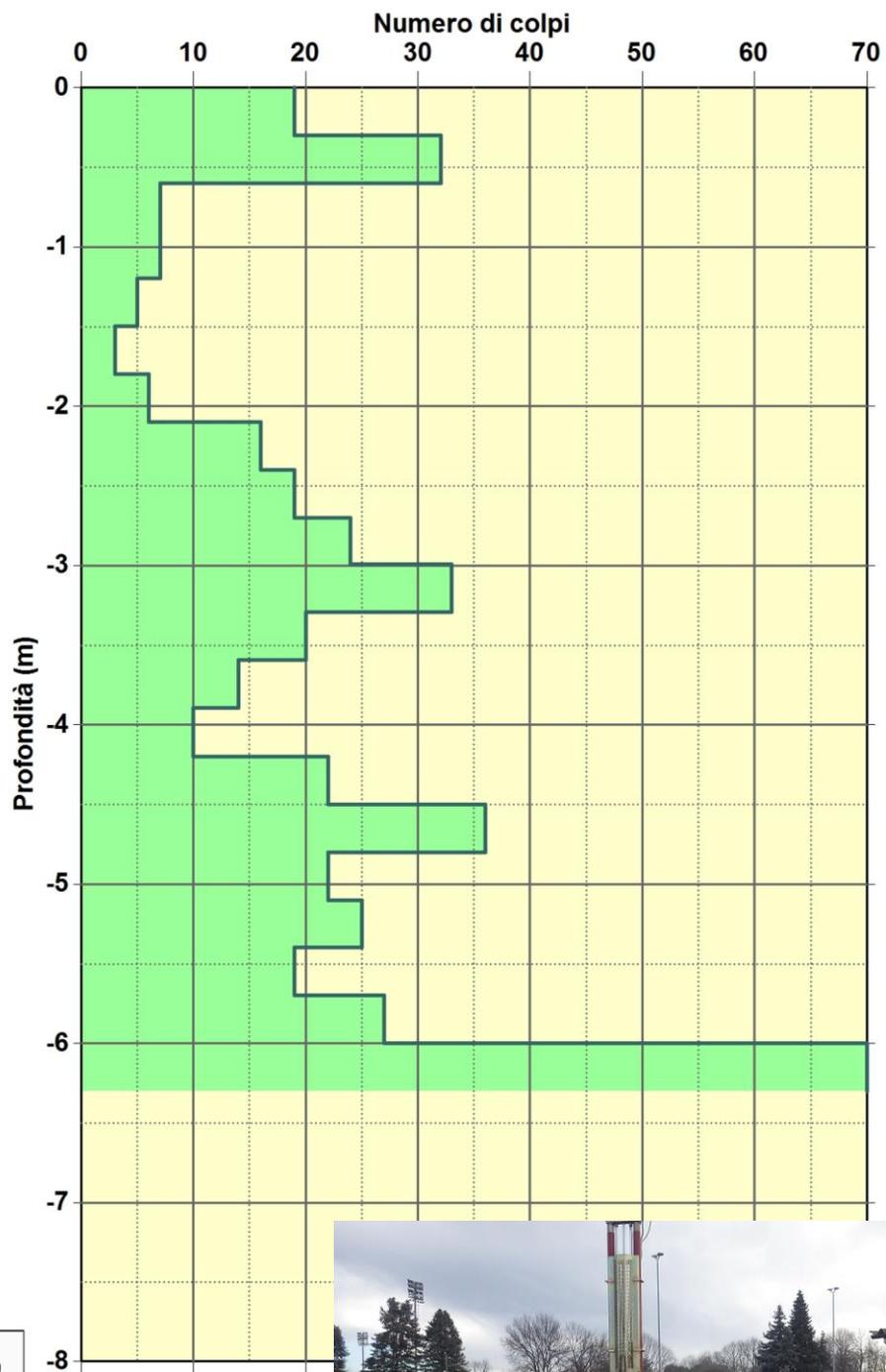


Maglio 73 kg - Volata 75 cm
Punta $\phi 51$ mm - Angolo 60°



P2

Prof. (m)	N. Colpi
-0.3	19
-0.6	32
-0.9	7
-1.2	7
-1.5	5
-1.8	3
-2.1	6
-2.4	16
-2.7	19
-3.0	24
-3.3	33
-3.6	20
-3.9	14
-4.2	10
-4.5	22
-4.8	36
-5.1	22
-5.4	25
-5.7	19
-6.0	27
-6.3	rifiuto

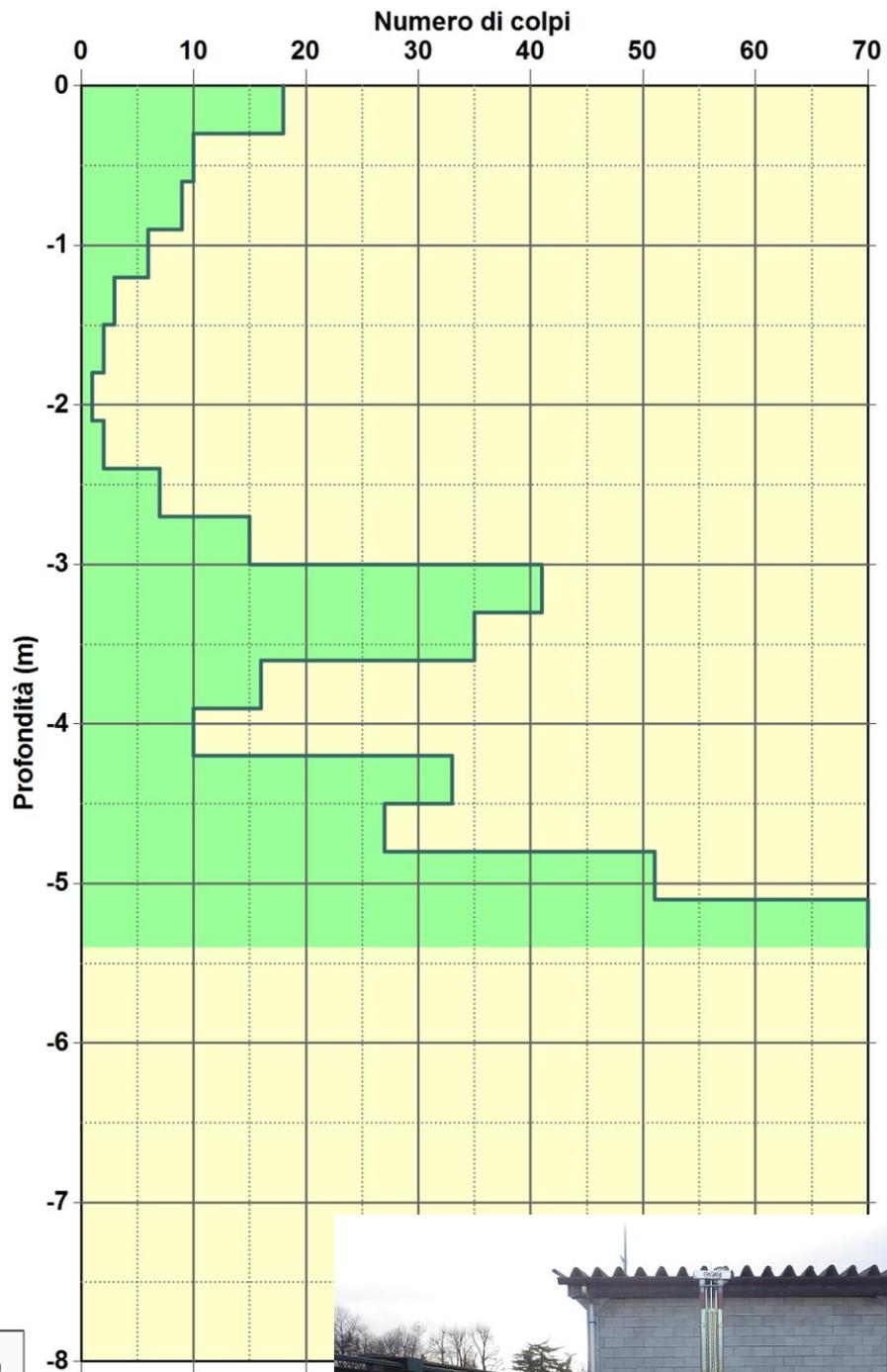


Maglio 73 kg - Volata 75 cm
Punta $\phi 51$ mm - Angolo 60°



P3

Prof. (m)	N. Colpi
-0.3	18
-0.6	10
-0.9	9
-1.2	6
-1.5	3
-1.8	2
-2.1	1
-2.4	2
-2.7	7
-3.0	15
-3.3	41
-3.6	35
-3.9	16
-4.2	10
-4.5	33
-4.8	27
-5.1	51
-5.4	rifiuto

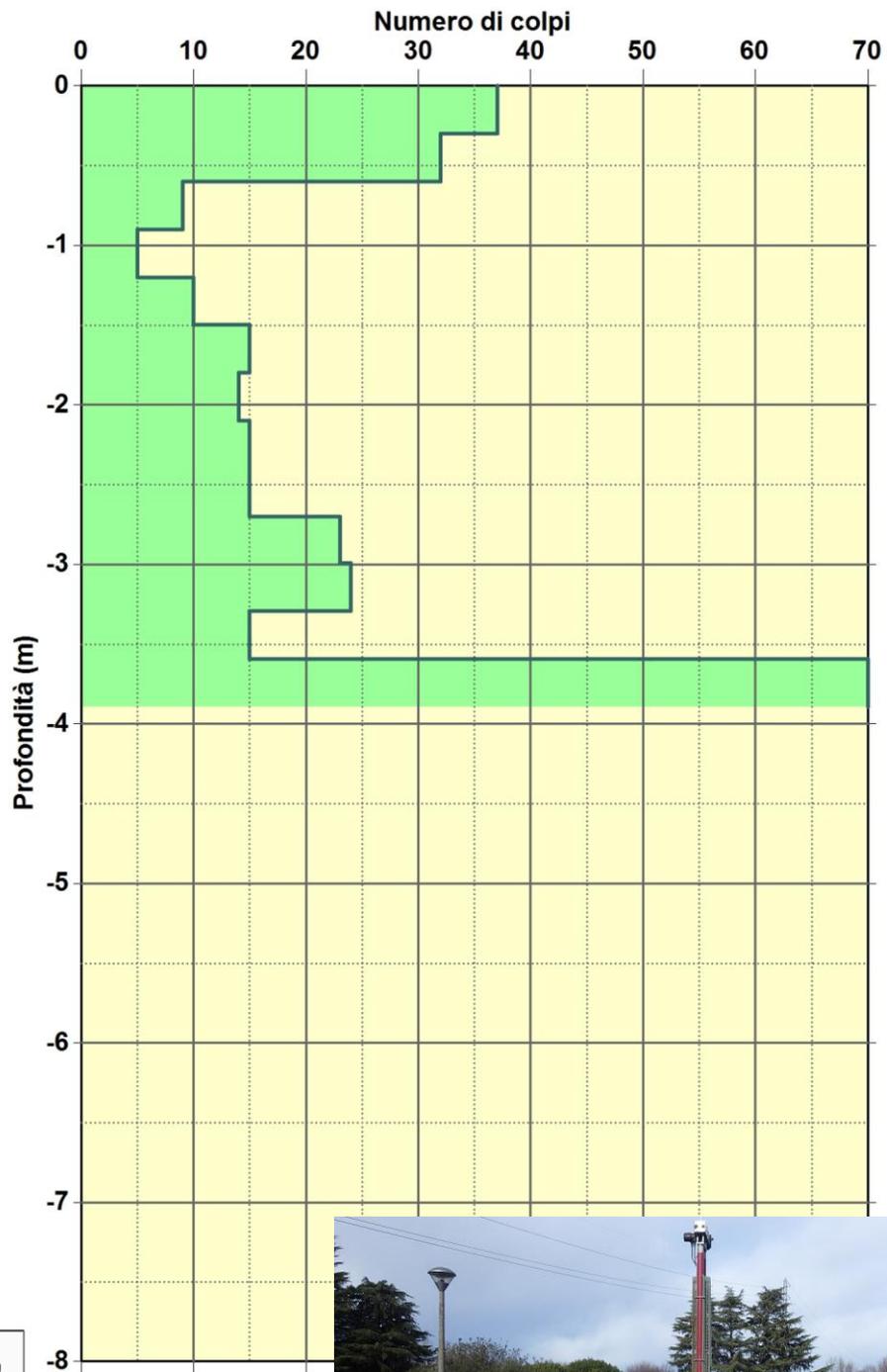


Maglio 73 kg - Volata 75 cm
Punta $\phi 51$ mm - Angolo 60°



P4

Prof. (m)	N. Colpi
-0.3	37
-0.6	32
-0.9	9
-1.2	5
-1.5	10
-1.8	15
-2.1	14
-2.4	15
-2.7	15
-3.0	23
-3.3	24
-3.6	15
-3.9	rifiuto

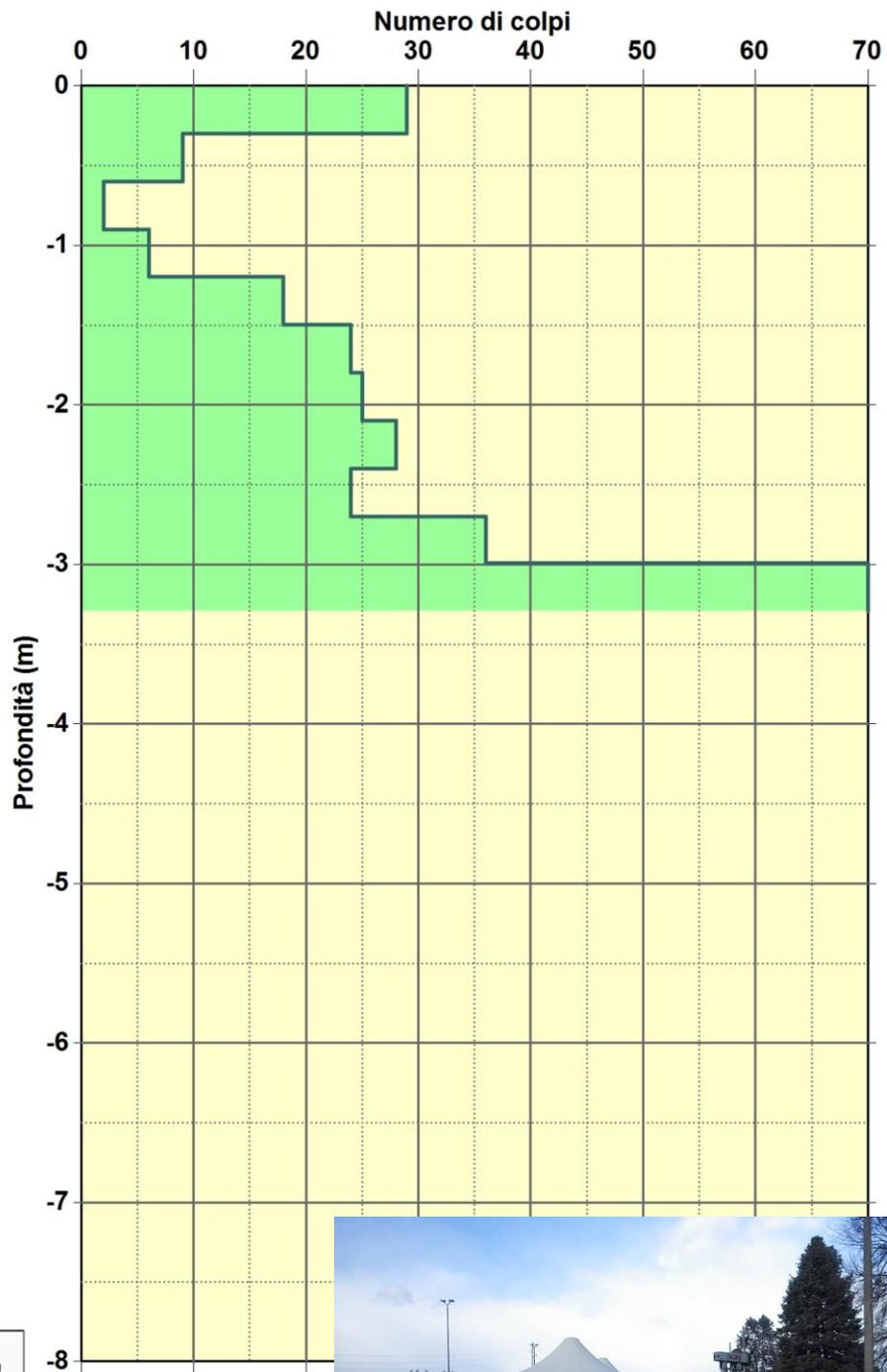


Maglio 73 kg - Volata 75 cm
Punta $\phi 51$ mm - Angolo 60°



P5

Prof. (m)	N. Colpi
-0.3	29
-0.6	9
-0.9	2
-1.2	6
-1.5	18
-1.8	24
-2.1	25
-2.4	28
-2.7	24
-3.0	36
-3.3	rifiuto

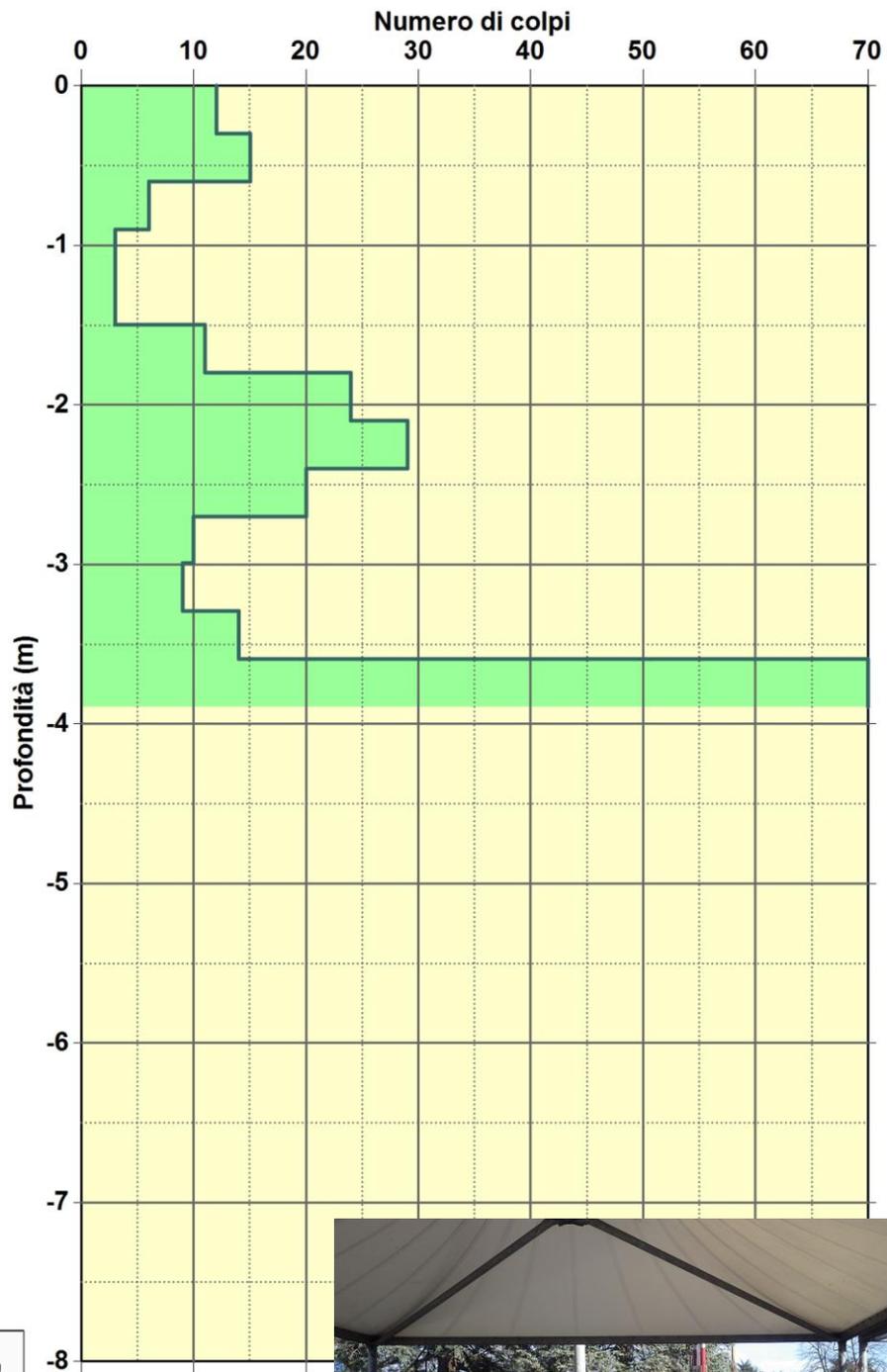


Maglio 73 kg - Volata 75 cm
Punta $\phi 51$ mm - Angolo 60°

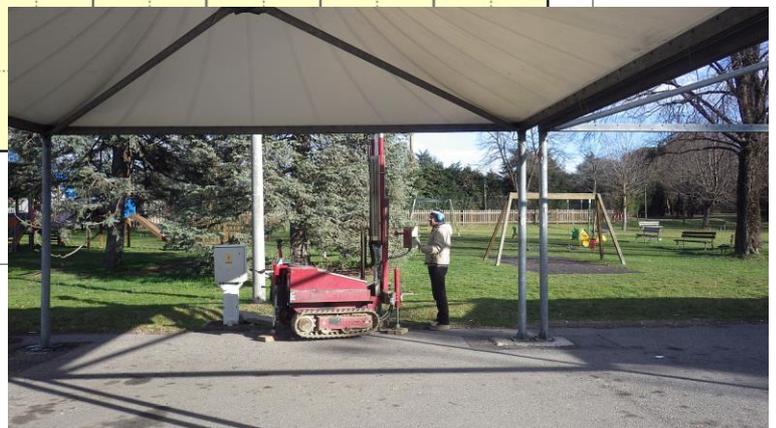


P6

Prof. (m)	N. Colpi
-0.3	12
-0.6	15
-0.9	6
-1.2	3
-1.5	3
-1.8	11
-2.1	24
-2.4	29
-2.7	20
-3.0	10
-3.3	9
-3.6	14
-3.9	rifiuto



Maglio 73 kg - Volata 75 cm
Punta $\phi 51$ mm - Angolo 60°



7 MODELLO GEOLOGICO

L'analisi dei risultati ottenuti con le indagini geognostiche condotte ha permesso di riconoscere una successione litostratigrafica del sito di intervento caratterizzata da quattro livelli con caratteristiche geotecniche differenti:

Livello R

Orizzonte di copertura costituito da materiali di riporto di sottofondo dei piazzali caratterizzato da un valore del n. colpi x 30cm compreso tra 9 e 32. Lo spessore massimo è di 0.50m. L'eterogeneità di questo livello di riporto non consente di associare parametri geotecnici in modo attendibile e significativo.

Livello A

Rappresenta l'orizzonte superficiale con litologie prevalenti rientranti nel campo dei limi sabbiosi e delle sabbie limose scarsamente addensati.

Risulta caratterizzato da un valore del n. colpi x 30cm compreso tra 1 e 14 con un valore medio $N_{spt} = 4$

In corrispondenza della realizzazione della struttura per i nuovi magazzini di protezione civile e comunali (prove da P1 a P4) l'unità si individua fino a profondità variabili da un minimo di -1.50 in P4 a -2.40m dal p.c. in P3; in particolare nel punto P3 la porzione basale dell'unità tra -1.80 e -2.40m risulta molto allentata con valori di N_{spt} molto bassi pari a 1, 2 colpi x 30cm di avanzamento delle aste.

In corrispondenza della struttura per la ristorazione collettiva (prove P5 e P6) l'unità si definisce fino alla profondità massima di -1.50m dal p.c.

Livello B

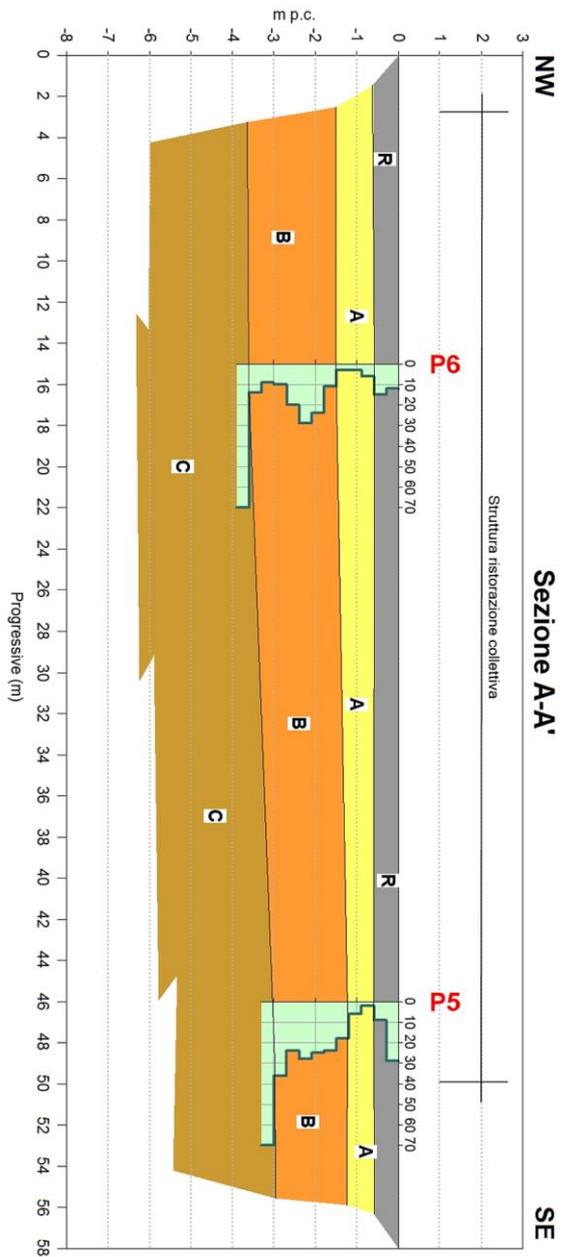
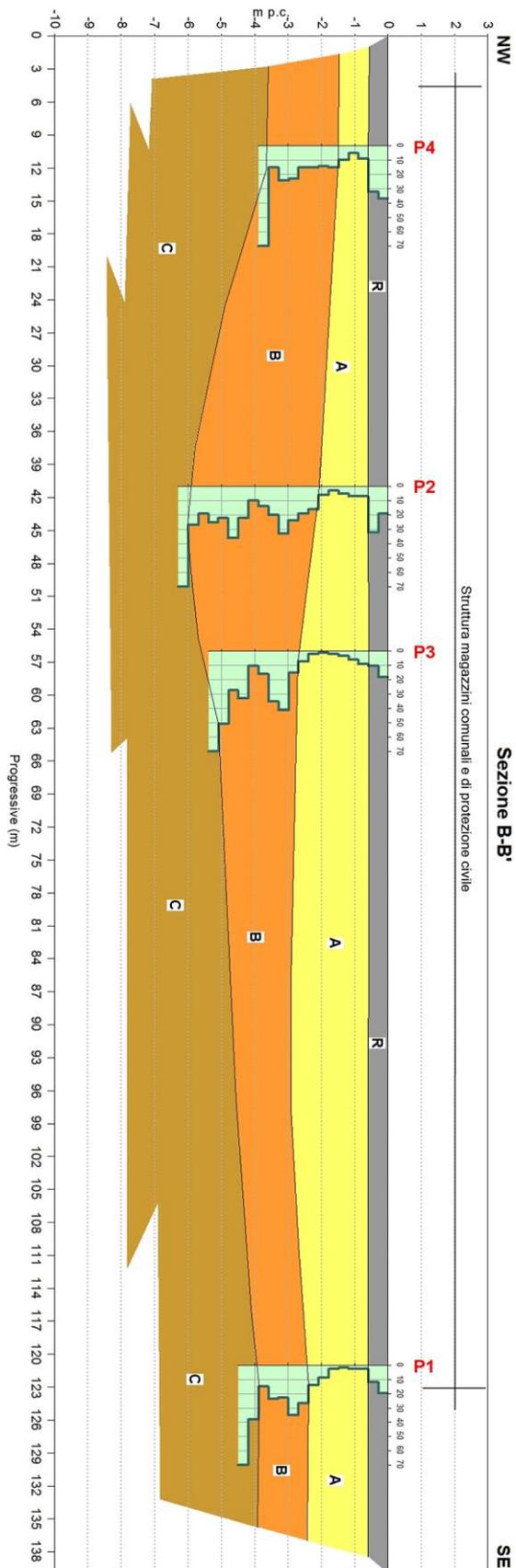
Orizzonte intermedio con litologie di natura prevalentemente sabbioso-ghiaiosa a medio grado di addensamento. Risulta caratterizzato da un valore del n. colpi x 30cm compreso tra 14 e 41 e con un valore medio $N_{spt} = 20$.

Le caratteristiche dell'unità, fortemente eterogenea, si riscontrano fino a profondità variabili da un minimo di 3.00/3.50m dal p.c. nei punti P4, P5 e P6 ad un massimo di -6.00m in P2.

Livello C

Orizzonte di fondo che registra il passaggio a depositi prevalentemente ghiaiosi ad elevato grado di addensamento con ciottoli particolarmente consistenti in grado di determinare il rifiuto all'avanzamento di tutte le prove. Risulta caratterizzato da un valore del n. colpi x 30cm costantemente superiore a $N_{spt} = 27$.

Di seguito si forniscono le sezioni litostratigrafiche interpretative



8 MODELLO GEOTECNICO

Per ogni orizzonte stratigrafico definito nel modello geologico, vengono di seguito determinati i principali parametri geotecnici rappresentativi.

I valori di resistenza N_{spt} all'avanzamento delle prove sono stati correlati ai valori N_{spt} utilizzati per la determinazione dei parametri di resistenza e deformabilità secondo la relazione: $N_{spt} = N_{spt} \times C_f$ in cui $C_f =$ fattore correttivo = 1.3.

Il valore di C_f dipende dalle caratteristiche strumentali del penetrometro utilizzato e dal tipo di litologia presente nell'area di intervento.

I valori del N di colpi riportati nei diagrammi sono valori N_{spt} ovvero i risultati delle letture in campagna moltiplicati per C_f .

Per la valutazione dell'angolo di attrito in termini di sforzi efficaci, trattando di terreni incoerenti, è stato utilizzato il metodo diretto proposto da Owasaki & Iwasaki; la correlazione è la seguente:

$$\varphi = 15 + \sqrt{20 \times N_{spt}} \text{ (}^\circ\text{)}$$

La stima del valore della densità relativa D_r è stata determinata attraverso l'equazione proposta da Skempton (1986):

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{spt}}{60}} \text{ (\%)}$$

Il modulo di deformazione elastica è stato determinato empiricamente secondo il metodo D'Apollonia et altri:

$$E = 320(N_{spt} + 15) \text{ (KPa) litologie fini}$$

$$E = 600 \times (N_{spt} + 6) \text{ (KPa) litologie sabbioso-ghiaiose}$$

Applicando quanto contenuto nelle Istruzioni del Cons. Sup. dei Lavori Pubblici sono stati assunti quali valori caratteristici V_k delle terre i valori prossimi ai medi V_m . Prudenzialmente per il livello C prevalentemente ghiaioso viene considerato il valore minimo.

Livello A: $N_{spt}=4$

Livello B: $N_{spt}=20$

Livello C: $N_{spt}=27$

Lo schema del modello geotecnico di sito rappresentativo del sottosuolo con i parametri geotecnici determinati per ogni singolo livello con caratteristiche differenti, è il seguente:

Livello A (da -0.50m a -2.50m) (struttura magazzini comunali e protezione civile) (da -0.50 a -1.50m dal p.c.) (struttura ristorazione collettiva) Litologia: Depositi prevalentemente limoso-sabbiosi scarsamente addensati ad intervalli sciolti (prova P3)	
Peso umido di volume γ	1.75 t/mc
Angolo di attrito ϕ	24°
Modulo di deformazione elastico E_s	60 Kg/cm ²
Densità relativa D_r	25%
Livello B (da -1.50 a -6.00m dal p.c.) (struttura magazzini comunali e protezione civile) (da -1.50 a -3.50m dal p.c.) (struttura ristorazione collettiva) Litologia: Depositi prevalentemente sabbioso-ghiaiosi mediamente addensati	
Peso umido di volume γ	1.85 t/mc
Angolo di attrito ϕ	35°
Modulo di deformazione elastico E_s	150 Kg/cm ²
Densità relativa D_r	60%
Livello C (oltre -6.00m dal p.c.) (struttura magazzini comunali e protezione civile) Livello C (oltre -3.50m dal p.c.) (struttura ristorazione collettiva) Litologia: Depositi prevalentemente ghiaiosi addensati	
Peso umido di volume γ	1.90 t/mc
Angolo di attrito ϕ	37°
Modulo di deformazione elastico E_s	200 Kg/cm ²
Densità relativa D_r	75%

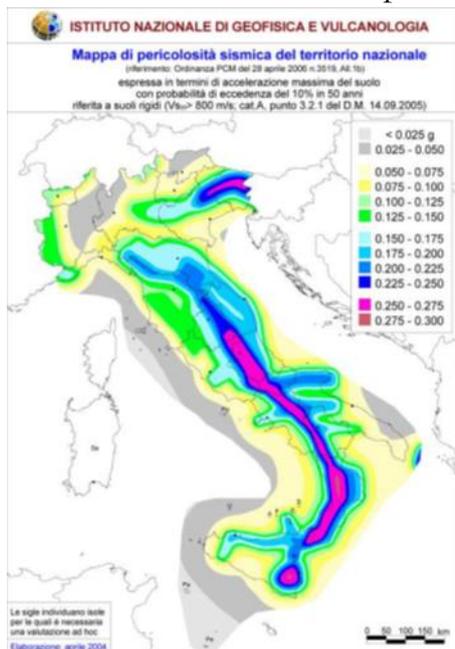
9 ANALISI DEL RISCHIO SISMICO

9.1 RIFERIMENTI NORMATIVI NAZIONALI

La pericolosità sismica è lo strumento di previsione delle azioni sismiche attese in un certo sito su base probabilistica ed è funzione delle caratteristiche di sismicità regionali e del potenziale sismogenetico delle sorgenti sismiche; la sua valutazione deriva quindi dai dati sismologici disponibili e porta alla valutazione del rischio sismico di un sito in termini di danni attesi a cose e persone come prodotto degli effetti di un evento sismico.

La pericolosità sismica valutata all'interno di un sito deve essere stimata come l'accelerazione orizzontale massima al suolo (scuotimento) in un dato periodo di tempo, definendo i requisiti progettuali antisismici per le nuove costruzioni nel sito stesso.

La mappatura della pericolosità sismica del territorio italiano ha permesso di stilare una classificazione sismica secondo le direttive promulgate dalla Presidenza del Consiglio dei Ministri il 23 marzo 2003 – Ordinanza n. 3274 “*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*”, con la quale sono stati approvati i “Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – individuazione, formazione ed aggiornamento degli elenchi delle medesime zone” e le connesse norme tecniche per fondazioni e muri di sostegno, edifici e ponti attesi a cose e



persone come prodotto degli effetti di un evento sismico. Sulla base di tale classificazione territorio comunale di Paderno Dugnano ricade in Zona Sismica 4 - *Zona a sismicità molto bassa*, caratterizzata da una accelerazione massima su suolo di categoria A ($V_s > 800$ m/s) $A_g < 0.05$ g.

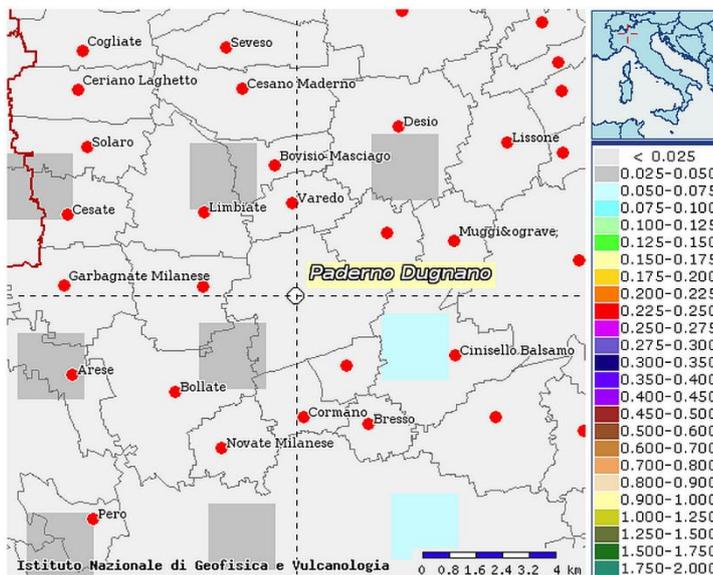
Nel 2006 sono stati approvati i “*Criteri per l'individuazione delle zone sismiche e la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*” e la Mappa di pericolosità sismica di riferimento a scala nazionale, con OPCM n. 3519, successivamente aggiornati in relazione alle modifiche apportate dalla revisione delle Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate con D.M. 14 settembre 2005. Nella figura a lato viene riportata la mappa della pericolosità sismica come pubblicata nel sopraccitato OPCM.

Con la pubblicazione delle *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni* (D.M. 14 gennaio 2008) si definiscono i criteri definitivi per la classificazione sismica del territorio nazionale in recepimento del Voto n. 36 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 27 luglio 2007 (“*Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale*”); tali criteri prevedono la valutazione dell'azione sismica non più legata ad una zonazione sismica ma definita puntualmente al variare del sito e del periodo di ritorno considerati, in termini sia di accelerazione del suolo a_g sia di forma dello spettro di risposta.

L'Allegato A al D.M. 14 gennaio 2008 “*Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*” prevede che l'azione sismica venga valutata in fase di progettazione a partire da una “pericolosità sismica di base” in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. La pericolosità sismica di un determinato sito deve essere descritta con sufficiente dettaglio sia in termini geografici che temporali, fornendo, di conseguenza i risultati del suddetto studio:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta (F_0 – valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale, T_c^* – periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale);
- in corrispondenza dei punti di un reticolo di riferimento (*reticolo di riferimento*) i cui nodi non siano distanti più di 10 km;
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno T_r ricadenti in un *intervallo di riferimento* compreso almeno tra 30 e 2475 anni.

Il valore di sollecitazione sismica di base a_g atteso nel territorio di Paderno Dugnano così come definito nella tabella 1 allegata al D.M. 14 gennaio 2008 “*Norme tecniche per le costruzioni*” per eventi con tempo di ritorno di 475 anni e probabilità di superamento del 10% in 50 anni che ha condotto all'elaborazione della mappa di pericolosità sismica fornita dall'INGV di cui sotto, indica il range $0.025 < A_g < 0.050$.



L'azione sismica così individuata deve essere variata in funzione delle modifiche apportate dalle condizioni sito-specifiche (caratteristiche litologiche e morfologiche); le variazioni apportate caratterizzano la **risposta sismica locale**. L'Allegato B alle citate norme fornisce le tabelle contenenti i valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento, consultabile sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>.

9.2 ASPETTI NORMATIVI E METODOLOGICI REGIONALI

La Regione Lombardia, con D.g.r. n.14964 del 7 novembre 2003 ha recepito la classificazione dell'OPCM n.3274/03 imponendo la progettazione antisismica in zona 4 esclusivamente agli edifici strategici e per le opere infrastrutturali rilevanti (oggetto di particolare attenzione perché possono ospitare numerose persone, oppure servono alle comunicazioni e alle esigenze di base della collettività, così come individuati nel D.D.U.O. n. 19904 del 21 novembre 2003).

Con la pubblicazione sul B.U.R.L. del 19 gennaio 2006, 3° supplemento straordinario, della D.G.R. n. 8/1566 del 22 dicembre 2005 “Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio, in attuazione dell’art. 57, comma 1, della Legge Regionale 11 marzo 2005 n. 12”, la Regione Lombardia ha definito le linee guida e le procedure operative per la valutazione degli effetti sismici di sito a cui uniformarsi nella definizione del rischio sismico locale, successivamente aggiornate con la D.G.R. n. 8/7374 del 28 maggio 2008 “Aggiornamento dei Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio, in attuazione dell’art. 57, comma 1, della Legge Regionale 11 marzo 2005 n. 12 approvati con D.G.R. 22/05 n. 8/1566” pubblicata sul B.U.R.L. del 12 giugno 2008, 2° supplemento straordinario al n° 24, a seguito delle avvenute modifiche in materia di norme tecniche sulle costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008). Secondo le direttive regionali, l’analisi della sismicità del territorio in termini di valutazione dell’amplificazione sismica locale deve seguire le metodologie dell’Allegato 5 al D.G.R. n. 8/7374/2008, che prevedono tre diversi livelli di approfondimento in funzione della zona sismica di appartenenza (1° livello, 2° livello, 3° livello).

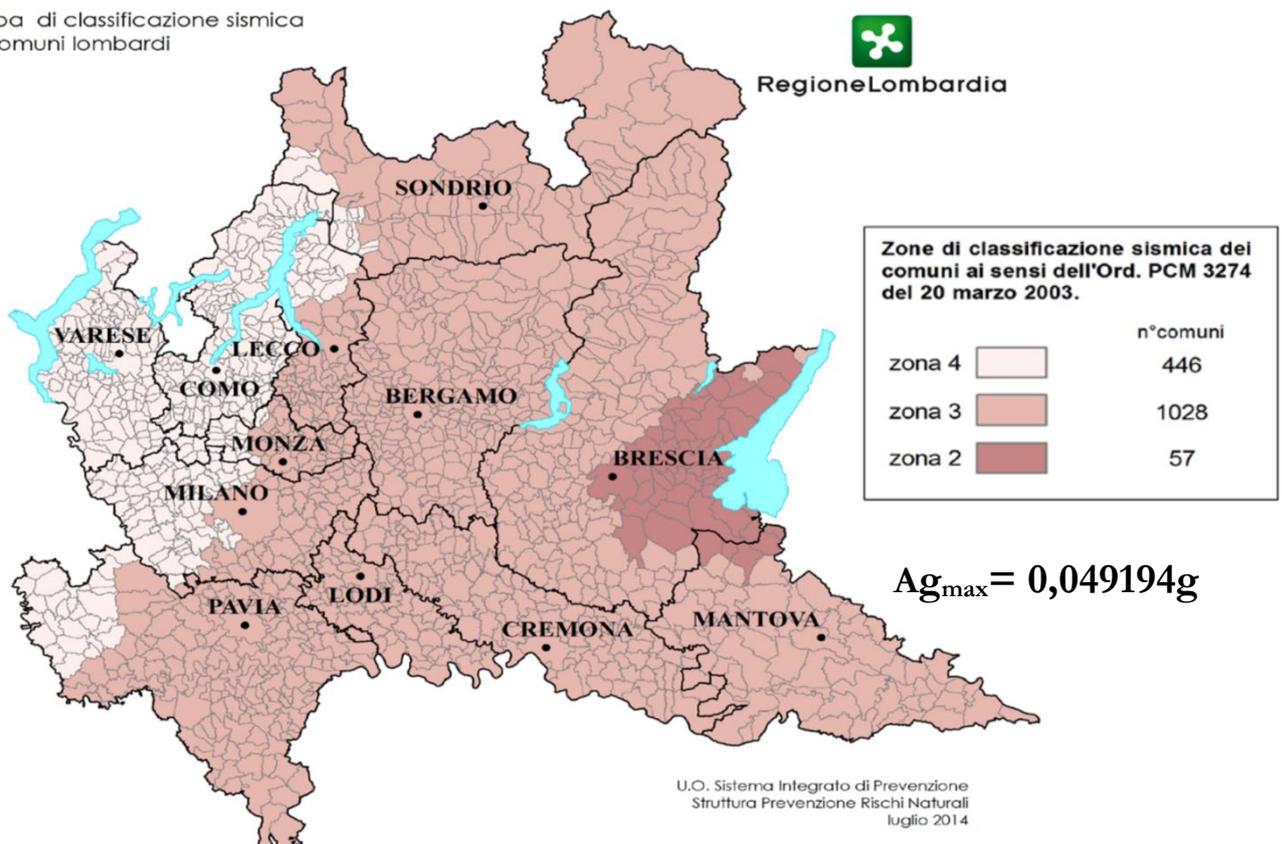
Tale classificazione, secondo quanto riportato al punto 1.4.3 della D.G.R. n. 8/7374/2008, definisce unicamente l’ambito di applicazione dei vari livelli di approfondimento in fase pianificatoria.

Si sottolinea comunque che, in accordo alla D.G.R. n. 8/7374/2008, su tutto il territorio comunale gli edifici il cui uso prevede affollamenti significativi, gli edifici industriali con attività pericolose per l’ambiente, le reti viarie e ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza e le costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti e con funzioni sociali essenziali di cui al D.D.U.O. 21 novembre 2003 n. 19904 “Approvazione elenco tipologie degli edifici e opere infrastrutturali e programma temporale delle verifiche di cui all’art. 2, commi 3 e 4 dell’ordinanza p.c.m. n. 3274 del 20 marzo 2003, in attuazione della d.g.r. n. 14964 del 7 novembre 2003” dovranno essere progettati adottando i criteri antisismici di cui al D.M. 14 gennaio 2008 “Nuove Norme tecniche per le costruzioni”, definendo le azioni sismiche di progetto a mezzo di analisi di approfondimento di 3° livello, indipendentemente dalla presenza o meno di possibili scenari di amplificazione locale.

Con D.G.R. del 30.11.2011 - n. IX/2616 è stato effettuato l'aggiornamento dei "Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione dell'art.57, comma 1, della l.r. 11 marzo 2005, n.12", approvati con d.g.r. 22 dicembre 2005, n.8/1566 e successivamente modificati con d.g.r. 28 maggio, n. 8/7374.

Con D.G.R. del 11 luglio 2014 – n.X/2129 è stato prodotto l'aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia ai sensi del l.r. 1/2000, art.3, c.108, lett.d, in cui sono indicate le zone sismiche dei comuni compresi nella Regione Lombardia e le relative accelerazioni massime (A_{gmax}) presenti all'interno dei territori comunali (O.P.C.M. 3519/06 e Decreto Min. Infrastrutture 14/01/08). **La classificazione sismica conferma il Comune di Paderno Dugnano in zona sismica 4 attribuendo un valore di $A_{gmax} = 0,049194 g$**

Mappa di classificazione sismica dei comuni lombardi



ELENCO DEI COMUNI CON INDICAZIONE DELLE RELATIVE ZONE SISMICHE E DELL'ACCELERAZIONE MASSIMA (AG_{MAX}) PRESENTE ALL'INTERNO DEL TERRITORIO COMUNALE (O.P.C.M. 3519/06 E DECRETO MIN. INFRASTRUTTURE 14/01/08)

ISTAT	Provincia	Comune	Zona Sismica	Ag_{Max}
03015166	MI	PADERNO DUGNANO	4	0,049194

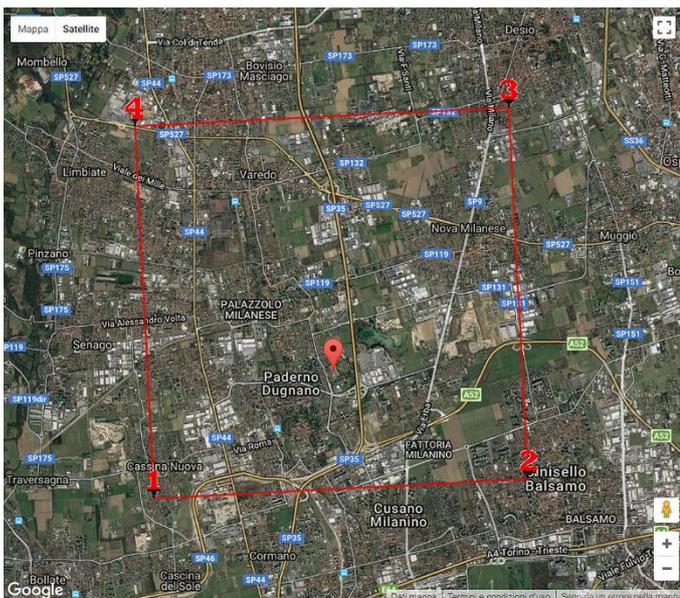
10 PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE DEL TERRITORIO COMUNALE

Con riferimento al D.M. 14/01/08 *Norme tecniche per le costruzioni* la sismicità di base del territorio comunale di Paderno Dugnano è definibile in funzione del valore assunto dall'accelerazione massima attesa su suolo rigido per eventi con tempo di ritorno di 475 anni e probabilità di superamento del 10% in 50 anni definita nella tabella 1 allegata al citato decreto ministeriale in corrispondenza dei nodi di un reticolo di riferimento nazionale.

Le coordinate del sito esaminato sono: **latitudine= 45,573233°, longitudine= 9,173132°**

La tabella a lato mostra le coordinate del reticolo di riferimento e la loro distanza in metri dal sito in esame.

	ID	Latitudine (°)	Longitudine (°)	Distanza (m)
Sito 1	11816	45,5566	9,1390	3236,145
Sito 2	11817	45,5592	9,2101	3278,225
Sito 3	11595	45,6091	9,2066	4761,381
Sito 4	11594	45,6066	9,1353	4733,193



La mappa sulla sinistra inquadra territorialmente l'ubicazione dei quattro nodi del reticolo di riferimento. I parametri sismici di riferimento per i differenti stati limite ai sensi delle NTC 2008 tenuto conto di un periodo di riferimento per l'azione sismica $V_r=50$ anni, sono i seguenti:

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0.018	2.557	0.159
Danno (SLD)	50	0.023	2.536	0.188
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.048	2.652	0.279
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.058	2.690	0.299
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

11 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

La nuova normativa “Norme tecniche per le costruzioni” afferma che ai fini della definizione della azione sismica di progetto (punto 3.2.2), deve essere valutata l’influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

In mancanza di tali studi si può utilizzare la classificazione dei terreni descritta di seguito. La classificazione deve riguardare i terreni compresi tra il piano di imposta delle fondazioni degli edifici ed un substrato rigido di riferimento, (bedrock) ovvero quelli presenti ad una profondità commisurata all’estensione ed all’importanza dell’opera.

La classificazione può essere basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio V_s ovvero sul numero medio di colpi NSPT ottenuti in una prova penetrometrica dinamica ovvero sulla coesione non drenata media c_u . In base alle grandezze sopra definite si identificano le seguenti le categorie del suolo di fondazione:

A *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s30} > 800$ m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 metri.*

B *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360÷800 m/s (ovvero $N_{stp,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $Cu_{30} > 250$ KPa nei terreni a grana fina).*

C *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180÷360 m/s (ovvero $15 < N_{stp,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < Cu_{30} < 250$ KPa nei terreni a grana fina).*

D *Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30} < 180$ m/s (ovvero $N_{stp,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $Cu_{30} < 70$ KPa nei terreni a grana fina).*

E *Terreni dei sottosuoli di tipo C o D con spessore non superiore a 20 metri posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s)*

A queste cinque categorie principali si aggiungono altre due categorie per le quali sono richiesti studi speciali per la definizione dell’azione sismica da considerare:

S1 *Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s30} < 100$ m/s (ovvero 10 KPa $< C_u$, $30 < 20$ KPa, che includono uno strato di almeno 8 metri di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 metri di torba o di argille altamente organiche.*

S2 *Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.*

La classificazione è effettuata sulla base del parametro V_{s30} (valore determinato con la prova di acquisizione sismica di tipo MASW/Re.Mi effettuata con $V_{s30} = 380$ m/s per il quale si demanda al capitolo successivo) che rappresenta la velocità delle onde di taglio S riferita a 30 m di profondità e calcolata con l'espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in metri) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

12 MISURA DELLA V_{s30} TRAMITE PROVE SISMICHE

12.1 Prova Re.Mi.

Le tecniche correntemente utilizzate (Down-Hole, Cross-Hole) per la stima delle velocità delle onde di taglio per caratterizzare un sito sotto il profilo della risposta sismica, dovendo necessitare di almeno un foro di 30 m nel quale eseguire la prova, sono normalmente troppo onerose per essere impiegate come indagini di routine negli studi di microzonazione e di classificazione dei profili stratigrafici dei suoli di fondazione per progettazioni di opere non concentrate in areali ristretti. La tecnica di prospezione "Refraction Microtremor" (Re.Mi.) utilizzata capovolge il concetto comune del parametro "segnale-disturbo", per il quale tradizionalmente il primo (segnale) ha necessità di essere rilevato in condizioni favorevoli quindi in assenza o scarsità di rumore. Viceversa, in presenza di forte rumore di fondo (es. ambiente urbano), le tradizionali rilevazioni sismiche hanno sempre trovato una condizione di difficile applicazione a causa della difficoltà di discriminare il segnale dal rumore.

Con questa nuova tecnica, il disturbo o "noise" ambientale, diventa il segnale utilizzato per la caratterizzazione sismica. Sono i microtremori (rumore di fondo generato dal traffico stradale, ferroviario e comunque il rumore presente costantemente in ambito urbanizzato) a costituire la sorgente di energia utile allo scopo.

La metodologia d'indagine più applicata per la determinazione del profilo verticale di velocità delle onde di taglio V_s , è stata proposta e sperimentata da J.N.Louie del Seismological Laboratory and Dept. of Geological Sciences dell'Università del Nevada, ed è basata su due aspetti fondamentali:

- *uno pratico*, rappresentato dal fatto che alcuni sistemi di acquisizione di sismica a rifrazione (con dinamica a 24bit) sono in grado di registrare onde di superficie con frequenze fino a 2 Hz per intervalli di tempo sufficientemente lunghi (30 sec);
- *uno teorico*, sulla base del quale una semplice trasformata bidimensionale (p-f) slowness-frequency della registrazione di un rumore di fondo (microtremor) è in grado di separare le onde di Rayleigh (onde di superficie) da altri tipi di onde che compongono il sismogramma, rendendo possibile il riconoscimento delle vere velocità di fase dalle velocità apparenti.

Re.Mi. - Modalità d'intervento

L'acquisizione dei dati per la definizione della V_{s30} è stata svolta tramite l'acquisizione e la registrazione del noise ambientale impiegando geofoni da 4.5 Hz ed un acquisitore digitale multicanale a 24 canali con dinamica a 24bit.

E' stato acquisito n.1 profilo sismico (come riportato in planimetria), costituito da un allineamento di n.24 geofoni equispaziati di 5.00 m. Per la prova sismica sono stati registrati oltre 15 records di lunghezza di 30 sec con campionamento ogni 2ms.



12.2 Prova MASW

Il metodo MASW è una tecnica di indagine non invasiva che si basa sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde.

La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi. Il metodo di indagine MASW si distingue in metodo attivo e metodo passivo (Zywicki, D.J.1999) o in una combinazione di entrambi.

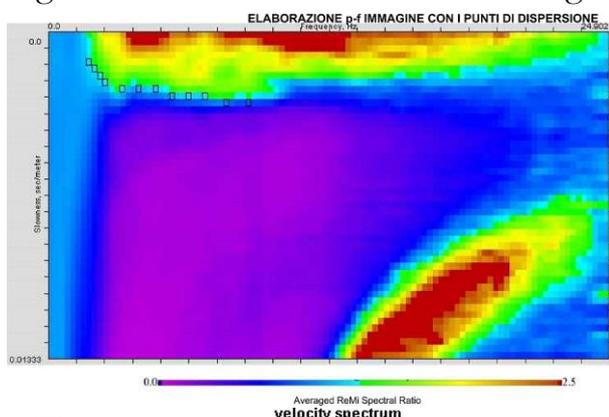
MASW –Modalità d'intervento



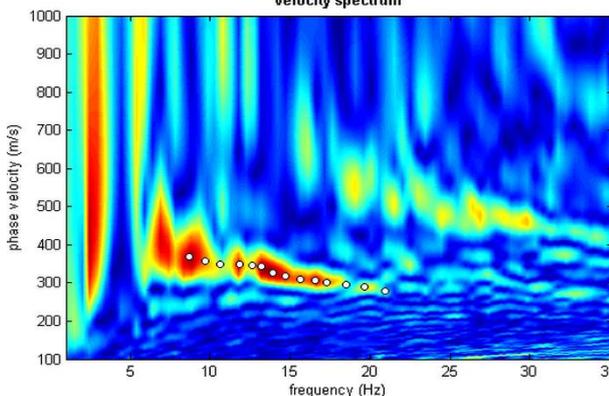
Nell'indagine eseguita è stato utilizzato il metodo attivo in cui le onde superficiali vengono generate in un punto sulla superficie del suolo tramite una massa battente di 8kg, sono misurate da uno stendimento lineare di sensori, nel nostro caso n.24 geofoni con frequenza propria di 4.5Hz e spaziatura di 5.00 m, collegati ad un sismografo digitale Geode della Geometrics a 24 canali. L'energizzazione è stata realizzata a 2.5 m di distanza sommando n.4 battute. La lunghezza delle registrazioni è stata di 1 sec con un passo di campionamento di 0.25ms. Il metodo attivo generalmente consente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze compreso tra 5Hz e 70Hz, quindi dà informazioni sulla parte più superficiale del suolo, nei primi 15 m-20 m, in funzione della rigidità del suolo.

12.3 Elaborazione dati

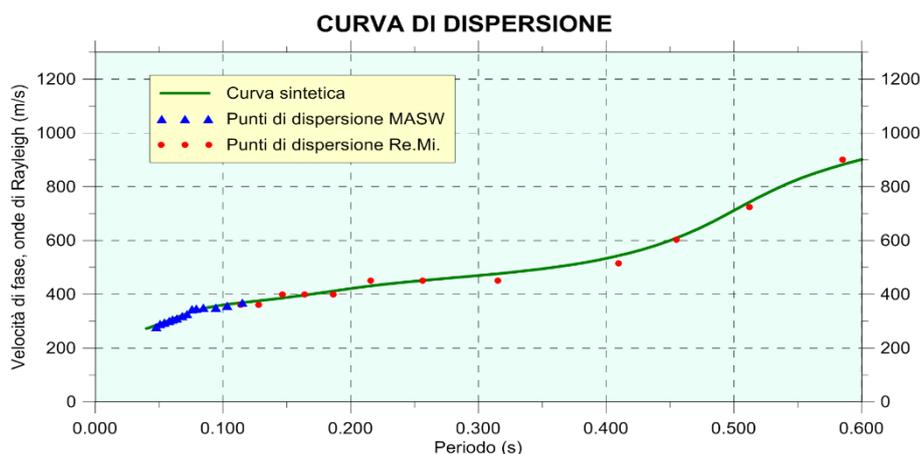
Considerando la buona qualità degli spettri ottenuti dalle prove Re.Mi e MASW si è provveduto ad effettuare il “picking” delle curve di dispersione per entrambi i metodi, di seguito sono mostrate le relative immagini:



Spettro Re.Mi. e “Pick”



Velocità MASW e “Pick”



Da tale elaborazione è stata poi estrapolata la curva di attenuazione del segnale caratteristico; in funzione del suo andamento (curva di dispersione), attraverso una procedura di “inversione”, si risale al modello stratigrafico, espresso in termini di velocità delle onde di taglio (V_s) e quindi al valore V_{s30} , relativo ai primi 30 metri di profondità calcolata con l’espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in metri) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

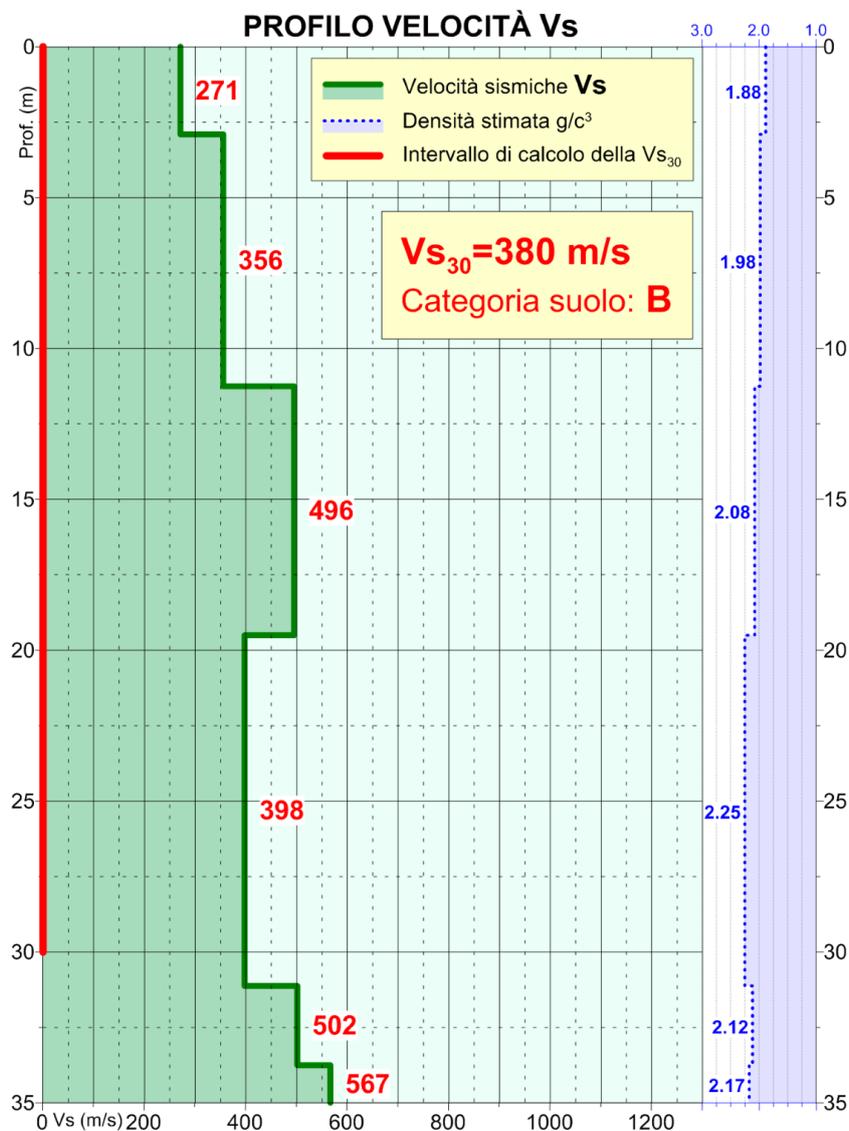
12.4 Analisi dei risultati

L'elaborazione dei dati acquisiti ha consentito la ricostruzione del modello stratigrafico in funzione delle velocità sismiche V_s e la determinazione del parametro $V_{s30} = 380 \text{ m/s}$.

Ai fini della caratterizzazione sismica del sito per la definizione delle azione sismiche di progetto (punto 3.2.2 NTC 2008), la categoria del suolo di fondazione risulta di tipo "B" la cui definizione nella classificazione dei suoli di riferimento normativo è la seguente:

Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra $360 \div 800 \text{ m/s}$ (ovvero $N_{stp,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $C_u30 > 250 \text{ KPa}$ nei terreni a grana fine).

Di seguito si allega il modello stratigrafico in funzione delle velocità V_s con riportati il valore del parametro V_{s30} e la categoria sismica del suolo di fondazione:



13 RISPOSTA SISMICA LOCALE

L'azione sismica "di base" viene successivamente corretta tramite la valutazione della "risposta sismica locale" una volta definita la **categoria sismica di sottosuolo** che è risultata di tipo **"B"** e le condizioni topografiche del sito, con riferimento alle NTC Tabella 3.2.IV, rientranti nella **"Categoria topografica T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$ "**.

Tabella 3.2.IV – 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 $i > 30^\circ$

La sintesi dei coefficienti sismici di sito da applicare ai differenti stati limite calcolata dal programma appositamente dedicato una volta definiti i parametri sismici, la categoria sismica del sottosuolo e quella topografica è la seguente:

 Cat. Sottosuolo	B			
 Cat. Topografica	T1			
	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz categoria	1,59	1,54	1,42	1,40
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00
<input type="checkbox"/> Acc.ne massima attesa al sito [m/s ²]	 0.6			
Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.004	0.005	0.010	0.012
kv	0.002	0.002	0.005	0.006
Amax [m/s ²]	0.213	0.270	0.563	0.679
Beta	0.180	0.180	0.180	0.180

Al fine di determinare i valori del Fattore di amplificazione F_a per il confronto con i limiti di riferimento indicati dalla Regione Lombardia, sulla base del valore di V_{s30} , della categoria sismica del suolo e della successione litostratigrafica dell'area viene individuata la scheda litologica più attinente riportata nel D.G.R. n. IX/2616 del 30.11.2011.

Nel nostro caso i dati ottenuti con le indagini vengono inseriti nella scheda per litologie sabbiose.

Di seguito viene fornita la scheda con le curve di amplificazione di sito rapportate a quelle normative di riferimento.

I Fattore di amplificazione di sito risultano i seguenti:

Intervallo $0.1 < T_0 < 0.5$ s F_a sito = **1.14** < Valore soglia = **1.40**

Intervallo $0.5 < T_0 < 1.5$ s F_a sito = **1.61** < Valore soglia = **1.70**

Si osserva che il valore di F_a nell'intervallo di periodo 0.1-0.5s (riferito a strutture edilizie relativamente basse, regolari e piuttosto rigide come quella in esame) è inferiore al valore di soglia corrispondente, pertanto la normativa D.G.R. n. IX/2616 del 30.11.2011 è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito.

13.1 LIQUEFAZIONE

Non sussistono problematiche di liquefacibilità dei terreni in quanto il sito in esame possiede una delle condizioni di esclusione del fenomeno ai sensi delle NTC 2008 (fattori predisponenti) definita dal valore di accelerazione massima attesa al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) $< 0.1g$

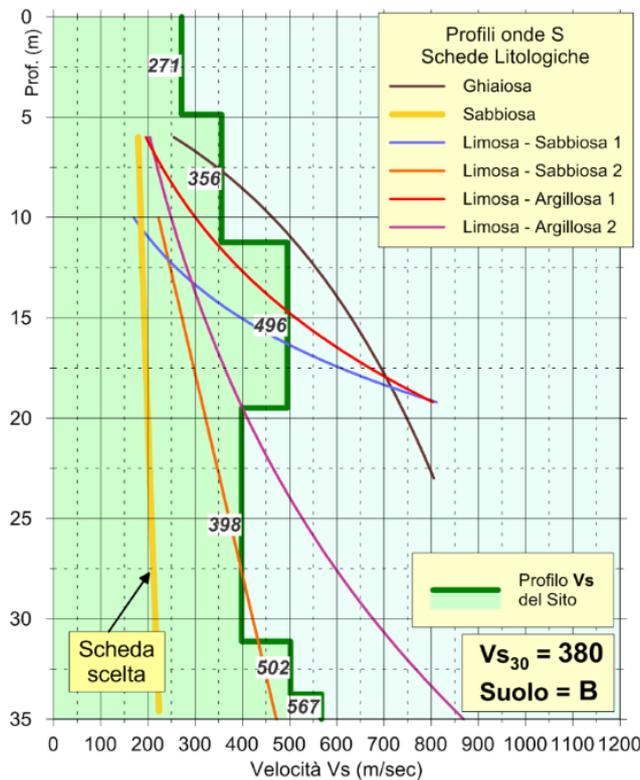
CALCOLO DEL FATTORE DI AMPLIFICAZIONE

Comune di Riferimento: **PADERNO DUGNANO**

R1

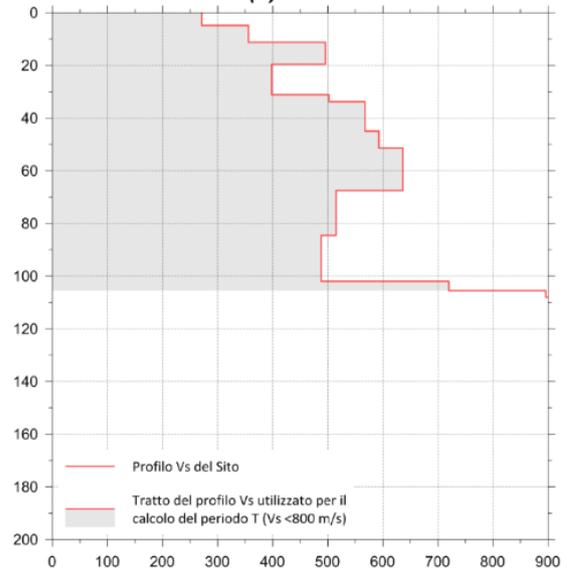
SCHEDA LITOLOGIA SABBIOSA

CONFRONTO TRA VELOCITÀ V_s DEL SITO E PROFILI VELOCITÀ SCHEDE LITOLOGICHE



CALCOLO DEL PERIODO PROPRIO DEL SITO

$T(s) = 0.87$



SELEZIONE CURVA DI AMPLIFICAZIONE

(In funzione della profondità e velocità V_s dello strato superficiale)

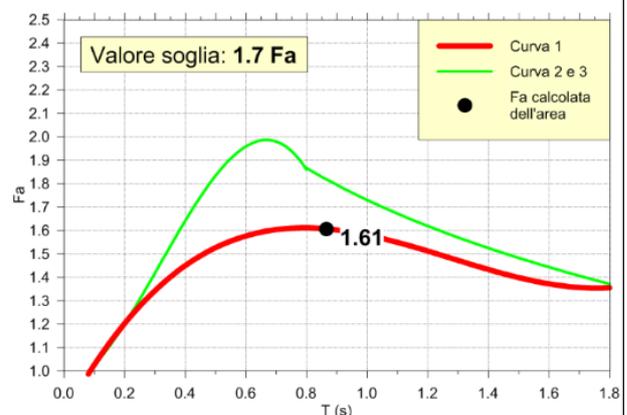
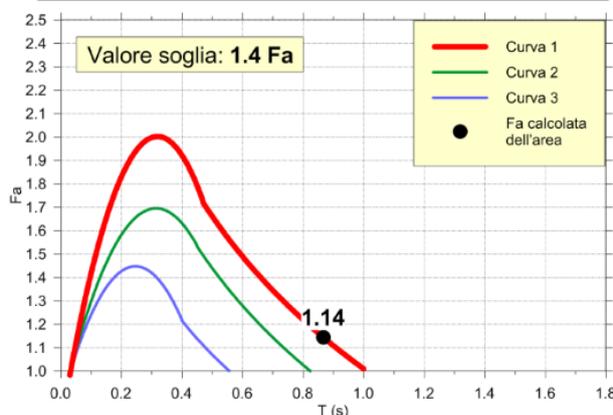
Profondità primo strato (m)	1-3	4	5-12	13	14	15	16	17	18	20	25	30	40	50	60	70	90	110	130	140	160	180	
200	2	1-2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
250	2	1-2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
300	2	1-2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
350	2	1-2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
400	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
450	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
500	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
600	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
700	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA

CURVE DI AMPLIFICAZIONE DI STRUTTURE CON PERIODO PROPRIO COMPRESO TRA F_a 0.1 e 0.5

Curva	Tratto polinomiale	Tratto logaritmico	Tratto rettilineo
1	$0.03 \leq T \leq 0.50$ $F_{a_{0.1-0.5}} = -12.21 T^2 + 7.79 T + 0.76$	$0.50 \leq T \leq 1.00$ $F_{a_{0.1-0.5}} = 1.01 - 0.94 \ln T$	$T > 1.00$ $F_{a_{0.1-0.5}} = 1.00$
2	$0.03 \leq T \leq 0.45$ $F_{a_{0.1-0.5}} = -8.65 T^2 + 5.44 T + 0.94$	$0.45 \leq T \leq 0.80$ $F_{a_{0.1-0.5}} = 0.83 - 0.88 \ln T$	$T > 0.80$ $F_{a_{0.1-0.5}} = 1.00$
3	$0.03 \leq T \leq 0.40$ $F_{a_{0.1-0.5}} = -9.68 T^2 + 4.77 T + 0.86$	$0.50 \leq T \leq 0.55$ $F_{a_{0.1-0.5}} = 0.62 - 0.65 \ln T$	$T > 0.55$ $F_{a_{0.1-0.5}} = 1.00$

CURVA DI AMPLIFICAZIONE DI STRUTTURE CON PERIODO PROPRIO COMPRESO TRA F_a 0.5 e 1.5

Curva	
1	$0.08 \leq T \leq 1.80$ $F_{a_{0.5-1.5}} = 0.57 T^2 - 2.18 T^2 + 2.38 T + 0.81$
2	$0.08 \leq T < 0.80$ $F_{a_{0.5-1.5}} = -6.11 T^3 + 5.79 T^2 + 0.44 T + 0.93$
3	$0.80 \leq T \leq 1.80$ $F_{a_{0.5-1.5}} = 1.73 - 0.61 \ln T$



14 VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE E DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA GEOTECNICO

14.1 AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche agli stati limite ultimi (SLU) le azioni che devono essere considerate per l'opera in esame sono le seguenti:

STR – STATO LIMITE DI RESISTENZA DELLA STRUTTURA: riguarda gli elementi di fondazione e di sostegno del terreno. Si utilizza per tutti i dimensionamenti strutturali. Se le azioni sulla struttura sono esercitate dal terreno, si devono assumere i valori caratteristici dei parametri geotecnici.

GEO – STATO LIMITE DI RESISTENZA DEL TERRENO: Si utilizza per il dimensionamento geotecnico delle opere di fondazione e di sostegno e per tutte le strutture che interagiscono col terreno, ma anche per le verifiche di stabilità globale terreno-struttura.

Nelle verifiche nei confronti degli STR e GEO si possono adottare due differenti approcci:

APPROCCIO 1 - Combinazione 1: $(A1 + M1 + R1)$ (STR)

APPROCCIO 1 - Combinazione 2: $(A2 + M2 + R2)$ (GEO)

APPROCCIO 2 - Combinazione 1: $(A1 + M1 + R3)$ (STR + GEO)

Le combinazioni sono formate da gruppi di coefficienti parziali:

A = Azioni γ_F = coefficiente di amplificazione dei carichi

M = resistenza dei materiali (terreno) γ_M = coefficiente di riduzione dei parametri geotecnici

R = resistenza globale del sistema γ_R = coefficiente di riduzione delle Resistenze (portanza, scorrimento ..).

I coefficienti parziali da applicare nei differenti approcci sopraccitati sono espressi nella seguente tabella di sintesi delle Tab 6.2.I, 6.2.II delle NTC 2008

<i>Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni</i>					
CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<i>Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno</i>				
PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

<i>Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali</i>			
VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

14.2 VERIFICA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

In base alle NTC 2008, la verifica della sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) ovvero la verifica dello stato limite di collasso per il raggiungimento del carico limite di fondazione si ottiene con il “metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali” in cui deve essere rispettata la condizione sotto riportata

$$R_d \geq E_d$$

R_d = resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate (di pertinenza dello strutturista) $R_d = R_k / \gamma_M$

E_d = valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto nelle varie combinazioni di carico (di pertinenza dello strutturista) $E_d = E_k \times \gamma_E$

Nel caso in esame per le verifiche di capacità portante vengono considerati i seguenti approcci:

APPROCCIO 1 - Combinazione 2: (A2 + M2 + R2) in cui sono invariate le azioni permanenti, incrementate le azioni variabili (A), ridotti i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R). I parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite il coefficiente γ_R del gruppo R2.

APPROCCIO 2 - Combinazione 1: (A1 + M1 + R3) in cui sono incrementate le azioni (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R). I coefficienti del gruppo M1 da applicare ai parametri del terreno sono unitari e la resistenza globale del sistema tramite il coefficiente γ_R del gruppo R3.

Nelle valutazioni del carico limite Q_{lim} e della resistenza di progetto R_d del sistema geotecnico, trattandosi di terreni incoerenti, il calcolo viene eseguito con una verifica in condizioni di sforzi effettivi considerando la resistenza al taglio dei terreni $\phi > 0$ e la coesione $c = 0$.

Per la valutazione della capacità portante del terreno viene utilizzata la classica formula trinomia (Terzaghi 1943, Meyerhof, 1963, Brinch-Hansen 1970, Vesic 1975).

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma$$

- Qult = carico limite (Kg/cm²)
- B = larghezza della fondazione (m)
- γ = peso di volume del terreno (t/m³)
- C = coesione non drenata (t/m²)
- D = profondità del piano di posa (m)

N_c , N_γ e N_q = coefficienti adimensionali che dipendono dall'angolo di attrito (dedotti da Brinch-Hansen, 1970).

Vengono ipotizzate strutture di fondazione dirette superficiale di larghezza $B=1.50m$.

Vengono inoltre considerati i seguenti casi:

Struttura per la ristorazione collettiva

- posa delle strutture di fondazione a -1.50m dal p.c. interagente direttamente con le buone caratteristiche geotecniche del Livello B

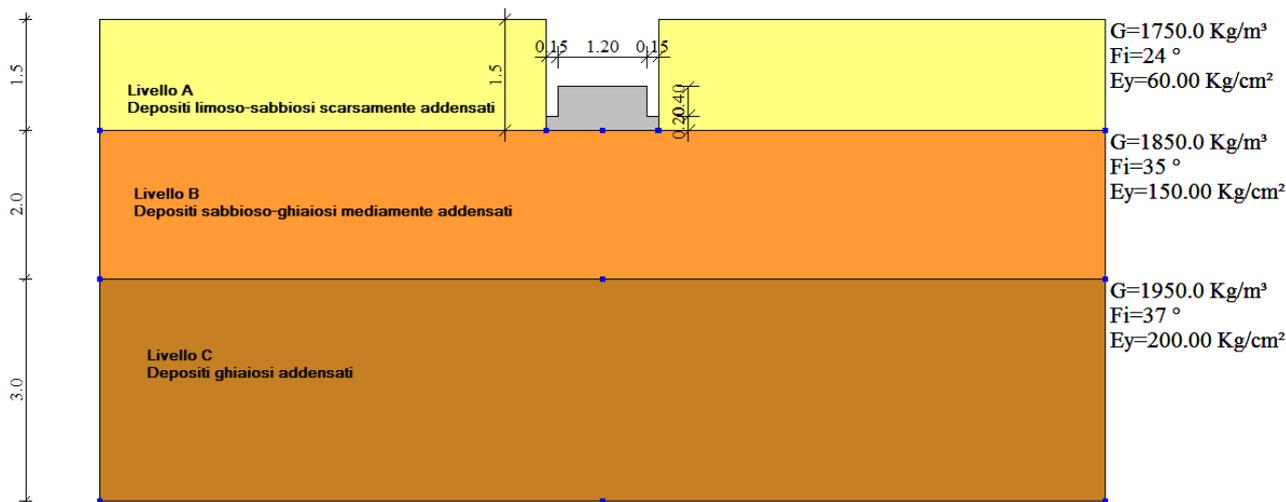
Struttura polifunzionale magazzini comunali e di protezione civile

- posa delle strutture di fondazione a -1.50m dal p.c. interagente direttamente con le scarse caratteristiche geotecniche del Livello A
- posa delle strutture di fondazione a -1.50m dal p.c. interagente direttamente con le buone caratteristiche geotecniche del Livello B

Struttura per la ristorazione collettiva (fondazione a -1.50m dal p.c.)

Tenendo presente che il livello di soggiacenza media della falda si attesta ad oltre 35.00m dal p.c. e quindi non andrà ad interferire con le strutture di fondazione in progetto, sulla base del modello geologico e del modello geotecnico definiti in precedenza in tali condizioni verranno oltrepassati i materiali di riporto (Livello R) ed i materiali scarsamente addensati del Livello A e si andrà ad interagire direttamente con le buone caratteristiche dell'orizzonte prevalente sabbioso-ghiaioso definite per il Livello B.

Lo schema della struttura di fondazione inserito nel modello geologico-geotecnico considerato è il seguente:



Considerato il periodo di riferimento V_r dell'azione sismica derivante dalla strategia di progettazione unitamente ai parametri ed i coefficienti sismici definiti in precedenza per la caratterizzazione sismica del sito per i differenti stati limite, nell'applicazione dell'azione sismica per la verifica in condizione dinamiche vengono utilizzati i seguenti valori:

Accelerazione massima (a_g/g) = 0.057

Coefficiente intensità sismico terreno K_{hk} = 0.0115

Coefficiente intensità sismico struttura K_{hi} = 0.0631

Di seguito la sintesi ed i fogli di calcolo del programma dedicato alle verifiche agli SLU:

APPROCCIO 1 – Combinazione 2: (A2 + M2 + R2)

Condizioni statiche: $Q_{lim} = 3.40 \text{ kg/cm}^2$ e $R_d = 1.89 \text{ kg/cm}^2$

Condizioni dinamiche: $Q_{lim} = 3.00 \text{ kg/cm}^2$ e **$R_d = 1.67 \text{ kg/cm}^2$**

Costante di sottofondo (modulo di Winkler) $K_w = 1.20 - 1.36 \text{ kg/cm}^3$

Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm ²)	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm ²)	Tensione [Ed] (Kg/cm ²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (Kg/cm ³)
A2+M2+R2								
	HANSEN (1970)	3.40	1.89	0.00	--	--	* Rottura generale; Ir=1809.309; Icrit=124.3	1.36
Sisma								
*	HANSEN (1970)	3.00	1.67	0.00	--	--	* Rottura generale; Ir=1809.309; Icrit=124.3	1.20

APPROCCIO 2 - Combinazione 1: (A1 + M1 + R3)

Condizioni statiche: $Q_{lim} = 7.66 \text{ kg/cm}^2$ e $R_d = 3.33 \text{ kg/cm}^2$

Condizioni dinamiche: $Q_{lim} = 6.65 \text{ kg/cm}^2$ e **$R_d = 2.89 \text{ kg/cm}^2$**

Costante di sottofondo (modulo di Winkler) $K_w = 2.66 - 3.06 \text{ kg/cm}^3$

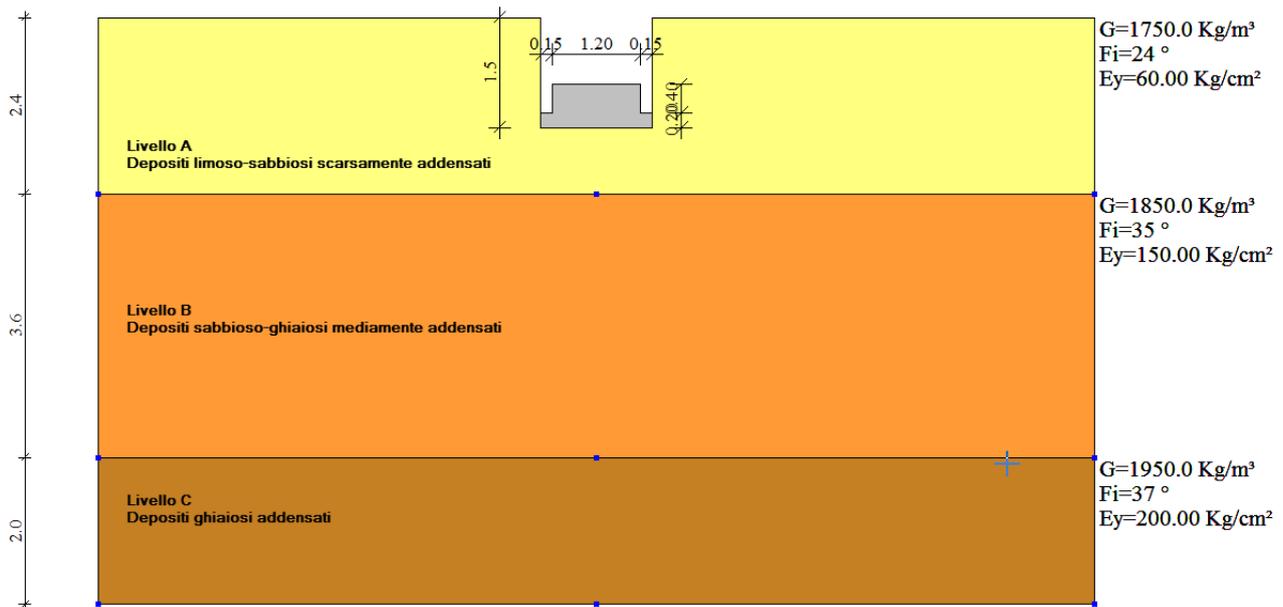
Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm ²)	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm ²)	Tensione [Ed] (Kg/cm ²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (Kg/cm ³)
A1+M1+R3								
	HANSEN (1970)	7.66	3.33	0.00	--	--	* Rottura generale; Ir=1447.448; Icrit=248.745	3.06
Sisma								
*	HANSEN (1970)	6.65	2.89	0.00	--	--	* Rottura generale; Ir=1447.448; Icrit=248.745	2.66

Struttura magazzini comunali e di protezione civile (fondazione a -1.50m dal p.c.)

In tali condizioni verrà oltrepassato il materiali di riporto (Livello R) e si andrà ad interagire direttamente con i materiali scarsamente addensati del Livello A

Lo schema della struttura di fondazione inserito nel modello geologico-geotecnico considerato è il seguente:



Di seguito la sintesi ed i fogli di calcolo del programma dedicato alle verifiche agli SLU:

APPROCCIO 1 – Combinazione 2: (A2 + M2 + R2)

Condizioni statiche: $Q_{lim} = 0.94 \text{ kg/cm}^2$ e $R_d = 0.52 \text{ kg/cm}^2$

Condizioni dinamiche: $Q_{lim} = 0.89 \text{ kg/cm}^2$ e **$R_d = 0.48 \text{ kg/cm}^2$**

Costante di sottofondo (modulo di Winkler) $K_w = 0.34 - 0.37 \text{ kg/cm}^3$

Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm²)	Resistenza di progetto [R.d] (Kg/cm²)	Tensione [E.d] (Kg/cm²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [E.d<R.d]	Tipo rottura	Costante sottofondo (Kg/cm³)
A2+M2+R2	HANSEN (1970)	0.94	0.52	0.00	--	--	* Rottura generale; Ir=1203.234 ; Icrit=48.893	0.37
Sisma	HANSEN (1970)	0.86	0.48	0.00	--	--	* Rottura generale; Ir=1203.234 ; Icrit=48.893	0.34

APPROCCIO 2 - Combinazione 1: (A1 + M1 + R3)

Condizioni statiche: $Q_{lim} = 1.65 \text{ kg/cm}^2$ e $R_d = 0.72 \text{ kg/cm}^2$

Condizioni dinamiche: $Q_{lim} = 1.49 \text{ kg/cm}^2$ e **$R_d = 0.65 \text{ kg/cm}^2$**

Costante di sottofondo (modulo di Winkler) $K_w = 0.59 - 0.66 \text{ kg/cm}^3$

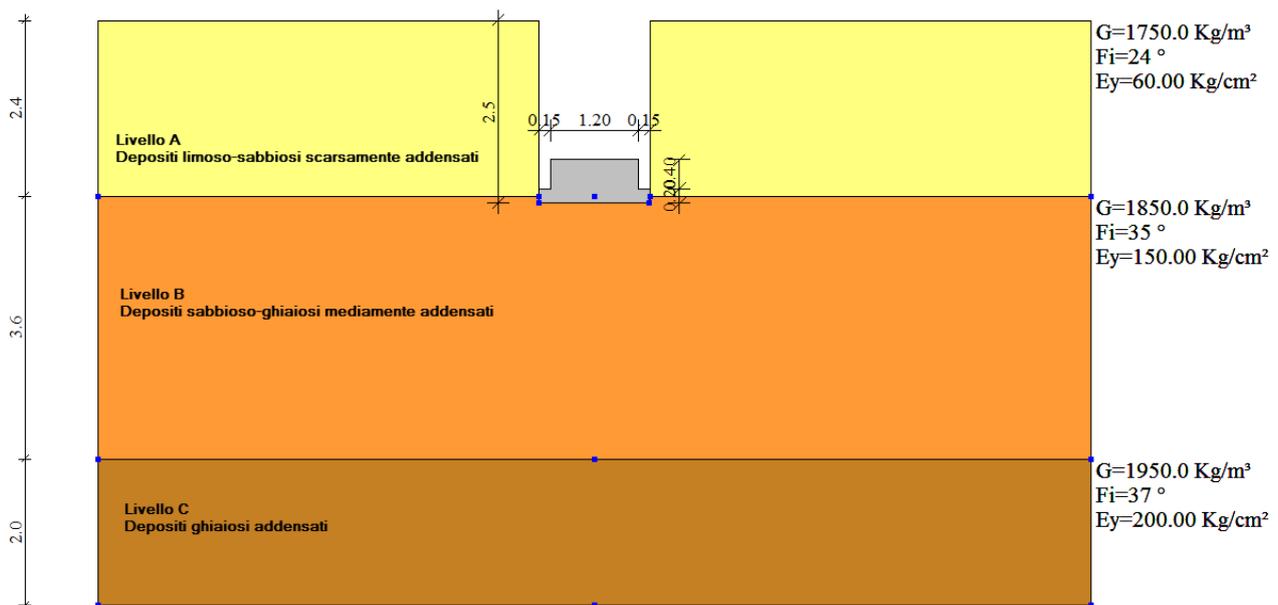
Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm ²)	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm ²)	Tensione [Ed] (Kg/cm ²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (Kg/cm ³)
A1+M1+R3								
	HANSEN (1970)	1.65	0.72	0.00	--	--	* Rottura generale; Ir=962.587; Icrit=72.564	0.66
Sisma								
*	HANSEN (1970)	1.49	0.65	0.00	--	--	* Rottura generale; Ir=962.587; Icrit=72.564	0.59

Struttura magazzini comunali e di protezione civile (fondazione a -2.50m dal p.c.)

In tali condizioni verranno oltrepassati i materiali di riporto (Livello R) ed i materiali scarsamente addensati del Livello A e si andrà ad interagire direttamente con le buone caratteristiche dell'orizzonte prevalente sabbioso-ghiaioso definite per il Livello B.

Lo schema della struttura di fondazione inserito nel modello geologico-geotecnico considerato è il seguente:



Di seguito la sintesi ed i fogli di calcolo del programma dedicato alle verifiche agli SLU:

APPROCCIO 1 – Combinazione 2: (A2 + M2 + R2)

Condizioni statiche: $Q_{lim} = 3.44 \text{ kg/cm}^2$ e $R_d = 1.91 \text{ kg/cm}^2$

Condizioni dinamiche: $Q_{lim} = 3.04 \text{ kg/cm}^2$ e **$R_d = 1.69 \text{ kg/cm}^2$**

Costante di sottofondo (modulo di Winkler) $K_w = 1.22 - 1.38 \text{ kg/cm}^3$

Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm ²)	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm ²)	Tensione [Ed] (Kg/cm ²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (Kg/cm ³)
A2+M2+R2								
	HANSEN (1970)	3.44	1.91	0.00	--	--	* Rottura generale; Ir=1809.308; Icrit=124.3	1.38
Sisma *	HANSEN (1970)	3.04	1.69	0.00	--	--	* Rottura generale; Ir=1809.308; Icrit=124.3	1.22

APPROCCIO 2 - Combinazione 1: (A1 + M1 + R3)

Condizioni statiche: $Q_{lim} = 7.72 \text{ kg/cm}^2$ e $R_d = 3.36 \text{ kg/cm}^2$

Condizioni dinamiche: $Q_{lim} = 6.71 \text{ kg/cm}^2$ e **$R_d = 2.92 \text{ kg/cm}^2$**

Costante di sottofondo (modulo di Winkler) $K_w = 2.69 - 3.09 \text{ kg/cm}^3$

Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm ²)	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm ²)	Tensione [Ed] (Kg/cm ²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (Kg/cm ³)
A1+M1+R3								
	HANSEN (1970)	7.72	3.36	0.00	--	--	* Rottura generale; Ir=1447.447; Icrit=248.745	3.09
Sisma *	HANSEN (1970)	6.71	2.92	0.00	--	--	* Rottura generale; Ir=1447.447; Icrit=248.745	2.69

14.3 VERIFICA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Ai sensi delle NTC 2008, forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei requisiti prestazionali tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi (SLU). Nelle istruzioni applicative espresse nella circolare del 1.07.2009 si sottolinea che per effetto delle azioni trasmesse in fondazione i terreni subiscono deformazioni che provocano cedimenti del piano di posa. Sulla base dell'entità previsionale di tali cedimenti deve esprimersi un giudizio sulla loro ammissibilità con riferimento ai limiti imposti dal comportamento statico ed alla funzionalità del manufatto.

Nel nostro caso trattandosi di terreni granulari incoerenti per il calcolo dei cedimenti assoluti viene utilizzato il metodo proposto da Burland e Burbidge (1985) nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N_{SPT} della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{v0} = la tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

f_s, f_H, f_t = Fattori correttivi di forma, spessore strati, componente viscosa dei cedimenti.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{AV} delle N_{spt} all'interno di una profondità significativa $z_i = 1.025 + 0.4286 \cdot B - 0.001 \cdot 9.91 \cdot B^2$

Per le verifiche agli SLE viene considerata prudenzialmente l'applicazione di una pressione di esercizio pari alla minore resistenza di progetto individuata nelle verifiche agli SLU nelle differenti soluzioni di calcolo in condizioni dinamiche rispettivamente:

$R_d = 1.69 \text{ kg/cm}^2$ per la struttura di ristorazione collettiva con fondazione a -1.50m dal p.c.

$R_d = 0.48 \text{ kg/cm}^2$ per la struttura polifunzionale dei magazzini comunali e di protezione civile con fondazione a -1.50m dal p.c.

$R_d = 1.67 \text{ kg/cm}^2$ per la struttura polifunzionale dei magazzini comunali e di protezione civile con fondazione a -2.50m dal p.c.

Inseriti tali valori nel modello geotecnico del sito l'entità dei cedimenti assoluti risultano contenuti entro valori di $S=10\text{mm}$ per la struttura di ristorazione collettiva con fondazioni a -1.50m dal p.c. e per la struttura polifunzionale con fondazioni a -2.50m dal p.c. entità teoriche ritenute tollerabili.

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt
1	1.5	4
2	3.5	20
3	6.5	27

Pressione	1.67 Kg/cm ²
Tempo	100
Profondità significativa Zi (m)	1.666
Media dei valori di Nspt all'interno di Zi	23.5
Fattore di forma fs	1.452
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1.605
Indice di compressibilità	0.021
Cedimento (mm)	9.314

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt
1	2.4	4
2	6	20
3	8	27

Pressione	1.69 Kg/cm ²
Tempo	100
Profondità significativa Zi (m)	1.666
Media dei valori di Nspt all'interno di Zi	23.5
Fattore di forma fs	1.452
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1.605
Indice di compressibilità	0.021
Cedimento (mm)	8.707

Nel caso di struttura polifunzionale con fondazioni a -1.50m dal p.c. l'entità dei cedimenti assoluti risulta pari a $21\text{mm} < 25\text{mm}$ normalmente ritenuti tollerabili, assumendo comunque una certa rilevanza che potrebbe dare origine a possibili cedimenti differenziali.

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt
1	2.4	4
2	6	20
3	8	27

Pressione	0.48 Kg/cm ²
Tempo	100
Profondità significativa Zi (m)	1.666
Media dei valori di Nspt all'interno di Zi	7
Fattore di forma fs	1.452
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1
Indice di compressibilità	0.021
Cedimento (mm)	21.617

15 OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

L'intervento in progetto ricade in parte nella *Classe di Fattibilità 2 - Fattibilità con modeste limitazioni ed in particolare nella Sottoclasse: 2a: Piana fluvio-glaciale* in cui l'edificabilità è favorevole con limitazioni legate alle caratteristiche portanti del terreno e alla salvaguardia dell'acquifero libero.

L'analisi dei risultati della serie di indagini geognostiche condotte ha permesso di riconoscere una successione litostratigrafica al di sotto di un orizzonte con materiali di riporto di sottofondo dei piazzali indicativamente per spessori di 0.50m, caratterizzata da un Livello A con litologie di natura prevalentemente limoso-sabbiosa scarsamente addensati fino a profondità variabili da -1.50m dal p.c. nell'area di ingombro della struttura di ristorazione (prove P5 e P6) ad una massimo di -2.40m dal p.c. nell'area di ingombro della struttura polifunzionale a servizio del Comune e della Protezione Civile (prove da P1 a P4); in quest'ultima si registra anche la presenza di intervalli sciolti con valori di resistenza N_{spt} molto bassi ($N_{spt} = 1,2$) come riscontrato nel punto P3.

A maggiore profondità sono presenti terreni eterogenei di natura prevalentemente sabbioso-ghiaiosa a medio grado di addensamento (Livello B) fino a -3.50m dal p.c. in corrispondenza della struttura di ristorazione in progetto e fino ad un massimo di -6.00m nell'area della struttura polifunzionale.

Al di sotto incrementa la frazione ghiaiosa ed il grado di addensamento dei materiali (Livello C).

Nei fori di prova non è stata rinvenuta la presenza di acque di falda in accordo sostanziale con le ricostruzioni idrogeologiche disponibili che indicano il livello di soggiacenza della falda a pelo libero ad oltre 35m dal p.c. La falda stessa pertanto non interferirà con le strutture di fondazione in progetto.

Tenuto conto della DGR 2129/2014 che classifica il territorio comunale di Paderno Dugnano in *Zona sismica 4*, sono stati analizzati al II livello di approfondimento gli aspetti di pericolosità sismica locale ai sensi della D.G.R. IX/2616/2011.

Gli effetti di sito sono dovuti essenzialmente a fenomeni di amplificazione stratigrafica mentre sono esclusi fenomeni di liquefazione. La categoria sismica del suolo di fondazione è di tipo "B".

L'approfondimento condotto evidenzia la compatibilità energetica del metodo semplificato espresso nelle NTC 2008 e pertanto sono stati definiti i coefficienti sismici da applicare nelle verifiche prestazionali secondo la normativa, per i quali si demanda al capitolo specifico.

Definiti il modello geologico e geotecnico del sito è stato determinato il valore del carico limite e della resistenza di progetto per una fondazione diretta superficiale di lato $B=1.50m$.

L'interazione diretta delle fondazioni ad una quota corrispondente al tetto del livello B, a -1.50m dal p.c. per la struttura di ristorazione ed a -2.50m per la struttura polifunzionale, consente di sfruttare le buone caratteristiche geotecniche dell'unità.

In tali condizioni il valore del carico limite Q_{lim} determinato nelle verifiche agli stati limite ultimi (SLU) nelle differenti soluzioni di calcolo in condizioni statiche e dinamiche, risulta compreso tra 3.00 e 7.66 kg/cm² da cui una resistenza di progetto del sistema geotecnico R_d compresa tra 1.67 e 2.92 kg/cm².

Nelle verifiche agli stati limite (SLE) l'applicazione di una pressione di esercizio pari alle minori resistenze di progetto determinate consente di limitare l'entità dei cedimenti assoluti entro valori < 10mm, normalmente ritenuti tollerabili dalle struttura in esame.

Viceversa nel caso di posa delle fondazioni a -1.50m dal p.c. nel settore della struttura polifunzionale, si andrà ad interagire con le scadenti caratteristiche del Livello A di natura limoso-sabbiosa scarsamente addensato.

In tali condizioni il valore del carico limite Q_{lim} determinato nelle verifiche agli stati limite ultimi (SLU) nelle differenti soluzioni di calcolo in condizioni statiche e dinamiche, risulta compreso tra 0.86 e 1.49 kg/cm² da cui una resistenza di progetto del sistema geotecnico R_d compresa tra 0.48 e 0.65 kg/cm².

Nelle verifiche agli stati limite (SLE) l'applicazione di una pressione di esercizio pari alla minore resistenza di progetto comporta un entità del cedimento assoluto pari $S = 21$ mm, entità tollerabile che assume comunque una certa rilevanza e che potrebbe dare origine a possibili cedimenti differenziali vista l'eterogeneità dei materiali.

Al riguardo al fine di mitigare tale evenienza si potrebbe sopperire con una soluzione fondazionale profonda su palificazione con micropali trivellati in grado di attestarsi nei depositi ghiaiosi addensati definiti dal Livello C ad oltre -6.50m di profondità dal p.c.

Si raccomanda un adeguato ed idoneo sistema di regimazione, deflusso e smaltimento delle acque superficiali onde evitare dilavamenti in grado di indebolire il sistema terra-fondazione.

Nei termini indicati si ritiene l'intervento in esame, idoneo e compatibile nei confronti degli aspetti geologici, idrogeologici, geotecnici e di pericolosità sismica locale rilevati.

GEOINVEST S.R.L.
Dr. Geol. Davide Roverselli





Via Liguria 1 – 20900 Monza
Telefono e fax 039 837656
geotecnnoindagini@pec.it

Dott. Geol. Riccardo Cortiana

r.cortiana@geotecnnoindagini.it

Dott. Geol. Filippo Valentini

f.valentini@geotecnnoindagini.it

ERBASANTA s.r.l.



*RELAZIONE GEOLOGICA R1
RELAZIONE GEOTECNICA R2
RELAZIONE GEOLOGICA R3*

*ai sensi del p.to 6.2.1 del D.M. 17.01.18
ai sensi del p.to 6.2.2 del D.M. 17.01.18
ai sensi della DGR IX/2616/2011*

**PER LA REALIZZAZIONE DI UN NUOVO BOX PRESSO UN EDIFICIO
RESIDENZIALE IN VIA MANARA 19
NEL COMUNE DI PADERNO DUGNANO (MI)**

Monza, marzo 2021

A cura di: Dott. Geol. R. Cortiana
Dott. Geol. F. Valentini

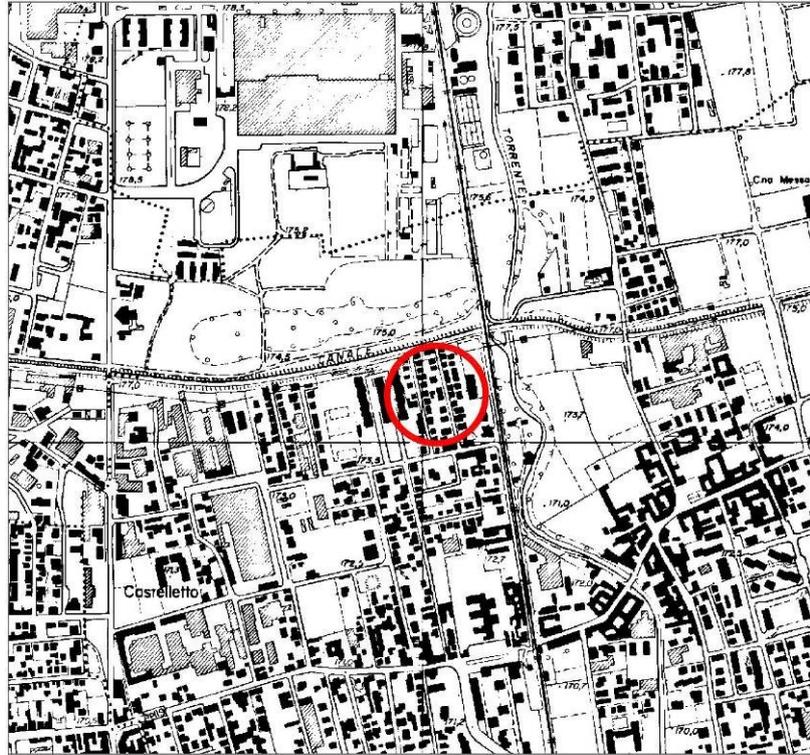


INDICE

1	PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO	3
2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOMORFOLOGICO	7
3	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO.....	8
4	INQUADRAMENTO SISMICO	9
5	ANALISI RISCHIO SISMICO	16
6	INDAGINE GEOGNOSTICA	17
7	PARAMETRI GEOTECNICI	19
8	CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE E DEI CEDIMENTI PREVEDIBILI	20
9	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE.....	25
10	CONCLUSIONI.....	26

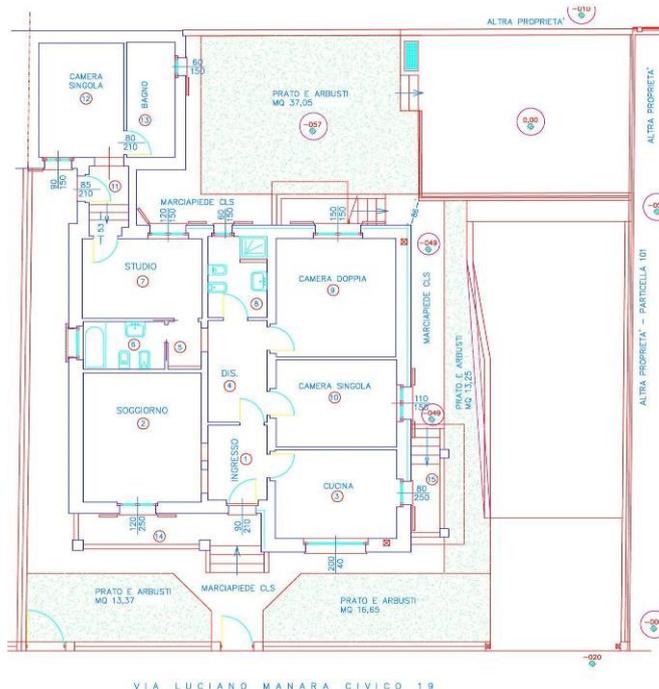
1 PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO

La presente relazione, redatta su incarico della società Erbasanta s.r.l., illustra i risultati di una campagna di indagini geognostiche realizzata presso un'area ubicata in via Manara 19 a Paderno Dugnano (MI), in previsione della realizzazione di un nuovo intervento edilizio.



Corografia area di studio

Nell'area oggetto di studio è prevista la realizzazione di un nuovo box interrato presso un edificio residenziale già esistente.



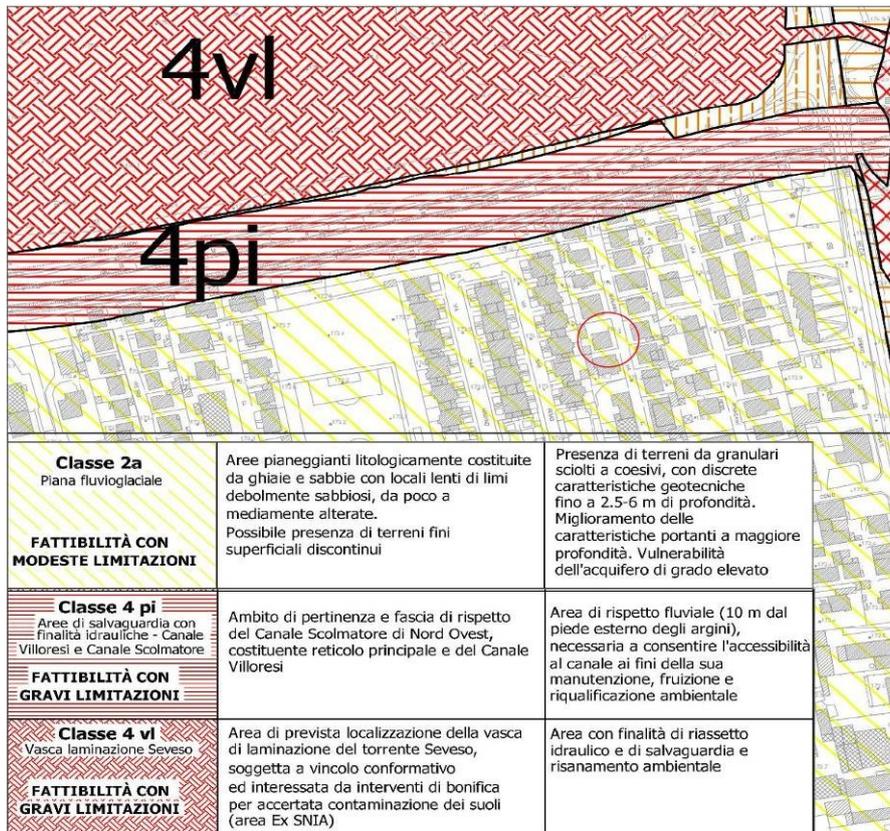
Planimetria intervento in progetto – piano terra

E' previsto l'utilizzo di fondazioni dirette continue del tipo a trave rovescia; considerando che il pavimento finito del piano interrato in progetto sarà a -2.54 m dal piano campagna esistente si ritiene che le fondazioni potranno essere impostate ad una profondità di almeno 3.20 m da p.c.



Sezione intervento in progetto

Secondo la carta della fattibilità geologica, allegata alla componente geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T vigente del comune di Paderno Dugnano (MI), l'area in esame appartiene alla **classe di fattibilità 2**, ovvero *fattibilità con modeste limitazioni*.



Estratto Carta della fattibilità

Classe 2 – Fattibilità con modeste limitazioni. Include tutte le aree che presentano deboli limitazioni alla variazione di destinazione d'uso che necessitano di approfondimenti di tipo geologico-tecnico; gli interventi permessi in queste aree necessitano di approfondimenti finalizzati alla realizzazione di opere di sistemazione

o bonifica o al miglioramento delle esistenti. Gli approfondimenti dovranno inoltre escludere la possibilità che variazioni alla destinazione d'uso incidano negativamente sulle aree limitrofe.

In particolare, l'area ricade nella sottoclasse 2a la quale presenta le caratteristiche sotto riportate:

Classe 2a – Piana fluvio-glaciale

Principali caratteristiche: aree pianeggianti, litologicamente costituite da ghiaie e sabbie, con locali lenti di limi debolmente sabbiosi, da poco a mediamente alterate. Possibile presenza di terreni fini superficiali discontinui.

Problematiche generali: presenza di terreni da granulari sciolti a coesivi, con discrete caratteristiche geotecniche fino a 2.5-6 m di profondità. Miglioramento delle caratteristiche portanti a maggiore profondità. Vulnerabilità dell'acquifero di grado elevato.

Parere sull'edificabilità: favorevole con modeste limitazioni legate alle caratteristiche portanti del terreno e alla salvaguardia dell'acquifero libero.

Tipo di intervento ammissibile: sono ammesse tutte le categorie di opere edificatorie ed infrastrutturali. Per le opere esistenti sono ammessi gli interventi di restauro, manutenzione, risanamento conservativo, ristrutturazione (così come definiti dall'art. 27 della l.r. 11 marzo 2005 n. 12 "Legge per il governo del territorio"), nel rispetto delle normative vigenti.

Indagini di approfondimento preventive necessarie: si rende necessaria la verifica idrogeologica e litotecnica dei terreni mediante rilevamento geologico di dettaglio e l'esecuzione di prove geotecniche per la determinazione della capacità portante, da effettuare preventivamente alla progettazione esecutiva per tutte le opere edificatorie (IGT); in particolare dovrà essere valutata la stabilità dei versanti di

scavo (SV) nel caso di opere di tipo 3, 4, 5, 6 al fine di prevedere le opportune opere di protezione degli scavi durante i lavori di cantiere. Le indagini geognostiche dovranno essere commisurate al tipo di intervento da realizzare ed alle problematiche progettuali proprie di ciascuna opera (secondo quanto indicato nell'art. 2 delle Norme geologiche di Piano). La modifica di destinazione d'uso di aree esistenti inserite in zona "produttiva" necessita la verifica dello stato di salubrità dei suoli ai sensi del Regolamento Locale d'Igiene (ISS); qualora venga rilevato uno stato di contaminazione dei terreni,

dovranno avviarsi le procedure previste dal D.Lgs 152/06 "Norme in materia ambientale" (Piano di Caratterizzazione Ambientale/PCA con analisi di rischio, Progetto Operativo degli interventi di Bonifica/POB).

Interventi da prevedere in fase progettuale: quale norma generale per ogni tipo di opera gli interventi da prevedere, già in fase progettuale, saranno rivolti alla regimazione idraulica e alla predisposizione di accorgimenti/sistemi per la regimazione e lo smaltimento delle acque meteoriche e di quelle di primo sottosuolo, con individuazione del recapito finale, nel rispetto della normativa vigente e sulla base delle condizioni idrogeologiche del sito (RE-CO). Per gli ambiti produttivi soggetti a cambio di destinazione d'uso, dovranno essere previsti interventi di bonifica (BO) qualora venga accertato uno stato di contaminazione del suolo ai sensi del D.Lgs 152/06 e s.m.i..

Norme sismiche da adottare per la progettazione: la progettazione dovrà essere condotta adottando i criteri antisismici del d.m. 14 gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni", definendo la pericolosità sismica di base in accordo alle metodologie dell'allegato A del decreto. Nel caso di edifici strategici e rilevanti (di cui al d.d.u.o. n. 19904/03) ricadenti in aree PSL, la definizione delle azioni sismiche di progetto dovrà avvenire a mezzo di analisi di approfondimento di 3° livello – metodologie di cui all'allegato 5 della d.g.r. n. IX/2616/2011.

Scopo della presente relazione è verificare la fattibilità, per quanto attiene le problematiche geologico-geotecniche ed idrogeologiche, del nuovo intervento in progetto: si tratta in sostanza di verificare, con maggiore puntualità rispetto alle indicazioni generali dettate dalla perizia geologica a supporto del P.G.T. vigente, ed in ottemperanza delle prescrizioni dettate dalla perizia stessa, la fattibilità dell'intervento in oggetto.

Nel mese di marzo 2021 così come previsto dai punti 6.2.1¹ e 6.2.2² delle nuove Norme Tecniche Costruzioni 2018 (D.M. 17/01/2018) è stato condotto nell'area in esame un accurato studio geologico e geotecnico, consistito nell'esecuzione di 2 prove penetrometriche di tipo dinamico.

¹ 6.2.1. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

Sulla base dei risultati delle suddette prove sono state eseguite le valutazioni di capacità portante e cedimenti prevedibili, una volta identificati i principali parametri geotecnici dei terreni, secondo le nuove Norme Tecniche Costruzioni (D.M. 17/01/2018).

Il modello geologico di riferimento è la ricostruzione concettuale della storia evolutiva dell'area di studio, attraverso la descrizione delle peculiarità genetiche dei diversi terreni presenti, delle dinamiche dei diversi termini litologici, dei rapporti di giustapposizione reciproca, delle vicende tettoniche subite e dell'azione dei diversi agenti morfogenetici. La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito deve comprendere la ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio, descritti e sintetizzati dal modello geologico di riferimento. In funzione del tipo di opera, di intervento e della complessità del contesto geologico nel quale si inserisce l'opera, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico. Il modello geologico deve essere sviluppato in modo da costituire elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche. La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito devono essere esaurientemente espone e commentate in una relazione geologica, che è parte integrante del progetto. Tale relazione comprende, sulla base di specifici rilievi ed indagini, la identificazione delle formazioni presenti nel sito, lo studio dei tipi litologici, della struttura del sottosuolo e dei caratteri fisici degli ammassi, definisce il modello geologico del sottosuolo, illustra e caratterizza gli aspetti stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici, nonché i conseguenti livelli delle pericolosità geologiche.

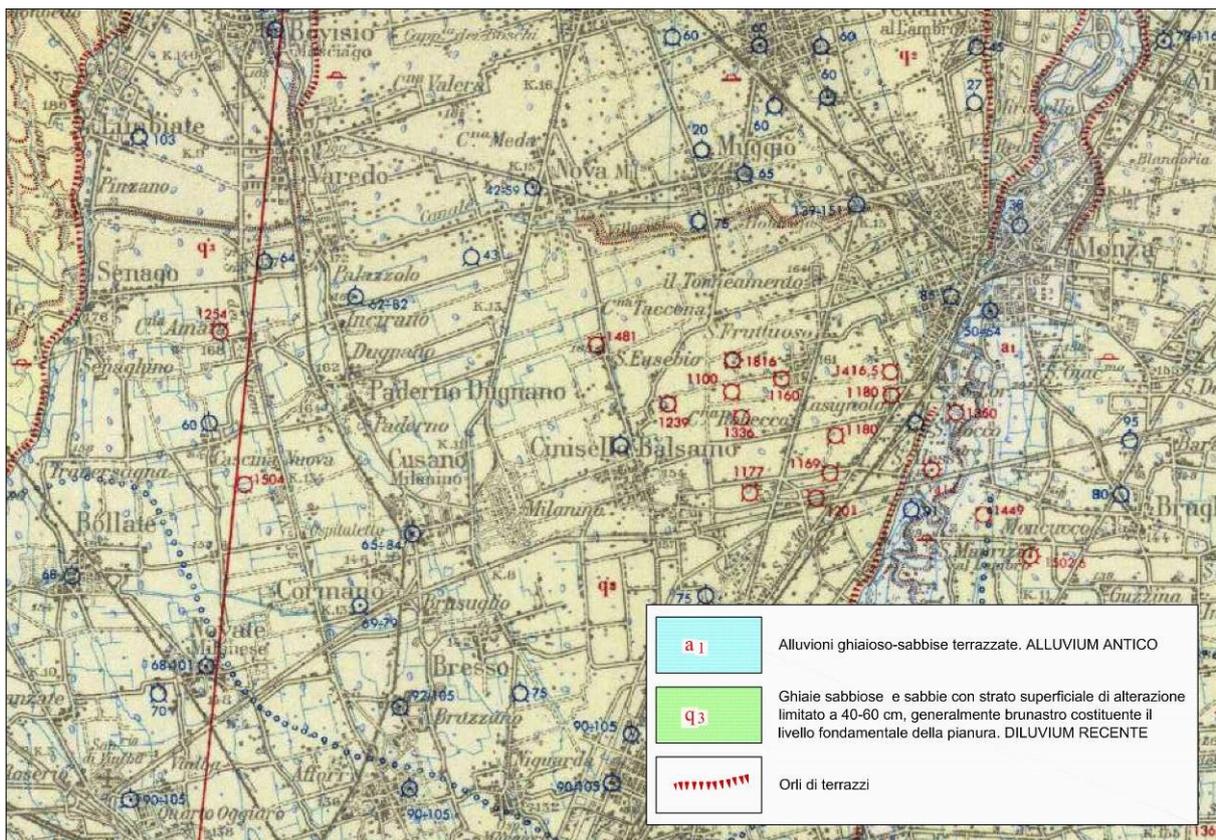
2 6.2.2. INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento, devono riguardare il volume significativo e, in presenza di azioni sismiche, devono essere conformi a quanto prescritto ai §§ 3.2.2 e 7.11.2. Per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso. Le indagini devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione. Della definizione del piano delle indagini, della caratterizzazione e della modellazione geotecnica è responsabile il progettista. Ai fini dell'analisi quantitativa di uno specifico problema, 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. Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato. I valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere dedotti dall'interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e di prove e misure in sito. Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità. Deve inoltre essere specificato se la resistenza caratteristica si riferisce alle discontinuità o all'ammasso roccioso. Per la verifica delle condizioni di sicurezza e delle prestazioni di cui al successivo § 6.2.4, la scelta dei valori caratteristici delle quote piezometriche e delle pressioni interstiziali deve tenere conto della loro variabilità spaziale e temporale. Le prove di laboratorio, sulle terre e sulle rocce, devono essere eseguite e certificate dai laboratori di prova di cui all'art. 59 del DPR 6 giugno 2001, n. 380. I laboratori su indicati fanno parte dell'elenco depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata su preesistenti indagini e prove documentate, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali.

2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOMORFOLOGICO

L'area lombarda ha subito le più importanti trasformazioni in un'epoca geologicamente recente, dal Miocene Superiore in poi, quando hanno avuto inizio intense fasi erosive culminate con la genesi di profondi canyons scavati allo sbocco nella Pianura Padana dai corpi glaciali che percorrevano le vallate alpine. Ciò è avvenuto in concomitanza con l'alternanza di episodi di trasgressione e regressione marina che si sono succeduti in questo periodo; tale fase è durata fino a tutto il Pleistocene Inferiore. Con il Pleistocene Superiore si è avuta la sedimentazione di depositi di origine glaciale e fluvioglaciale apportati dai corpi glaciali provenienti dalla catena alpina; si è così formata una spessa coltre di sedimenti di origine glaciale (nelle aree pedemontane) e fluvioglaciale ed alluvionale (nelle aree di pianura). In seguito si è assistito ad un susseguirsi di cicli di erosione e di deposito corrispondenti ad un'alternanza di fasi glaciali (Mindel, Riss e Würm) e interglaciali che si sono succedute fino ai giorni nostri; questo ha dato origine ad una tipica morfologia a cordoni morenici (visibili nella zona dell'alta pianura lombarda) e a terrazzi (visibile nella media e bassa pianura lombarda).

Nella zona oggetto di studio, ubicata nella media pianura lombarda, tali forme non sono visibili e la morfologia che si osserva è data da una superficie pianeggiante che costituisce il cosiddetto Livello Fondamentale della Pianura. Nell'area in esame i depositi fluvioglaciali e alluvionali formano una coltre dello spessore di alcune centinaia di metri e sono costituiti da ghiaie e sabbie con subordinata matrice limosa e rare intercalazioni argillose; frequenti sono i ciottoli di dimensioni centimetriche, generalmente con un grado elevato di arrotondamento.

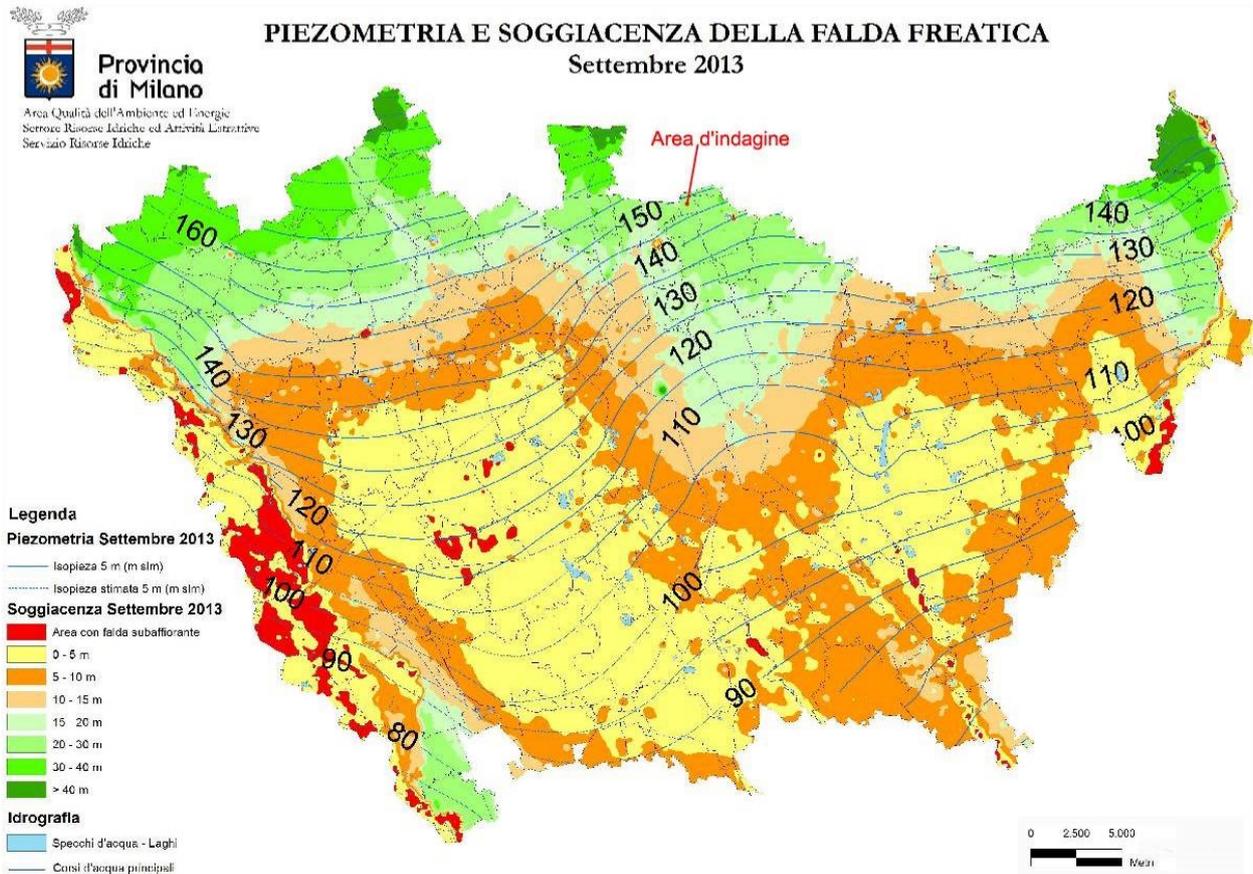


Estratto Carta Geologica d'Italia (Foglio 45 – Milano)

Il territorio del comune di Paderno Dugnano, come si osserva dalla Carta Geologica d'Italia (Foglio 45 Milano) in scala 1:100.000 e dalla Carta Geologica della Lombardia in scala 1:250.000, è caratterizzato dalla presenza di depositi fluvioglaciali appartenenti alle alluvioni fluvioglaciali del periodo Würm (DILUVIUM RECENTE) generalmente caratterizzato da ghiaie e sabbie con subordinata matrice limosa e rare intercalazioni argillose; frequenti sono i ciottoli di dimensioni centimetriche, generalmente con un grado elevato di arrotondamento.

3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Secondo i dati reperiti presso il SIF (Sistema Informativo Falda) della Provincia di Milano la soggiacenza media della falda nell'area indagata si attesta a profondità comprese tra 20 e 30 m dal p.c..



Nella zona considerata quindi non si avranno problemi di interferenza tra la falda freatica e gli interventi di progetto.

4 INQUADRAMENTO SISMICO

Le azioni sismiche attese in un certo sito si prevedono, su base probabilistica, tramite la pericolosità sismica che è funzione delle caratteristiche di sismicità regionali e del potenziale sismogenetico delle sorgenti sismiche; la valutazione della pericolosità sismica porta poi alla valutazione del rischio sismico di un sito in termini di danni attesi a cose e persone come prodotto degli effetti di un evento sismico.

La pericolosità sismica valutata all'interno di un sito deve essere stimata come l'accelerazione orizzontale massima al suolo in un dato periodo di tempo, definendo i requisiti progettuali antisismici per le nuove costruzioni nel sito stesso.

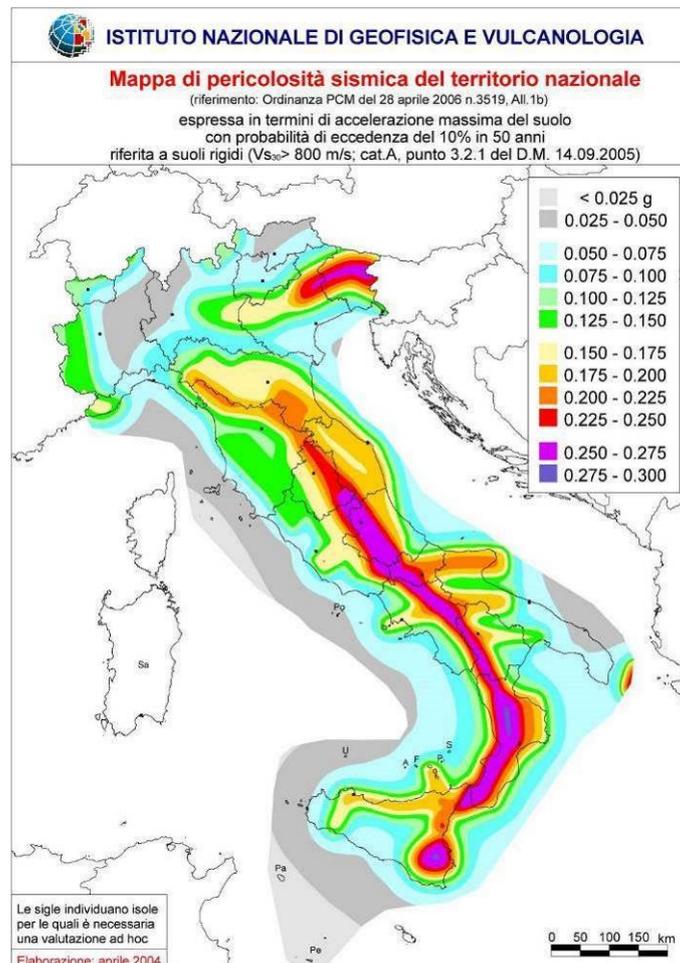
4.1 RIFERIMENTI NORMATIVI CLASSIFICAZIONE SISMICA

4.1.1 OPCM 28 aprile 2006

L'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28/04/06 pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale dell'11/05/06 Serie Generale Anno 147° – n. 108 (*Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*) adotta come riferimento ufficiale una nuova mappa di pericolosità sismica e definisce i criteri generali per la classificazione delle zone sismiche. Costituiscono parte integrante dell'ordinanza:

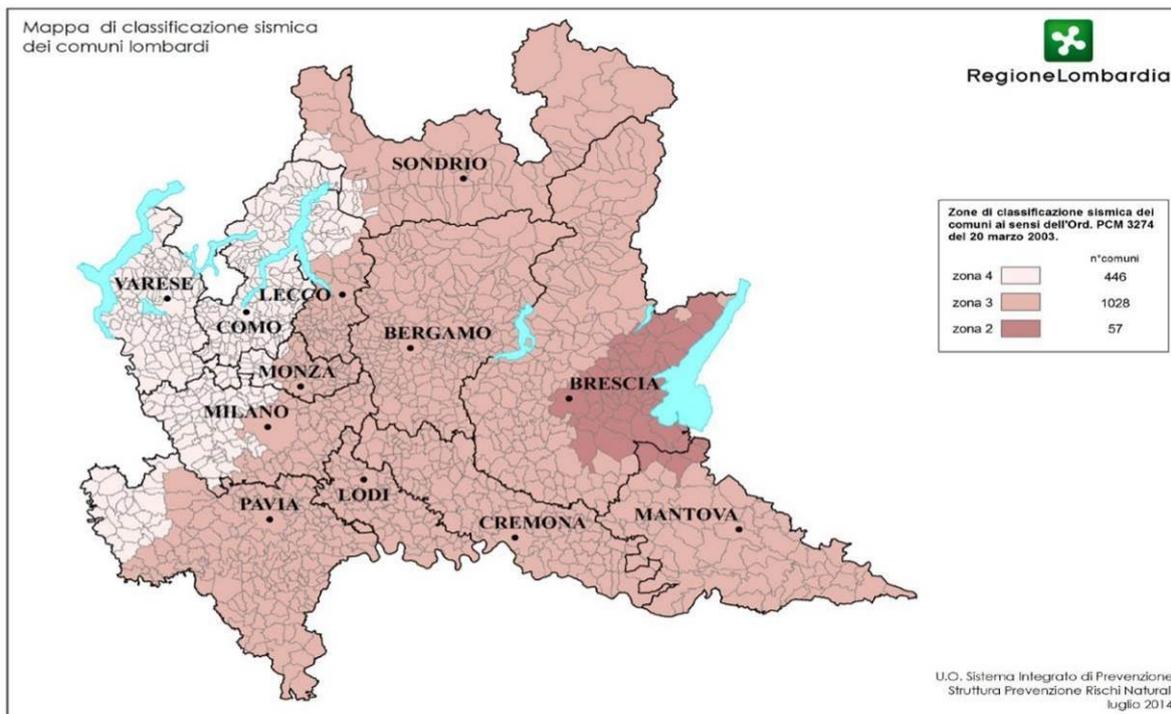
- ❖ Allegato 1A – *Criteri per l'individuazione delle zone sismiche e la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*
- ❖ Allegato 1B – *Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale.*

La mappa, riportata nell'Allegato 1B (vedasi figura di seguito riportata), rappresenta graficamente la pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione massima del suolo (a_g), con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi ($V_{s30} > 800$ m/s).



4.1.2 Normativa regionale D.G.R. 11 luglio 2014 n. X/2129

La Regione Lombardia con D.G.R. 11 luglio 2014 n. X/2129 *Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia* (l.r. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d) e pubblicata sul Bollettino Ufficiale della Regione in data 16 luglio 2014 ha provveduto alla nuova classificazione sismica dei comuni della Regione Lombardia così come previsto dall'ordinanza **O.P.C.M. 3519/06** "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone".



Secondo la classificazione vigente il comune di Paderno Dugnano si trova in **zona 4** caratterizzata da una A_g pari a 0,049194.

4.2 RIFERIMENTI NORMATIVI PROGETTAZIONE

4.2.1 D.M. 17 Gennaio 2018

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente S e (T) , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per i valori di a_g , F_o e T^*c , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A (pericolosità sismica) e B (tabella dei parametri che definiscono l'azione sismica) al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti.

Secondo l'allegato A l'azione sismica sulle costruzioni viene valutata a partire da una pericolosità sismica di base in condizioni ideali di sito di riferimento rigido (categoria di sottosuolo A) con superficie topografica orizzontale (categoria T1).

La pericolosità sismica in un generico sito deve essere descritta con sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici che in termini temporali; i risultati dello studio di pericolosità devono essere forniti:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale sopra definite;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata in funzione delle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo e morfologiche della superficie; tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>.

Categorie di sottosuolo

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

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

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

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

con:

h_i spessore dell'i-esimo strato;

$V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

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

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
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	Depositati 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	Depositati 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.

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle presenti norme. Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

In base ai risultati emersi nel corso di una serie di indagini sismiche da noi eseguite nelle vicinanze dell'area in esame che evidenziano velocità delle onde V_{s30} comprese tra 320 e 370 m/sec, si può affermare, cautelativamente, che il sottosuolo dell'area in esame ricade all'interno della **categoria C**.

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

Tab. 3.2.III – 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 $i > 30^\circ$

D.G.R. n. 14964 del 7 novembre 2003

La Regione Lombardia con D.G.R. n. 14964 del 7/11/03 prende atto della classificazione fornita in prima applicazione dalla citata ordinanza 3274/03 ed impone l'obbligo della progettazione antisismica per i comuni che ricadono in zona 2, zona 3 ed in zona 4 esclusivamente per gli edifici strategici e rilevanti, così come individuati dal D.D.U.O. n. 19904 del 21/11/03.

D.G.R. n IX/2616 del 30 novembre 2011

Per l'analisi della pericolosità sismica dell'area in esame si è fatto riferimento all'Allegato 5 (*Analisi e valutazione degli effetti sismici di sito in Lombardia finalizzate alla definizione dell'aspetto sismico nei Piani di Governo del Territorio*)

	Livelli di approfondimento e fasi di applicazione		
	1^ livello fase pianificatoria	2^ livello fase pianificatoria	3^ livello fase progettuale
Zona sismica 2-3	obbligatorio	Nelle zone PSL Z3 e Z4 se interferenti con urbanizzato e urbanizzabile, ad esclusione delle aree già inedificabili	- Nelle aree indagate con il 2^ livello quando Fa calcolato > valore soglia comunale; - Nelle zone PSL Z1e Z2.
Zona sismica 4	obbligatorio	Nelle zone PSL Z3 e Z4 solo per edifici strategici e rilevanti di nuova previsione (elenco tipologico di cui al d.d.u.o. n. 19904/03)	- Nelle aree indagate con il 2^ livello quando Fa calcolato > valore soglia comunale; - Nelle zone PSL Z1 e Z2 per edifici strategici e rilevanti.

PSL = Pericolosità Sismica Locale

Tale allegato illustra la metodologia per la valutazione dell'amplificazione sismica locale che prevede tre livelli di approfondimento, di seguito sintetizzati:

1° livello, riconoscimento delle aree passibili di amplificazione sismica sulla base sia di osservazioni geologiche (cartografia di inquadramento), sia di dati esistenti. Questo livello, obbligatorio per tutti i Comuni, prevede la redazione della Carta della pericolosità sismica locale, nella quale deve essere riportata la perimetrazione areale (e lineare per gli scenari Z3a, Z3b e Z5) delle diverse situazioni tipo, riportate nella Tabella 1 dell'Allegato 5, in grado di determinare gli effetti sismici locali (aree a pericolosità sismica locale – PSL).

2° livello, caratterizzazione semiquantitativa degli effetti di amplificazione attesi negli scenari perimetrati nella carta di pericolosità sismica locale, che fornisce la stima di risposta sismica nei terreni in termini di valore di Fattore di Amplificazione (Fa)

3° livello, definizione degli effetti di amplificazione tramite indagini e analisi più approfondite.

Il primo livello è obbligatorio per tutti i comuni.

riconoscimento delle aree passibili di amplificazione sismica sulla base sia di osservazioni geologiche (cartografia di inquadramento), sia di dati esistenti. Questo livello, obbligatorio per tutti i Comuni, prevede la redazione della Carta della pericolosità sismica locale, nella quale deve essere riportata la perimetrazione areale (e lineare per gli scenari Z3a, Z3b e Z5) delle diverse situazioni tipo, riportate nella Tabella 1 dell'Allegato 5, in grado di determinare gli effetti sismici locali (aree a pericolosità sismica locale – PSL).

Consiste in un approccio di tipo qualitativo e costituisce lo studio propedeutico ai successivi livelli di approfondimento; è un metodo empirico che trova le basi nella continua e sistematica osservazione diretta degli effetti prodotti dai terremoti

Il metodo permette l'individuazione delle zone ove i diversi effetti prodotti dall'azione sismica sono, con buona attendibilità, prevedibili, sulla base di osservazioni geologiche e sulla raccolta dei dati disponibili per una determinata area, quali la cartografia topografica di dettaglio, la cartografia geologica e dei dissesti (a scala 1:10.000 e 1:2.000) e i risultati di indagini geognostiche, geofisiche e geotecniche già svolte e che saranno oggetto di un'analisi mirata alla definizione delle condizioni locali (spessore delle coperture e condizioni stratigrafiche generali, posizione e regime della falda, proprietà indice, caratteristiche di consistenza, grado di sovraconsolidazione, plasticità e proprietà geotecniche nelle condizioni naturali, ecc.). Perciò, salvo per quei casi in cui non siano disponibili informazioni geotecniche di alcun tipo, nell'ambito degli studi di 1° livello non sono necessarie nuove indagini geotecniche.

Lo studio consiste nella raccolta dei dati esistenti e nella redazione di un'apposita cartografia a scala 1:10.000 – 1:2.000 rappresentata dalla:

- carta geologica con le relative sezioni, in cui viene rappresentato il modello geologico e tettonico dell'area, le formazioni, le discontinuità e i lineamenti tettonici in essa presenti;
- carta geomorfologica, in cui vengono distinte le varie forme e i processi (dinamica dei versanti, dinamica fluviale, etc.) in atto, quiescenti o relitti presenti nell'area in esame;
- carta della pericolosità sismica locale (PSL), derivata dalle precedenti carte di base, in cui viene riportata la perimetrazione areale delle situazioni tipo Z1, Z2, Z4 e gli elementi lineari delle situazioni tipo Z3, Z5, in grado di determinare gli effetti sismici locali (Tabella 1). In particolare per lo scenario Z3a si evidenzierà il ciglio della scarpata, per lo scenario Z3b la linea di cresta sommitale e per lo scenario Z5 il limite di contatto tra i litotipi individuati. Gli scenari Z1 e Z2 nell'analisi di 1° livello sono evidenziati sulla base del fenomeno prioritario che li caratterizza, quali fenomeni di instabilità e liquefazione e/o cedimenti: si sottolinea che le prescrizioni da assegnare a questi scenari in fase di pianificazione riguardano, oltre al fenomeno prioritario, anche i fenomeni di possibile amplificazione sismica che dovranno essere valutati in fase di progettazione sulla base degli interventi adottati per risolvere le problematiche prioritarie.

Sigla	SCENARIO PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE	EFFETTI
Z1a	Zona caratterizzata da movimenti franosi attivi	Instabilità
Z1b	Zona caratterizzata da movimenti franosi quiescenti	
Z1c	Zona potenzialmente franosa o esposta a rischio di frana	
Z2a	Zone con terreni di fondazione saturi particolarmente scadenti (riporti poco addensati, depositi altamente compressibili, ecc.)	Cedimenti
Z2b	Zone con depositi granulari fini saturi	Liquefazioni
Z3a	Zona di ciglio H > 10 m (scarpata, bordo di cava, nicchia di distacco, orlo di terrazzo fluviale o di natura antropica, ecc.)	Amplificazioni topografiche
Z3b	Zona di cresta rocciosa e/o cocuzzolo: appuntite - arrotondate	
Z4a	Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi	Amplificazioni litologiche e geometriche
Z4b	Zona pedemontana di falda di detrito, conoide alluvionale e conoide deltizio-lacustre	
Z4c	Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi (compresi le coltri loessiche)	
Z4d	Zona con presenza di argille residuali e terre rosse di origine eluvio-colluviale	
Z5	Zona di contatto stratigrafico e/o tettonico tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche molto diverse	Comportamenti differenziali

TABELLA 1 – SCENARI DI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE

In riferimento alle diverse situazioni tipo, riportate nella suddetta tabella, in grado di determinare gli effetti sismici locali (aree a pericolosità sismica locale – PSL) si effettua l'assegnazione diretta della classe di pericolosità e conseguentemente dei successivi livelli di approfondimento necessari.

All'interno delle aree classificate come scenario Z1 o Z2 non è necessario realizzare l'analisi di 2° livello ma si passa immediatamente all'analisi di 3° livello.

All'interno delle aree classificate come scenario Z3 o Z4, si potrà realizzare (nei casi sotto riportati) l'analisi di 2° livello e, conseguentemente ai suoi risultati, si potrà realizzare (dove necessario) l'analisi di 3° livello in fase progettuale.

Lungo le aree classificate come scenario Z5 non è necessaria la valutazione quantitativa a livelli di approfondimento maggiore in quanto tale scenario esclude la possibilità di costruzione a cavallo dei due litotipi; in fase progettuale tale limitazione può essere rimossa qualora si operi in modo tale da avere un terreno di fondazione omogeneo.

Il secondo livello è obbligatorio in fase pianificatoria:

consiste nella caratterizzazione semi-quantitativa degli effetti di amplificazione attesi negli scenari perimetrati nella carta di pericolosità sismica locale, che fornisce la stima della risposta sismica dei terreni in termini di valore di Fattore di Amplificazione (Fa).

L'applicazione del 2° livello consente l'individuazione delle aree in cui la normativa nazionale risulta insufficiente a salvaguardare dagli effetti di amplificazione sismica locale (Fa calcolato superiore a Fa di soglia comunali forniti dal Politecnico di Milano). Per queste aree si dovrà procedere alle indagini ed agli

approfondimenti di 3^a livello o, in alternativa, utilizzare lo spettro di norma caratteristico della categoria di suolo superiore, con il seguente schema:

- anziché lo spettro della categoria di suolo B si utilizzerà quello della categoria di suolo C; nel caso in cui la soglia non fosse ancora sufficiente si utilizzerà lo spettro della categoria di suolo D;
- anziché lo spettro della categoria di suolo C si utilizzerà quello della categoria di suolo D;
- anziché lo spettro della categoria di suolo E si utilizzerà quello della categoria di suolo D.

Il secondo livello è obbligatorio, per i Comuni ricadenti nelle zone sismiche 2 e 3, negli scenari PSL, individuati attraverso il 1^o livello, suscettibili di amplificazioni sismiche morfologiche e litologiche (zone Z3 e Z4 della Tabella 1 dell'Allegato 5) interferenti con l'urbanizzato e/o con le aree di espansione urbanistica.

Per i Comuni ricadenti in zona sismica 4 tale livello deve essere applicato, negli scenari PSL Z3 e Z4, nel caso di costruzione di nuovi edifici strategici e rilevanti di cui al d.d.u.o. n. 19904 del 21 novembre 2003, ferma restando la facoltà dei Comuni di estenderlo anche alle altre categorie di edifici.

Per le aree a pericolosità sismica locale caratterizzate da effetti di instabilità, cedimenti e/o liquefazione (zone Z1 e Z2 della Tabella 1 dell'Allegato 5) non è prevista l'applicazione degli studi di 2^o livello, ma il passaggio diretto a quelli di 3^o livello, come specificato al punto successivo.

Non è necessaria la valutazione quantitativa al 3^o livello di approfondimento dello scenario inerente le zone di contatto stratigrafico e/o tettonico tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche molto diverse (zone Z5), in quanto tale scenario esclude la possibilità di costruzioni a cavallo dei due litotipi. In fase progettuale tale limitazione può essere rimossa qualora si operi in modo tale da avere un terreno di fondazione omogeneo. Nell'impossibilità di ottenere tale condizione, si dovranno prevedere opportuni accorgimenti progettuali atti a garantire la sicurezza dell'edificio.

Il terzo livello è obbligatorio in fase progettuale:

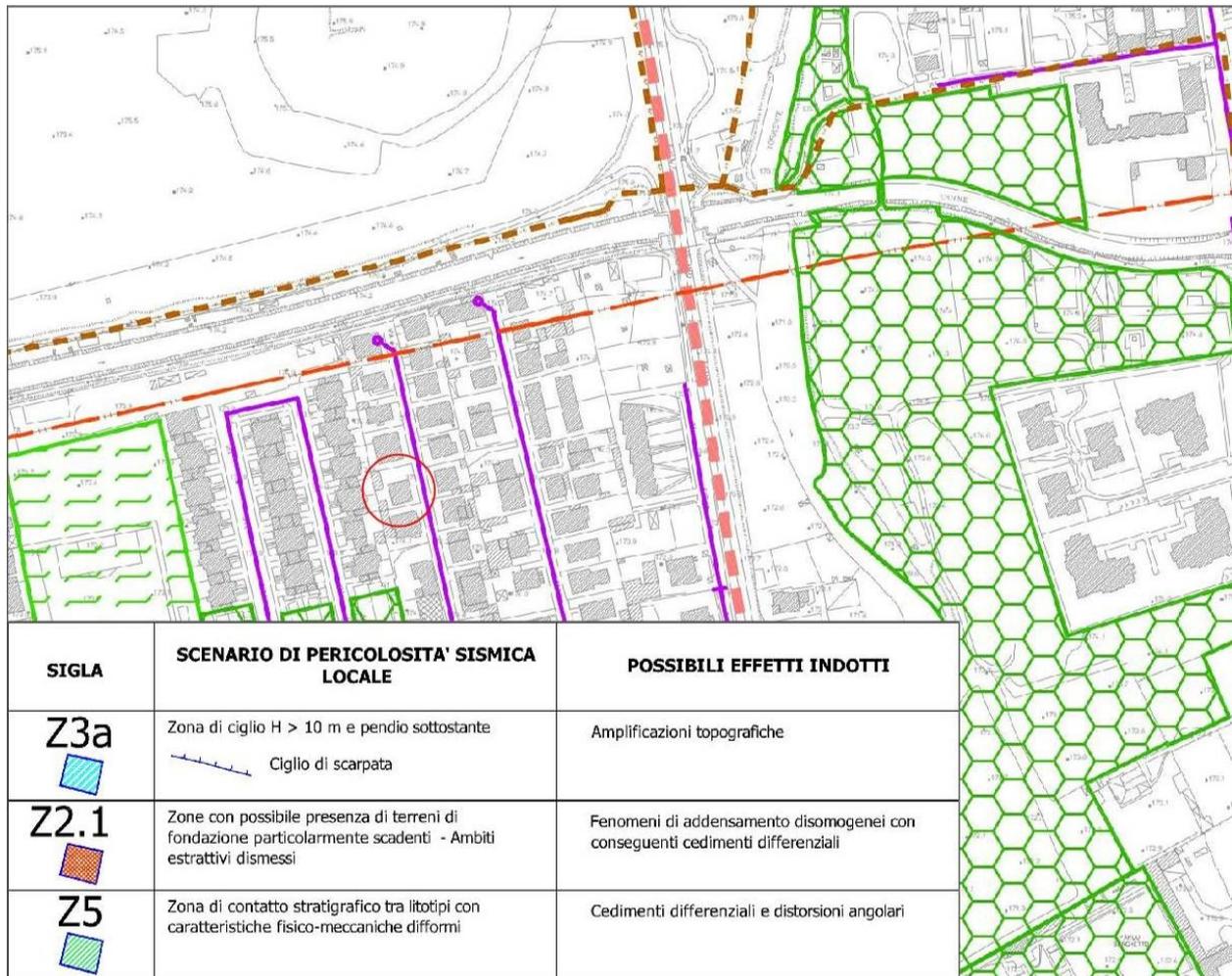
Consiste nella definizione degli effetti di amplificazioni tramite indagini e analisi più approfondite. Al fine di poter effettuare le analisi di 3^o livello la Regione Lombardia ha predisposto due banche dati, rese disponibili sul Geoportale della Regione Lombardia, il cui utilizzo è dettagliato nell'allegato 5.

Tale livello si applica in fase progettuale nei seguenti casi:

- quando, a seguito dell'applicazione del 2^o livello, si dimostra l'inadeguatezza della normativa sismica nazionale all'interno degli scenari PSL caratterizzati da effetti di amplificazioni morfologiche e litologiche (zone Z3 e Z4 della Tabella 1 dell'Allegato 5);
- in presenza di aree caratterizzate da effetti di instabilità, cedimenti e/o liquefazione (zone Z1e Z2), nelle zone sismiche 2 e 3 per tutte le tipologie di edifici, mentre in zona sismica 4 nel caso di costruzioni di nuovi edifici strategici e rilevanti di cui al d.d.u.o. n. 19904 del 21 novembre 2003, ferma restando la facoltà dei Comuni di estenderlo anche alle altre categorie di edifici.

5 ANALISI RISCHIO SISMICO

5.1 Analisi di I livello



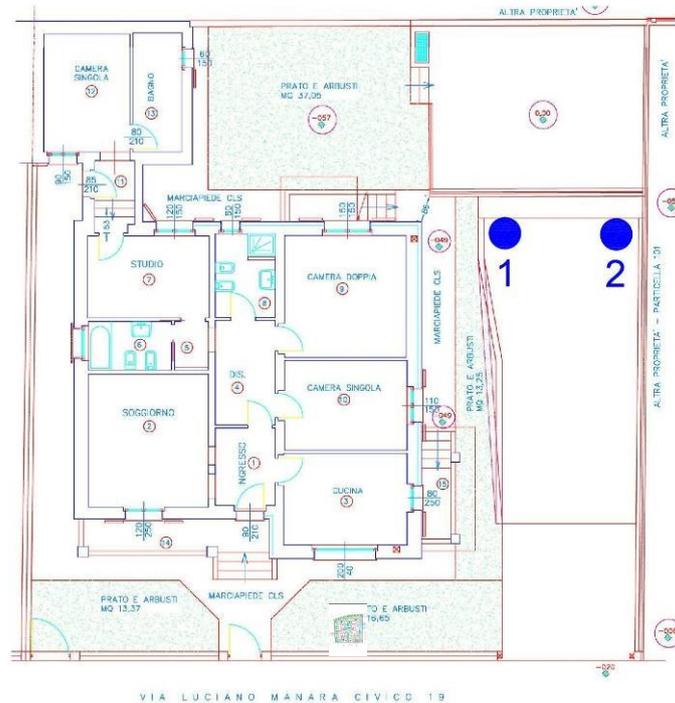
Carta della Pericolosità Sismica Locale allegata al PGT vigente

Secondo la Carta di PSL allegata al PGT vigente del comune di Paderno Dugnano, nell'area in esame non è presente alcun scenario di pericolosità sismica locale.

L'area in esame ricade in zona sismica 4 pertanto non è obbligatorio realizzare l'analisi di secondo livello.

6 INDAGINE GEOGNOSTICA

L'indagine geognostica di campagna è stata condotta mediante l'esecuzione di 2 prove penetrometriche dinamiche continue S.C.P.T. la cui ubicazione è di seguito riportata.



Ubicazione indagini geognostiche

L'indagine è stata eseguita con penetrometro superpesante tipo Meardi AGI avente le seguenti caratteristiche:

peso del maglio	73	kg
altezza di caduta	75	cm
angolo al vertice della punta conica	60	°
diametro del cono	50.8	mm
peso delle aste	4.6	kg/ml



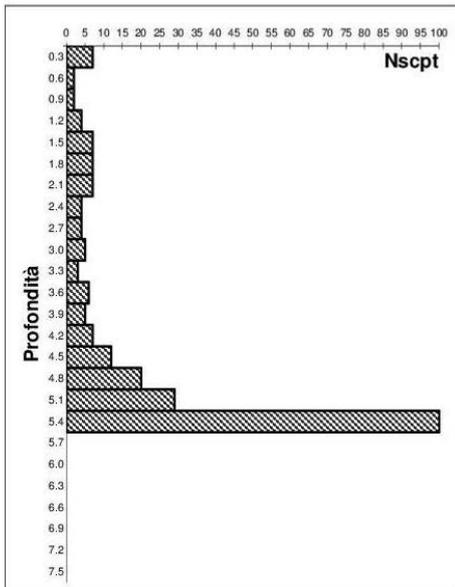
Penetrometro utilizzato

Il terreno è stato indagato a partire dalla quota del piano campagna esistente fino a 5.4/5.7 m da p.c., profondità a cui si sono interrotte per la presenza di orizzonti particolarmente resistenti alla penetrazione.

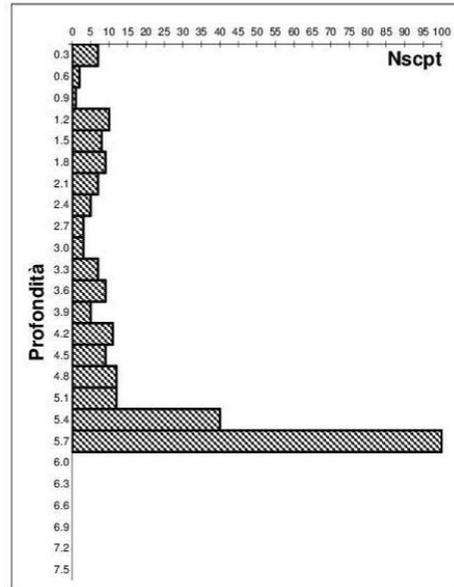
Di seguito si riporta il tabulato e il grafico della prova eseguita.

Profondità (m)	S.C.P.T. 1	S.C.P.T. 2	Profondità (m)
0.3	7	7	0.3
0.6	2	2	0.6
0.9	2	1	0.9
1.2	4	10	1.2
1.5	7	8	1.5
1.8	7	9	1.8
2.1	7	7	2.1
2.4	4	5	2.4
2.7	4	3	2.7
3.0	5	3	3.0
3.3	3	7	3.3
3.6	6	9	3.6
3.9	5	5	3.9
4.2	7	11	4.2
4.5	12	9	4.5
4.8	20	12	4.8
5.1	29	12	5.1
5.4	100	40	5.4
5.7		100	5.7
6.0			6.0
6.3			6.3
6.6			6.6
6.9			6.9
7.2			7.2
7.5			7.5

S.C.P.T. 1



S.C.P.T. 2



7 PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla base del grado di addensamento rilevato nel corso delle indagini, possono essere riconosciute le seguenti litozone:

- LITOZONA A: grado di addensamento medio-basso con caratteristiche geotecniche da scarse a quasi discrete ($N_{spt} < 10$)
- LITOZONA B: grado di addensamento medio-alto con caratteristiche geotecniche da discrete a buone ($N_{spt} > 10$)

La seguente tabella indica la successione delle litozone precedentemente individuate nelle prove eseguite, le profondità indicate si riferiscono alla quota di piano campagna.

SCPT 1 - 2

Litozona	Profondità (m)	N_{SCPT}	N_{SPT}	γ (T/m ³)	Φ (°)	E (Kg/cm ²)	K's (kN/m ³)
A	0.0 – 3.9/4.2	5 - 7	8 - 12	1.70 – 1.75	28 – 30	155 - 225	13 – 19.5 x 10 ³
B	3.9/4.2 – 5.1/5.4	>10	>17	>1.80	>32	>320	>33 x 10 ³

dove:

- N_{SPT} = numero di colpi SPT
 γ = peso di volume del terreno (T/m³)
 Φ = angolo di attrito del terreno (°)
E = modulo di deformazione (o di Young) in kg/cm²
K's = stima del modulo di reazione del sottofondo (o di Winkler) in kN/m³

Le indagini eseguite hanno evidenziato la presenza di sedimenti caratterizzati da un grado di addensamento generalmente basso fino alla profondità di 3.9/4.2 m da p.c.. Inferiormente si osserva un miglioramento delle caratteristiche geotecniche con presenza di sedimenti prevalentemente ghiaioso-sabbiosi ben addensati fino alle massime profondità investigate di 5.1/5.4 m da p.c. I dati ottenuti sono confermati da una serie di indagini geognostiche, compresi anche sondaggi a carotaggio continuo, eseguite dagli scriventi in aree limitrofe a quella in esame che evidenziano la presenza di sedimenti prevalentemente ghiaiosi fino ad almeno 12-15 m di profondità.

Durante l'esecuzione dell'indagine non è stata riscontrata presenza di acqua di falda, a conferma dei dati idrogeologici in nostro possesso.

8 CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE E DEI CEDIMENTI PREVEDIBILI

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle presenti norme.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale di progetto, di cui al § 2.4. Si definisce stato limite una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze elencate nelle presenti norme.

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- sicurezza antincendio: capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d'incendio, per un periodo richiesto;
- durabilità: capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova e del livello previsto di manutenzione;
- robustezza: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescanti eccezionali quali esplosioni e urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile.

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

Le opere strutturali devono essere verificate, salvo diversa indicazione riportata nelle specifiche parti delle presenti norme:

- a) per gli stati limite ultimi che possono presentarsi;
- b) per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese;
- c) quando necessario, nei confronti degli effetti derivanti dalle azioni termiche connesse con lo sviluppo di un incendio.

Le verifiche delle opere strutturali devono essere contenute nei documenti di progetto, con riferimento alle prescritte caratteristiche meccaniche dei materiali e alla caratterizzazione geotecnica del terreno, dedotta – ove specificato dalle presenti norme – in base a specifiche indagini. Laddove necessario, la struttura deve essere verificata nelle fasi intermedie, tenuto conto del processo costruttivo previsto; le verifiche per queste situazioni transitorie sono generalmente condotte nei confronti dei soli stati limite ultimi.

Per le opere per le quali nel corso dei lavori si manifestino situazioni significativamente difformi da quelle di progetto occorre effettuare le relative necessarie verifiche.

8.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad [6.2.1]$$

essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni [6.2.2a] o [6.2.2b]

$$E_d = E \left[\gamma_f F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2a]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2b]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione [6.2.3].

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.3]$$

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse nelle [6.2.2°] e [6.2.3] rispettivamente in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri geotecnici di progetto X_k/γ_M e dei parametri geometrici di progetto a_d . Il coefficiente parziale di sicurezza γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni come indicato dalla [6.2.2b] con $\gamma_E = \gamma_F$.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1, la verifica della condizione [6.2.1] deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente 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.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Per le verifiche nei confronti di stati limite ultimi non espressamente trattati nei successivi paragrafi, da 6.3 a 6.11, si utilizza l'Approccio 1 con le due combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2). I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

La verifica di stabilità globale in questo caso viene effettuata secondo l'Approccio 2 e sarà quindi effettuata solamente nei confronti dello SLU di tipo geotecnico (GEO) e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabella 6.2. Il per le azioni e i parametri geotecnici, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta.

Approccio 2: A1+M1+R3

dove:

A rappresenta le azioni

M rappresenta la resistenza dei materiali (terreno)

R rappresenta la resistenza globale del terreno.

Azioni (A)

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψ_{ij} devono essere assunti come specificato nel Capitolo 2.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1} .

Resistenze (M)

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

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

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

Valori caratteristici dei parametri geotecnici

La scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici avviene in due fasi. La prima fase comporta l'identificazione dei parametri geotecnici appropriati ai fini progettuali. Identificati i parametri geotecnici appropriati, la seconda fase del processo decisionale riguarda la valutazione dei valori caratteristici degli stessi parametri.

Nella progettazione geotecnica, in coerenza con gli Eurocodici, la scelta dei valori caratteristici dei parametri deriva da una stima cautelativa del valore del parametro appropriato per lo stato limite considerato.

Nel caso in esame i valori caratteristici vengono ricavati, utilizzando la seguente formula:

$$x_k = \bar{x} \pm t_{n-1}^{0.95} \left(\frac{s}{\sqrt{n-1}} \right)$$

dove:

x_k è il valore caratteristico desiderato

\bar{x} (**con barra**), il valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione;

t è il valore della distribuzione di student ad n-1 gradi di libertà con probabilità $u = 95\%$

s è la deviazione standard del campione

n è il numero di dati

Tipo di fondazione	Quota imposta fondazioni da p.c. (m)	Larghezza fondazione (m)	ϕ_m (°)	ϕ_k (°)	γ_m (T/m ³)	γ_k (T/m ³)
Trave Rovescia	3.20	1.0	30	28.5	1.75	1.70

dove

ϕ_m e γ_m rappresentano i valori medi

ϕ_k e γ_k i valori caratteristici.

Valori di progetto dei parametri geotecnici

Nel calcolo della capacità portante saranno utilizzati i parametri geotecnici di progetto ottenuti dividendo i valori caratteristici per i coefficienti parziali riportati nella colonna M1 (vedasi Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici dei terreni).

Tipo di fondazione	Quota imposta fondazioni da p.c. (m)	Larghezza fondazione (m)	ϕ_k (°)	ϕ_d (°)	γ_k (T/m ³)	γ_d (T/m ³)
Trave Rovescia	3.20	1.0	28.5	28.5	1.70	1.70

dove

ϕ_d e γ_d rappresentano i valori di progetto.

Calcolo della capacità portante

Per il calcolo della capacità portante è stata utilizzata la formula di Meyerhof che, nel caso di carico verticale su un terreno prevalentemente incoerente con angolo di attrito $\phi > 10^\circ$, presenta la seguente espressione:

$$q_{ult} = q N_q S_q d_q + c N_c S_c d_c + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

dove:

$S_c S_q S_\gamma$ sono fattori di forma

$d_c d_q d_\gamma$ sono fattori di profondità

$N_c N_q N_\gamma$ sono fattori di portata

Nel caso in esame il valore della coesione c è uguale a zero, in quanto si tratta di un terreno a comportamento prevalentemente frizionale, per cui l'espressione della capacità portante si riduce a:

Introducendo i valori dei parametri geotecnici di progetto nella formula di Meyerhof e tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nella tabella di seguito riportata

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

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

si ottiene un valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (R_d) pari a:

Tipo di fondazione	Quota imposta fondazioni da p.c. (m)	Larghezza fondazione (m)	R_d (kg/cm ²)
Trave Rovescia	3.20	1.0	1.30

Nel prossimo paragrafo si procederà alla verifica delle pressioni di contatto agenti sui terreni di fondazione in termini di cedimenti ammissibili. Tale trattazione viene sviluppata in relazione alla geometria della fondazione e alle caratteristiche geotecniche del terreno in esame, al fine di ottenere il valore di pressione che le nuove opere potranno esercitare sul terreno fondale senza determinare cedimenti superiori ai valori ammissibili per l'opera stessa.

Tale trattazione consentirà di ricavare il valore di pressione allo stato limite d'esercizio.

8.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Per effetto delle azioni trasmesse in fondazione, i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa. Le componenti verticali degli spostamenti (cedimenti) assumono in genere valori diversi sul piano di posa di un manufatto. Si definisce cedimento differenziale la differenza dei cedimenti tra punti di una stessa fondazione, di fondazioni distinte con sovrastrutture comuni e di fondazioni distinte con sovrastrutture staticamente indipendenti. In base alla evoluzione nel tempo si distinguono i cedimenti immediati e i cedimenti differiti. Questi ultimi sono caratteristici dei terreni a grana fine, poco permeabili, e dei terreni organici. I cedimenti e gli spostamenti delle fondazioni e del terreno circostante possono essere valutati con metodi empirici o analitici. Nel caso di terreni a grana media o grossa, i parametri anzidetti possono essere valutati sulla base dei risultati di indagini geotecniche in sito.

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri. Pertanto, si assegnano valori unitari ai coefficienti delle azioni (A) e dei parametri di resistenza (M).

La combinazione delle azioni (SLE, Stato Limite d'Esercizio) da considerare è la Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$N_d = G_1 + G_2 + P + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \Psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

dove:

G_{i-esimo} = azioni permanenti

P = precompressione

Q = azioni variabili

Ψ = coefficienti di combinazione che dipendono dalla natura dell'azione e della categoria dell'edificio.

Allo stato attuale non sono noti i carichi dell'opera in progetto e quindi risulta impossibile sviluppare la verifica degli Stati Limite d'Esercizio, per la quale occorre conoscere i carichi che verranno a prodursi sugli strati di fondazione per ricavare l'entità dei cedimenti attesi e procedere alla verifica e confronto con i cedimenti ammissibili d'esercizio per l'opera in esame. Occorrerà, una volta noti i carichi, che il Progettista strutturale dell'opera ricavi la combinazione delle azioni di progetto tenendo conto delle condizioni di carico più severe, considerando distintamente l'incidenza dei carichi permanenti e variabili, ai quali attribuirà i rispetti coefficienti di riduzione previsti dal D.M. 14/01/008.

In questa fase si è proceduto alla determinazione della pressione massima esercitabile dalle opere di fondazione in progetto sui terreni affinché i cedimenti totali (a 50 anni dalla costruzione) risultino inferiori a 30 mm, (valore di riferimento per strutture in c.a. come quelle in progetto) e affinché i cedimenti differenziali risultino inferiori a 10 mm.

Calcolo dei cedimenti

Per il calcolo dei cedimenti dei terreni di fondazione si è fatto riferimento alla relazione di Burland e Burbidge.

$$S = f_s f_h f_t [\sigma_{vo} B^{0.7} I_c / 3 + (q' - \sigma_{vo}) B^{0.7} I_c]$$

dove:

f_s f_h f_t sono fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e della componente viscosa dei cedimenti.

B è la larghezza delle fondazioni

I_c è l'indice di compressibilità (tiene conto dei valori NSPT ricavati nel corso delle prove)

q' è la pressione efficace lorda (kPa)

σ_{vo} è la tensione verticale efficace agente alla quota d'imposta delle fondazioni (kPa)

Utilizzando il valore della pressione limite ricavato con il fattore di sicurezza **γ_R = 2.3** previsto dalla normativa, per le fondazioni ipotizzate si otterrebbero cedimenti immediati e totali elevati e non compatibili con le strutture in progetto.

Si consiglia pertanto di adottare un valore di pressione di esercizio **P_E** non superiore a **1.20 kg/cm²** ottengono cedimenti immediati (tra 14 e 16 mm) e totali (tra 22 e 25 mm) compatibili con le strutture in progetto.

9 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Secondo il D.M. 17/01/2018 (articolo 7.11.3.4.2 "Esclusione della verifica a liquefazione") è possibile non effettuare la verifica alla liquefazione quando si manifesta almeno una delle seguenti condizioni:

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 $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ 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 Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

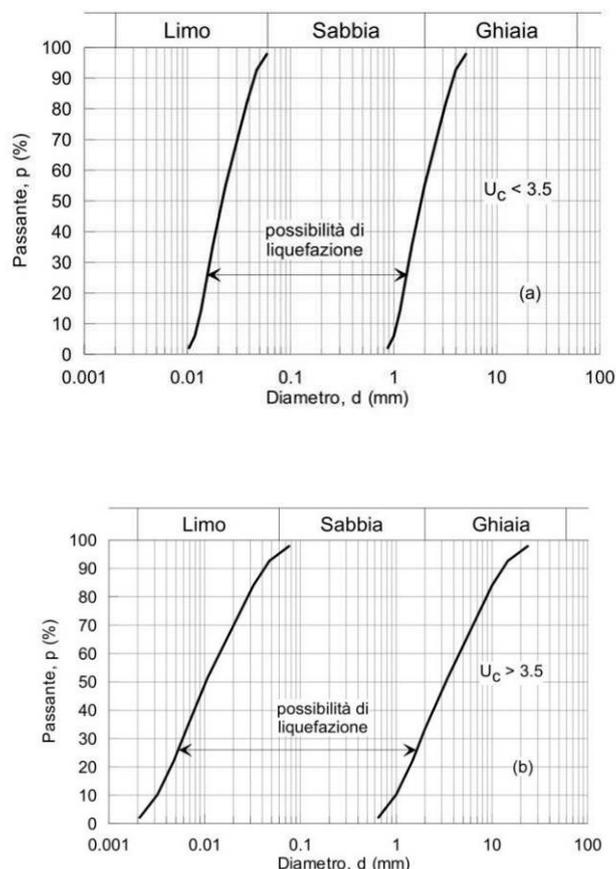


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Nell'area in esame la profondità media stagionale della falda è superiore a 15 m rispetto al piano campagna; il manifestarsi di tale condizione esclude, per l'area oggetto di studio, la verifica alla liquefazione.

10 CONCLUSIONI

L'area in esame sita in via Verri nel comune di Paderno Dugnano (MI) è caratterizzata dalla presenza, in affioramento, di sedimenti appartenenti al DILUVIUM RECENTE (fluvioglaciale Würm): si tratta di depositi alluvionali derivanti dagli scaricatori glaciali, connessi con l'ultima fase glaciale quaternaria, quindi con clasti poligenici, arrotondati, eteromorfi.

Nell'area oggetto di studio è prevista la realizzazione di un nuovo box interrato, le cui fondazioni, dirette continue del tipo a trave rovescia, saranno impostate a circa 3.20 m di profondità.

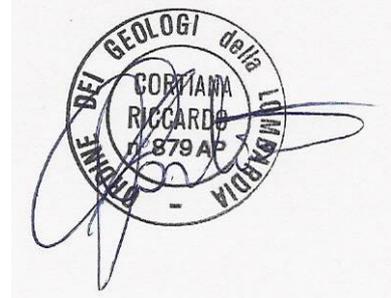
Nel mese di marzo 2021 è stata condotta un'analisi dell'area con esecuzione di 2 prove penetrometriche di tipo dinamico (S.C.P.T.).

Dal punto di vista geotecnico le indagini eseguite hanno evidenziato la presenza di sedimenti caratterizzati da un grado di addensamento generalmente medio-basso fino alla profondità di 3.9/4.2 m da p.c.. Inferiormente si osserva un miglioramento delle caratteristiche geotecniche.

I calcoli hanno dimostrato che sarà possibile utilizzare fondazioni dirette continue del tipo a trave rovescia impostate ad una profondità di almeno 3.20 m da p.c. utilizzando il valore di pressione di esercizio riportato nel capitolo 9.

Secondo i dati reperiti presso il SIF (Sistema Informativo Falda) della Provincia di Milano la soggiacenza media della falda nell'area indagata si attesta a una profondità comprese tra 20 e 30 m dal p.c.

Il tecnico incaricato
Dott. Geol. Riccardo Cortiana



Geologia applicata all'ingegneria civile, all'ambiente e alla conservazione dei beni culturali

Consulente geologo Dr. Cristiano Nericcio
Via Roma 92/6 - 21020 Mercallo VA

Tel. 338 3763998 – e mail cristiano.nericcio@virgilio.it

REGIONE LOMBARDIA – PROVINCIA DI MILANO

Comune di PADERNO DUGNANO

STUDIO DI SUPPORTO AL PROGETTO DI REALIZZAZIONE DI UNA PALAZZINA
RESIDENZIALE PRESSO VIA SAN MICHELE DEL CARSO

ELABORATO	<p><i>Relazione Geologica R1-R3 (ai sensi del D.M. 14/01/2008 e del D.G.R. IX/2616 del 30/11/2011) Relazione Geotecnica R2 (ai sensi del D.M. 14/01/2008) Aggiornamento NTC 2018</i></p>
COMMITTENTE	<p>Spett.le: GALBI s.r.l.</p> <p>Via San Michele del Carso 53</p> <p>20037 Paderno Dugnano</p>
DATA	Agosto 2019 – Febbraio 2020

Il tecnico: Dr. Geol. Cristiano Nericcio



INDICE

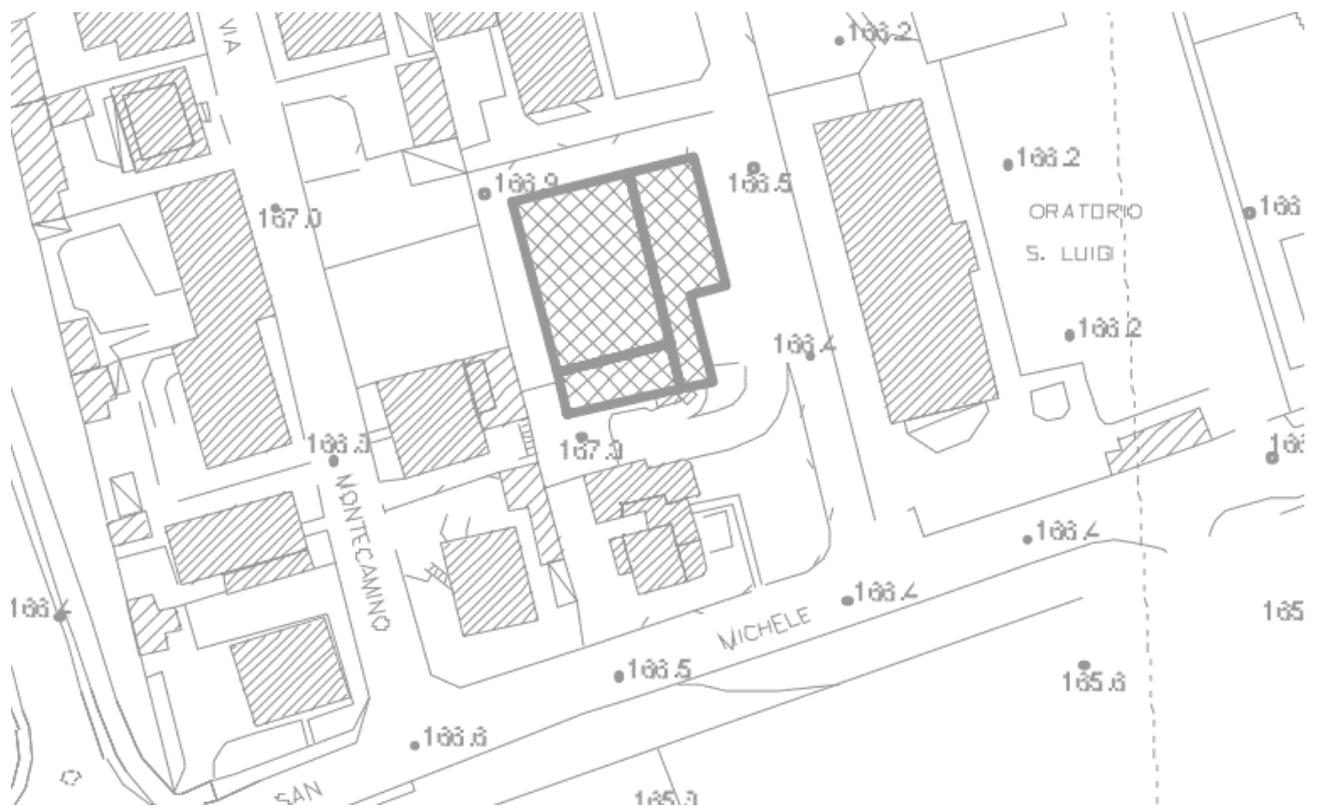
1. PREMESSA.....	3
1.1 Principali normative osservate.....	5
1.2 Obiettivi.....	6
2 Vincoli geologici inerenti l'area studiata.....	6
3 Considerazioni geo-morfologiche relative l'opera in progetto.....	7
4 Considerazioni idrogeologiche relative all'opera in progetto.....	8
5 Considerazioni sismiche relative all'opera in progetto.....	12
6 Considerazioni litotecniche relative l'opera in progetto.....	13
7 Conclusioni.....	19

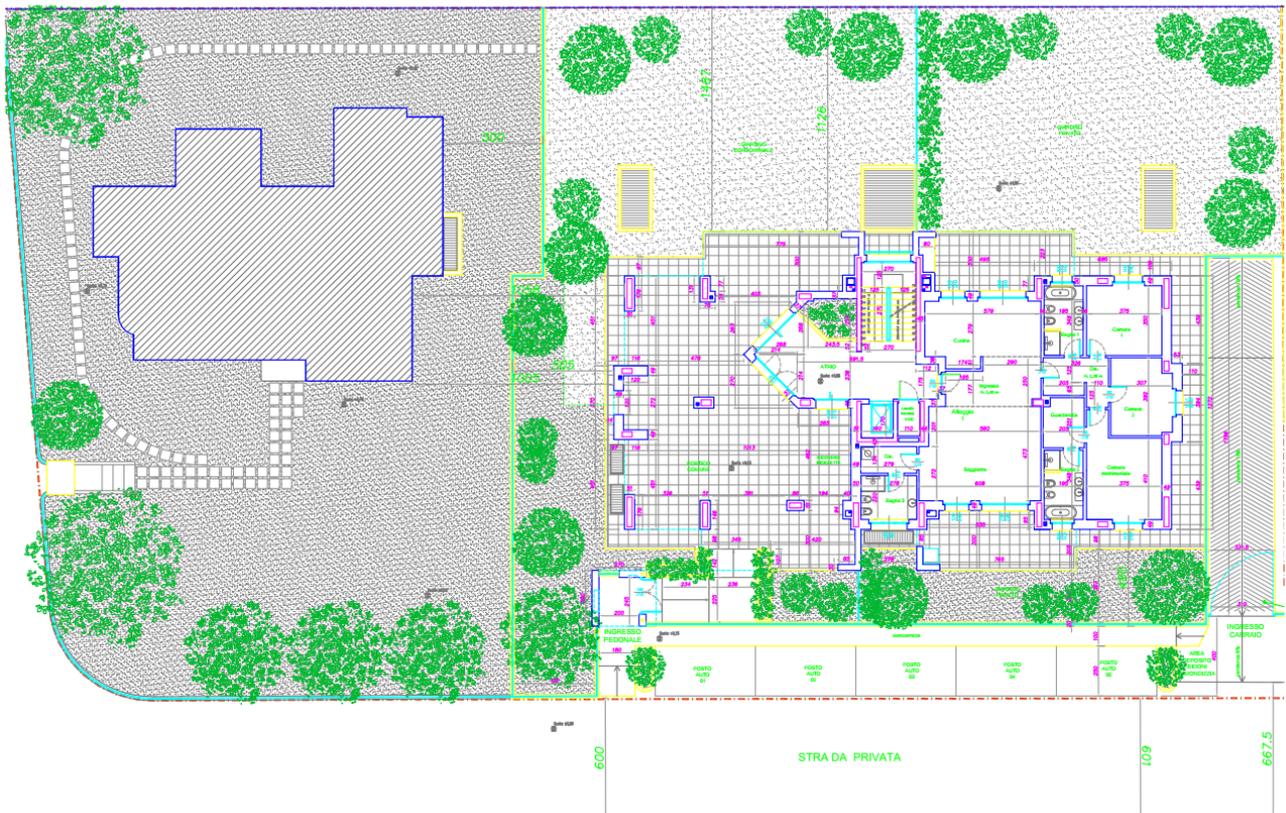
1. PREMESSA

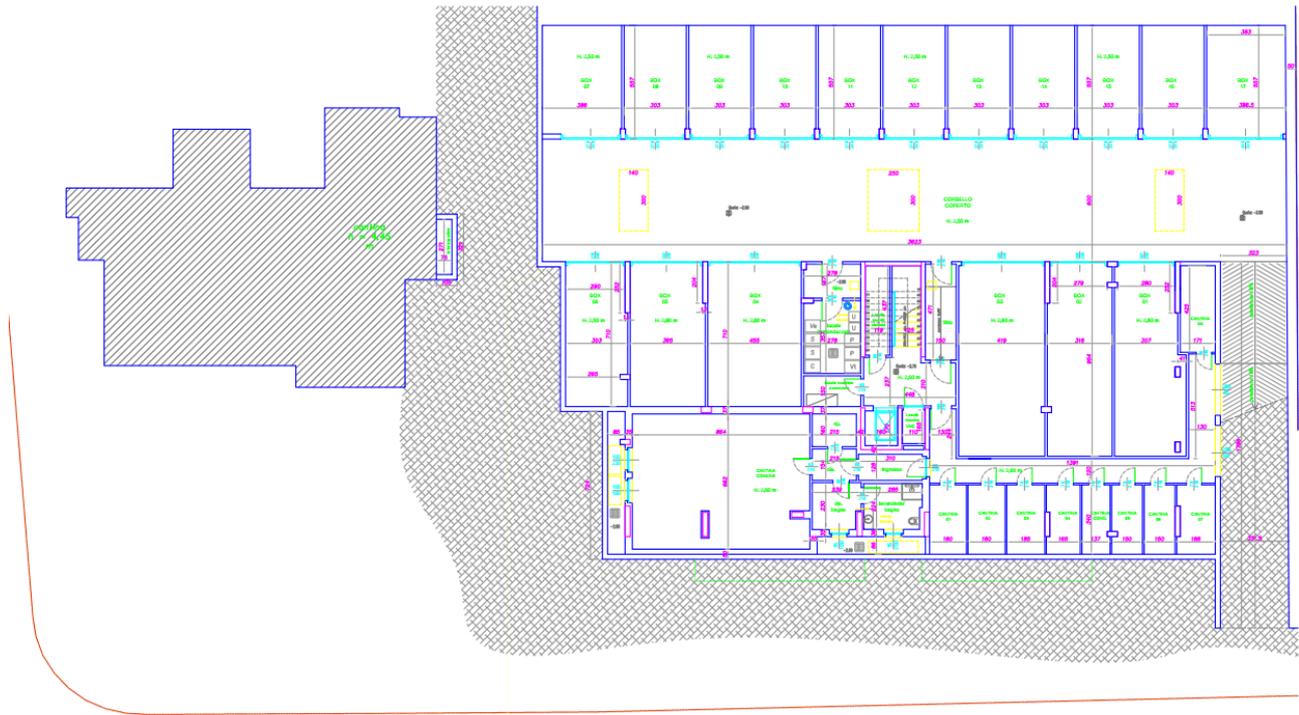
In seguito agli accordi intercorsi con l'egr.o geom. Cattaneo ho ricevuto l'incarico per svolgere un'indagine geologica tecnica volta a supportare un progetto inerente la realizzazione di un edificio residenziale presso Via San Michele del Carso.

Nelle intenzioni progettuali s'intende realizzare un edificio residenziale plurifamiliare previa demolizione di un magazzino esistente.

L'opera in progetto che s'intesterà al suolo tramite un piano interrato e relative fondazioni, sarà soggetta a normali affollamenti, classe d'uso II, vita nominale 50 anni.







PIANTA PIANO INTERRATO

1.1 Principali normative osservate

Il presente documento è stato redatto seguendo gli estremi del:

Aggiornamento NTC 2018;

Circolare 617 del 2/02/09 Istruzioni per l'applicazione delle NTC di cui al D.M. 14/01/08;

D.M 14/01/08 Norme tecniche per le costruzioni;

D.Lgs. 3/4/2006 n. 152 Norme in materia ambientale;

OPCM n. 3274 del Marzo 2003;

D.P.R 328/01 Competenze in materia di indagini geognostiche dei geologi;

D.M. 16/01/96 Norme tecniche per le costruzioni in aree sismiche;

D.M. 11/3/1988: *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, 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 opere di fondazione”*;

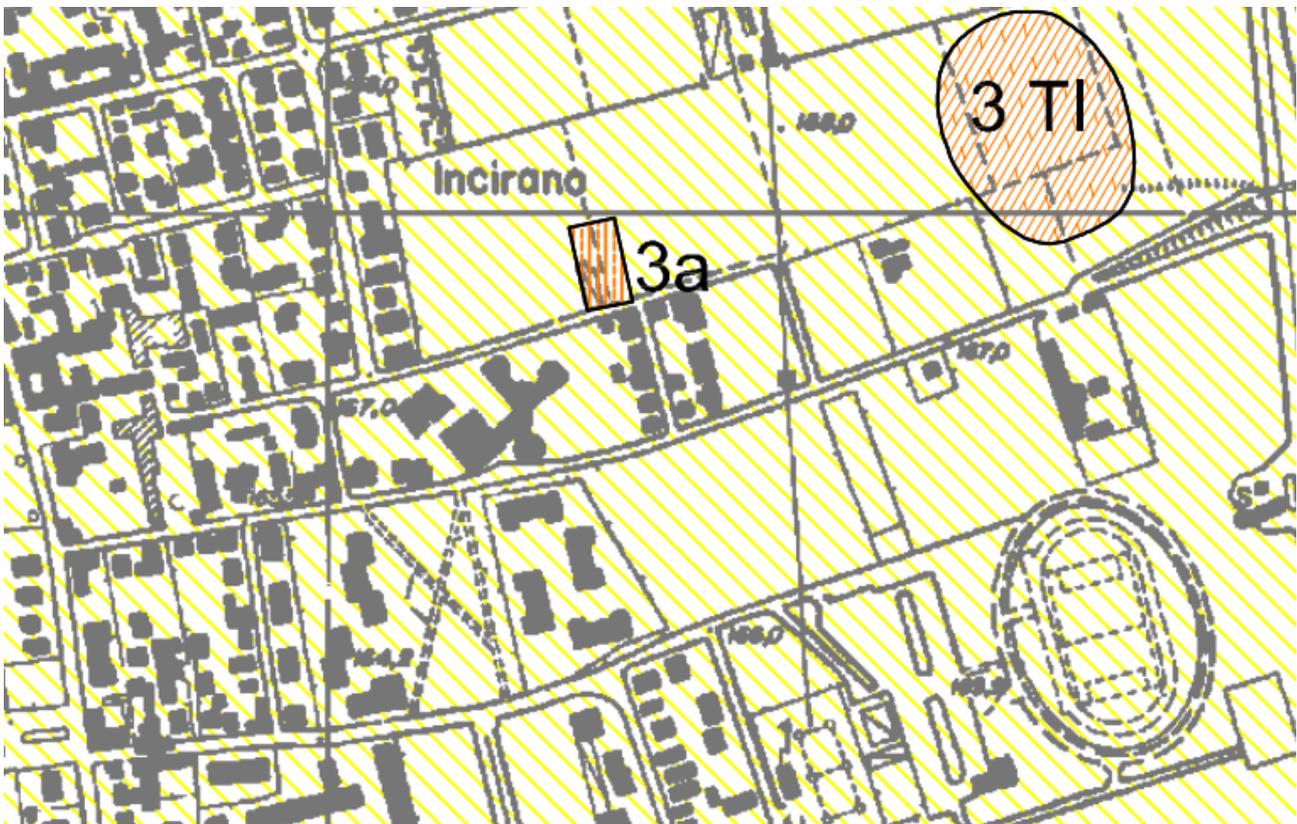
Delibera 4/02/1977 Criteri, metodologie e norme tecniche generali della legge 10/05/1976 n. 319 recante norme per la tutela delle acque dall'inquinamento, successivi e similari.

1.2 Obiettivi

Pertanto la presente relazione valuta le caratteristiche geomorfologiche, geologiche, idrografiche, idrogeologiche e stratigrafiche locali, ai fini di verificare un equilibrato inserimento delle opere in progetto con il contesto locale.

2 Vincoli geologici inerenti l'area studiata

Secondo la documentazione geologica allegata al vigente P.G.T l'intervento ricade in una classe di fattibilità geologica IIa (modeste limitazioni di natura geologica all'urbanizzazione), nella quale le principali limitazioni sono dovute alla presenza di una coltre superficiale limoso sabbiosa spessa in media 2,5-6 m.



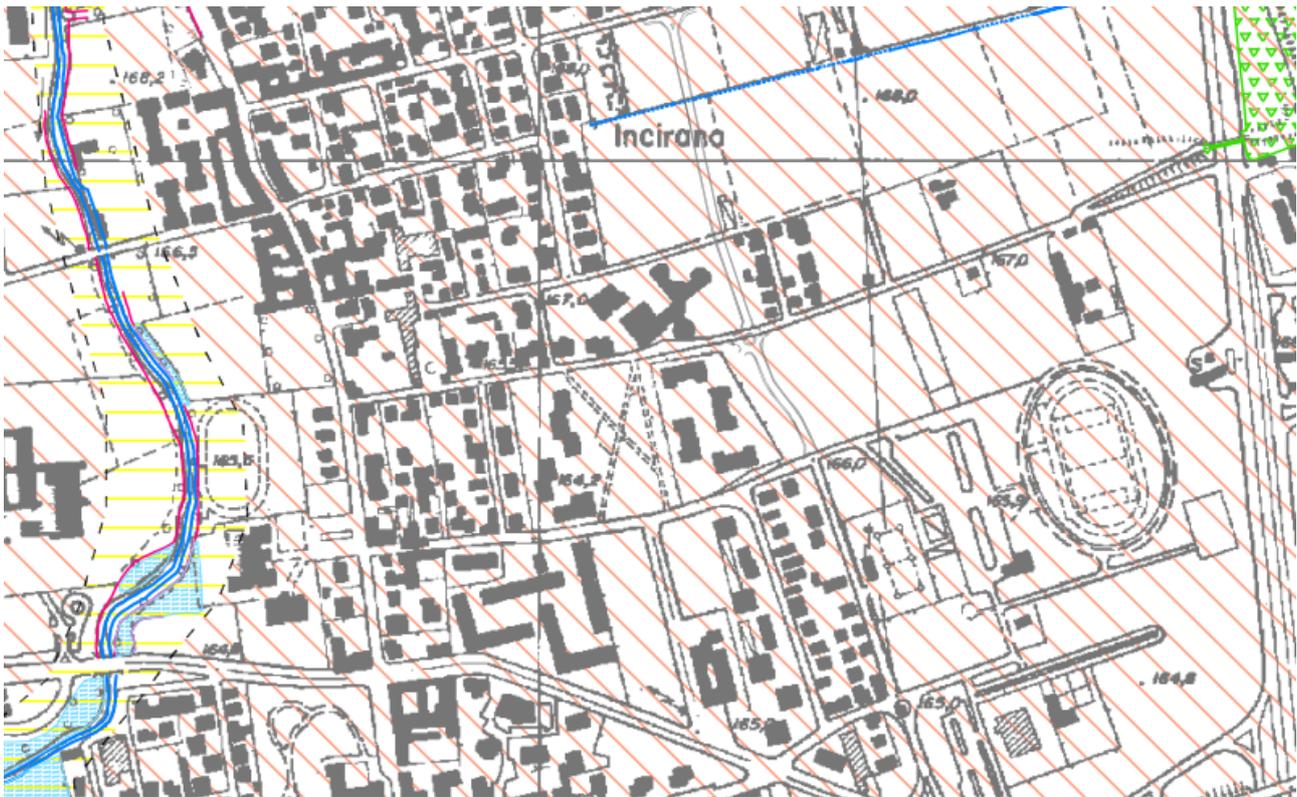
	CLASSE DI FATTIBILITA' GEOLOGICA D.G.R. IX/2616/2011	PRINCIPALI CARATTERISTICHE	PROBLEMATICHE GENERALI	PARERE SULLA EDIFICABILITÀ
Piana fluvio-glaciale	Classe 2a Piana fluvio-glaciale FATTIBILITÀ CON MODESTE LIMITAZIONI	Aree pianeggianti litologicamente costituite da ghiaie e sabbie con locali lenti di limi debolmente sabbiosi, da poco a mediamente alterate. Possibile presenza di terreni fini superficiali discontinui	Presenza di terreni da granulari sciolti a coesivi, con discrete caratteristiche geotecniche fino a 2,5-6 m di profondità. Miglioramento delle caratteristiche portanti a maggiore profondità. Vulnerabilità dell'acquifero di grado elevato	Favorevole con limitazioni legate alle caratteristiche portanti del terreno e alla salvaguardia dell'acquifero libero

3 Considerazioni geo-morfologiche relative l'opera in progetto

L'area oggetto di studio posta alla quota media 166-167 m s.l.m. occupa una porzione pianeggiante del livello fondamentale della pianura priva di fenomeni geomorfologici in atto e infatti non si sono riscontrati in sito segnali che lascino pensare ad una rapida evoluzione del territorio (colamenti, frane, esondazioni, erosioni concentrate, fratture beanti); non sono presenti nemmeno elementi morfogenetici come corpi idrici superficiali nelle vicinanze piuttosto che pendii o dislivelli importanti.

I terreni presenti in sito appartengono alla facies fluvioglaciale-alluvionale wurmiana-rissiana, si tratta di una sovrapposizione e giustapposizione di lenti sabbiose, limose ed in profondità ghiaiose; coltre superficiale limosa addensata.

In relazione a quanto sopra esposto si può considerare l'area stabile e sottoposta alla naturale peneplanazione delle superfici topografiche, l'intervento in progetto rispettando le prescrizioni delle considerazioni geotecniche non altererà tale favorevole situazione.

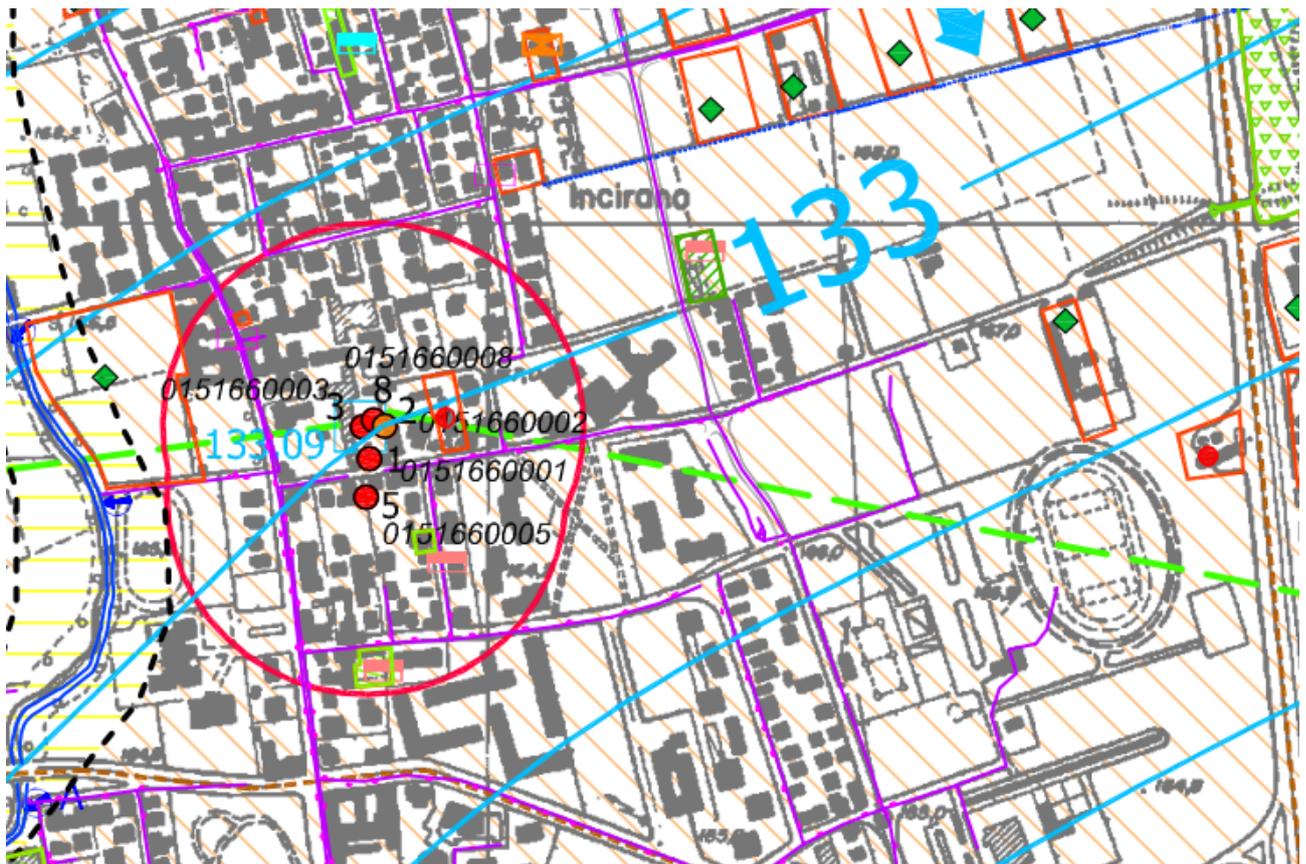


<p>ALLOGRUPPO DI BESNATE (Pleistocene medio - superiore) Depositi fluvio-glaciali con profilo di alterazione da poco a mediamente evoluto. Copertura loessica in genere assente. (Riss - Würm A.A.)</p>		<p>Ghiaie poligeniche a supporto clastico/di matrice, passanti localmente a limi. Strutture da trasporto da correnti trattive. In superficie locale presenza di limi debolmente sabbiosi compatti (loess alterato).</p>
--	--	---

4 Considerazioni idrogeologiche relative all'opera in progetto

L'area indagata si trova compresa tra le curve di livello 132 e 133 m s.l.m., considerando un piano campagna a 166 m s.l.m. è possibile identificare la soggiacenza delle acque sotterranee a 30 m circa dal p.c. L'area è identificata come ad elevata vulnerabilità dell'acquifero superficiale e l'unità idrogeologica di superficie che si spinge fino a circa 70 m di profondità è costituita prevalentemente da ghiaie e sabbie con intercalazioni argillose. Di seguito il sunto delle caratteristiche dei sedimenti nei primi metri dal p.c. estratti dal PGT.

Terreni da granulari sciolti a coesivi
con stato di consistenza tenero;
caratteristiche geotecniche discrete
fino a 2.5-6 m. In profondità
terreni da mediamente a ben
addensati. Permeabilità media



Grado di vulnerabilità						Caratteristiche degli acquiferi
EE	E	A	M	B	BB	
						Acquifero libero in materiale alluvionale con corso d'acqua sospeso rispetto alla piezometrica media della falda (alimentazione naturale)
						Acquifero libero in materiale alluvionale con locale presenza di copertura superficiale in corrispondenza dei depositi appartenenti all'Allogruppo di Besnate soggiacenza < 35 m.

EE:estremamente elevato E:elevato A:alto M:medio B:basso BB:molto basso

1 - - - - -

Traccia delle sezioni idrogeologiche

—

Limiti comunali

□ 148.93

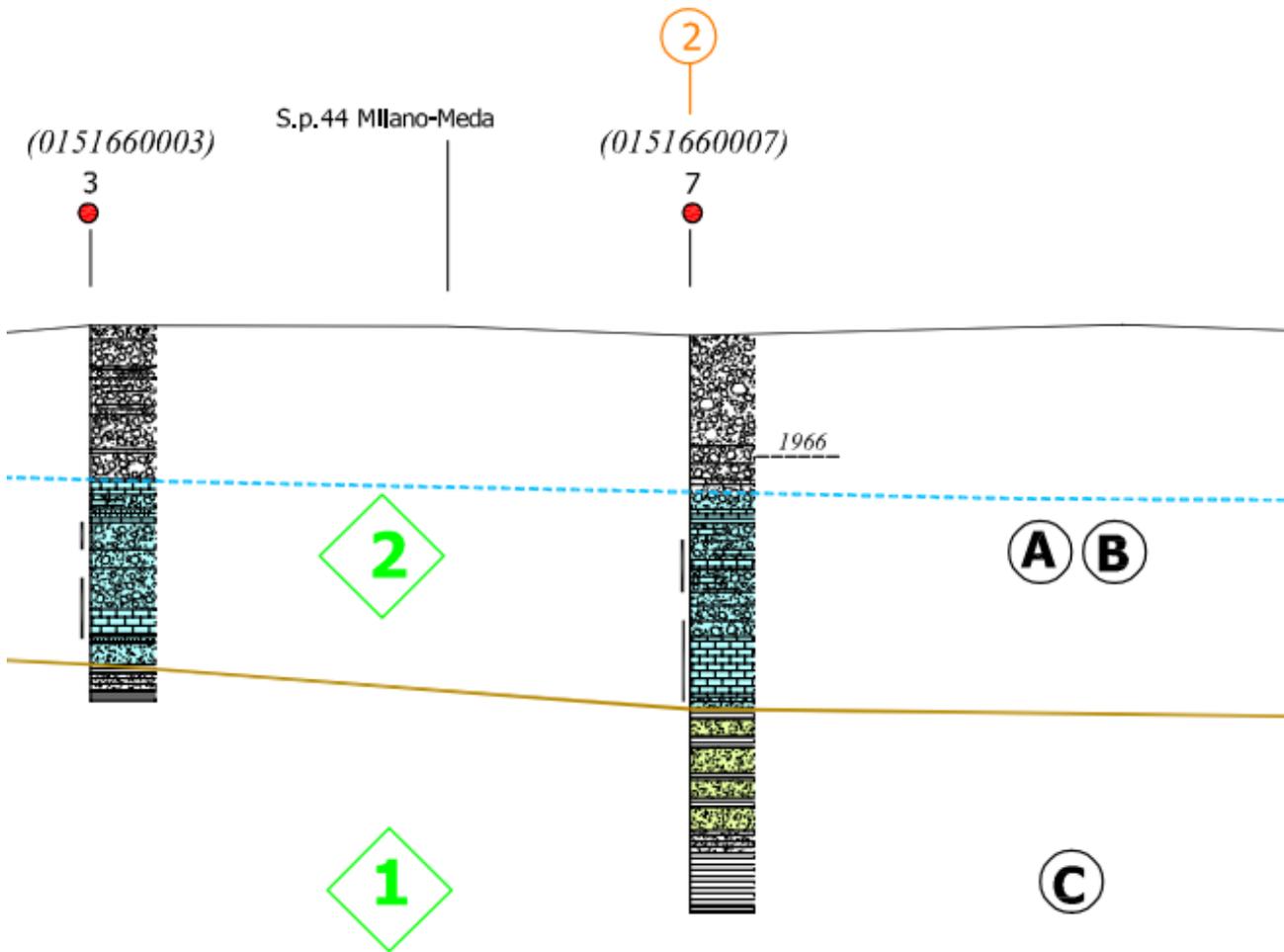
Punti di misura (pozzi e piezometri) e relative quote piezometriche

—138—

Linee isopiezometriche riferite ad aprile 2007 e relative quote (m s.l.m.)



Principali direzioni di flusso idrico sotterraneo



CLASSIFICAZIONE DEI GRUPPI ACQUIFERI (fonte dati: "Geologia degli Acquiferi Padani" Regione Lombardia, Eni - Divisione Agip)		CLASSIFICAZIONE DELLE UNITÀ IDROGEOLOGICHE	
ACQUIFERO SUPERIORE	(A) GRUPPO ACQUIFERO A Ghiaie e ghiaie grossolane a matrice sabbiosa grossolana con subordinati livelli sabbiosi da medi a grossolani; localmente presenti livelli decimetrici di argille e argille limose. Ambiente di deposizione: continentale fluviale braided ad alta energia	2	UNITA' GHIAIOSO-SABBIOSA Ghiaie e sabbie con intercalazioni argillose di spessore crescente all'aumentare della profondità e subordinati livelli conglomeratici. Acquifero libero nei livelli più superficiali, semiconfinato e confinato nei livelli più profondi.
	(B) GRUPPO ACQUIFERO B Sabbie medio grossolane, sabbie ciottolose e ghiaie a matrice sabbiosa, con orizzonti cementati e livelli di sedimenti fini argilloso limosi. Ambiente di deposizione: continentale fluviale braided		
ACQUIFERI INTERMEDI PROFONDI	(C) GRUPPO ACQUIFERO C Alternanza di sabbie da fini a medie e di argille limose verdi e argille palustri bruno-nerastre. Ambiente di deposizione: continentale/transizionale deltizio	1	UNITA' SABBIOSO-ARGILLOSA Argille e limi con intercalazioni sabbiose e sabbioso-ghiaiose; locale presenza di torbe. Acquifero confinato nei livelli permeabili.
	(D) GRUPPO ACQUIFERO D Argille siltose e silt con intercalazioni di sabbia fine e finissima nella parte bassa, sabbia grigia fine e media bioturbata nella parte intermedia e ghiaia poligenica grigia alternata a sabbia nella parte alta. Ambiente di deposizione: delta-conoide progredante da N a S	0	UNITA' ARGILLOSA Argille grigio/azzurre, talora fossilifere, con subordinate intercalazioni di ghiaie e sabbie. Acquifero confinato nei livelli permeabili.

Dai dati esposti nella componente geologica del vigente PGT la permeabilità dei terreni appartenenti all'area geotecnica omogenea BE risulta media; sfruttando la tabella sottostante è pertanto possibile attribuire ai sedimenti un grado di permeabilità k pari a 10^{-4} m/s.

k (m/s)	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}
<i>GRADO DI PERMEABILITÀ</i>	alto			medio		basso		molto basso		impermeabile		
<i>DRENAGGIO</i>	buono					povero			praticamente impermeabile			
<i>TIPO DI TERRENO</i>	ghiaia pulita		sabbia pulita e miscele di sabbia e ghiaia pulita			sabbia fine, limi organici e inorganici, miscele di sabbia, limo e argilla, depositi di argilla stratificati			terreni impermeabili argille omogenee sotto la zona alterata dagli agenti atmosferici			
						terreni impermeabili modificati dagli effetti della vegetazione e del tempo						

5 Considerazioni sismiche relative all'opera in progetto

Dal punto di vista sismico nel territorio comunale sono attese eventuali energizzazioni a bassa intensità (accelerazione massima del suolo $a_g < 0,05$), il comune è infatti iscritto in classe sismica IV, la forma della superficie topografica è classificabile come (T1) mentre la natura "sismica" dei sedimenti (miscele di ghiaie e sabbie) come (C). Nessuno scenario PSL.

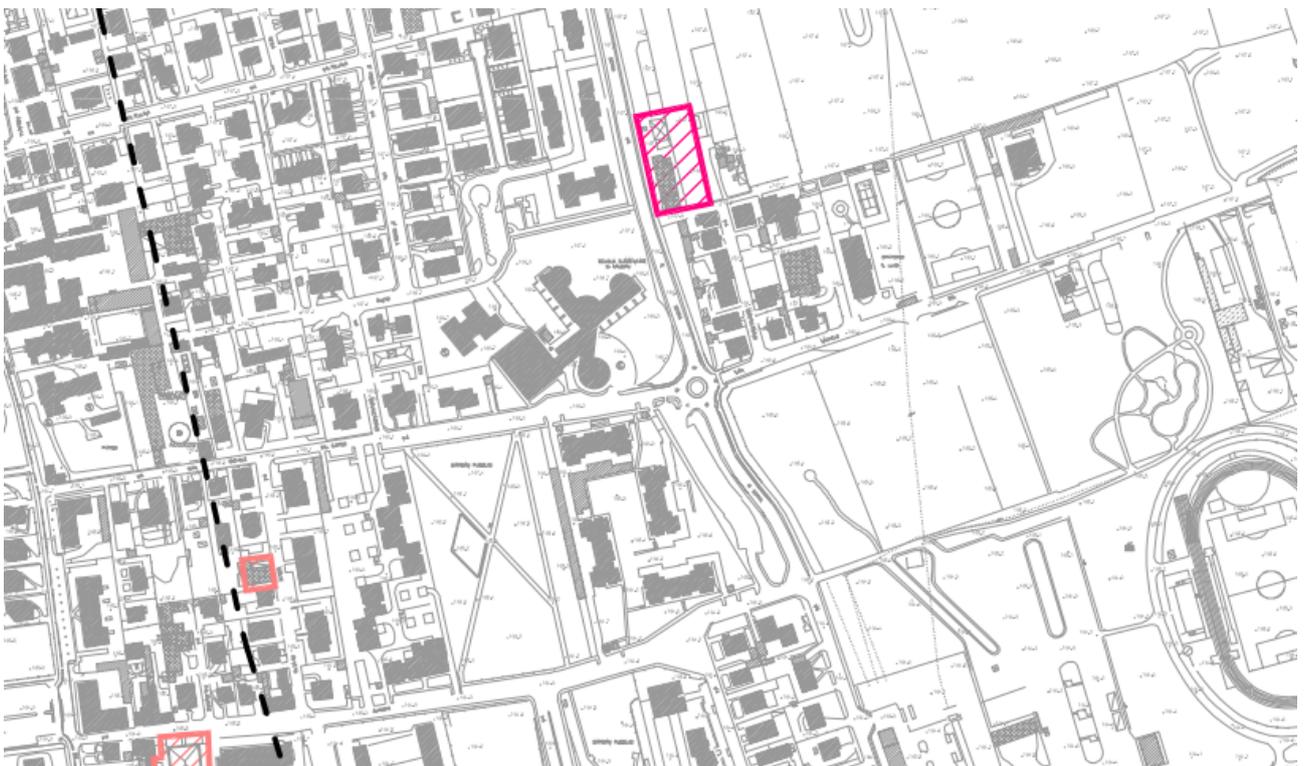
Valutando la **pericolosità sismica del sito** identificata in funzione dell'ubicazione geografica, della classificazione sismica topografica e dei suoli, caratterizzata dai parametri esposti negli allegati quali il coefficiente sismico orizzontale e verticale, rispettivamente pari k_h 0,0134 (che genererà una forza sismica orizzontale F_h pari all'1% dei pesi) e k_v 0,0067 (che genererà una forza sismica verticale F_v pari allo 0,6% dei pesi) si è ottenuta anche l'accelerazione massima orizzontale (a_{gMax}) al sito: 0,0669 g, inferiore a 0,1g e pertanto è possibile omettere la verifica alla liquefazione.

A	GRUPPO ACQUIFERO A Ghiaie e ghiaie grossolane a matrice sabbiosa grossolana con subordinati livelli sabbiosi da medi a grossolani; localmente presenti livelli decimetrici di argille e argille limose. Ambiente di deposizione: continentale fluviale braided ad alta energia
----------	---

Non è stato possibile svolgere l'indagine sismica HVSR a causa della logistica sfavorevole, pertanto per la classificazione sismica dei suoli si è ricorsi sia ad una correlazione con stratigrafie facendo riferimento alla descrizione sopra riportata inerente i primi 30 m di sottosuolo dal p.c. sia alla valutazione di un'indagine sismica svolta nell'area industriale.

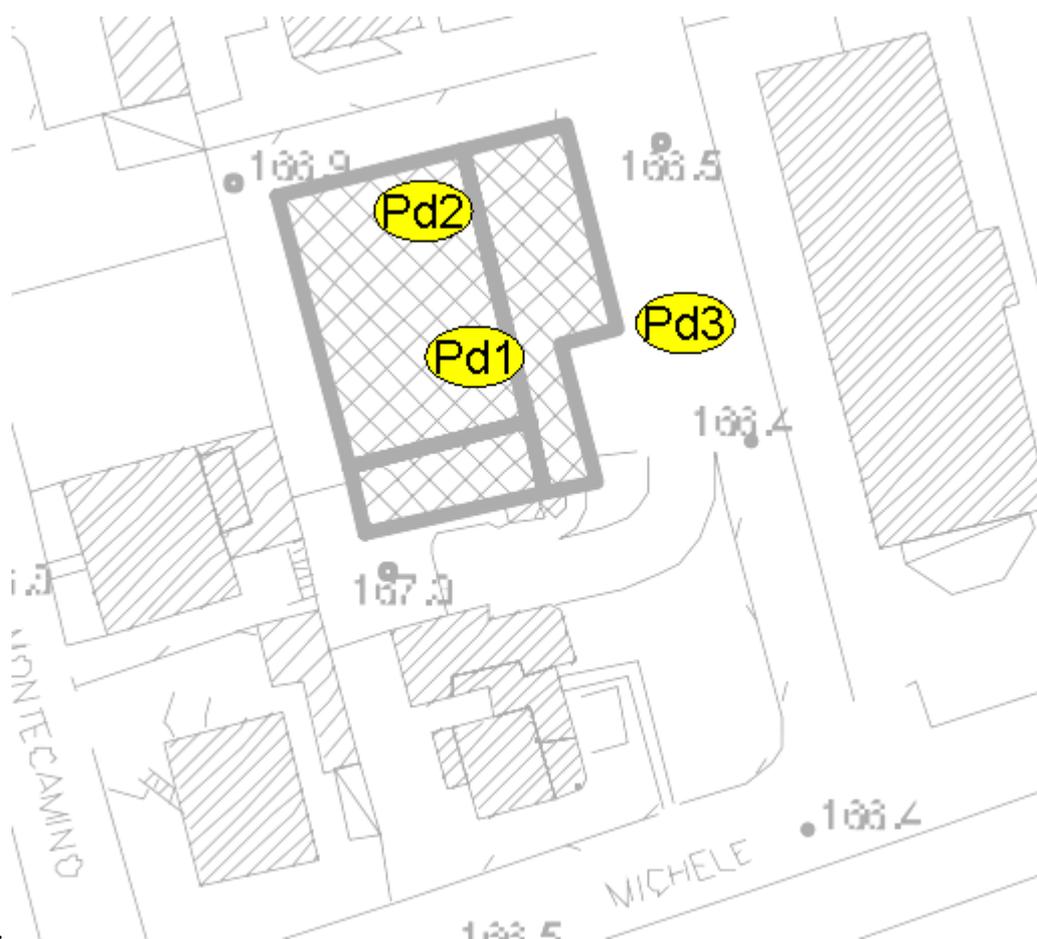
6 Considerazioni litotecniche relative l'opera in progetto

Per caratterizzare il sito preliminarmente si è sfruttata la documentazione geologica allegata al PGT che classifica l'area studiata in un'area omogenea litotecnica di seguito descritta nelle sue peculiarità litotecniche:



DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO										
UNITA'	Nspt colpi/30 cm	Yn kN/mc	Stato di addensamento/ consistenza	Dr	ϕ' °	c' kPa	cu kPa	Vs m/s	E' MPa	Spessore (m)
UNITA' A sabbie limose, localmente debolmente ciottolose	2÷7	18	da sciolto a mediamente addensato	0.26÷0.45	29÷32	0		100÷147	4.9÷11.1	3÷5
UNITA' B sabbie e ghiaie con ciottoli, localmente debolmente limose	18÷42	19	da mediamente addensato ad addensato	0.50÷0.77	32÷36	0		212÷270	22.4÷39.5	n.d.
UNITA' C sabbie ghiaiose	26÷49	19	da mediamente addensato ad addensato	0.51÷0.67	32÷35	0		266÷316	37.1÷54.7	n.d.

Si sono inoltre sfruttati degli scavi esplorativi approfonditi tramite escavatore le cui immagini sono di seguito riportate, che hanno sostanzialmente confermato quanto preventivato dalle informazioni preliminari riscontrando una consistente presenza di ciottoli negli scavi profondi aperti nell'interrato.



Ubicazione punti d'indagine



Piano interrato indagato Scavo PD1



Piano interrato indagato Scavo PD1

In alto: veduta del cortile interno, sullo sfondo il corpo di fabbrica principale, sulla sx scorcio del porticato
Foto in basso: interno del corpo di fabbrica principale



Piano interrato indagato Scavo PD2



Piano interrato indagato Scavo PD2



Cortile esterno - Scavo PD3



Cortile esterno - Scavo PD3

Si sono calcolate capacità portanti e cedimenti tramite i metodi di Brinch Hansen e di Burland Burdibdge (approccio A1+M1+R3) per fondazioni continue , in calcolistica si sono utilizzati i seguenti parametri di progetto (desunti dalle medie al ribasso dei valori nominali moltiplicati per i fattori M1) coincidenti con i parametri caratteristici: terreni 32° angolo di attrito, $1,9 \text{ t/mc}$ di peso di volume, coesione nulla, ottenendo quanto di seguito esposto:

6.1.1 Capacità portanti (Resistenze verticali) e cedimenti in condizioni statiche SLU - SLE

Tipo di fondazione	Capacità portante (resistenze verticali Rd) kPa	Cedimento totale mm indotti da SLU	Carico di esercizio max kPa	K Winkler Kg/cm ^c
A	C (SLU)	D	E (SLE)	F
(1 x 10) m	218	20	265	14
(1,5 x 10) m	276	33	205	12
(2 x 10) m	332	32	170	11,6
(3 x 10) m	437	81	135	10
(1 x 1) m	227	10	390	14
(2 x 2) m	301	21	240	11,6
(3x 3) m	374	35	180	10

La combinazione dei carichi (azioni) di progetto ricadenti sui modelli fondazionali in condizioni statiche non dovranno superare i valori della colonna C per quanto riguarda gli SLU mentre la combinazione agli stati limite di esercizio dinamici SLE non dovrà superare i valori della colonna E che rappresentano i carichi tali da indurre cedimenti pari a 25 mm. Il Kw è riferito alle colonne C e D.

6.2 Fronti di scavo e opere di sostegno

Nell'opera in progetto non è prevista l'apertura di alcun fronte di scavo significativo, in ogni caso dalla sottostante tabella si evince che i terreni presenti in sito manterranno profili di stabilità per pendenze pari a 55°.

Linee guida per la pendenza delle scarpate di scavo e di riporto (modificato da British Columbia Forest Code, 1995)

Scarpate di scavo		Scarpate di riporto	
<i>materiale</i>	<i>pendenza</i>	<i>materiale</i>	<i>pendenza</i>
miscele di sabbia e ghiaia (GP) sabbie da sciolte ad addensate (SW, SP)	1/1.5	miscele di sabbia e ghiaia (GP) sabbie (SW, SP) miscele di ghiaia, sabbia, limo e argilla (GM, GC)	1/1.5
sabbie limose (SM)	1/1		
limi da addensati a molto addensati sino a cementati (ML)	1/0.75	limi (ML, MH) argille (CL, CH)	1/2.5
limi soffici, limi argillosi (MH)	1/1.5		
argille limose (CL) argille inorganiche (CH)	1/1		

7 Conclusioni

Si è indagato un sito di origine alluvionale stabile che non accoglie particolari controindicazioni all'urbanizzazione (classe di fattibilità geologica II), il tipo d'intervento in progetto non interferirà in maniera inadeguata con le matrici ambientali geologiche.

Le indagini svolte hanno riscontrato la presenza di terreni ghiaioso ciottolosi in profondità, all'interno della profondità d'influenza delle fondazioni in progetto mentre in superficie prevale la componente sabbiosa e subordinatamente ghiaiosa, si veda il paragrafo 6.1 per le prestazioni geomeccaniche di alcuni modelli fondazionali.

Non sono previste interferenze tra le opere in progetto e le acque sotterranee.

Dal punto di vista sismico la forma della superficie topografica è classificabile come (T1) mentre la natura "sismica" dei sedimenti (miscele di ghiaie e sabbie) come (C). Nessuno scenario PSL.

Per garantire la massima efficienza esecutiva delle opere sarà inoltre opportuno rispettare le seguenti ulteriori prescrizioni particolari:

- o si consiglia di realizzare gli interventi con la massima rapidità in periodi contrassegnati da scarsi apporti idrici, al fine di evitare sia il fastidioso rammollimento dei terreni sia la presenza di filtrazioni dalle pareti e dal fondo scavo; nel primo caso sarà opportuno riparare gli scavi dall'azione delle acque meteoriche, apponendo teli impermeabili;

- nell'esecuzione degli scavi andrà previsto il sostegno dei fronti, particolarmente ove sia necessario approfondirsi oltre la profondità di 2 m soprattutto se in fregio a fondazioni di edifici esistenti, strade, ecc;
- qualora si evidenzi filtrazione di acque sulle pareti di scavo si dovrà assolutamente prevedere il sostegno degli scavi stessi, in quanto si perderebbe la relativa stabilità dei fronti stessi.
- Le considerazioni sopra effettuate derivano da indagini puntuali, nel caso si riscontri l'esistenza di condizioni litostratigrafiche difformi da quanto previsto, andrà interpellato il consulente geologo e dovranno essere eventualmente adottati correttivi alle scelte progettuali previste.
- D.Lgs 81/2008, art. 118: Nei lavori di splateamento o sbancamento eseguiti senza l'impiego di escavatori meccanici, le pareti delle fronti di attacco devono avere una inclinazione o un tracciato tali, in relazione alla natura del terreno, da impedire franamenti. Quando la parete del fronte di attacco supera l'altezza di m 1,50, e' vietato il sistema di scavo manuale per scalzamento alla base e conseguente franamento della parete.
- Quando per la particolare natura del terreno o per causa di piogge, di infiltrazione, di gelo o disgelo, o per altri motivi, siano da temere frane o scoscendimenti, deve essere provveduto all'armatura o al consolidamento del terreno.
- Nello scavo di pozzi e di trincee profondi piu' di m 1,50, quando la consistenza del terreno non dia sufficiente garanzia di stabilita', anche in relazione alla pendenza delle pareti, si deve provvedere, man mano che procede lo scavo, alla applicazione delle necessarie armature di sostegno.
- E' vietato costituire depositi di materiali presso il ciglio degli scavi. Qualora tali depositi siano necessari per le condizioni del lavoro, si deve provvedere alle necessarie puntellature.

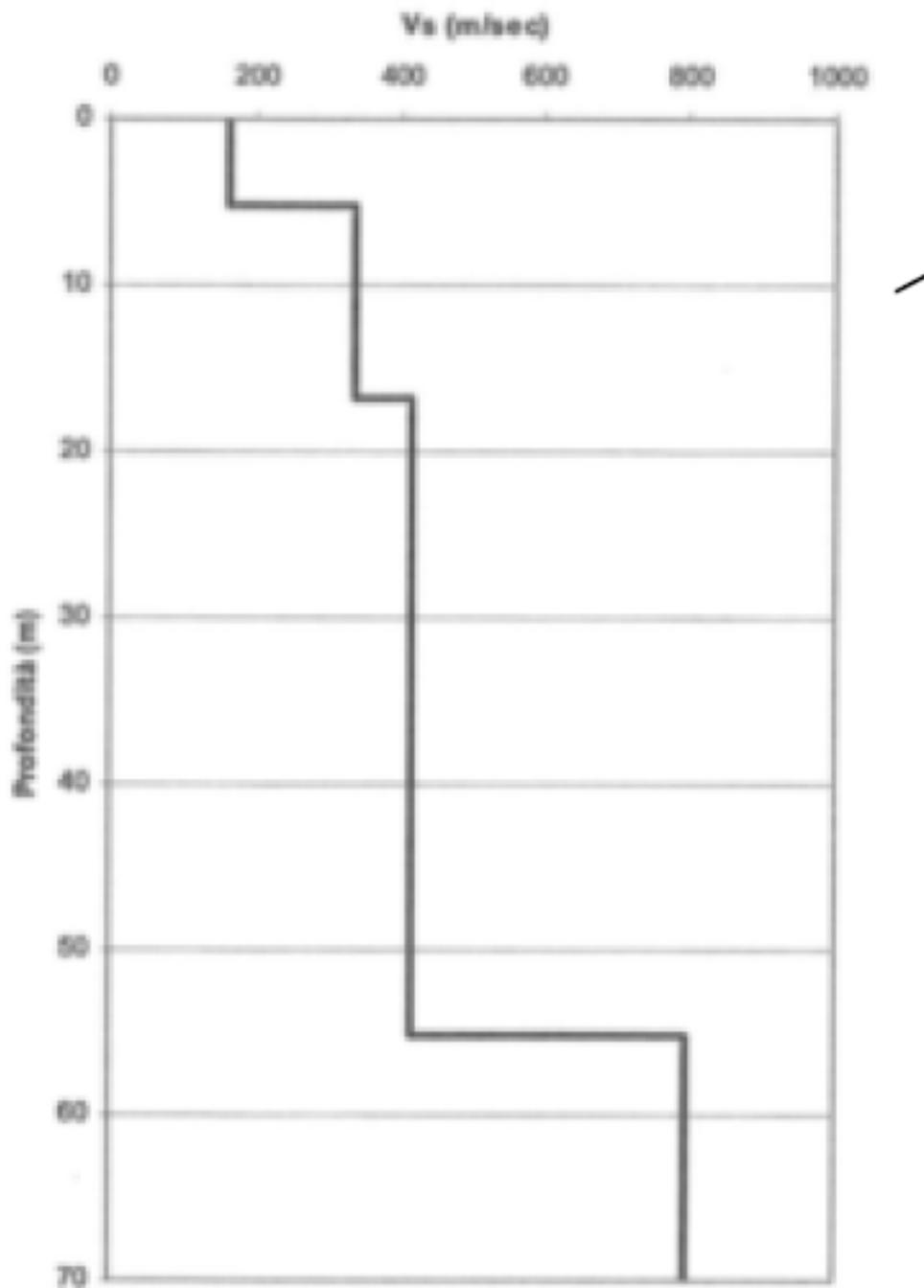
Considerando in sede progettuale quanto sopra esposto e mettendolo in pratica in fase esecutiva, si potranno considerare gl'interventi in progetto compatibili con le condizioni geologiche tecniche locali.

TIPO DI TERRENO	k (m/s)
Ghiaia pulita	$10^{-2} - 1$
Sabbia pulita, sabbia e ghiaia	$10^{-5} - 10^{-2}$
Sabbia molto fine	$10^{-6} - 10^{-4}$
Limo e sabbia argillosa	$10^{-9} - 10^{-5}$
Limo	$10^{-8} - 10^{-6}$
Argilla omogenea sotto falda	$< 10^{-9}$
Argilla sovraconsolidata fessurata	$10^{-8} - 10^{-4}$
Roccia non fessurata	$10^{-12} - 10^{-10}$

k (m/s)	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}
GRADO DI PERMEABILITÀ		alto		medio		basso		molto basso		impermeabile		
DRENAGGIO		buono				povero				praticamente impermeabile		
TIPO DI TERRENO		ghiaia pulita		sabbia pulita e miscele di sabbia e ghiaia pulita		sabbia fine, limi organici e inorganici, miscele di sabbia, limo e argilla, depositi di argilla stratificati				terreni impermeabili argille omogenee sotto la zona alterata dagli agenti atmosferici		
						terreni impermeabili modificati dagli effetti della vegetazione e del tempo						

k	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9} cm/s
Classi di permeabilità	> B	BUONA	DISCRETA		BASSA		> BASSA	IMPERMEABILE		
Spessore attraversabile in 1 anno	> 10 km	3 km	300m	30 m	3 m	30 cm	3 cm	3 mm		
Tipo di terreno	GHIAIETTI	SABBIE SABBIE MISTE A GHIAIE	SABBIE MEDIE E FINI	LIMI SABBIE FINI ARGILLE LIMOSE			ARGILLE COMPATTE E OMOGENEE			

Permeabilità dei terreni presenti in sito



Indagine sismica svolta nel territorio comunale nell'area industriale

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, 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/s e 800 m/s (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/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</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 graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 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 dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

Velocità caratteristiche delle onde S nei vari tipi di suolo (Borchedt, 1994)

TIPO DI SUOLO	V_s min (m/s)	V_s media (m/s)	V_s max (m/s)
ROCCE MOLTO DURE (es. rocce metamorfiche molto-poco fratturate)	1400	1620	
ROCCE DURE (es. graniti, rocce ignee, conglomerati, arenarie e argilliti,	700	1050	1400
SUOLI GHIAIOSI e ROCCE DA TENERE A DURE (es. rocce sedimentarie ignee, tenere, arenarie, argilliti, ghiaie	376	540	700
ARGILLE COMPATTE e SUOLI SABBIOSI (es. sabbie da sciolte a molto compatte, limi e argille sabbiose, argille da medie a compatte	200	290	375
TERRENI TENERI (es. terreni di riempimento sotto falda, argille tenere	100	150	200

Classificazione sismica dei suoli

PERICOLOSITÀ DEL SITO

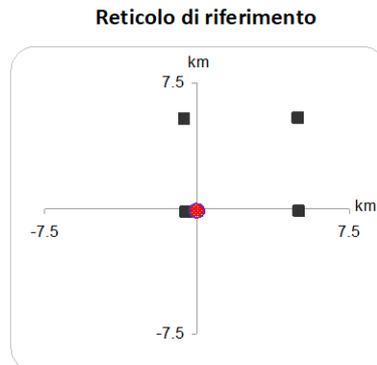
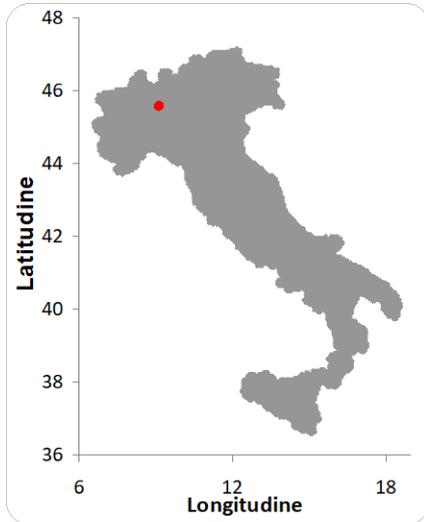
Norme Tecniche per le Costruzioni - 2008

Ricerca per coordinate

Longitudine: 9.14560

Ricerca per comune

Latitudine: 45.55860



Interpolazione:

superficie rigata

Controllo interpolazione:

2

Intepolazione corretta

Categoria del sottosuolo: C

▼

Categoria topografica: T1

▼

Stato limite considerato: SLV

▼

Stato Limite		T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C [s]
SLE	SLO	30	0.0179	2.5553	0.1597
	SLD	50	0.0226	2.5340	0.1881
SLU	SLV	475	0.0465	2.6627	0.2795
	SLC	975	0.0560	2.6983	0.3002

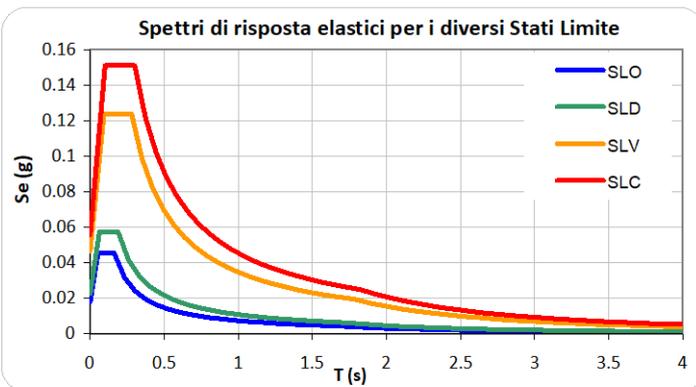
Vita nominale (V_N): 50

Classe d'uso (c_u): II

Amplificazione stratigrafica:

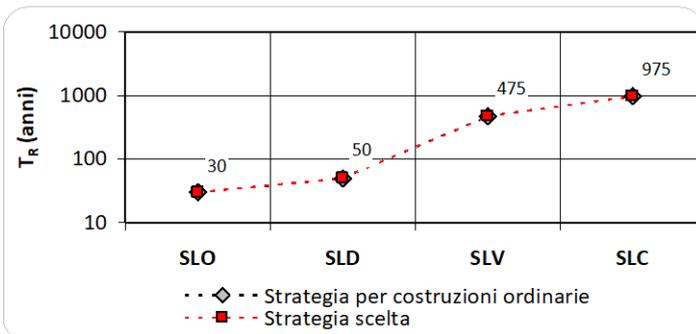
$S_s = 1.50$
 $C_c = 1.60$
 $S_T = 1.00$
 $\beta_s = 0.20$

$a_{max} = 0.0669$



Coefficienti sismici:

$k_h = 0.0134$ (orizzontale)
 $k_v = 0.0067$ (verticale)



Pericolosità sismica del sito, parametri SLV

Inquadramento litotecnico, fonte PGT

Brenna, 02/11/2022

Eredi Leuzzi

Via Italia, 14

PADERNO DUGNANO (MI)

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA AI SENSI DEL
D.M. 14.01.2008 E S.M.I. E DELLA D.G.R. IX/2616 A
MEZZO PROVE PENETROMETRICHE NEL COMPARTO
DI VIA ITALIA, 14 IN COMUNE DI PADERNO DUGNANO
PER LA REALIZZAZIONE DI UNA TETTOIA PER
RICOVERO AUTOMEZZI



DR. GEOLOGO SAMUELE AZZAN

1 - PREMESSA

La presente relazione è stata prodotta su incarico dei Sigg.ri Leuzzi; scopo del presente lavoro è la stesura della relazione geologica e geotecnica ai sensi del D.M. del 14.01.2008 e s.m.i. e della D.G.R. IX/2616 del 30.11.2011 nel comparto sito in comune di Paderno Dugnano (Mi) in via Italia,14 ove è prevista la realizzazione di una nuova tettoia esterna adibita a ricovero automezzi.

Lo studio del comparto è stato attuato attraverso l' esecuzione di una campagna di rilevamento geologico e geomorfologico estesa ad un intorno significativo del lotto d' intervento integrata dall' esecuzione di n° 2 prove penetrometriche, eseguite con penetrometro dinamico a punta conica (Scpt).

La ricognizione freaticometrica è stata effettuata mediante misurazioni direttamente nei fori penetrometrici.

Per la caratterizzazione sismica sono stati utilizzati alcuni dati presenti in bibliografia su indagini eseguite dallo scrivente in comparti limitrofi e in analogo contesto geologico.

Il presente documento rappresenta una relazione geologica e geotecnica ai sensi delle NTC'18

2 – NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Decreto Ministeriale 14.01.2008

“Norme tecniche per le Costruzioni” e Circolare n° 617 del 02.02.2009 “Istruzioni per l’applicazione delle NTC di cui al D.M. 14 gennaio 2008”

Decreto Ministeriale 17.01.2018

“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.

D.G.R. 2616/2011

Aggiornamento dei “Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio in attuazione dell’art. 57, comma 1, L.R. n° 12/2005”

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale.
Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007

D.G.R. n°2129 del 11/07/2014

contenente l’ *“Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r.1/2000, art.3, c.108, lett. d)”*.

3 - INQUADRAMENTO TERRITORIALE

L'area d'intervento è ubicata in comune di Paderno Dugnano (Mi), in Via Italia, 14 nella parte centrale del territorio comunale ad una quota pari a circa 164,00-165,00 m s.l.m..

Il territorio di Paderno Dugnano (Mi), e più in particolare il comparto d'intervento è cartografato nella **Tavoletta B5b5** alla scala 1:10.000 della Carta Tecnica Regionale (CTR).

Dal punto di vista catastale l'area è identificata al mappale 74 Sub. 1-2-701 del Foglio 24 del Censuario di Paderno Dugnano (Mi).

L'area d'intervento è compresa nella **Classe 2/ Sottoclasse 2a** "*Fattibilità con modeste limitazioni*" dello Studio Geologico Comunale, a supporto del vigente PGT.

Dalla consultazione delle carte di supporto alla pianificazione comunale (carta dei vincoli e di sintesi) si evidenzia quanto segue:

- Nella carta di sintesi non si ravvisa la presenza di nessun elemento che interessi il sito d'intervento.
- Nella carta dei vincoli l'area ricade nella zona di rispetto di alcune captazioni idropotabile (ubicate a nord dell'area intervento) ed è pertanto soggetta a quanto previsto dalla vigente normativa (art. 94 del D.lgs 152/06).

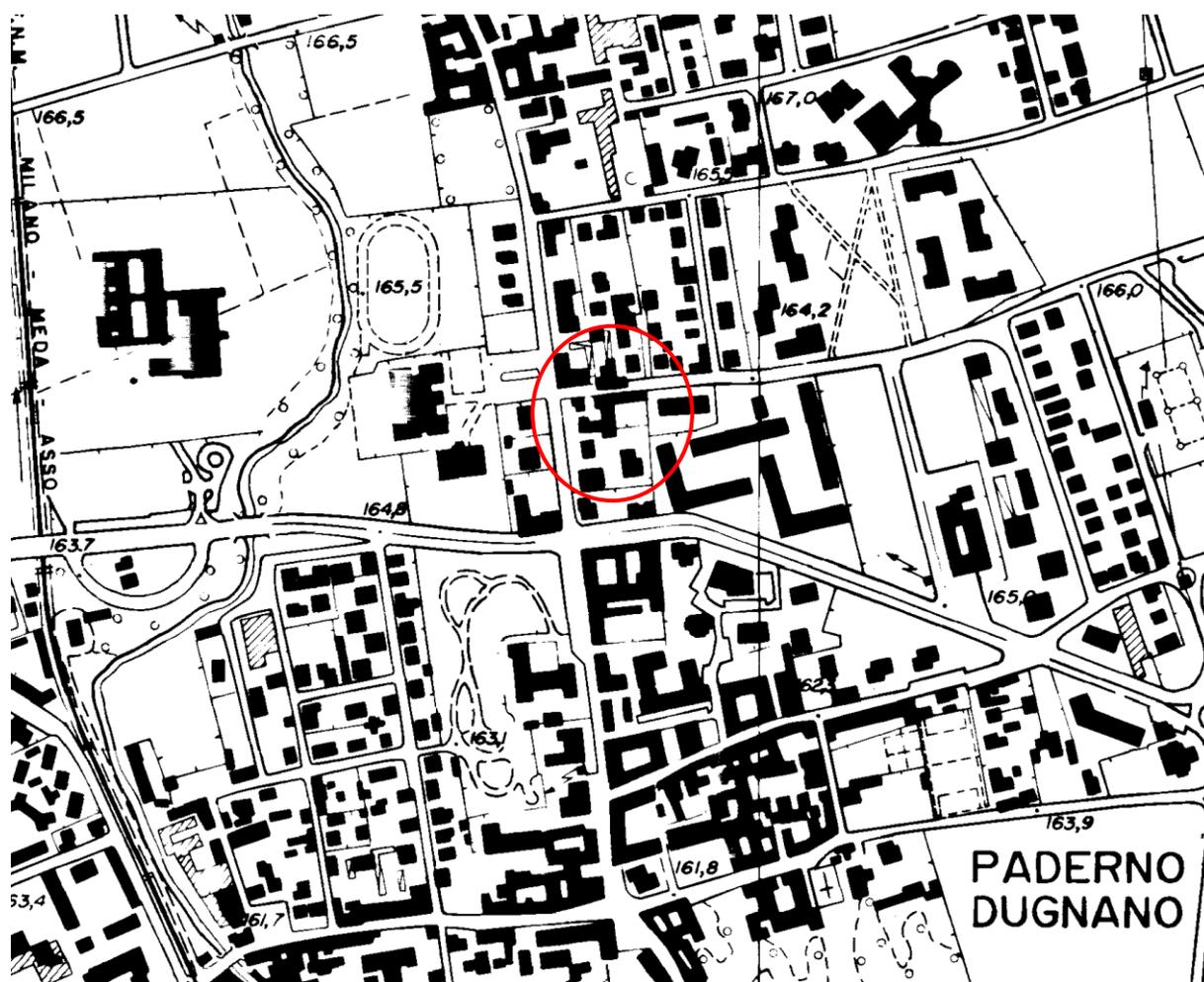
La consultazione dello Studio del Reticolo Idrico Minore comunale evidenzia che l'area d'intervento è ubicata all'esterno di fasce di rispetto idraulico.

L'area d'intervento in oggetto è inclusa in aree soggette a vincolo in relazione al vigente vincolo di cui al Piano Gestione Rischio Alluvioni già recepito dal PGT, e regolamentato a livello regionale con la Deliberazione della Giunta Regionale n°X/6738 del 19/06/2017 e s.m.i.. Più in particolare il comparto ricade nello scenario raro - L all'interno del quale si rimanda alle NTA dello Studio Geologico comunale che non richiedono particolari approfondimenti.

Il comune di Paderno Dugnano (Mi) è inserito, in base alla nuova normativa (D.G.R. n°2129 del 11/07/2014) in **ZONA 4 – area a sismicità bassa** : $PGA < 0,05g$ (dove PGA indica il picco di accelerazione gravitazionale) della zonizzazione sismica nazionale. Di seguito viene riportato uno stralcio della Carta Tecnica Regionale, in scala 1:10.000 con evidenziata l'area d'intervento, un estratto della Carta di Fattibilità geologica e delle azioni di piano e dei vincoli a supporto dello Studio Geologico Comunale.

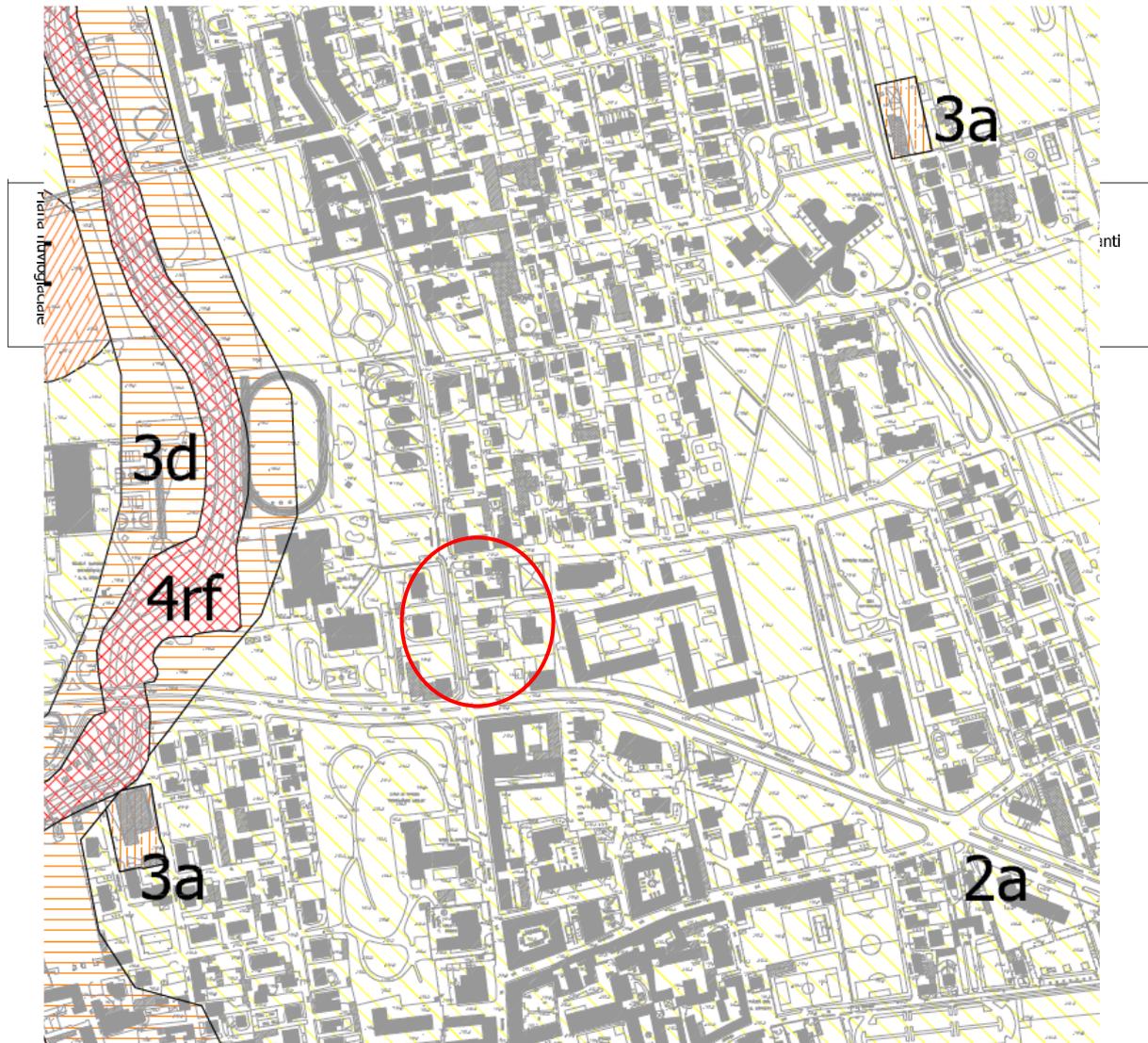
INQUADRAMENTO GEOGRAFICO AREA D' INDAGINE

Carta Tecnica Regionale - C.T.R. B5b5



Area d'indagine

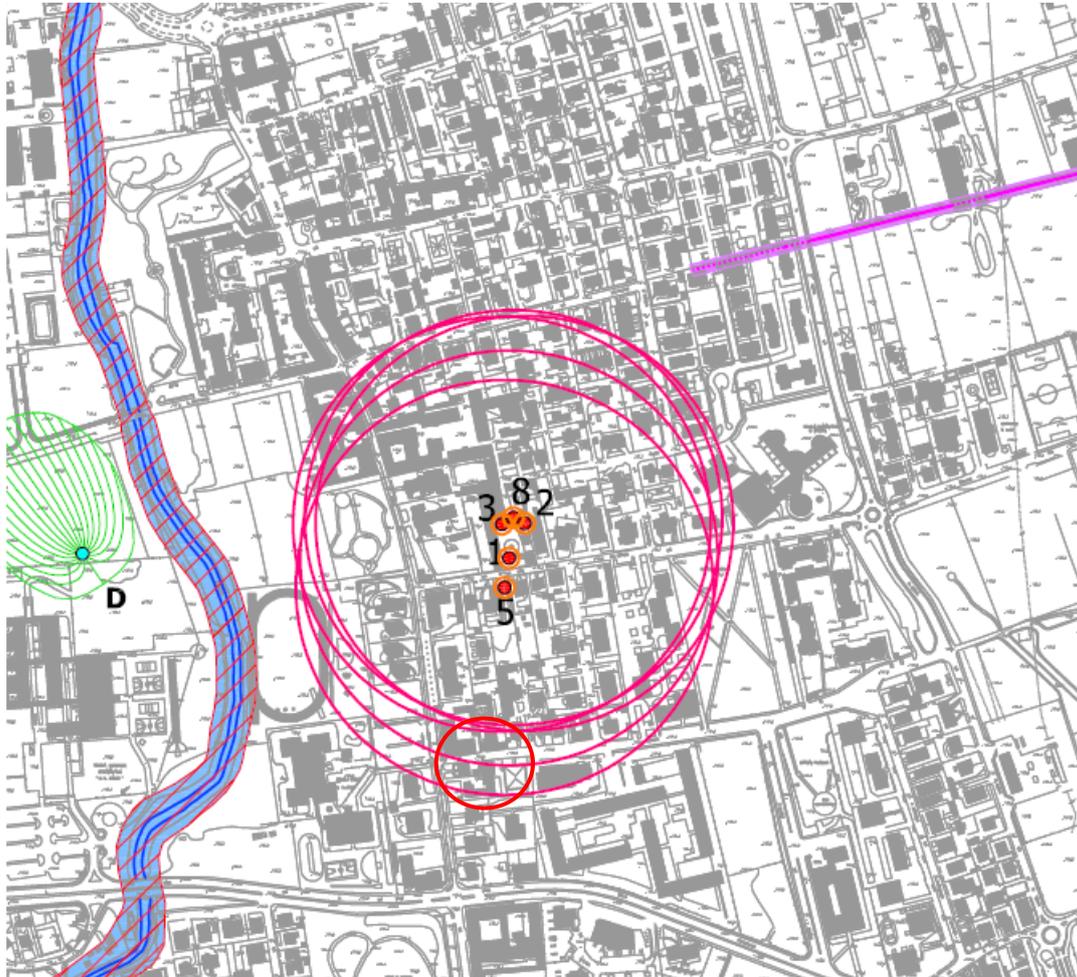
ESTRATTO CARTA DELLA FATTIBILITA'
(tratto dallo Studio Geologico a supporto del P.G.T.)



Piana alluvionale	<p>Classe 3d Aree di protezione fluviale</p> <p>FATTIBILITÀ CON CONSISTENTI LIMITAZIONI</p>	<p>Porzioni di piana alluvionale del T. Seveso litologicamente costituite da ghiaie sciolte passanti a sabbie debolmente limose, potenzialmente soggette a fenomeni di esondazione</p>	<p>Zone potenzialmente esondabili (comprendenti quelle per tempo di ritorno $T_r=100$ anni) e/o ambiti di riqualificazione fluviale</p>	<p>Favorevole con consistenti limitazioni legate alla verifica del rischio idraulico, alla riqualificazione degli ambiti fluviali e alla verifica dei caratteri geotecnici. Comprende porzioni dell'area di tutela idrogeologica</p>
Piana fluvio-glaciale	<p>Classe 2a Piana fluvio-glaciale</p> <p>FATTIBILITÀ CON MODESTE LIMITAZIONI</p>	<p>Aree pianeggianti litologicamente costituite da ghiaie e sabbie con locali lenti di limi debolmente sabbiosi, da poco a mediamente alterate. Possibile presenza di terreni fini superficiali discontinui</p>	<p>Presenza di terreni da granulari sciolti a coesivi, con discrete caratteristiche geotecniche fino a 2,5-6 m di profondità. Miglioramento delle caratteristiche portanti a maggiore profondità. Vulnerabilità dell'acquifero di grado elevato</p>	<p>Favorevole con limitazioni legate alle caratteristiche portanti del terreno e alla salvaguardia dell'acquifero libero</p>

 Area d'indagine

ESTRATTO CARTA DEI VINCOLI
(dallo Studio Geologico Comunale)



VINCOLI VIGENTI

AREE DI SALVAGUARDIA DELLE CAPTAZIONI A SCOPO IDROPOTABILE
D.Lgs 152/06 (art.94) - d.g.r. 10 aprile 2003 n. 7/12693



Zona di tutela assoluta



Zona di rispetto con criterio geometrico (raggio 200m)

VINCOLO COMUNALE PROPOSTO



Area di salvaguardia per la tutela idrogeologica delle zone di interesse a fini acquedottistici



Area d'indagine

AMBITI TERRITORIALI ASSOGGETTATI ALLA NORMATIVA DI POLIZIA IDRAULICA
ai sensi della d.g.r. 25 ottobre 2012, n. IX/4287

MI016 - torrente Seveso n°/sigla identificativa dei corsi d'acqua

RETICOLO IDROGRAFICO PRINCIPALE (D.G.R. 25 ottobre 2012 n. IX/4287 - ALLEGATO A):

-  Torrente Seveso e Canale Scolmatore di Nord-Ovest
tratti a cielo aperto
-  tratti tombati

4 - INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO, IDROGRAFICO ED IDROGEOLOGICO

Dal punto di vista geomorfologico il comune di Paderno Dugnano è posizionato in una zona di alta pianura che si estende in direzione sud limitata a nord dalle Prealpi Lombarde.

Più in particolare la zona così come tutte le porzioni limitrofe sono caratterizzate da ampie distese pianeggianti di origine fluvioglaciale.

In seguito a sopralluogo effettuato, l'area si presenta sub-pianeggiante e già urbanizzata; non si evidenzia la presenza di fenomeni d'instabilità in atto e di aree in possibile rapida evoluzione morfologica e pertanto si evidenzia la buona stabilità morfologica dell'area in esame.

Anche dalla consultazione della cartografia esistente presso il portale della Regione Lombardia e nello Studio Geologico a supporto del vigente P.G.T., (Carta dei dissesti PAI e "Progetto Geoiffi – Inventario delle frane e dei dissesti della Regione Lombardia",) non si evidenzia la presenza nell'area e nei suoi dintorni di zone potenzialmente instabili.

Dal punto di vista idrografico il comparto è ubicato in un settore defilato e protetto da elementi idrici (fiumi, torrenti e canali). L'elemento principale è rappresentato dal Fiume Seveso che scorre, nella zona con decorso N-S, a ovest del comparto d'intervento a distanza pari a circa 200,00 m

Dal punto di vista idrogeologico, l'area è caratterizzata dalla presenza di una falda freatica principale con direzione di flusso circa nord-ovest/sud-est. Dall'analisi della carta delle isopiezometriche la superficie freatica principale si attesta ad una quota di circa 133,00 m - 134,00 m con soggiacenza pari a circa 30,00 m; nel sottosuolo sono distinguibili differenti unità idrogeologiche con continuità verticale e laterale. La più superficiale, sede della falda freatica, è costituita prevalentemente da ghiaie sabbiose; In considerazione della stratigrafia locale l'acquifero presenta un grado di vulnerabilità elevato.

In considerazione delle caratteristiche morfologiche del comparto e dei suoi dintorni non si può escludere la presenza di modeste falde che si instaurano all'interno dei livelli dotati di un maggior grado di permeabilità; il livello piezometrico potrebbe subire oscillazioni dovute al ciclo delle precipitazioni, con conseguente innalzamento nei periodi caratterizzati da intense precipitazioni.

5 - INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il territorio del comune di Paderno Dugnano (Mi) è compreso nel **Foglio 45 Milano** della carta geologica d'Italia alla scala 1:100.000.

Dal punto di vista geologico nella zona affiorano esclusivamente formazioni detritiche di origine continentale connesse con le fasi interglaciali che hanno caratterizzato la storia della regione nel corso del periodo Quaternario. Più in particolare l'area d'intervento e la quasi totalità del territorio comunale è caratterizzato da depositi fluvioglaciali di età wurmiana ascrivibili all'Allogruppo di Besnate. Di seguito si riporta una descrizione dei depositi che caratterizzano l'area d'intervento e le zone limitrofe.

Depositi fluvioglaciali (Allogruppo di Besnate)

Con il nome di Depositi fluvioglaciali vengono distinti depositi di natura ghiaioso – sabbiosa – argillosa di origine fluvioglaciale che costituiscono il livello fondamentale della pianura.

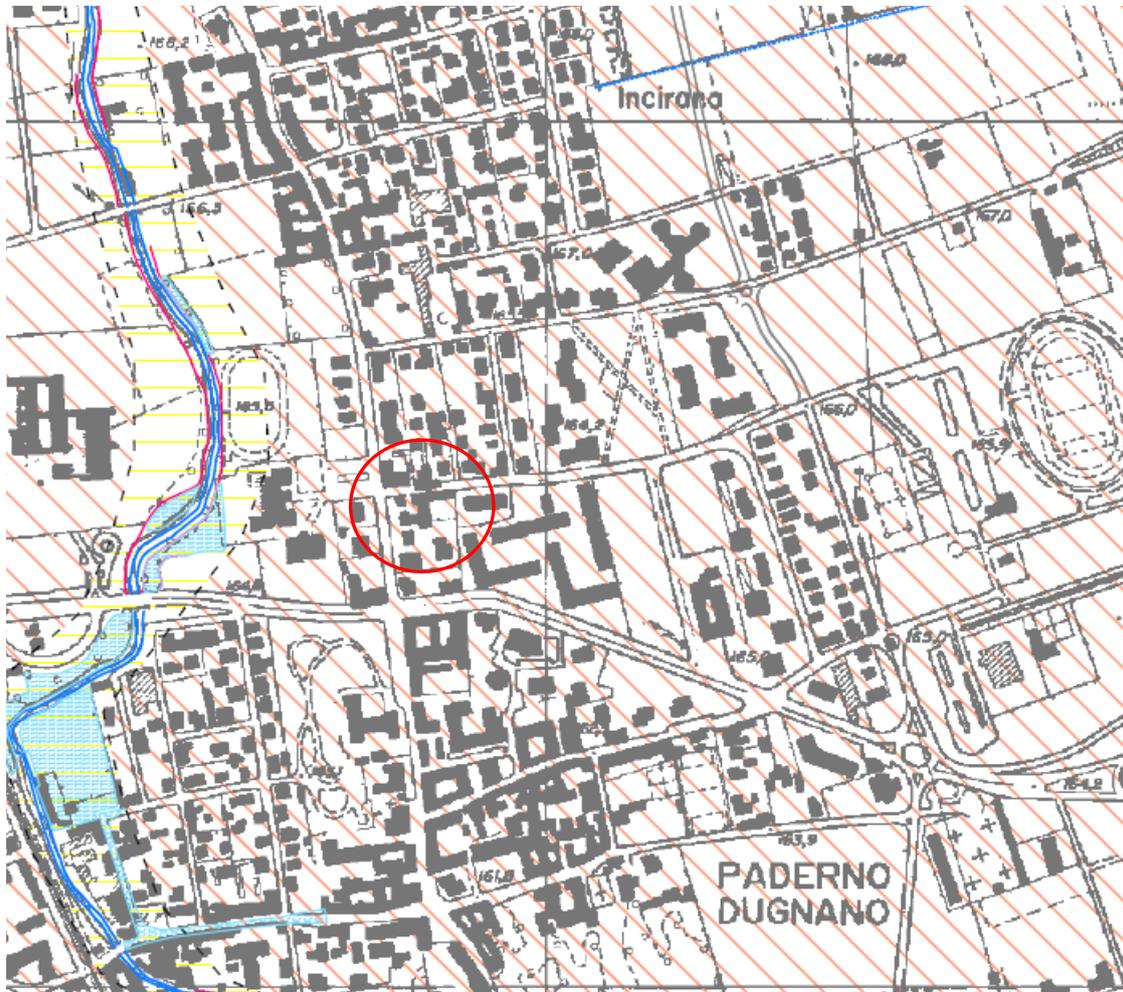
Questi depositi fluvioglaciali costituiscono una estesa superficie incisa solamente dagli alvei dei principali fiumi e nella zona affiorano in un'ampia fascia che va da Meda a Seregno e fino a Milano a Sud. La deposizione di questi terreni è connessa con le fasi terminali delle glaciazioni Wurm, quando le acque, derivate dallo scioglimento delle fronti glaciali, trasportarono e sedimentarono i materiali in carico che hanno come area di provenienza le principali cerchie moreniche situate più a Nord.

Gli elementi prevalenti della zona a depositi fluvioglaciali sono costituiti da ghiaie e sabbie con ciottoli fino a ghiaie fini mescolate a sabbie in percentuali variabili dal 40% al 70%. In superficie si presentano alterati per uno spessore di 25 – 70 centimetri; tale spessore non sempre è conservato a causa dell'intervento antropico. Mescolate con le sabbie e le ghiaie sono presenti, anche se in percentuali basse e variabili da zona a zona, limi ed argille che localmente possono originare depositi lenticolari di spessore metrico.

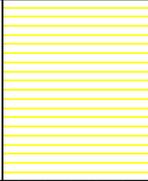
L'aumento della percentuale di sabbia e del materiale fine è da imputarsi alle caratteristiche idrauliche dei corsi d'acqua che formavano la pianura per aggradazione verticale con diminuzione dell'energia verso Sud.

Di seguito viene riportato uno stralcio di carta geologica , tratta dallo Studio Geologico Comunale, con evidenziata l'estensione laterale dei vari depositi.

ESTRATTO CARTA GEOLOGICA
(dallo Studio Geologico Comunale)



 Area d'indagine

UNITA' GEOLOGICHE		LITOLOGIA
UNITÀ POSTGLACIALE (Pleistocene superiore - Olocene) Depositi fluviali privi di alterazione superficiale con suoli assenti o poco sviluppati		Ghiaie a supporto clastico e di matrice passanti a sabbie debolmente limose generalmente sciolte.
ALLOGRUPPO DI BESNATE (Pleistocene medio - superiore) Depositi fluvioglaciali con profilo di alterazione da poco a mediamente evoluto. Copertura loessica in genere assente. (Riss - Würm A.A.)		Ghiaie poligeniche a supporto clastico/di matrice, passanti localmente a limi. Strutture da trasporto da correnti trattive. In superficie locale presenza di limi debolmente sabbiosi compatti (loess alterato).

6 – CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Allo scopo di definire le caratteristiche geotecniche dei terreni presenti nel sottosuolo dell' area d' intervento sono state eseguite n° 2 prove penetrometriche con penetrometro dinamico standard a punta conica S.C.P.T.; le prove sono state spinte fino ad una profondità pari massima compresa tra circa **4,20 m** e **5,20 m**. Entrambe le prove sono state interrotte per il raggiungimento del Rifiuto penetrometrico, calcolato in 100 colpi per un avanzamento di 30 cm, per la possibile interferenza con grossi ciottoli immersi nel deposito sabbioso-ghiaioso.

Il piano da cui sono state eseguite le prove corrisponde all'attuale piano campagna rappresentato dal cortile esterno dell'abitazione esistente e si presenta planare, pianeggiante e senza dislivelli significativi tra le due verticali di prova.

I risultati delle prove penetrometriche, riportati negli allegati istogrammi, sono stati interpretati per risalire, anche se indirettamente dato il tipo di prove eseguite, alle grandezze indice dei terreni investigati: densità relativa (d_r %), angolo d' attrito interno (ϕ), peso di volume (γ) e modulo di Young (E).

Parametro geotecnico	Correlazione utilizzata
Angolo d'attrito	Meyerhof (1965)/ Peck-Hanson -Thornburn (1956)
Peso di volume	Meyerhof (1951)
Modulo Elastico	Bowles
Densità relativa (%)	Meyerhof

I fori di prova sono stati altresì utilizzati per la ricognizione freaticometrica del sottosuolo investigato. Le rilevazioni freaticometriche, effettuate in data 15/10/2022 non ha rilevato la presenza di acqua all'interno dei fori di prova.

L' esame dei diagrammi penetrometrici evidenzia una buona omogeneità laterale del sottosuolo con presenza di sabbie poco addensate con spessori pari a circa 2,00 m - 2,50 m sovrapposte a terreni costituiti da sabbie e ghiaie e/o ghiaie sabbiose fino alla massima profondità raggiunta dalle prove.

In base alle risultanze delle prove penetrometriche, sono state distinte tre differenti "Litozone" abbastanza omogenee per caratteristiche tecniche, distinte in base ai valori medi di resistenza alla penetrazione.

In particolare è stato possibile distinguere:

Litozona A : è caratterizzata presumibilmente da sabbie poco addensate. Si ritrova lungo entrambe le verticali con spessori compresi tra circa 2,00 m (S.C.P.T. 1) e 2,40 m (S.C.P.T.

2).

Presenta parametri geotecnici e valori di resistenza alla penetrazione generalmente mediocri.

Di seguito vengono riportati i principali parametri geotecnici desunti dall'interpretazione delle prove :

Nspt	Angolo attrito Meyerhof (1965)	Angolo attrito Peck-Hanson (1956)	Peso volume T/m³	Coeff. Poisson	Modulo Young Kg/cm²	Dr(%)	Grado addensamento
4,5-6,5	26,5°-27°	28° - 29°	1,51-1,60	0,35 - 0,34	61-68	46-57	POCO ADDENSATO

Litozona B : è caratterizzata presumibilmente da sabbie ghiaiose mediamente addensate. Si ritrova lungo entrambe le verticali fino a profondità compresa tra circa 2,80 m (S.C.P.T. 1) e 3,20 m (S.C.P.T. 2). Presenta parametri geotecnici e valori di resistenza alla penetrazione generalmente discreti.

Di seguito vengono riportati i principali parametri geotecnici desunti dall'interpretazione delle prove :

Nspt	Angolo attrito Meyerhof (1965)	Angolo attrito Peck-Hanson (1956)	Peso volume T/m³	Coeff. Poisson	Modulo Young Kg/cm²	Dr(%)	Grado addensamento
11-14	29,5°-31°	30° - 31°	1,78-1,87	0,33	131-148	67-75	MEDIAMENTE ADDENSATO

Litozona C : è caratterizzata presumibilmente da sabbie e ghiaie con caratteristiche geotecniche che migliorano con la profondità per la presenza di materiale a granulometria più grossolana. Si ritrova lungo entrambe le verticali di prova fino alla massima profondità raggiunta dalle prove. Presenta parametri geotecnici e valori di resistenza alla penetrazione generalmente buoni

Di seguito vengono riportati i principali parametri geotecnici desunti dall'interpretazione delle prove :

Nspt	Angolo attrito Meyerhof (1965)	Angolo attrito Peck-Hanson (1956)	Peso volume T/m³	Coeff. Poisson	Modulo Young Bowles (1982) Kg/cm²	Grado addensamento
30-34	35°-36°	35°-36°	>1,90	0,29	439-482	ADDENSATO

6.1 PARAMETRI CARATTERISTICI

Sulla base delle risultanze ottenute dall'esecuzione delle indagini nel lotto, correlate con indagini eseguite in zone limitrofe, in terreni con simili caratteristiche geotecniche, nella seguente tabella riassuntiva vengono riportate le caratteristiche geotecniche medie riferite ad ogni singola LITAZIONE (modello geotecnico di riferimento).

In accordo con quanto previsto al punto 6.2.2 delle NTC 2018, nel modello geotecnico sono indicati i valori caratteristici, calcolati a partire dai valori medi riportati nel modello geologico relativi ai seguenti parametri del terreno:

- peso di volume
- angolo di attrito
- modulo elastico

Ai sensi delle NTC 2018 e delle norme europee EC7, cui le stesse norme nazionali fanno riferimento, il valore caratteristico da utilizzare nei calcoli è una stima cautelativa del parametro derivato dalla prova che tenga conto della naturale variabilità del parametro in accordo con le caratteristiche del sottosuolo, della specifica verifica geotecnica, nell'ambito della quale viene introdotto il parametro e delle condizioni costruttive che corrispondono alla verifica.

Litoz	Prof dal p.c. (m)	Descriz.	Nspt (*)	Angolo attr. medio	Peso volume T/m ³	Modulo Young Kg/cm ²
A	2,00-2,40 m	Sabbia	4,5-6,5	27°	1,60	55-60
B	2,80 m-3,20 m	Sabbia ghiaiosa	11-14	30°	1,80	130-150
C	Indet.	Sabbia e ghiaia	30-34	35°	1,90	>300

E' comunque opportuno ricordare che il tipo di prove eseguite consente una caratterizzazione geotecnica dei terreni testati ma tuttavia l'interpretazione litologico-stratigrafica, in assenza di sondaggi geognostici, è da ritenersi solo indicativa.

*La correlazione tra SPT e SCPT utilizzata è la seguente: **Nspt = β t Nscpt**

Ove: β t = Q/Qspt = **1,4** (coefficiente teorico di energia)

Q = energia specifica per colpo (kg/cm²)

Qspt = energia specifica per colpo della prova SPT (kg/cm²)

7 – INQUADRAMENTO SISMICO

L'analisi sismica del lotto d'intervento è richiesta in seguito all'entrata in vigore della legge 12/2005 sui Piani di Governo del Territorio, la Regione Lombardia ha emanato, con D.G.R. 22 dicembre 2005 n. 8/1566, i nuovi "Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio, in attuazione all'art. 57 della L.r. 11 marzo 2005, n. 12." I nuovi criteri forniscono inoltre le indicazioni per l'analisi del rischio sismico, in attuazione all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003.

La metodologia, basata su indagini dirette ed indirette, prevede tre livelli di approfondimento con grado di dettaglio crescente: i primi due livelli sono obbligatori (con opportuna differenza in funzione della zona sismica di appartenenza) in fase di pianificazione, mentre il terzo è obbligatorio in fase di progettazione sia quando con il 2° livello si dimostra l'inadeguatezza della normativa sismica nazionale, sia per gli scenari di pericolosità sismica locale caratterizzati da effetti di instabilità, cedimenti e/o liquefazione e contatto stratigrafico e/o tettonico tra litotipi con caratteristiche meccaniche molto diverse tra loro.

- **il 1° livello** consente il riconoscimento delle aree passibili di amplificazione sismica sulla base di osservazioni geologiche e di dati esistenti; il territorio viene suddiviso in zone a pericolosità sismica omogenea ed individuate da sigle identificative (Z1, Z2 ecc.).
- **Il 2° livello** permette la caratterizzazione semiquantitativa degli effetti di amplificazione sismica attesi nelle aree perimetrali nella Carta della Pericolosità Sismica Locale e fornisce una stima della risposta sismica dei terreni in termini di valore di Fattore di Amplificazione (Fa). L'applicazione del 2° livello consente l'individuazione, nell'ambito degli scenari qualitativi suscettibili di amplificazione (zone Z3 e Z4), di aree in cui la normativa risulta insufficiente a tenere in considerazione gli effetti di amplificazione sismica locale (Fa calcolato superiore a Fa di soglia comunale calcolato dal politecnico di Milano).
- **Il 3° livello** permette la definizione degli effetti di amplificazione tramite indagini ed analisi più approfondite nelle aree in cui la normativa risulta inadeguata.

Il territorio comunale di Paderno Dugnano (Mi) è inserito, in base alla nuova normativa (D.G.R. n°2129 del 11/07/2014) in **CLASSE 4 (zona a bassa sismicità)** della zonizzazione sismica nazionale.

L'analisi di 1° livello non ha incluso il comparto in nessun scenario sismico.

Dal punto di vista topografico, considerando le caratteristiche dell'area, il comparto d'intervento può essere ascrivibile alla categoria T1.

In base ai dati bibliografici e ad alcune indagini eseguite dallo scrivente in comparti limitrofi si attribuisce un sottosuolo di fondazione di **Categoria C** "*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con profondità del substrato superiore ai 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi fra 180 e 360 m/s*".

7.1- VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

In ogni sito è necessario procedere alla valutazione della sicurezza nei confronti della liquefazione, secondo, le indicazioni riportate nel paragrafo 7.11.5.1 delle NTC2008 e s.m.i..

La normativa vigente (NTC D.M. 17/01/18) prevede che la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze (7.11.3.4.2):

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 Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.*

Date l'accelerazione massima attesa e la sequenza litologica dei materiali è possibile affermare che il rischio del verificarsi di tale fenomeno non è significativo.

7.2- PARAMETRI SISMICI

L'approccio seguito per la determinazione dei parametri sismici utili alla progettazione corrisponde a quello previsto dalle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, che prevede di rendere compatibile la *pericolosità sismica* di un dato sito con le nuove NTC, dotandola di un sufficiente livello di dettaglio geografico/temporale. A tal fine le NTC prescrivono di considerare un *reticolo di riferimento* geografico ai cui nodi sono riferiti, per diversi periodi di ritorno T_R , i parametri sismici corrispondenti. Questi sono dati da:

a_g = accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_0 =valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c =periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Ogni nodo del reticolo viene identificato da un numero ID e dai suoi valori di latitudine e longitudine; per i punti del territorio nazionale non ricadenti nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri suddetti si calcolano come media pesata dei valori dei medesimi parametri nei quattro vertici della maglia elementare contenente il punto d'interesse.

Nel nostro caso si è assunta un'ubicazione corrispondente a Lat: 45,573 Lon: 9,165 (coord. ED50) ricadente nella maglia avente i seguenti vertici identificativi:

Sito 1	ID: 11816	Lat: 45,5566	Lon: 9,1390	Distanza: 2761,400
Sito 2	ID: 11817	Lat: 45,5592	Lon: 9,2101	Distanza: 3806,919
Sito 3	ID: 11595	Lat: 45,6091	Lon: 9,2066	Distanza: 5118,847
Sito 4	ID: 11594	Lat: 45,6066	Lon: 9,1353	Distanza: 4397,405

Considerando quindi per l'intervento in progetto:

- classe d'uso II (cfr. paragrafo 2.4.2 delle N.T.C.);
- vita nominale di 50 anni.

Considerando inoltre:

- categoria di suolo **C** (cfr. tab.3.2.II delle N.T.C.)
- categoria topografica T1 (cfr. tab. 3.2.IV delle N.T.C.).

Si ottengono per il punto identificativo i seguenti parametri e coefficienti sismici:

	Prob. Super [%]	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
Operatività (SLO)	81	30	0,018	2,577	0,159
Danno (SLD)	63	50	0,023	2,536	0,188
Salvaguardia della vita (SLV)	10	475	0,048	2,653	0,279
Prevenzione dal collasso (SLC)	5	975	0,057	2,691	0,299

Coefficienti Sismici

	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s ²]	Beta [-]
SLO	1,500	1,920	1,000	0,005	0,003	0,266	0,200
SLD	1,500	1,820	1,000	0,007	0,003	0,337	0,200
SLV	1,500	1,600	1,000	0,014	0,007	0,700	0,200
757	1,500	1,560	1,000	0,017	0,009	0,884	0,200

8 – RELAZIONE GEOTECNICA

Il progetto prevede, come detto, la realizzazione di una nuova tettoia per ricovero automezzi con piano d'imposta delle fondazioni superficiale e pari a circa 0,50 m

Il calcolo delle resistenze del terreno è stato effettuato utilizzando il seguente approccio di calcolo (cfr. NTC 2018):

- (A1+M1+R3)

I calcoli della resistenza del terreno sono stati eseguiti adottando la relazione di Brich-Hansen per fondazioni continue impostate su un terreno, al fine di operare a favore di sicurezza, considerato prettamente incoerente, assunta la coesione (comunque presente in percentuale significativa) cautelativamente uguale a zero, e con piano d'appoggio posto in assenza del livello delle acque freatiche.

La formula di calcolo per la determinazione della resistenza del terreno, con le premesse già svolte, è espressa da:

$$R_d = \gamma' \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + K \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

dove :

γ = peso di volume del terreno (T/mc)

γ' = peso di volume del terreno di rinfianco alla fondazione (T/mc)

D = profondità imposta fondazione (m)

Df = profondità imposta fondazione (m) – considerando solo il rinfianco della fondazione

Nq = coefficiente adimensionale funzione di φ (angolo attrito interno terreno*)

N γ = " " " " " " "

Sq, S γ = fattori di forma

Iq, I γ = fattori di inclinazione

K = coefficiente di forma delle fondazioni (0,4 per plinti quadrati – 0,5 per fondazioni nastriformi)

B = larghezza della fondazione (m) - L = lunghezza della fondazione (m)

* Nq e N γ assunti secondo Vesic (1975)

Nel calcolo della portanza in condizioni sismiche, al fine di considerare gli effetti inerziali indotti dal sisma in condizioni pseudostatiche, vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = z_\gamma = (1 - kh/tg\phi)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 * kh$$

ove kh è il coefficiente sismico orizzontale calcolato secondo quanto previsto dalla vigente normativa in materia (NTC)

Il calcolo delle resistenze del terreno è stato effettuato utilizzando il seguente approccio di

5.1 VERICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU-SLV)

Nei calcoli sotto riportati, in accordo con lo strutturista, sono state verificate fondazioni di differenti tipologie con larghezze variabili,

Più in particolare:

Tipologia	Larghezza fondazione	Lunghezza fondazione	Immorsamento	Prof. P.P
Plinti	B= 0,90 m	L=1,30 m	D=40 cm	0,50 m
Plinti	B= 0,90 m	L=0,90 m	D=40 cm	
Trave	B= 0,30 m	L=7,50 m	D=40 cm	

Sulla scorta del progetto esecutivo e valutate le quote delle indagini eseguite nel comparto le verifiche sono state eseguite considerando le fondazioni appoggiate nella Litozona A,

APPROCCIO 2 –COMBINAZIONE UNICA STR (A1+M1+R3)

Dati geotecnici

Litozona	Angolo attrito	Peso .Vol sopra piano di posa	Peso .Vol sotto piano di posa
Litozona A	27,0°	1,60 t/m ³	1,80 t/m ³

Fattori di progetto

Fattore di portanza		Fattore di forma		Fattore di approfondimento		Fattori inclinazione	
Nc	23,92	Sc	Da 1,02 a 1,55	Dc	Da 1,18 a 1,79	Ic -Bc-Gc	1,00
Nq	13,19	Sq	Da 1,02 a 1,51	Dq	Da 1,14 a 1,60	Iq -Bq-Gq	1,00
Nr	12,42	Sr	Da 0,70 a 0,99	Dr	1,00	Ir -Br- Gr	1,00

*i valori variano in funzione della tipologia di fondazione e dei parametri del terreno

CONDIZIONI STATICHE E DINAMICHE (SLU)

RESISTENZE DI PROGETTO

Resistenza del terreno Rd allo SLU – (Approccio 2- Combinazione unica)

Fondazione	Larghezza fondazione	Lunghezza fondazione	Immorsamento	Resistenza del terreno (Rd)
Plinti	B= 0,90 m	L=1,30 m	D=40 cm	0,93 daN/cm²
Plinti	B= 0,90 m	L=0,90 m	D=40 cm	0,95 daN/cm²
Trave	B= 0,30 m	L=7,50 m	D=40 cm	0,76 daN/cm²

* L' Rd calcolato tiene in considerazione il coefficiente R 2 pari a 2,3

Resistenza del terreno Rd allo SLV – (Approccio 2- Combinazione unica)

Fondazione	Larghezza fondazione	Lunghezza fondazione	Immorsamento	Resistenza del terreno (Rd)
Plinti	B= 0,90 m	L=1,30 m	D=40 cm	0,91 daN/cm²
Plinti	B= 0,90 m	L=0,90 m	D=40 cm	0,93 daN/cm²
Trave	B= 0,30 m	L=7,50 m	D=40 cm	0,74 daN/cm²

* L' Rd calcolato tiene in considerazione il coefficiente R 3 e del valore di Kh relativo allo SLV.

AZIONI DI PROGETTO

Nella seguente tabella vengono riportati i valori di Ed massimi forniti dallo Strutturista in condizioni statiche (cfr. Relazione di calcolo).

Azioni di progetto Ed allo SLU–(Approccio 2- Combinazione unica)

Fondazione	Larghezza fondazione	Lunghezza fondazione	Immorsamento	Azioni di progetto (Ed)
Plinti	B= 0,90 m	L=1,30 m	D=40 cm	0,44 daN/cm²
Plinti	B= 0,90 m	L=0,90 m	D=40 cm	0,66 daN/cm²
Trave	B= 0,30 m	L=7,50 m	D=40 cm	0,44 daN/cm²

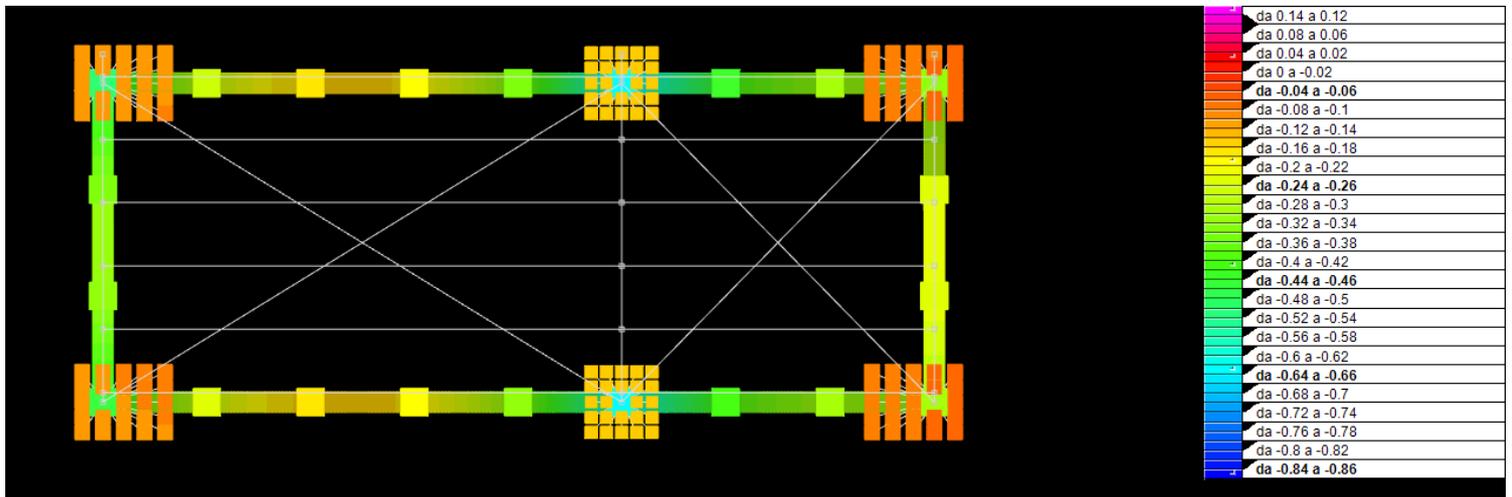
*sono stati considerati cautelativamente i carichi massimi forniti dallo Strutturista

Azioni di progetto Ed allo SLV–(Approccio 2- Combinazione unica)

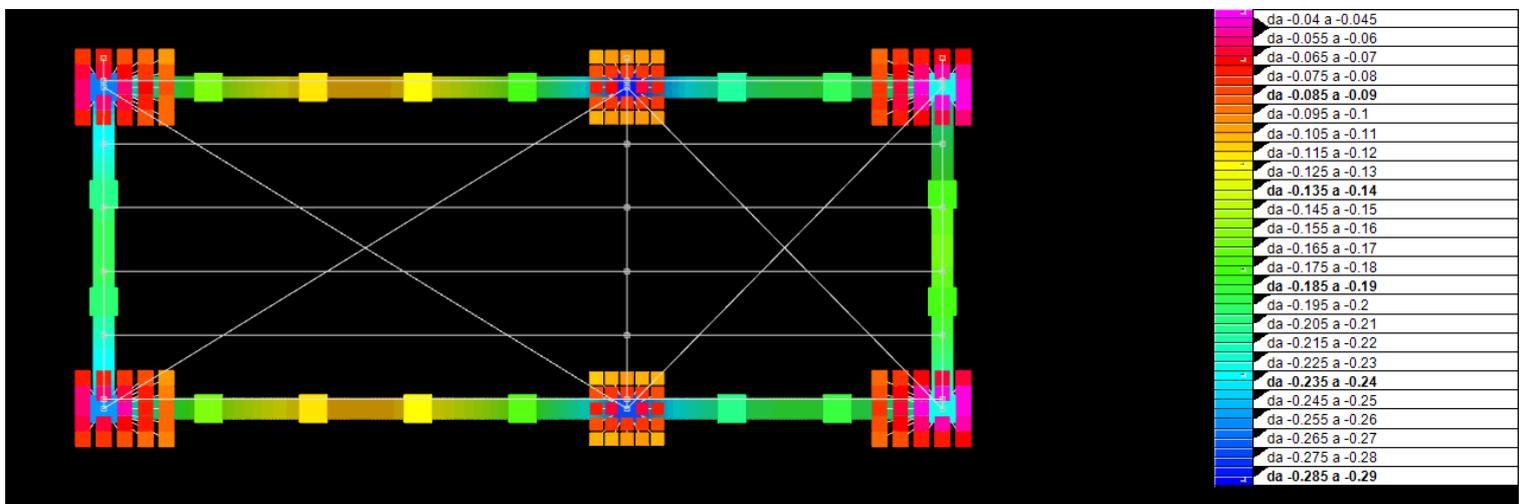
Fondazione	Larghezza fondazione	Lunghezza fondazione	Immorsamento	Azioni di progetto (Ed)
Plinti	B= 0,90 m	L=1,30 m	D=40 cm	0,26 daN/cm²
Plinti	B= 0,90 m	L=0,90 m	D=40 cm	0,29 daN/cm²
Trave	B= 0,30 m	L=7,50 m	D=40 cm	0,24 daN/cm²

Di seguito si riporta lo schema delle pressioni allo SLU e allo SLV:

SLU



SLV



Ed < Rd Verificato

Dalla comparazione si evidenzia come la relazione fondamentale ($E_d \leq R_d$) per l'analisi allo stato limite ultimo (SLU) sia verificata per le tipologie di fondazione analizzate

5.2. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) - ANALISI DEI CEDIMENTI

Di seguito viene riportato il valore dei cedimenti, utilizzando, in accordo con lo Strutturista, i carichi massimi allo SLE (condizione rara) forniti dallo Strutturista.

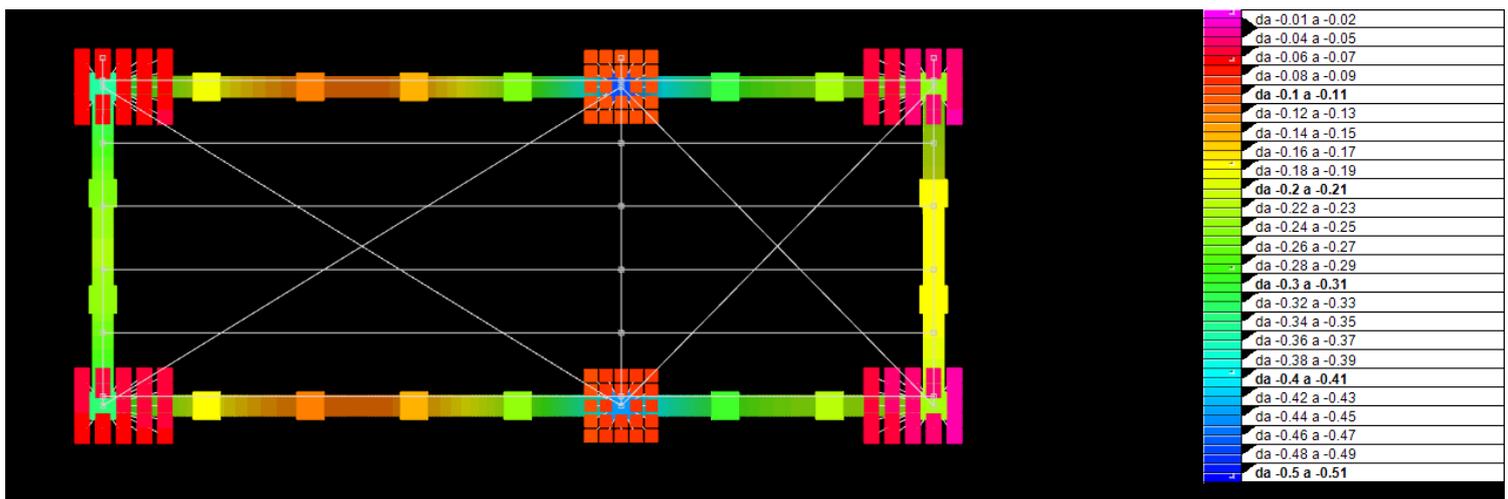
Più in particolare:

Azioni di progetto Ed allo SLE

Fondazione	Larghezza fondazione	Lunghezza fondazione	Immorsamento	Azioni di progetto (Ed)
Plinti	B= 0,90 m	L=1,30 m	D=40 cm	0,30 daN/cm²
Plinti	B= 0,90 m	L=0,90 m	D=40 cm	0,50 daN/cm²
Trave	B= 0,30 m	L=7,50 m	D=40 cm	0,38 daN/cm²

*il calcolo dell'azione di progetto relativo alla fondazione è stato fornito dallo strutturista.

Di seguito si riporta lo schema delle pressioni allo SLE



Per il calcolo dei cedimenti è stato utilizzato il metodo della teoria dell'elasticità utilizzando la seguente relazione:

$$S_d = C_d \times q \times B' \times (1 - \mu^2 / E)$$

Ove:

- S_d = Cedimento
- C_d = Coefficiente di forma e rigidità della fondazione
- q = Carico netto sul terreno alla base della fondazione
- B' = Minima dimensione laterale dell'area caricata
- μ = Rapporto Poisson terreno
- E = Modulo elastico medio terreno

Si evidenzia che il calcolo dei cedimenti, è stato eseguito considerando una profondità d'influenza Z_i pari a $2B$ per i plinti

Si evidenzia inoltre che nel calcolo dei cedimenti è stato utilizzato, cautelativamente il valore del modulo elastico della Litozona A fino alla profondità significativa.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti:

Fondazione	PLINTO	PLINTO	TRAVE
Parametri terreno-fondazione			
larghezza B (m)	0,90	0,90	0,30
lunghezza L (m)	1,30	0,90	7,50
$2B$ (m)	2,4	2,4	2,4
quota imposta fondazioni (m)	0,5	0,5	0,5
quota $2B$ (m)	2,9	2,9	2,9
modulo elastico medio terreno E (kg/cm ²) fino a $2B$	55	55	55
rapporto di Poisson terreno	0,35	0,35	0,35
peso di volume naturale (kN/m ³)	16	16	16
L/B	1,44	1,00	25,00
coefficiente di forma C_d centro	1,36	1,12	2,77
coefficiente di forma C_d spigolo	0,67	0,56	1,38
coefficiente di forma C_d medio	1,15	0,95	2,49
tensione naturale alla quota imposta (kg/cm ²)	0,08	0,08	0,08
Cedimento			
carico di esercizio (kg/cm ²)	0,30	0,50	0,38
carico netto sul terreno (kg/cm ²)	0,22	0,42	0,30
cedimento centro (cm)	0,43	0,67	0,40
cedimento spigolo (cm)	0,21	0,34	0,20
cedimento medio (cm)	0,36	0,57	0,36

Si evidenzia come, con i carichi di progetto considerati, si ottengono cedimenti di bassa entità ritenuti compatibili, in accordo con lo Strutturista, con le strutture in progetto.

9 – CONCLUSIONI

Da quanto espresso nelle precedenti pagine si può rilevare quanto segue:

- L'area d'intervento è ubicata in comune di Paderno Dugnano (Mi), in Via Italia, 14 nella parte centrale del territorio comunale ad una quota pari a circa 164,00-165,00 m s.l.m..
- Dal punto di vista geologico l'area d'intervento è caratterizzata dalla presenza di depositi fluvio-glaciali di età wurmiana ascrivibili all'Allogruppo di Besnate costituiti prevalentemente da sabbie e ghiaie
- L'esame dei diagrammi penetrometrici evidenzia una buona omogeneità laterale del sottosuolo con presenza di sabbie poco addensate con spessori pari a circa 2,00 m - 2,50 m sovrapposte a terreni costituiti da sabbie e ghiaie e/o ghiaie sabbiose fino alla massima profondità raggiunta dalle prove.
- Le rilevazioni freaticometriche, effettuate in data 15/10/2022 non ha rilevato la presenza di acqua all'interno dei fori di prova.
- In base ai dati bibliografici e sulla scorta di analisi sismiche eseguite in analogo contesto geologico, si attribuisce un sottosuolo di fondazione di **Categoria C** "*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con profondità del substrato superiore ai 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi fra 180 e 360 m/s*".
- Le verifiche geotecniche eseguite allo SLU e allo SLE (dinamiche e statiche) e la stima dei cedimenti hanno evidenziato come sia possibile assoggettare i terreni ai carichi previsti dal progetto (Ed).

In base alle caratteristiche geometriche, geologiche, geomorfologiche ed idrogeologiche del comparto d'intervento si ritiene di poter riconoscere la fattibilità delle opere previste dal Progetto.

Dr. Azzan Samuele
Geologo

Da ultimo si attesta la compatibilità del Progetto allo Studio Geologico del territorio comunale di supporto al P.G.T. in cui il comparto in esame è stato inserito in classe 2/Sottoclasse 2a (Fattibilità con modeste limitazioni)

A disposizione per ogni ulteriore chiarimento e/o necessità

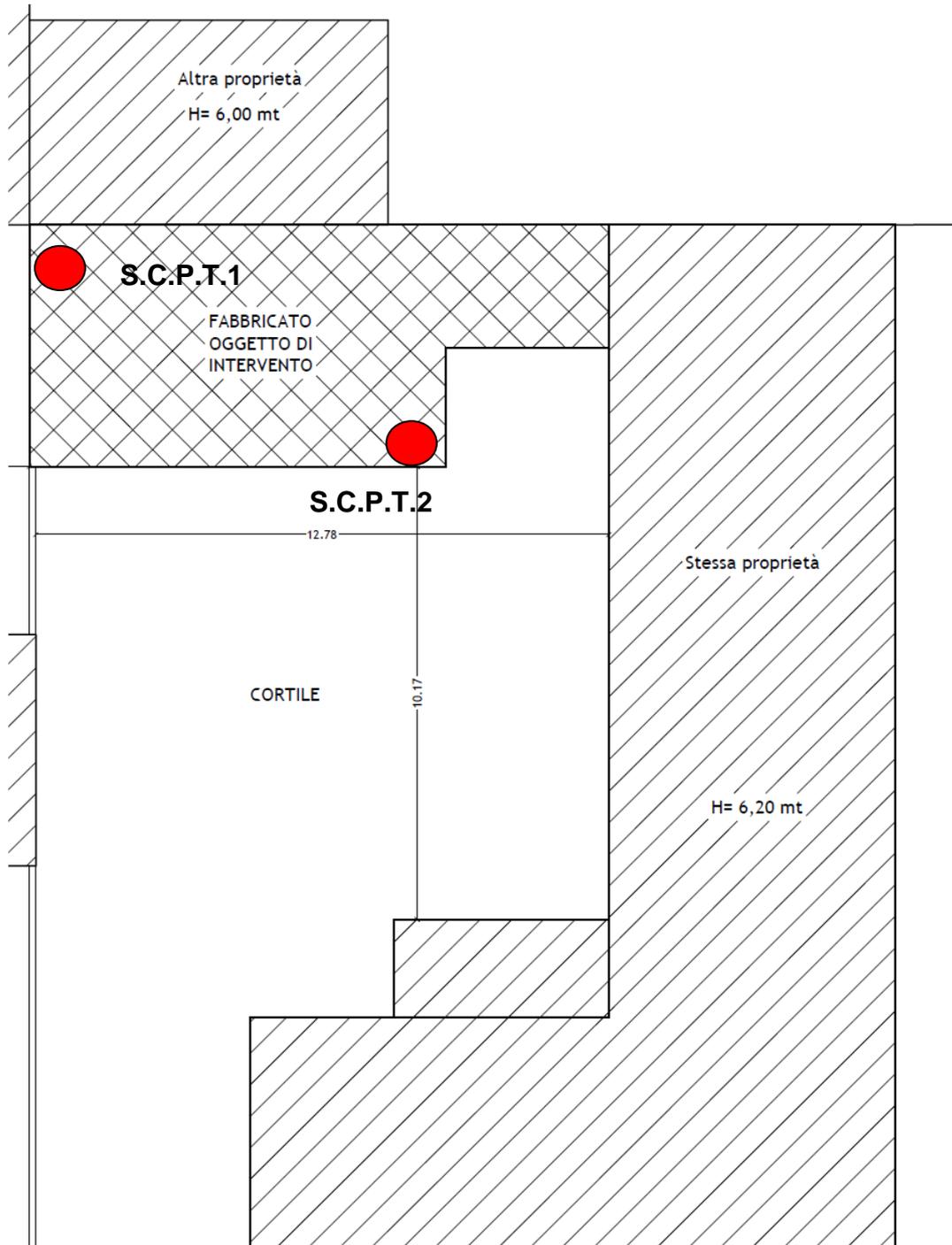
DR. GEOLOGO SAMUELE AZZAN

A circular professional stamp of the Order of Geologists of the Province of Milan. The stamp contains the text: "ORDINE DEI GEOLOGI della PROV. DI MILANO", "SAMUELE AZZAN", "Albo n. 440 AP", and "sezione A". A handwritten signature in black ink is written over the stamp.

ALLEGATI

- 1) Ubicazione prove penetrometriche
- 2) Documentazione fotografica
- 3) Istogrammi penetrometrici
- 4) Tabelle numero colpi prove penetrometriche

Allegato n° 1) : **PLANIMETRIA CON UBICAZIONE PROVE PENETROMETRICHE**



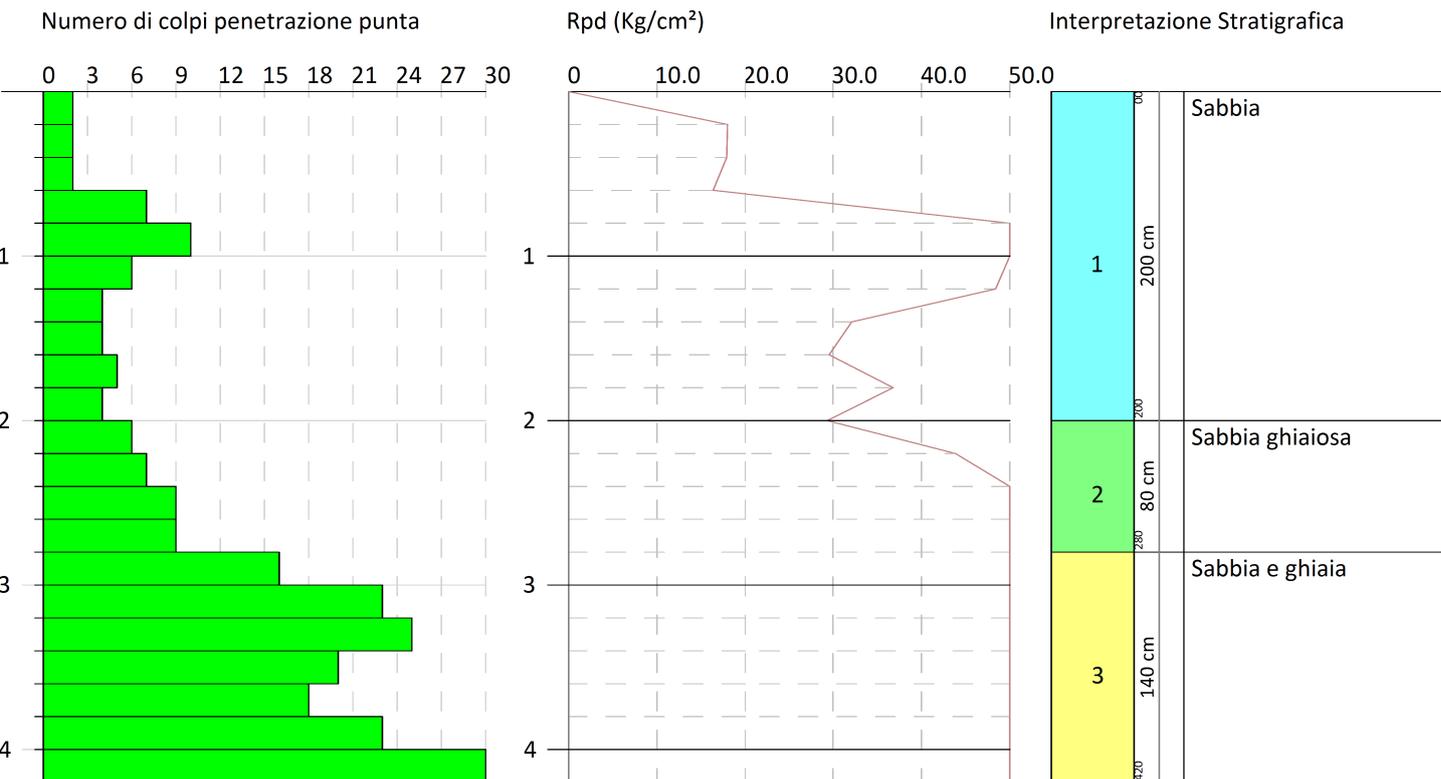
Prova penetrometrica S.C.P.T.

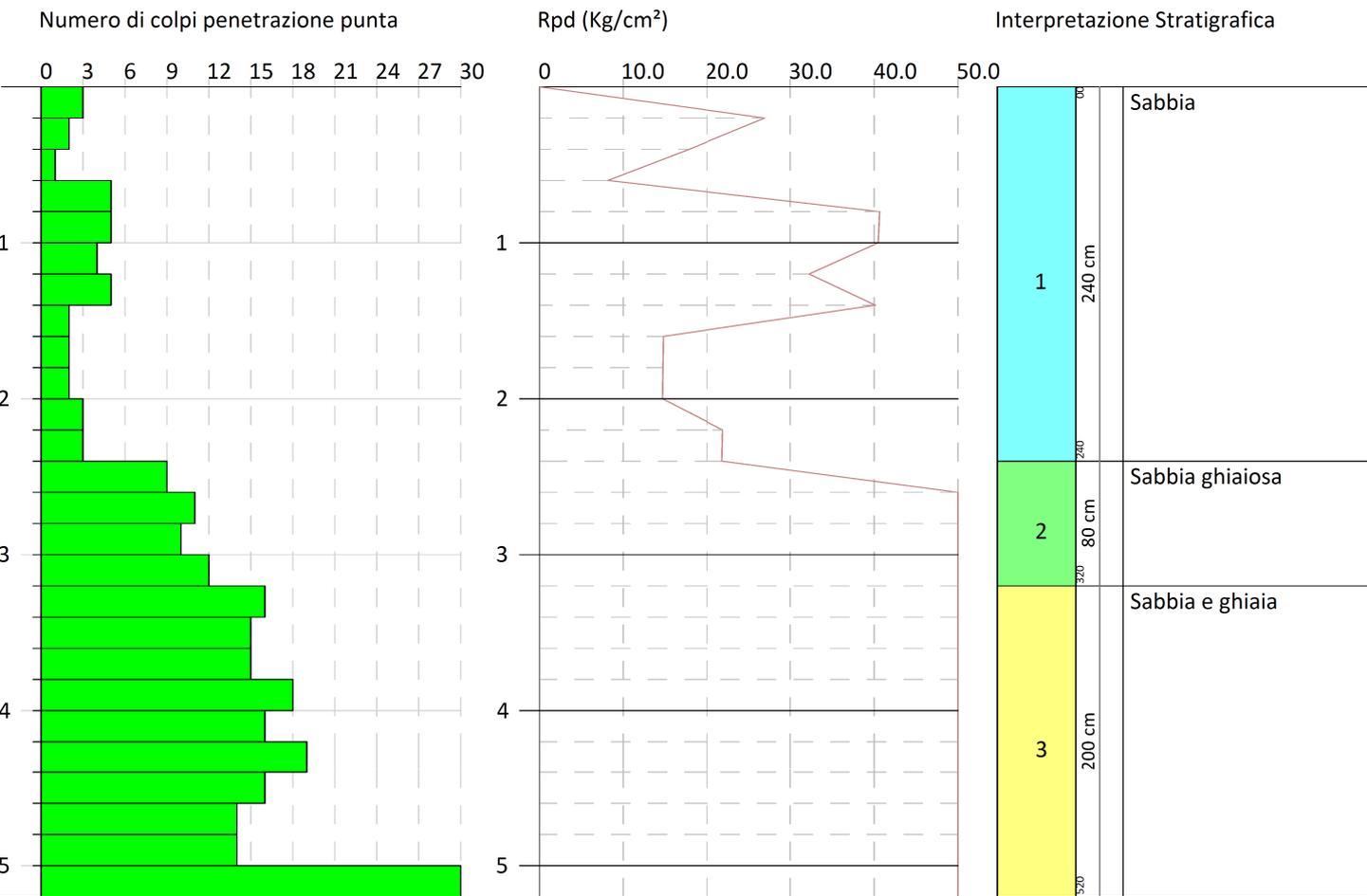
Allegato n° 2) : **DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA**



Foto 1 : Prove penetrometriche S.C.P.T.

Allegato n° 3): **ISTOGRAMMI PENETROMETRICI**





Allegato n° 4): **TABELLE NUMERO DI COLPI PROVE**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: Eredi Leuzzi Descrizione: Via Italia,14 Località: Paderno Dugnano (Mi)	
---	--

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63,5 Kg
Altezza di caduta libera	0,75 m
Peso sistema di battuta	8 Kg
Diametro punta conica	50,46 mm
Area di base punta	20 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6,3 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,80 m
Avanzamento punta	0,20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Coeff. Correlazione	1,4
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	90 °

PROVA ... Nr.1

Strumento utilizzato...DPSH TG 63-200 PAGANI

Prova eseguita in data 15-10-2022

Profondità prova 4.20 mt

Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0.20	2	0.855	17.96	21.01	1.80	2.10
0.40	2	0.851	17.88	21.01	1.79	2.10
0.60	2	0.847	16.34	19.29	1.63	1.93
0.80	7	0.843	56.93	67.50	5.69	6.75
1.00	10	0.840	80.98	96.43	8.10	9.64
1.20	6	0.836	48.39	57.86	4.84	5.79
1.40	4	0.833	32.13	38.57	3.21	3.86
1.60	4	0.830	29.57	35.64	2.96	3.56
1.80	5	0.826	36.82	44.55	3.68	4.46
2.00	4	0.823	29.34	35.64	2.93	3.56
2.20	6	0.820	43.85	53.47	4.38	5.35
2.40	7	0.817	50.97	62.38	5.10	6.24
2.60	9	0.814	60.69	74.54	6.07	7.45
2.80	9	0.811	60.48	74.54	6.05	7.45
3.00	16	0.759	100.53	132.51	10.05	13.25
3.20	23	0.706	134.48	190.48	13.45	19.05
3.40	25	0.703	145.63	207.04	14.56	20.70
3.60	20	0.751	116.17	154.71	11.62	15.47
3.80	18	0.748	104.21	139.24	10.42	13.92
4.00	23	0.696	123.83	177.92	12.38	17.79
4.20	100	0.594	459.26	773.55	45.93	77.36

PROVA ... Nr.2

Strumento utilizzato...DPSH TG 63-200 PAGANI

Prova eseguita in data 15-10-2022

Profondità prova 5.20 mt

Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0.20	3	0.855	26.94	31.52	2.69	3.15
0.40	2	0.851	17.88	21.01	1.79	2.10
0.60	1	0.847	8.17	9.64	0.82	0.96
0.80	5	0.843	40.66	48.22	4.07	4.82
1.00	5	0.840	40.49	48.22	4.05	4.82
1.20	4	0.836	32.26	38.57	3.23	3.86
1.40	5	0.833	40.16	48.22	4.02	4.82
1.60	2	0.830	14.78	17.82	1.48	1.78
1.80	2	0.826	14.73	17.82	1.47	1.78
2.00	2	0.823	14.67	17.82	1.47	1.78
2.20	3	0.820	21.92	26.73	2.19	2.67
2.40	3	0.817	21.84	26.73	2.18	2.67
2.60	9	0.814	60.69	74.54	6.07	7.45
2.80	11	0.811	73.92	91.10	7.39	9.11
3.00	10	0.809	66.97	82.82	6.70	8.28
3.20	12	0.806	80.10	99.38	8.01	9.94
3.40	16	0.753	99.83	132.51	9.98	13.25
3.60	15	0.751	87.13	116.03	8.71	11.60
3.80	15	0.748	86.84	116.03	8.68	11.60
4.00	18	0.746	103.88	139.24	10.39	13.92
4.20	16	0.744	92.05	123.77	9.20	12.38
4.40	19	0.741	108.97	146.97	10.90	14.70
4.60	16	0.739	85.83	116.11	8.58	11.61
4.80	14	0.737	74.89	101.60	7.49	10.16
5.00	14	0.735	74.68	101.60	7.47	10.16
5.20	100	0.583	423.08	725.69	42.31	72.57

IMMOBILIARE ISONZO S.r.l.

COMUNE DI PADERNO DUGNANO (MI)

VIA CARDINAL FERRARI

NUOVI FABBRICATI AD USO RESIDENZIALE

RELAZIONE GEOLOGICA



Milano, marzo 2018

INDICE

1. RIFERIMENTI NORMATIVI	3
2. PREMESSA	3
3. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	3
MODELLO GEOLOGICO	3
4. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO E LITOLOGICO	3
5. INQUADRAMENTO IDROLOGICO E IDROGEOLOGICO	4
6. RISCHI GEOLOGICI E VINCOLI	5
7.1 INDAGINI IN SITO	5
7.1.1 Prove penetrometriche SCPT	5
7.2 DETERMINAZIONE PARAMETRI GEOTECNICI	5
MODELLO GEOFISICO	7
8. SISMICITA'	7
8.1 Caratterizzazione sismica locale	8
9. PARAMETRI SISMICI	10
9.1 Verifica alla liquefazione	10
10. SCAVO E MOVIMENTO TERRE (TERRE E ROCCE DA SCAVO)	11
MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO	11
11. CONCLUSIONI	11

ALLEGATI:

1. Estratto Carta Tecnica Regionale (scala 1: 10.000)
2. Estratto Carta geologica (scala 1: 250.000)
3. Planimetria con ubicazione delle indagini in sito
4. Diagrammi ed elaborati delle prove in sito

1. RIFERIMENTI NORMATIVI

- D.M. 11/03/1988 Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 e successive modificazioni e integrazioni seguita dalla D.G.R. 11/7/2014 - n. X/2129 che ha mantenuto il territorio di Paderno Dugnano in Zona 4;

- D.M. 14/09/2005 Testo Unitario sulle Costruzioni, che sancisce l'obbligo di effettuare la progettazione antisismica nelle zone 1-2-3;

- D.M. 14/01/2008 Nuovo Testo Unico sulle Costruzioni, che sancisce l'obbligo di effettuare la progettazione antisismica nelle zone 1-2-3, mentre nella zona 4 l'obbligo vale soltanto per gli edifici strategici o rilevanti.

La presente relazione geologica è stata redatta in conformità con il D.M. 14.01.2008 per edifici in zona 4 non strategici.

2. PREMESSA

Nella presente relazione vengono analizzate le caratteristiche geologiche, i vincoli e la fattibilità geologica relativa ai terreni interessati dal progetto edilizio per la costruzione di alcuni fabbricati ad uso residenziale in via Cardinal Ferrari nel comune di Paderno Dugnano. I dati e gli elaborati riportati nella presente relazione sono stati ricavati da rilievi e prove in sito e da dati tratti dalla bibliografia geologica e tecnica ufficiale dell'area di Paderno.

3. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Il comune di Paderno Dugnano è situato nella fascia settentrionale della provincia di Milano a nord del capoluogo ad una quota altimetrica media di 163 m s.l.m.. Il suo territorio ricade nella sezione n° B5b5 della Carta Tecnica della Regione Lombardia scala 1:10.000 (allegato n. 1).

In dettaglio l'area oggetto dello studio è ubicato nel settore centrale del nucleo abitato di Paderno Dugnano in via Resegone.

MODELLO GEOLOGICO

4. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO E LITOLOGICO

Il comune di Paderno Dugnano fa parte della porzione centrale del comprensorio dell'alta pianura lombarda. Il territorio comunale si configura morfologicamente come una tipica zona pianeggiante.

La quota media dell'area indagata è di 163 m s.l.m..

I terreni presenti appartengono geologicamente ai sedimenti del fluvioglaciale Wurm (Pleistocene superiore) costituenti il cosiddetto “livello fondamentale della pianura” (allegato n. 2).

Litologicamente i sedimenti, per lo più di natura ghiaioso sabbiosa, presentano poche tracce di alterazione essendo costituiti in prevalenza da depositi di natura fluviale recente depositati dal fiume Seveso. In particolare i sedimenti fluviali e fluvioglaciali del Pleistocene superiore del livello fondamentale della pianura del territorio di Paderno sono interessati da una copertura colluviale nulla o ridotta e da un substrato ghiaioso poco alterato, contenente ciottoli e clasti poligenici di natura calcarea ed, in minor misura, metamorfica.

Nel sottosuolo non sono presenti strutture geologiche profonde di particolare rilievo che possano interferire in modo significativo con le forme superficiali.

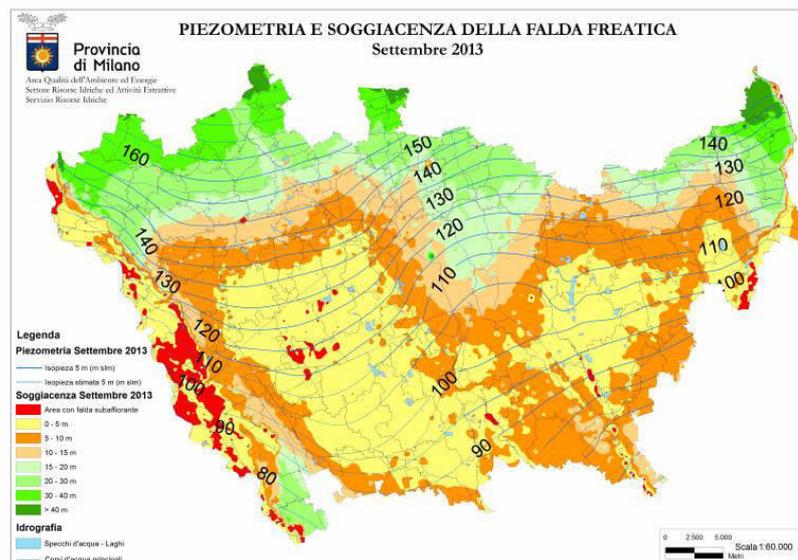
5. INQUADRAMENTO IDROLOGICO E IDROGEOLOGICO

L'idrografia naturale è rappresentata dal fiume Seveso che scorre ad est dell'area esaminata attraversando da nord a sud il territorio comunale ed il centro abitato di Paderno.

L'idrografia artificiale è rappresentata dal canale Villoresi che taglia nella porzione nord l'ambito comunale con direzione ovest - est.

A livello idrogeologico dai dati pubblicati sul sito web della Città Metropolitana di Milano (Carta della piezometria e soggiacenza, settembre 2013 sottoriportata) e da quelli allegati al PGT tavola 2 Caratteri Idrogeologici e vulnerabilità dell'acquifero (Studio Idrogeotecnico, rev. 2013) è indicato un livello piezometrico posto a quote superiori ai 20.0 m dal p.c..

L'andamento del deflusso principale è orientato in senso nordovest– sudest.



6. RISCHI GEOLOGICI E VINCOLI

Consultando la Tavola 6 “Carta dei Vincoli” (Studio Idrogeotecnico, revisione dic. 2012) a corredo del PRG comunale l’area sull’area non insistono vincoli di carattere geologico o idrogeologico.

7.1 INDAGINI IN SITO

Le indagini geognostiche sono consistite nell’esecuzione di due prove penetrometriche dinamiche continue (SCPT) con penetrometro pesante modello Pagani.

7.1.1 Prove penetrometriche SCPT

L’attrezzatura utilizzata per eseguire queste prove, che consistono nel registrare due parametri: una resistenza alla punta R_p (numero di colpi necessario ad infiggere per 30 cm nel terreno una punta conica) ed una resistenza laterale R_l (numero di colpi necessario ad infiggere per 30 cm nel terreno il rivestimento coassiale alla punta) ha le seguenti caratteristiche tecniche:

- penetrometro dinamico tipo Pagani
- massa battente di 73 kg;
- altezza di caduta: 75 cm;
- punta conica: diametro 51 mm, conicità 60°;
- aste: diametro 34 mm, lunghezza 1.0 m;
- tubi di rivestimento: diametro 48 mm, lunghezza 1.0.

Le prove, ubicate come indicato nello schema planimetrico allegato (allegato n. 3), sono state spinte sino a rifiuto avvenuto alla profondità di circa 5.5 m dal piano campagna. Si segnala che le quote riportate sui grafici di resistenza alla penetrazione sono riferite al piano di inizio delle indagini (di norma il piano campagna se non espressamente indicata una quota diversa) e non allo “zero” di progetto.

I diagrammi dei risultati sono riportati nell’allegato n. 4.

7.2 DETERMINAZIONE PARAMETRI GEOTECNICI

L’andamento delle prove ha evidenziato la presenza di una unità geotecnica costituita da sabbie medio scarsamente addensate (unità A) fino ad una profondità di circa 2 m dal piano campagna esistente. A profondità superiori si riscontra la presenza di un livello via via più compatto di natura ghiaioso sabbiosa (unità B).

I principali parametri meccanici medi del terreno, sia in termini di resistenza sia in termini di deformabilità indicati nel seguito, sono stati ottenuti direttamente o, indirettamente, mediante correlazioni empiriche, a partire dai risultati delle prove eseguite nel corso della campagna d’indagini in sito. I valori adottati come rappresentativi medi delle caratteristiche geotecniche dei terreni investigati sono quelli consigliati da diversi autori (Peck, Hansen e Thornburn, 1953; K.Terzaghi e R.B. Peck,

1976; G. Sanglerat, 1979; J.E. Bowles, 1982) e sono stati definiti in modo moderatamente cautelativo in considerazione del processo di analisi seguito.

Parametri di resistenza:

I valori di D_R sono stati stimati dalle prove SPT in accordo a quanto indicato in Skempton (1986), per sabbie medie, attraverso la relazione che lega la densità relativa D_R al valore N_{SPT} :

$$D_R = \left[\frac{N_{SPT}}{27.5 + 27.5 \cdot \sigma'_{vo}} \right]^{0.5}$$

essendo:

σ'_{vo} = pressione verticale efficace esistente in sito (kg/cm²)

N_{SPT} = numero di colpi per 30 cm di infissione

D_R = densità relativa (%)

Parametri di deformabilità:

Il modulo di Young (E) è ricavato da:

$$E = S_1 * N_{spt} + S_2 \quad (D'Appolonia et al. 1970)$$

dove:

$S_1 = 0.756$ e $S_2 = 18.75$ per i terreni granulari (D'Appolonia, 1970)

Unità A – Sabbia media	
Classe USCS:	SP
Profondità:	0.00 ÷ 2.00 m
N'sept (medio):	4/5 colpi/ 30 cm
N'spt (medio):	5/6 colpi/ 30 cm
Stato di addensamento:	sciolto - poco addensato
Angolo di attrito:	27°/29°
Coesione c':	0 kPa
Peso di volume naturale γ :	17.0/17.5 kN/m ³
Densità relativa D_r :	70/75 %
Modulo di Young E:	20/22 MPa
Unità B – Ghiaia con sabbia	
Classe USCS:	SP - GP
Profondità:	>2.00 m
N'sept (medio):	>12 colpi/ 30 cm - rifiuto
N'spt (medio):	>14 colpi/ 30 cm - rifiuto
Stato di addensamento:	compatto
Angolo di attrito:	32°/34°
Coesione c':	0 kPa
Peso di volume naturale γ :	18.5/19.0 kN/m ³
Densità relativa D_r :	80 %
Modulo di Young E:	32/34 MPa

MODELLO GEOFISICO

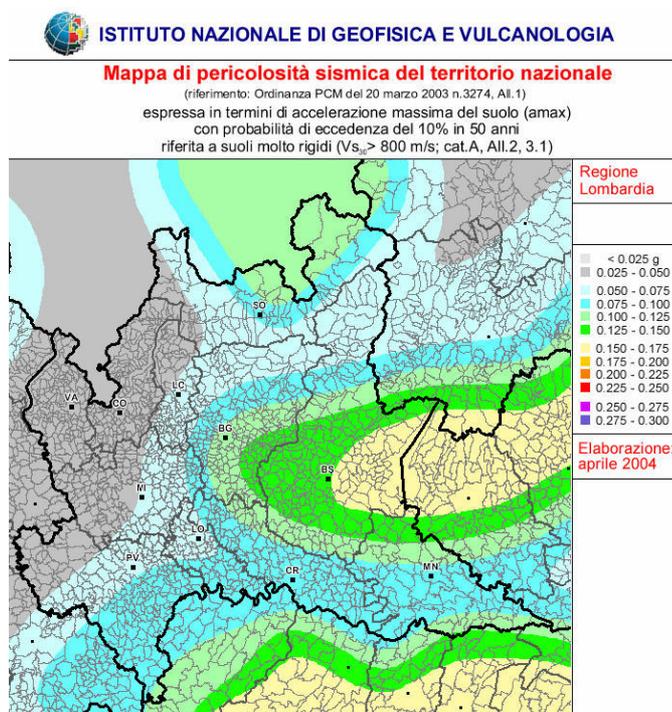
8. SISMICITA'

La potenziale pericolosità sismica di un'area dipende dalle proprie caratteristiche, geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e geotecniche.

A livello sismico il territorio comunale di Paderno Dugnano non era classificato sismico ai sensi del D.M. 19.03.1982 (classe N.C.) poi, ai sensi dell'ordinanza 3274 del 20.03.2003 che ha riclassificato tutto il territorio nazionale, è stato inserito in zona sismica 4.

La D.G.R. 07/11/2003 N. 7/4964 e successivamente la D.G.R. 11/7/2014 - n. X/2129, hanno riconfermato Arese in zona 4

La figura seguente tratta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia mostra la pericolosità sismica del territorio lombardo.



Di seguito si riporta la tabella ove ciascuna zona è individuata secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo a_g , con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

Zona sismica	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [ag/g]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [ag/g]
1	> 0.25	0.35
2	0.15 – 0.25	0.25
3	0.05 – 0.15	0.15
4	< 0.05	0.05

8.1 Caratterizzazione sismica locale

Al fine di caratterizzare la risposta sismica della zona in esame è stata registrata una sezione geosismica MASW (Multi-channel Analysis of Surface Waves, analisi della dispersione delle onde di Rayleigh da misure di sismica attiva – e.g. Park et al., 1999), in grado di definire il profilo verticale della velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s). Le prove Masw, attraverso i profili di velocità delle onde di taglio V_s , permettono la definizione della categoria del suolo di fondazione, secondo quanto specificato al paragrafo 3.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008 -“Nuove norme tecniche per le costruzioni.

La scelta della Categoria di Suolo (Classificazione sismica dei terreni di progetto) si basa sul valore medio della velocità delle onde di taglio nei primi 30 metri di profondità (V_{s30}) ed è definita dalla seguente relazione:

CATEGORIE DI SUOLO DI FONDAZIONE

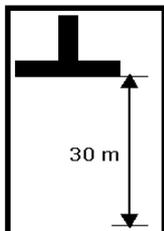
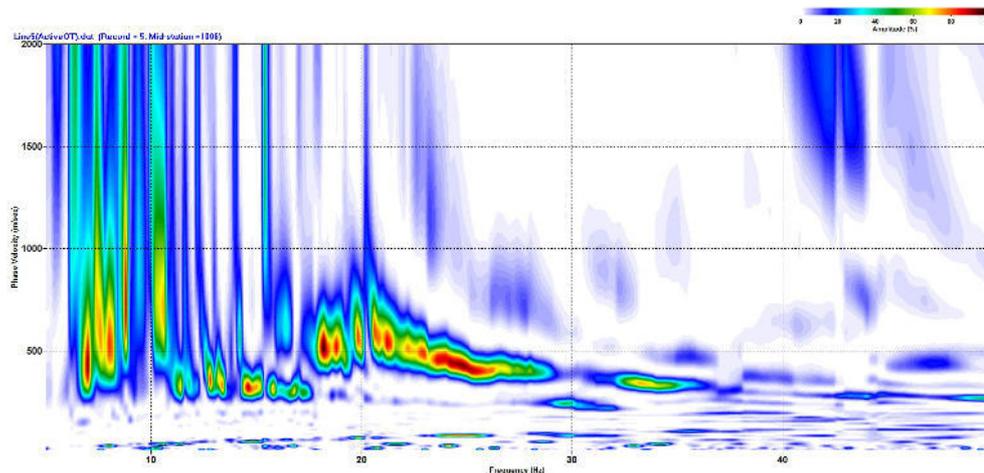
$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$


Tabella Categorie di sottosuolo NTC/2008

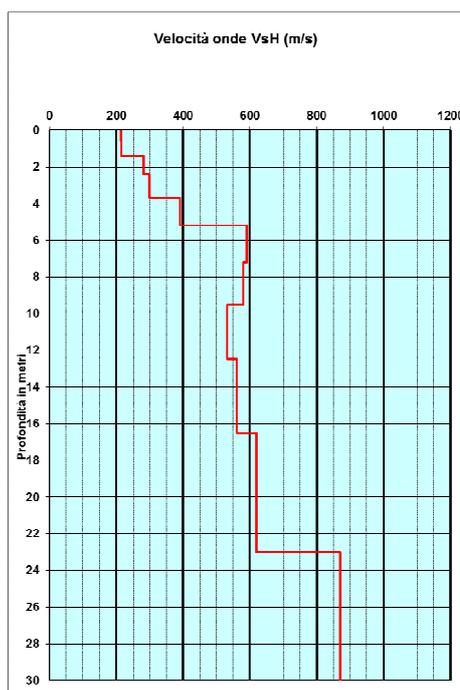
Categoria di suolo	Profilo stratigrafico	Parametri		
		V_{s30} (m/s)	Nspt	C_u (KPa)
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 3 m	> 800	-	-
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	360÷800	>50	>250
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	180÷360	15÷50	70÷250
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	<180	<15	<70
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{s30} > 800$ m/s			
S1	Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ($IP > 40$) e contenuto d'acqua, caratterizzati da valori di $V_{s30} < 100$ m/s	<100		
S2	Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti			

La figura di seguito riportata mostra l'immagine di dispersione della sezione MASW acquisita in campagna, ossia lo spettro delle velocità di fase calcolato sull'insieme di tutte le tracce registrate dai geofoni posizionati lungo lo stendimento. Il picking della curva e la modellazione diretta e/o il processo di inversione, portano all'ottenimento della curva di dispersione interpretata e, di conseguenza, al profilo verticale delle onde di taglio V_s da cui si ricava il parametro V_{s30} richiesto dalla normativa.



Curva di dispersione interpretata

E' sempre bene tenere in considerazione che differenti modelli di velocità delle onde di taglio possono portare al medesimo risultato del parametro V_{s30} ; ciò significa che senza un'adeguata disponibilità di dati stratigrafici attendibili il parametro di legge calcolato risulta significativo, mentre l'esatta distribuzione delle velocità in funzione della profondità è da considerarsi in qualche modo indicativa. Nel grafico successivo viene presentato il profilo delle velocità di taglio V_s in funzione della profondità.



Profilo finale delle velocità di taglio V_s

L'analisi delle onde di Rayleigh a partire dai dati di sismica attiva (MASW) ha consentito di determinare il profilo verticale della Vs e, di conseguenza, del parametro Vs30, risultato per il modello della MASW pari a circa 466 m/s (considerando come riferimento il piano campagna).

Rispetto alle norme tecniche per le costruzioni (DM 14 gennaio 2008, ex DM 14 settembre 2005) il sito in esame rientra quindi nella categoria B “depositi di sabbie e ghiaie molto addensate o argille molto consistenti con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (Nspt>50, cu>250 kPa)”.

[Riferimenti: Dal Moro G., Pipan M. & Gabrielli P., 2007, Rayleigh Wave Dispersion Curve Inversion via Genetic Algorithms and Posterior Probability Density Evaluation, J. Appl. Geophysics, 61, 39-55; Park C. B., Miller R. D., & Xia J., 1999, Multichannel analysis of surface waves, Geophysics, 64, 3; 800-808]

9. PARAMETRI SISMICI

Dalla prova sismica eseguita in sito è stato possibile attribuire i suoli alla Categoria di suolo B con categoria topografica, trovandosi in zona pianeggiante, T1.

I parametri sismici di base riportati di seguito in tabella sono stati calcolati utilizzando il programma Geostru PS a partire dalle coordinate del sito (longitudine e latitudine nel sistema di riferimento Ed50 geodetico).

PARAMETRI SISMICI DI PROGETTO				
	SLO	SLD	SLV	SLC
Accelerazione sismica base Ag	0.018	0,023	0,047	0,057
Fattore di amplificazione F0	2,556	2,535	2,656	2,693
Periodo caratteristico Tc	0,159	0,188	0,279	0,299
Coeff. ampl. sismica orizz. Kh	0,004	0,005	0,011	0,014
Coeff. ampl. sismica vert. Kv (+/-)	0,002	0,003	0,006	0,007

9.1 Verifica alla liquefazione

Gli studi geologici e sismici hanno evidenziato la presenza di terreni granulari ghiaioso sabbiosi fortemente addensati con grado di compattazione crescente con la profondità in assenza di falda acquifera per più di 20 m dal p.c..

Si possono quindi escludere fenomeni di liquefazione dei terreni in condizioni sismiche (Sherif e Ishibashi, 1978).

10. SCAVO E MOVIMENTO TERRE (TERRE E ROCCE DA SCAVO)

Qualora il progetto preveda la realizzazione di scavi, prima dell'eventuale rimozione dal cantiere dei materiali mobilizzati, sarà necessario predisporre l'adeguata documentazione di carattere ambientale ai sensi del D. Lgs. 152/06 e s.m.i.

Ricordo che, fermo restando l'assenza di rifiuti nel terreno escavato e le condizioni di non contaminazione del sito, il terreno può essere gestito nei seguenti modi:

- ✓ lasciato nell'area di cantiere per riempimenti, livellamenti o simili
- ✓ riutilizzato in altro cantiere come sottoprodotto
- ✓ avviato al recupero presso centro autorizzato
- ✓ portato in discarica come rifiuto

A seconda delle scelte del committente e dell'impresa, le prove ambientali sui terreni e le procedure autorizzative alla movimentazione sono differenti.

MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO

11. CONCLUSIONI

Dallo studio eseguito, considerato il contesto geologico, le caratteristiche geomorfologiche, litologiche, geotecniche, idrogeologiche e sismiche emergono le seguenti indicazioni generali:

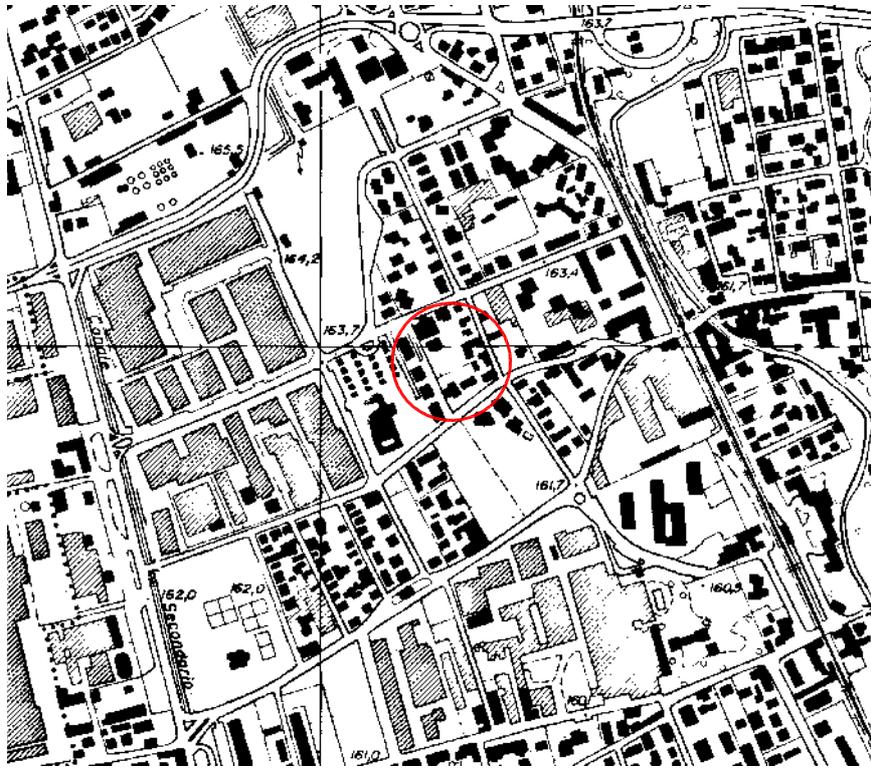
- a livello litologico si segnala la presenza di terreni poco addensati aventi modeste caratteristiche geotecniche sino alla quota di -2.0 m dal p.c. con miglioramento netto delle proprietà geotecniche per profondità superiori;
- a livello idrogeologico, non si rilevano problematiche legate a possibili interferenze con la superficie piezometrica.

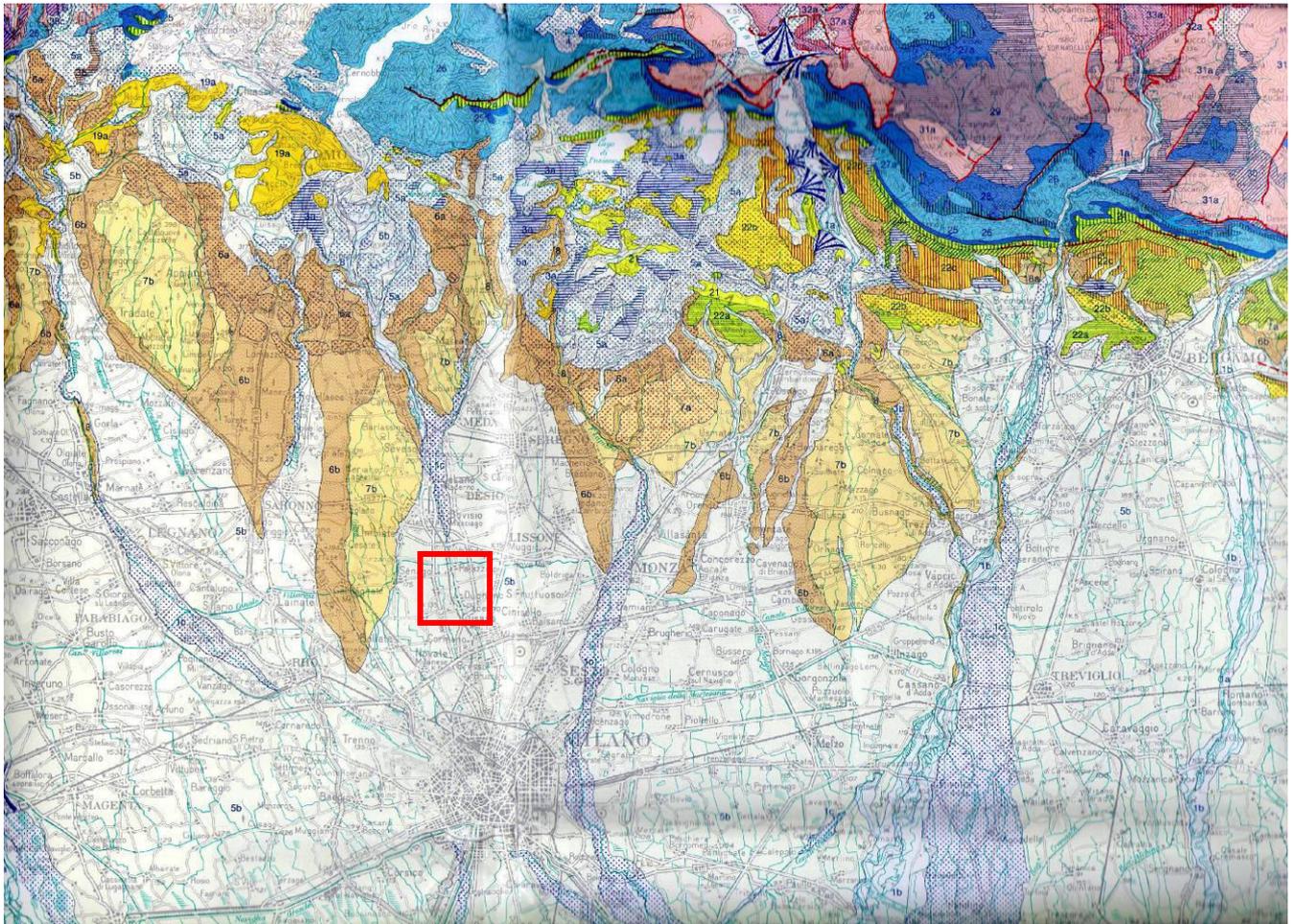
In sostanza, lo studio svolto, ha evidenziato come il progetto sia, in rapporto al contesto geologico in cui si inserisce e al confronto con i vincoli contenuti nello strumento urbanistico, pienamente conforme non costituendo motivo di rischi reali o potenziali legati alla modificazione ambientale dello stato dei luoghi.



ALLEGATI

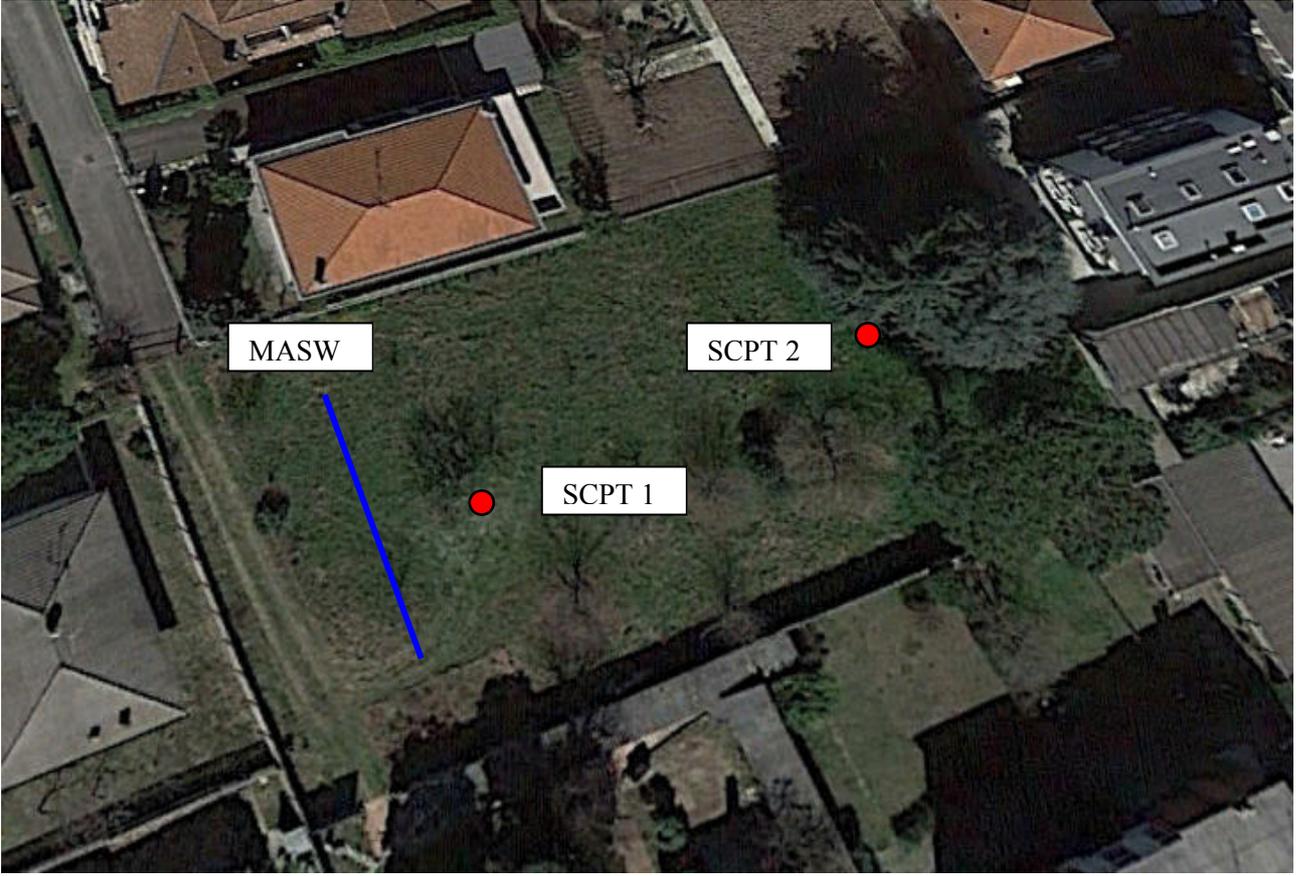
- 1. Estratto Carta Tecnica Regionale (scala 1:10000)**
- 2. Estratto Carta Geologica e legenda (scala 1:250000)**
- 3. Planimetria con ubicazione delle indagini in sito**
- 4. Diagrammi ed elaborati delle prove in sito**





QUATERNARIO CONTINENTALE - "VILLAFRANCIANO"

- | | | |
|--------------------|--|---|
| OLOCENE | | 1 - Depositi fluviali dei greti attuali (Alluvium attuale - a) e terrazzati (Alluvium medio - b, Alluvium antico - c): ghiaie, sabbie e limi. |
| | | 2 - Detriti di falda e frane. |
| | | 3 - Lacustre olocenico e tardoglaciale: argille e limi (a); torba (b). |
| PLEISTOCENE | | 4 - Morenico tardo-würmiano e localmente olocenico: ghiaie, blocchi, limi. |
| | | 5 - Morenico Würm: ghiaie, blocchi e limi (a); Fluvioglaciale e Fluviale Würm: ghiaie, sabbie (b). <i>PLEISTOCENE SUP.</i> |
| | | 6 - Morenico Riss: ghiaie, blocchi e limi ferrettizzati (a); Fluvioglaciale, Fluviale e Lacustre Riss: ghiaie, sabbie e argille ferrettizzate (b). <i>PLEISTOCENE MEDIO.</i> |
| | | 7 - Morenico Mindel: ghiaie, limi e rari blocchi fortemente ferrettizzati (a); Fluvioglaciale, Fluviale e Lacustre Mindel: ghiaie, limi e argille fortemente ferrettizzate (b). <i>PLEISTOCENE INF.</i> |
| PLIOCENE | | 8 - "Ceppo" e formazioni simili, facies "Villafranchiane": conglomerati, sabbie, argille. <i>PLEISTOCENE INF.-PLIOCENE SUP.</i> |



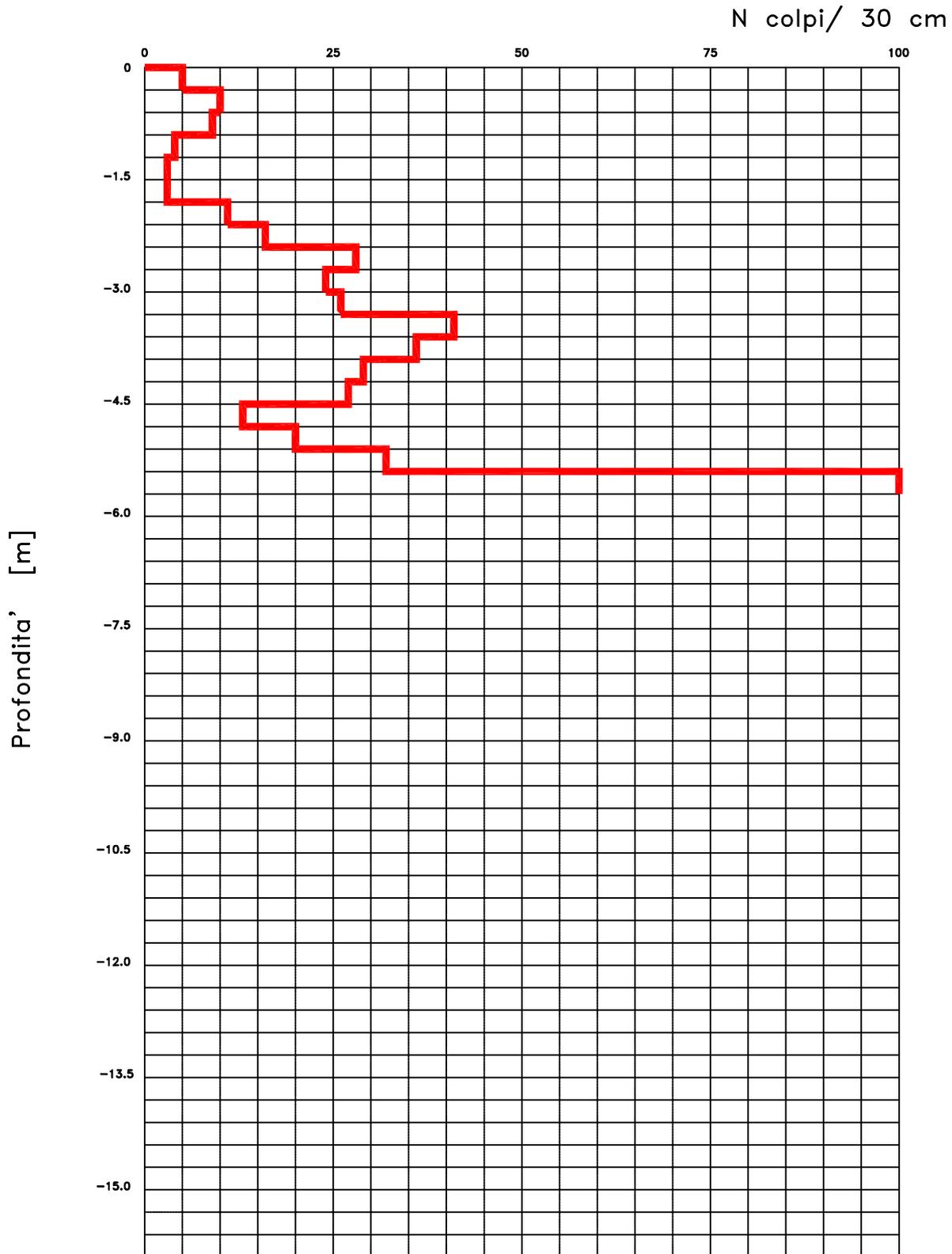
Prova Penetrometrica Dinamica n. 1

Localita': via Cardinal Ferrari – Paderno Dugnano (MI)

Quota inizio prova: circa 163 m s.l.m.

Data: 24.05.2017

Note:



-  Livello della superficie piezometrica
-  Resistenza alla punta
-  Resistenza al rivestimento

Punta conica : conicita' 60, diametro 51 mm
Massa battente: peso 73 kg, altezza di caduta 75 cm

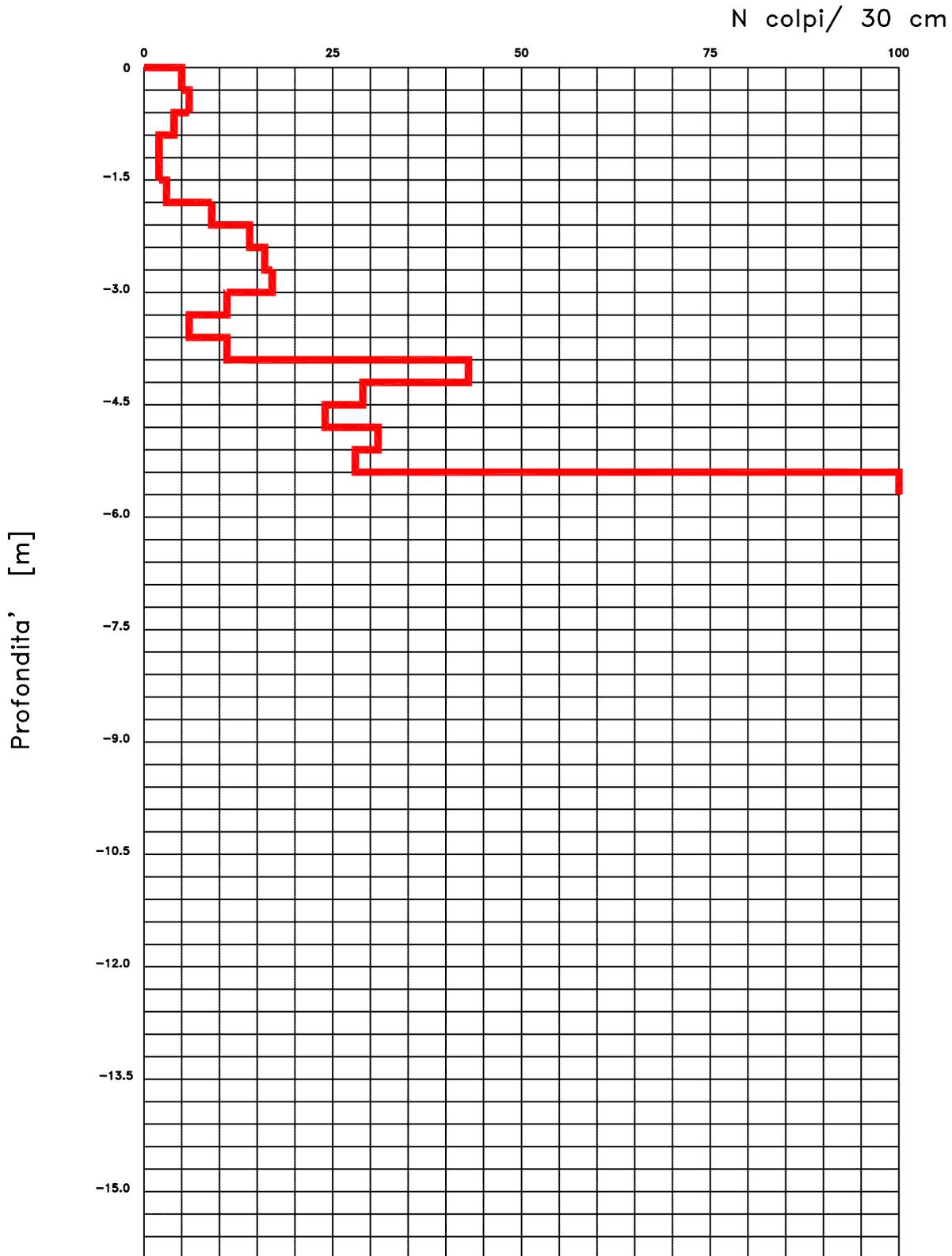
Prova Penetrometrica Dinamica n. 2

Localita': via Cardinal Ferrari – Paderno Dugnano (MI)

Quota inizio prova: circa 163 m s.l.m.

Data: 24.05.2017

Note:



-  Livello della superficie piezometrica
-  Resistenza alla punta
-  Resistenza al rivestimento

Punta conica : conicita' 60, diametro 51 mm
Massa battente: peso 73 kg, altezza di caduta 75 cm

IMMOBILIARE ISONZO S.r.l.

COMUNE DI PADERNO DUGNANO (MI)

VIA CARDINAL FERRARI

NUOVI FABBRICATI AD USO RESIDENZIALE

RELAZIONE GEOTECNICA



Milano, marzo 2018

INDICE

1. RIFERIMENTI NORMATIVI	3
2. PREMESSA	3
3. DESCRIZIONE DEL PROGETTO	3
4. PARAMETRI SISMICI DI PROGETTO	4
MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO	4
5. PARAMETRI GEOTECNICI	4
6. VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE	5
6.1 Tensioni ammissibili	5
6.2 Stati limite	5
7. VERIFICA DEI CEDIMENTI	6
8. CONCLUSIONI	6

Allegati:

1. Capacità portante tensioni ammissibili
2. Capacità trave
3. Cedimento trave

1. RIFERIMENTI NORMATIVI

- D.M. 11/03/1988 Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 e successive modificazioni e integrazioni, seguita dalla D.G.R. 07/11/2003 N. 7/4964, che inseriscono il territorio comunale di Paderno Dugnano in zona 4,

- Ordinanza del P.C.M. n. 3519 del 28/04/2006 criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone;

- D.M. 14/01/2008 Nuovo Testo Unico sulle Costruzioni, che sancisce l'obbligo di effettuare la progettazione antisismica nelle zone 1-2-3, mentre nella zona 4 l'obbligo vale soltanto per gli edifici strategici o rilevanti e la redazione di una relazione geologica e geotecnica;

- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008; Circolare 5 agosto 2009 del M.I.T approvata dal C.S.LLPP, Nuove norme tecniche per le costruzioni approvate con decreto del Ministro delle infrastrutture 14 gennaio 2008 "Cessazione del regime transitorio di cui all'articolo 20, comma 1, del decreto-legge 31 dicembre 2007, n. 248"; Circolare 11 dicembre 2009 del M.I.T approvata dal C.S.LLP, Entrata in vigore delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. Circolare 5 agosto 2009 - Ulteriori considerazioni esplicative.

- D.M. 17/01/2018 Nuovo Testo Unico sulle Costruzioni.

2. PREMESSA

Nella presente relazione vengono analizzate le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione interessati dal progetto di costruzione di alcuni fabbricati ad uso residenziale in via Cardinal Ferrari nel comune di Paderno Dugnano. La relazione è stata redatta sulla base dei dati geotecnici riportati nella relazione geologica.

3. DESCRIZIONE DEL PROGETTO

Il progetto riguarda la costruzione di un complesso residenziale costituito da fabbricati dotati di tre piani oltre al piano terra di altezza massima di circa 14 m aventi un piano interrato comune ad uso box.

4. PARAMETRI SISMICI DI PROGETTO

Per quanto riguarda la definizione dei parametri sismici si rimanda alla relazione geologica paragrafo 9.

MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

5. PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla base dei parametri geotecnici medi della tabella del paragrafo 7.2 della relazione geologica è stata eseguita la determinazione dei valori caratteristici. Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato. Come indicato anche dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, il valore caratteristico è prossimo al valore medio quando, nello stato limite considerato, è coinvolto un elevato volume di terreno con possibile compensazione delle eterogeneità (caso delle fondazioni superficiali) o quando la struttura a contatto con il terreno, è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.

In relazione, in accordo con quanto sopra riportato, sono stati identificati i valori minimi desunti “da una stima ragionata e cautelativa dei parametri”, assumendoli anche come valori caratteristici.

Unità A – Sabbia media

Profondità:	0.00 ÷ 2.00 m
Angolo di attrito:	27° ÷ 29°
Coesione c' :	0 kPa
Peso di volume naturale γ :	17.0 ÷ 17.5 kN/m ³
Coefficiente di reazione di Winkler K:	2/3 kg/cm ³
Modulo di Young E:	20 ÷ 22 MPa

Unità B – Ghiaia con sabbia

Profondità:	>2.00 m
Angolo di attrito:	32° ÷ 34°
Coesione c' :	0 kPa
Peso di volume naturale γ :	18.5 ÷ 19.0 kN/m ³
Coefficiente di reazione di Winkler K:	9/11 kg/cm ³
Modulo di Young E:	32 ÷ 34 MPa

6. VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE

Il progettista ha indicato un piano di imposta delle fondazioni posto nell'unità B a -4.0 m dal piano campagna per una tipologia di fondazione nastriforme variabile in larghezza da 1.20 a 2.40 m .

6.1 Tensioni ammissibili

In via preliminare, per una valutazione puramente indicativa è stata eseguita, sebbene le NTC 2018 abbiano escluso la verifica alle tensioni ammissibili, il calcolo secondo la vecchia normativa (DMLLPP 11/03/1988).

Per il calcolo della Plim riferita allo stato limite ultimo si è utilizzata la formula di Brinch-Hansen (1970) che nella sua forma più generale è espressa come segue:

$$q_{lim} = c N_c s_c i_c d_c + \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma + \gamma D N_q s_q i_q d_q$$

dove:

q_{lim}	[kPa]	= capacità portante limite
γ	[kN/m ³]	= peso di volume
B	[m]	= larghezza della fondazione
c	[kPa]	= coesione
q	[kPa]	= $\gamma * D$ = sovraccarico dovuto al rinterro
D	[m]	= profondità di incasso della fondazione
N_γ, N_c, N_q	[-]	= fattori di capacità portante
s_γ, s_c, s_q	[-]	= fattori forma
d_γ, d_c, d_q	[-]	= fattori profondità

Nel caso di terreni di fondazione prevalentemente granulari e privi di coesione, l'equazione citata si riduce alla seguente:

$$q_{lim} = 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma + q N_q s_q d_q$$

I risultati sono riportati nell'allegato n. 1.

6.2 Stati limite

Per le verifica agli stati limite ultimi in zona sismica è stata utilizzata la formula proposta da Brinch Hansen corretta secondo le indicazioni di Maugeri e Novità (2004) per tener conto dell'azione sismica.

La formula è la seguente:

$$q_{lim} = c N_c s_c i_c d_c g_c b_c h_c + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma g_\gamma b_\gamma h_\gamma + q N_q s_q i_q d_q g_q b_q h_q$$

dove:

N_c, N_q, N = fattori di capacità portante [-]

s_c, s_q, s_γ = fattori di forma [-]

d_c, d_q, d_γ = fattori di profondità [-]

i_c, i_q, i_γ = fattori di inclinazione del carico [-]

g_c, g_q, g_γ = fattori di inclinazione del piano campagna [-]

b_c, b_q, b_γ = fattori di inclinazione del piano di posa [-]

h_c, h_q, h_γ = fattori di riduzione sismica [-]

c = coesione [kPa]

q = tensione geostatica agente alla base della fondazione = γD [kPa]

γ = peso di volume del terreno [kN/m³]

B = larghezza della fondazione [m]

L'analisi della capacità portante delle fondazioni è stata condotta in conformità a quanto previsto delle NTC 2018, eseguendo le verifiche secondo l'Approccio 2.

Nell'allegato n. 2 sono riportati i tabulati di calcolo ed i risultati.

7. VERIFICA DEI CEDIMENTI

Le NTC prevedono che per le verifiche agli SLE vengano applicati i parametri caratteristici dei terreni senza l'applicazione di coefficienti di sicurezza parziali. Per il calcolo dei cedimenti si è utilizzato il metodo di Schmertmann.

L'equazione proposta da Schmertmann è la seguente:

$$\Delta H = C_1 \times C_2 \times \Delta q \times \sum ((I_z \times \Delta z) / E) \text{ dove:}$$

ΔH = cedimento immediato [mm]

Δq = pressione netta applicata [kPa]

E = modulo di elasticità [MPa]

I_z = coefficiente d'influenza [-]

C_1, C_2 = coefficienti di Schmertmann

L'equazione è stata applicata in via parametrica, per le stesse tipologie di fondazione considerate per i calcoli di capacità portante, con l'applicazione di 3 carichi diversi.

Per il calcolo si è suddiviso artificialmente il terreno sottostante il piano di fondazione in strati di spessore congruo con il modello geotecnico indicato. Si sono poi calcolati i coefficienti d'influenza per ciascuno strato secondo Schmertmann e applicata la formula risolutiva. Nella formula di Schmertmann la deformabilità dei terreni è introdotta dal modulo elastico E con valori desunti dalle indagini eseguite.

Nell'allegato n. 3 sono riportati i tabulati di calcolo ed i risultati.

8. CONCLUSIONI

La valutazione della capacità portante sia in termini di tensioni ammissibili che agli stati limite risulta, per una quota di imposta nell'unità B , in relazione allo stato di addensamento e compattazione dei terreni, mediamente dell'ordine dei 130/140 kPa.

La stima dei cedimenti ha mostrato, a seconda della larghezza di fondazioni considerata, valori massimi stimati in 17 mm.

Dal punto di vista idrogeologico si ritiene che non sussistano particolari problemi durante le fasi di scavo per la posa delle fondazioni.



ALLEGATI

- 1. Capacità portante tensioni ammissibili**
- 2. Capacità trave**
- 3. Cedimento trave**

CAPACITA' PORTANTE AMMISSIBILE - BRINCH HANSEN

Fondazione nastriforme																							
B	Df	L	f	c	g	q	k	dc	dq	dg	sc	sq	sg	b	gc	gq	gg	Nc	Nq	Ng	q_ult	Fs	q_adm
[m]	[m]	[m]	[°]	[kPa]	[kN/mc]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kPa]	[-]	[kPa]
1,2	4,0	15,0	33	0	19,0	76,0	3,33	2,33	2,97	1,00	1,00	1,05	0,97	0,00	1,00	1,00	1,00	38,64	26,09	24,44	6477	3	2159
1,3	4,0	15,0	33	0	19,0	76,0	3,20	2,28	2,89	1,00	1,00	1,05	0,97	0,00	1,00	1,00	1,00	38,64	26,09	24,44	6337	3	2112
1,4	4,0	15,0	33	0	19,0	76,0	2,86	2,14	2,69	1,00	1,00	1,06	0,96	0,00	1,00	1,00	1,00	38,64	26,09	24,44	5982	3	1994
1,8	4,0	15,0	33	0	19,0	76,0	2,22	1,89	2,31	1,00	1,00	1,08	0,95	0,00	1,00	1,00	1,00	38,64	26,09	24,44	5365	3	1788
2,1	4,0	15,0	33	0	19,0	76,0	1,95	1,78	2,15	1,00	1,00	1,09	0,95	0,00	1,00	1,00	1,00	38,64	26,09	24,44	5126	3	1709
2,4	4,0	15,0	33	0	19,0	76,0	1,67	1,67	1,99	1,00	1,00	1,10	0,94	0,00	1,00	1,00	1,00	38,64	26,09	24,44	4904	3	1635

B= Dimensione caratteristica della fondazione (larghezza nel caso di fondazioni nastriformi)

Df= Profondità del piano fondazione rispetto a p.c.

ø= Angolo di resistenza al taglio

g= Peso di volume del terreno

q_ult= capacità portante ultima

q_adm= capacità portante ammissibile

L= Lunghezza della fondazione

c= Coesione

q= carico indotto dal peso del terreno alla profondità Df

b= angolo di pendio a valle della fondazione

Fs= fattore di sicurezza

CAPACITA' PORTANTE TRAVI IN CONDIZIONI SISMICHE

La capacità portante è stata calcolata con il metodo di Brinch-Hansen, nella formulazione di Marsan-Romeo.

I fattori di riduzione sismica sono stati calcolati applicando il metodo di Maugeri & Novità.

La larghezza della fondazione (*) è da intendersi come larghezza ridotta in presenza di eccentricità del carico.

Per tener conto della eccentricità del carico, dimensionare la larghezza reale della fondazione B con $B = B_r + 2e$

DATI DI INPUT			da2	da2	da2
larghezza ridotta fondazione (*)	B_r	m	1,20	1,25	1,40
lunghezza fondazione	L	m	15,00	15,00	15,00
incastro fondazione	D_f	m	0,00	0,00	0,00
profondità di posa	Z_f	m	4,00	4,00	4,00
peso volume strato di incastro	γ_k	kN/m ³	19,0	19,0	19,0
angolo di resist. al taglio caratt.	ϕ'_k	°	33	33	33
coesione caratteristica	c'_k	kPa	0	0	0
coeff. accel. sismica orizz.	k_h	-	0,011	0,011	0,011
inclinazione piano campagna	β	°	0,00	0,00	0,00
coeff. parziale parametri geot.	M_x	-	1,00	1,00	1,00
coeff. parziale resistenze	R_x	-	2,30	2,30	2,30
DATI DI OUTPUT					
n=nastr. / r=rettang. / q=quadr.	-	-	n	n	n
rapporto di profondità	D/B	-	0,00	0,00	0,00
coesione di progetto	c'_d	kPa	0,0	0,0	0,0
angolo di resist. al taglio prog.	ϕ'_d	°	33,0	33,0	33,0
carico minimo bordo fond.	q	kPa	0,00	0,00	0,00
fattore di capacità portante	N_c	-	38,64	38,64	38,64
fattore di capacità portante	N_q	-	26,09	26,09	26,09
fattore di capacità portante	N_γ	-	24,44	24,44	24,44
fattore di forma	s_c	-	1,000	1,000	1,000
fattore di forma	s_q	-	1,000	1,000	1,000
fattore di forma	s_γ	-	1,000	1,000	1,000
fattore di profondità	d_c	-	1,000	1,000	1,000
fattore di profondità	d_q	-	1,000	1,000	1,000
fattore di profondità	d_γ	-	1,000	1,000	1,000
fattore di inclinazione pc	g_c	-	1,000	1,000	1,000
fattore di inclinazione pc	g_q	-	1,000	1,000	1,000
fattore di inclinazione pc	g_γ	-	1,000	1,000	1,000
fattore di riduzione sismico	h_c	-	0,956	0,956	0,956
fattore di riduzione sismico	h_q	-	0,979	0,979	0,979
fattore di riduzione sismico	h_γ	-	0,973	0,973	0,973
capacità portante ultima slv	Q_{ult}	kPa	271	282	316
capacità portante amm. slv	Q_{amm}	kPa	115	120	135
carico max di progetto (**)	E_d	kN	2070	2250	2830
resistenza di progetto	R_d	kN	2070	2250	2830
verifica	$R_d \geq E_d$		ok	ok	ok

(**= carico calcolato applicando alle azioni i coefficienti parziali A_x previsti dall'approccio considerato, su fondazioni di larghezza effettiva B e larghezza ridotta B_r , tenuto conto dei valori di eccentricità del carico)

CAPACITA' PORTANTE TRAVI IN CONDIZIONI SISMICHE

La capacità portante è stata calcolata con il metodo di Brinch-Hansen, nella formulazione di Marsan-Romeo.

I fattori di riduzione sismica sono stati calcolati applicando il metodo di Maugeri & Novità.

La larghezza della fondazione (*) è da intendersi come larghezza ridotta in presenza di eccentricità del carico.

Per tener conto della eccentricità del carico, dimensionare la larghezza reale della fondazione B con $B = B_r + 2e$

DATI DI INPUT			da2	da2	da2
larghezza ridotta fondazione (*)	B_r	m	1,80	2,05	2,40
lunghezza fondazione	L	m	15,00	15,00	15,00
incastro fondazione	D_f	m	0,00	0,00	0,00
profondità di posa	Z_f	m	4,00	4,00	4,00
peso volume strato di incastro	γ_k	kN/m ³	19,0	19,0	19,0
angolo di resist. al taglio caratt.	ϕ'_k	°	33	33	33
coesione caratteristica	c'_k	kPa	0	0	0
coeff. accel. sismica orizz.	k_h	-	0,011	0,011	0,011
inclinazione piano campagna	β	°	0,00	0,00	0,00
coeff. parziale parametri geot.	M_x	-	1,00	1,00	1,00
coeff. parziale resistenze	R_x	-	2,30	2,30	2,30
DATI DI OUTPUT					
n=nastr. / r=rettang. / q=quadr.	-	-	n	n	n
rapporto di profondità	D/B	-	0,00	0,00	0,00
coesione di progetto	c'_d	kPa	0,0	0,0	0,0
angolo di resist. al taglio prog.	ϕ'_d	°	33,0	33,0	33,0
carico minimo bordo fond.	q	kPa	0,00	0,00	0,00
fattore di capacità portante	N_c	-	38,64	38,64	38,64
fattore di capacità portante	N_q	-	26,09	26,09	26,09
fattore di capacità portante	N_γ	-	24,44	24,44	24,44
fattore di forma	s_c	-	1,000	1,000	1,000
fattore di forma	s_q	-	1,000	1,000	1,000
fattore di forma	s_γ	-	1,000	1,000	1,000
fattore di profondità	d_c	-	1,000	1,000	1,000
fattore di profondità	d_q	-	1,000	1,000	1,000
fattore di profondità	d_γ	-	1,000	1,000	1,000
fattore di inclinazione pc	g_c	-	1,000	1,000	1,000
fattore di inclinazione pc	g_q	-	1,000	1,000	1,000
fattore di inclinazione pc	g_γ	-	1,000	1,000	1,000
fattore di riduzione sismico	h_c	-	0,956	0,956	0,956
fattore di riduzione sismico	h_q	-	0,979	0,979	0,979
fattore di riduzione sismico	h_γ	-	0,973	0,973	0,973
capacità portante ultima slv	Q_{ult}	kPa	407	463	542
capacità portante amm. slv	Q_{amm}	kPa	175	200	235
carico max di progetto (**)	E_d	kN	4720	6150	8460
resistenza di progetto	R_d	kN	4720	6150	8460
verifica	$R_d \geq E_d$		ok	ok	ok

(**= carico calcolato applicando alle azioni i coefficienti parziali A_x previsti dall'approccio considerato, su fondazioni di larghezza effettiva B e larghezza ridotta B_r , tenuto conto dei valori di eccentricità del carico)

CEDIMENTO SCHMERTMANN TRAVE

Il cedimento è stato calcolato con il metodo di Schmertmann.

Per ogni larghezza di fondazione sono stati ipotizzati 3 carichi crescenti.

Per affinare il calcolo, il sottosuolo è stato diviso in 5 strati omogenei per caratteristiche elastiche.

La larghezza della fondazione è da intendersi come larghezza reale.

Il coefficiente di Winkler è stato calcolato a ritroso sulla base della coppia di valori carico / cedimento di ogni ipotesi.

DATI DI INPUT			b1			b2			b3		
			q1	q2	q3	q1	q2	q3	q1	q2	q3
larghezza della fondazione	B	m	1,20	1,20	1,20	1,25	1,25	1,25	1,40	1,40	1,40
carico lordo sulla fondazione	q	kPa	130	140	150	130	140	150	130	140	150
profondità della fondazione	Zf	m	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00
pressione efficace base fond.	σ'_{vf}	kPa	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0
tempo di calcolo	Tc	anni	50	50	50	50	50	50	50	50	50
DATI DI OUTPUT											
spessore relativo degli strati	D/B	-	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
carico netto sulla fondazione	Δq	kPa	40,0	50,0	60,0	40,0	50,0	60,0	40,0	50,0	60,0
fattore di correzione profondità	C1	-	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
fattore di correzione creep	C2	-	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54
fattore influenza massimo	lmax	-	0,57	0,57	0,58	0,57	0,57	0,58	0,57	0,57	0,58
fattore di correzione per lf	Fc	-	1,13	1,15	1,16	1,13	1,15	1,16	1,13	1,15	1,16
spessore assoluto degli strati	D	m	3,60	3,60	3,60	3,75	3,75	3,75	4,20	4,20	4,20
S1 profondità limite sup.	Zmin	m	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00
S1 profondità limite inf.	Zmax	m	7,60	7,60	7,60	7,75	7,75	7,75	8,20	8,20	8,20
S1 modulo alla prof med.	E	MPa	33	33	33	33	33	33	33	33	33
S1 coefficiente di influenza	lf	-	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34
S1 cedimento dello strato	Si	mm	1,3	1,6	2,0	1,3	1,7	2,1	1,5	1,9	2,3
S2 profondità limite sup.	Zmin	m	7,60	7,60	7,60	7,75	7,75	7,75	8,20	8,20	8,20
S2 profondità limite inf.	Zmax	m	11,20	11,20	11,20	11,50	11,50	11,50	12,40	12,40	12,40
S2 modulo alla prof med.	E	MPa	33	33	33	33	33	33	33	33	33
S2 coefficiente di influenza	lf	-	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32
S2 cedimento dello strato	Si	mm	1,2	1,5	1,9	1,3	1,6	2,0	1,4	1,8	2,2
S3 profondità limite sup.	Zmin	m	11,20	11,20	11,20	11,50	11,50	11,50	12,40	12,40	12,40
S3 profondità limite inf.	Zmax	m	14,80	14,80	14,80	15,25	15,25	15,25	16,60	16,60	16,60
S3 modulo alla prof med.	E	MPa	33	33	33	33	33	33	33	33	33
S3 coefficiente di influenza	lf	-	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
S3 cedimento dello strato	Si	mm	1,1	1,4	1,8	1,2	1,5	1,8	1,3	1,7	2,1
S4 profondità limite sup.	Zmin	m	14,80	14,80	14,80	15,25	15,25	15,25	16,60	16,60	16,60
S4 profondità limite inf.	Zmax	m	18,40	18,40	18,40	19,00	19,00	19,00	20,80	20,80	20,80
S4 modulo alla prof med.	E	MPa	33	33	33	33	33	33	33	33	33
S4 coefficiente di influenza	lf	-	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28
S4 cedimento dello strato	Si	mm	1,1	1,4	1,6	1,1	1,4	1,7	1,2	1,6	1,9
S5 profondità limite sup.	Zmin	m	18,40	18,40	18,40	19,00	19,00	19,00	20,80	20,80	20,80
S5 profondità limite inf.	Zmax	m	22,00	22,00	22,00	22,75	22,75	22,75	25,00	25,00	25,00
S5 modulo alla prof med.	E	MPa	33	33	33	33	33	33	33	33	33
S5 coefficiente di influenza	lf	-	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
S5 cedimento dello strato	Si	mm	1,0	1,2	1,5	1,0	1,3	1,5	1,1	1,4	1,7
cedimento totale	S	mm	6	7	9	6	7	9	7	8	10
modulo winkler teorico	kw	kg/cm3	2,3	1,9	1,7	2,2	1,9	1,6	2,0	1,7	1,5

CEDIMENTO SCHMERTMANN TRAVE

Il cedimento è stato calcolato con il metodo di Schmertmann.

Per ogni larghezza di fondazione sono stati ipotizzati 3 carichi crescenti.

Per affinare il calcolo, il sottosuolo è stato diviso in 5 strati omogenei per caratteristiche elastiche.

La larghezza della fondazione è da intendersi come larghezza reale.

Il coefficiente di Winkler è stato calcolato a ritroso sulla base della coppia di valori carico / cedimento di ogni ipotesi.

DATI DI INPUT			b1			b2			b3		
			q1	q2	q3	q1	q2	q3	q1	q2	q3
larghezza della fondazione	B	m	1,80	1,80	1,80	2,05	2,05	2,05	2,40	2,40	2,40
carico lordo sulla fondazione	q	kPa	130	140	150	130	140	150	130	140	150
profondità della fondazione	Zf	m	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00
pressione efficace base fond.	σ'_{vf}	kPa	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0
tempo di calcolo	Tc	anni	50	50	50	50	50	50	50	50	50
DATI DI OUTPUT											
spessore relativo degli strati	D/B	-	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
carico netto sulla fondazione	Δq	kPa	40,0	50,0	60,0	40,0	50,0	60,0	40,0	50,0	60,0
fattore di correzione profondità	C1	-	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
fattore di correzione creep	C2	-	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54
fattore influenza massimo	Imax	-	0,57	0,57	0,58	0,57	0,57	0,58	0,57	0,57	0,58
fattore di correzione per If	Fc	-	1,13	1,15	1,16	1,13	1,15	1,16	1,13	1,15	1,16
spessore assoluto degli strati	D	m	5,40	5,40	5,40	6,15	6,15	6,15	7,20	7,20	7,20
S1 profondità limite sup.	Zmin	m	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00
S1 profondità limite inf.	Zmax	m	9,40	9,40	9,40	10,15	10,15	10,15	11,20	11,20	11,20
S1 modulo alla prof med.	E	MPa	33	33	33	33	33	33	33	33	33
S1 coefficiente di influenza	If	-	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34
S1 cedimento dello strato	Si	mm	1,9	2,5	3,0	2,2	2,8	3,4	2,6	3,3	4,0
S2 profondità limite sup.	Zmin	m	9,40	9,40	9,40	10,15	10,15	10,15	11,20	11,20	11,20
S2 profondità limite inf.	Zmax	m	14,80	14,80	14,80	16,30	16,30	16,30	18,40	18,40	18,40
S2 modulo alla prof med.	E	MPa	33	33	33	33	33	33	33	33	33
S2 coefficiente di influenza	If	-	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32
S2 cedimento dello strato	Si	mm	1,8	2,3	2,8	2,1	2,6	3,2	2,4	3,1	3,8
S3 profondità limite sup.	Zmin	m	14,80	14,80	14,80	16,30	16,30	16,30	18,40	18,40	18,40
S3 profondità limite inf.	Zmax	m	20,20	20,20	20,20	22,45	22,45	22,45	25,60	25,60	25,60
S3 modulo alla prof med.	E	MPa	33	33	33	33	33	33	33	33	33
S3 coefficiente di influenza	If	-	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
S3 cedimento dello strato	Si	mm	1,7	2,2	2,6	2,0	2,5	3,0	2,3	2,9	3,5
S4 profondità limite sup.	Zmin	m	20,20	20,20	20,20	22,45	22,45	22,45	25,60	25,60	25,60
S4 profondità limite inf.	Zmax	m	25,60	25,60	25,60	28,60	28,60	28,60	32,80	32,80	32,80
S4 modulo alla prof med.	E	MPa	33	33	33	33	33	33	33	33	33
S4 coefficiente di influenza	If	-	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28
S4 cedimento dello strato	Si	mm	1,6	2,0	2,5	1,8	2,3	2,8	2,1	2,7	3,3
S5 profondità limite sup.	Zmin	m	25,60	25,60	25,60	28,60	28,60	28,60	32,80	32,80	32,80
S5 profondità limite inf.	Zmax	m	31,00	31,00	31,00	34,75	34,75	34,75	40,00	40,00	40,00
S5 modulo alla prof med.	E	MPa	33	33	33	33	33	33	33	33	33
S5 coefficiente di influenza	If	-	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
S5 cedimento dello strato	Si	mm	1,4	1,8	2,2	1,6	2,1	2,5	1,9	2,4	2,9
cedimento totale	S	mm	9	11	13	10	12	15	11	14	17
modulo winkler teorico	kw	kg/cm3	1,5	1,3	1,1	1,3	1,1	1,0	1,1	1,0	0,9

SIG. CERESOLI ANGELO

**COMUNE DI PADERNO DUGNANO (MI)
LOCALITA' PALAZZOLO MILANESE**

Via San Biagio, 10

RELAZIONE GEOLOGICA



Milano, febbraio 2019

INDICE

1. RIFERIMENTI NORMATIVI	3
2. PREMESSA	3
3. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	3
MODELLO GEOLOGICO	3
4. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO E LITOLOGICO	3
5. INQUADRAMENTO IDROLOGICO E IDROGEOLOGICO	4
6. RISCHI GEOLOGICI E VINCOLI	5
7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	5
MODELLO GEOFISICO	6
8. SISMICITA'	6
9. PARAMETRI SISMICI	7
9.1 Verifica alla liquefazione	8
10. SCAVO E MOVIMENTO TERRE (TERRE E ROCCE DA SCAVO)	8
MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO	8
11. CONCLUSIONI	8

ALLEGATI:

1. Estratto Carta Tecnica Regionale (scala 1: 10.000)
2. Estratto Carta geologica (scala 1: 250.000)

1. RIFERIMENTI NORMATIVI

- D.M. 11/03/1988 Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 e successive modificazioni e integrazioni seguita dalla D.G.R. 11/7/2014 - n. X/2129 che ha mantenuto il territorio di Paderno Dugnano in Zona 4;

- D.M. 14/09/2005 Testo Unitario sulle Costruzioni, che sancisce l'obbligo di effettuare la progettazione antisismica nelle zone 1-2-3;

- D.M. 14/01/2008 Nuovo Testo Unico sulle Costruzioni, che sancisce l'obbligo di effettuare la progettazione antisismica nelle zone 1-2-3, mentre nella zona 4 l'obbligo vale soltanto per gli edifici strategici o rilevanti;

- D.M. 17/01/2018 NTC 2018. La presente relazione geologica è stata redatta in conformità con il D.M. 17.01.2018.

2. PREMESSA

Nella presente relazione vengono analizzate le caratteristiche geologiche, i vincoli e la fattibilità geologica relativa ai terreni interessati dal progetto edilizio per la costruzione di un fabbricato ad uso residenziale in via San Biagio nel comune di Paderno Dugnano. I dati e gli elaborati riportati nella presente relazione sono stati ricavati da rilievi e prove riportate in lavori facenti parte della bibliografia geologica e tecnica ufficiale dell'area di Paderno.

3. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Il comune di Paderno Dugnano è situato nella fascia settentrionale della provincia di Milano a nord del capoluogo ad una quota altimetrica media di 170 m s.l.m.. Il suo territorio ricade nella sezione n° B5b5 della Carta Tecnica della Regione Lombardia scala 1:10.000 (allegato n. 1). In dettaglio l'area oggetto dello studio è ubicato nel settore settentrionale del nucleo abitato di Paderno Dugnano nella frazione di Palazzolo in via San Biagio.

MODELLO GEOLOGICO

4. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO E LITOLOGICO

Il comune di Paderno Dugnano fa parte della porzione centrale del comprensorio dell'alta pianura lombarda. Il territorio comunale si configura morfologicamente come una tipica zona pianeggiante. La quota media dell'area indagata è di 170 m s.l.m..

I terreni presenti appartengono geologicamente ai sedimenti del fluvioglaciale Wurm (Pleistocene superiore) costituenti il cosiddetto “livello fondamentale della pianura” (allegato n. 2).

Litologicamente i sedimenti, per lo più di natura ghiaioso sabbiosa, presentano poche tracce di alterazione essendo costituiti in prevalenza da depositi di natura fluviale recente depositati dal fiume Seveso. In particolare i sedimenti fluviali e fluvioglaciali del Pleistocene superiore del livello fondamentale della pianura del territorio di Paderno sono interessati da una copertura colluviale nulla o ridotta e da un substrato ghiaioso poco alterato, contenente ciottoli e clasti poligenici di natura calcarea ed, in minor misura, metamorfica.

Nel sottosuolo non sono presenti strutture geologiche profonde di particolare rilievo che possano interferire in modo significativo con le forme superficiali.

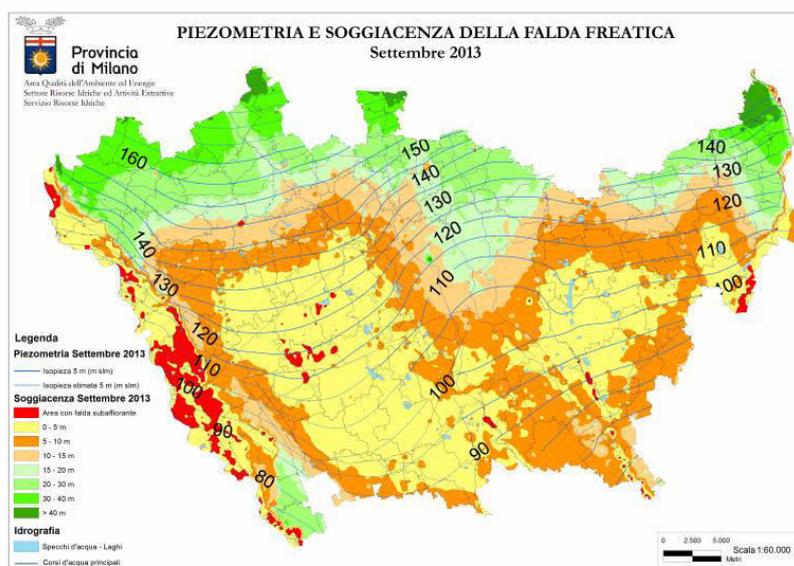
5. INQUADRAMENTO IDROLOGICO E IDROGEOLOGICO

L'idrografia naturale è rappresentata dal fiume Seveso che scorre a ovest dell'area esaminata attraversando da nord a sud il territorio comunale ed il centro abitato di Paderno.

L'idrografia artificiale è rappresentata dal canale Villoresi che taglia nella porzione nord l'ambito comunale con direzione ovest - est.

A livello idrogeologico dai dati pubblicati sul sito web della Città Metropolitana di Milano (Carta della piezometria e soggiacenza, settembre 2013 sottoriportata) e da quelli allegati al PGT tavola 2 Caratteri Idrogeologici e vulnerabilità dell'acquifero (Studio Idrogeotecnico, rev. 2013) è indicato un livello piezometrico posto a quote superiori ai 20.0 m dal p.c..

L'andamento del deflusso principale è orientato in senso nordovest– sudest.



6. RISCHI GEOLOGICI E VINCOLI

Consultando la Tavola 6 “Carta dei Vincoli” (Studio Idrogeotecnico, revisione dic. 2012) a corredo del PRG comunale l’area sull’area non insistono vincoli di carattere geologico o idrogeologico.

7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

I dati di carattere geotecnico sono stati ricavati da studi e indagini geognostiche eseguite nei pressi dell’area e dalla consultazione della tavola 4 Caratteri geologico-tecnici allegata alla componente geologica e sismica del PGT (Studio Idrogeotecnico, revisione ago. 2012).

Sulla base alle caratteristiche litologiche, in base ai valori di resistenza N_{spt} ed allo stato di addensamento si individuano mediamente due livelli geotecnici (unità) di natura incoerente. Dal punto di vista litologico e tessiturale, infatti, si tratta di sabbie medio fini passanti a ghiaia sabbiose con grado di addensamento crescente con la profondità da mediamente addensate a compatte.

I parametri geotecnici medi del terreno, sia in termini di resistenza sia in termini di deformabilità indicati nel seguito, sono stati ottenuti direttamente o, indirettamente, mediante correlazioni empiriche, a partire dai risultati delle prove.

I valori adottati come rappresentativi medi delle caratteristiche geotecniche dei terreni investigati sono quelli consigliati da diversi autori (Peck, Hansen e Thornburn, 1953; K.Terzaghi e R.B. Peck, 1976; G. Sanglerat, 1979; J.E. Bowles, 1982) e sono stati definiti in modo moderatamente cautelativo in considerazione del processo di analisi seguito.

Parametri di resistenza:

I valori di D_R (vedi figura) sono stati stimati dalle prove SPT in accordo a quanto indicato in Skempton (1986), per sabbie medie, attraverso la relazione che lega la densità relativa D_R al valore N_{SPT} :

$$D_R = \left[\frac{N_{SPT}}{27.5 + 27.5 \cdot \sigma'_{v0}} \right]^{0.5}$$

essendo:

σ'_{v0} = pressione verticale efficace esistente in sito (kg/cm^2)

N_{SPT} = numero di colpi per 30 cm di infissione

D_R = densità relativa (%)

Parametri di deformabilità:

Il modulo di Young (E) è ricavato da:

$$E = S_1 * N_{spt} + S_2 \quad (\text{D'Appolonia et al. 1970})$$

dove:

$S_1 = 0.756$ e $S_2 = 18.75$ per i terreni granulari (D'Appolonia, 1970)

Unità A – Sabbia medio fine	
Classe USCS:	SW - SM
Profondità:	0.00 ÷ 4.50 m
N'sept (medio):	4/6 colpi/ 30 cm
N'spt (medio):	6/8 colpi/ 30 cm
Stato di addensamento:	scarsamente addensato
Angolo di attrito:	28°/29°
Coesione c':	0 kPa
Peso di volume naturale γ :	17.5/18.0 kN/m ³
Densità relativa Dr:	70/75 %
Modulo di Young E:	22/23 MPa
Unità B – Ghiaia con sabbia	
Classe USCS:	SP - GP
Profondità:	>4.50 m
N'sept (medio):	>14 colpi/ 30 cm
N'spt (medio):	>15 colpi/ 30 cm
Stato di addensamento:	addensato - compatto
Angolo di attrito:	31°/33°
Coesione c':	0 kPa
Peso di volume naturale γ :	18.5/19.0 kN/m ³
Densità relativa Dr:	80 %
Modulo di Young E:	32/34 MPa

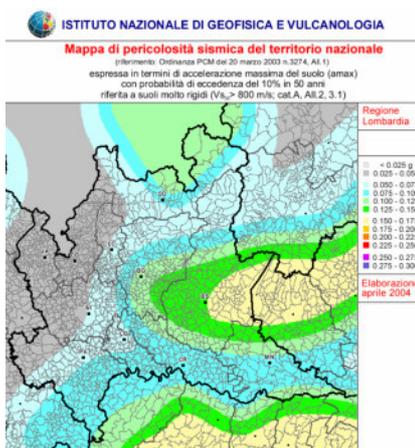
MODELLO GEOFISICO

8. SISMICITA'

La potenziale pericolosità sismica di un'area dipende dalle proprie caratteristiche, geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e geotecniche.

A livello sismico il territorio comunale di Paderno Dugnano non era classificato sismico ai sensi del D.M. 19.03.1982 (classe N.C.) poi, ai sensi dell'ordinanza 3274 del 20.03.2003 che ha riclassificato tutto il territorio nazionale, è stato inserito in zona sismica 4.

La figura seguente tratta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia mostra la pericolosità sismica del territorio lombardo.



Di seguito si riporta la tabella ove ciascuna zona è individuata secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo a_g , con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

Zona sismica	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [ag/g]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [ag/g]
1	> 0.25	0.35
2	0.15 – 0.25	0.25
3	0.05 – 0.15	0.15
4	< 0.05	0.05

9. PARAMETRI SISMICI

Dalla prova sismica eseguite in sito è possibile attribuire i suoli alla Categoria di suolo 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”. La categoria topografica, trovandosi in zona pianeggiante, risulta T1.

I parametri sismici di base riportati di seguito in tabella sono stati calcolati utilizzando il programma Geostru PS a partire dalle coordinate del sito (longitudine e latitudine nel sistema di riferimento Ed50 geodetico).

PARAMETRI SISMICI DI PROGETTO				
	SLO	SLD	SLV	SLC
Accelerazione sismica base A_g	0,018	0,023	0,048	0,057
Fattore di amplificazione F_0	2,557	2,535	2,653	2,691
Periodo caratteristico T_c	0,159	0,188	0,279	0,299
Coeff. ampl. sismica orizz. K_h	0,005	0,007	0,014	0,017
Coeff. ampl. sismica vert. K_v (+/-)	0,003	0,003	0,007	0,009

9.1 Verifica alla liquefazione

Gli studi geologici e sismici hanno evidenziato la presenza di terreni granulari ghiaioso sabbiosi fortemente addensati con grado di compattazione crescente con la profondità in assenza di falda acquifera per più di 20 m dal p.c.. Si possono quindi escludere fenomeni di liquefazione dei terreni in condizioni sismiche (Sherif e Ishibashi, 1978).

10. SCAVO E MOVIMENTO TERRE (TERRE E ROCCE DA SCAVO)

Qualora il progetto preveda la realizzazione di scavi, prima dell'eventuale rimozione dal cantiere dei materiali mobilizzati, sarà necessario predisporre l'adeguata documentazione di carattere ambientale ai sensi del D. Lgs. 152/06 e s.m.i.

Ricordo che, fermo restando l'assenza di rifiuti nel terreno escavato e le condizioni di non contaminazione del sito, il terreno può essere gestito nei seguenti modi:

- ✓ lasciato nell'area di cantiere per riempimenti, livellamenti o simili
- ✓ riutilizzato in altro cantiere come sottoprodotto
- ✓ avviato al recupero presso centro autorizzato
- ✓ portato in discarica come rifiuto

A seconda delle scelte del committente e dell'impresa, le prove ambientali sui terreni e le procedure autorizzative alla movimentazione sono differenti.

MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO

11. CONCLUSIONI

Dallo studio eseguito, considerato il contesto geologico, le caratteristiche geomorfologiche, litologiche, geotecniche, idrogeologiche e sismiche emergono le seguenti indicazioni generali:

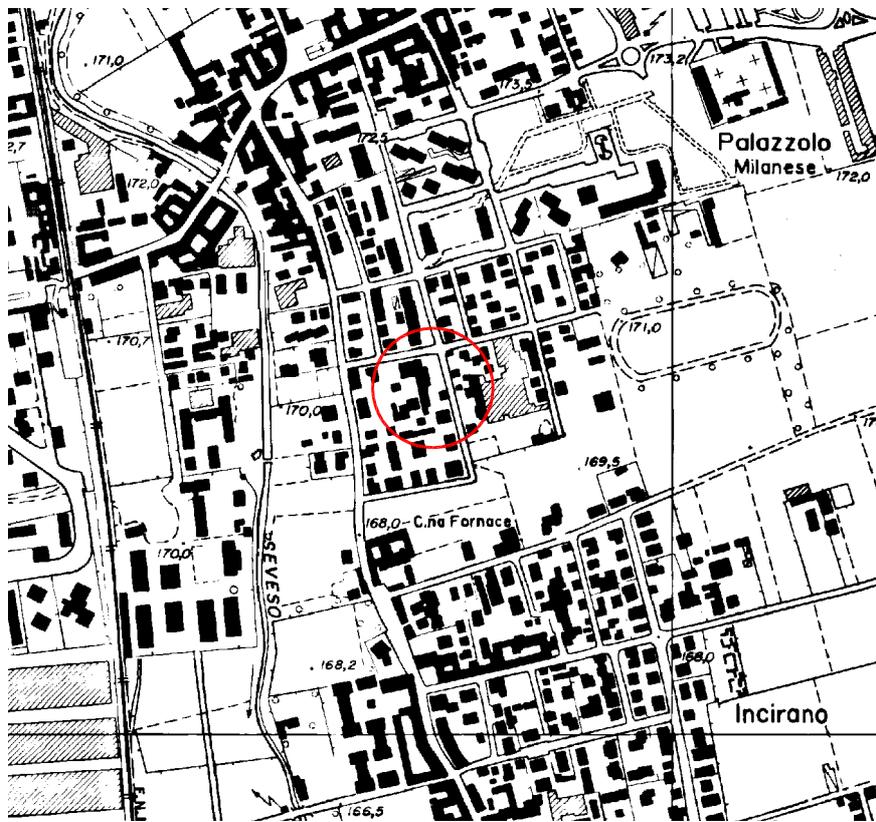
- a livello litologico si segnala la presenza di terreni scarsamente addensati aventi caratteristiche geotecniche relativamente mediocri sino alla quota di -2.5 m dal p.c. con miglioramento netto delle proprietà geotecniche per profondità superiori;
- a livello idrogeologico, non si rilevano problematiche legate a possibili interferenze con la superficie piezometrica.

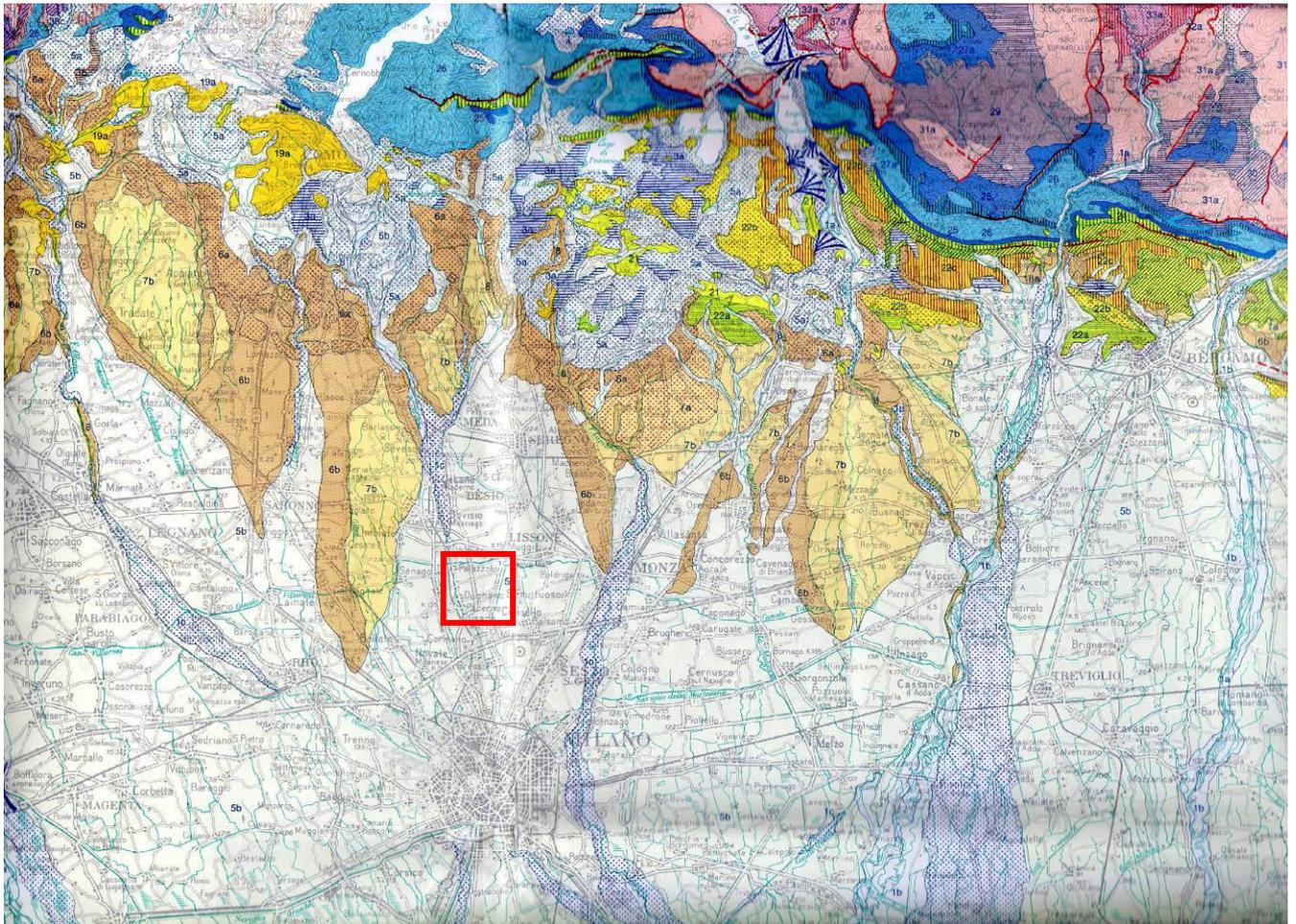
In sostanza, lo studio svolto, ha evidenziato come il progetto sia, in rapporto al contesto geologico in cui si inserisce e al confronto con i vincoli contenuti nello strumento urbanistico, pienamente conforme.



ALLEGATI

- 1. Estratto Carta Tecnica Regionale scala 1:10000**
- 2. Estratto Carta Geologica**





QUATERNARIO CONTINENTALE - "VILAFRANCIANO"

- | | | |
|--------------------|--|---|
| OLOCENE | | 1 - Depositi fluviali dei greti attuali (Alluvium attuale - a) e terrazzati (Alluvium medio - b, Alluvium antico - c): ghiaie, sabbie e limi. |
| | | 2 - Detriti di falda e frane. |
| | | 3 - Lacustre olocenico e tardoglaciale: argille e limi (a); torba (b). |
| PLEISTOCENE | | 4 - Morenico tardo-würmiano e localmente olocenico: ghiaie, blocchi, limi. |
| | | 5 - Morenico Würm: ghiaie, blocchi e limi (a); Fluvioglaciale e Fluviale Würm: ghiaie, sabbie (b). <i>PLEISTOCENE SUP.</i> |
| | | 6 - Morenico Riss: ghiaie, blocchi e limi ferrettizzati (a); Fluvioglaciale, Fluviale e Lacustre Riss: ghiaie, sabbie e argille ferrettizzate (b). <i>PLEISTOCENE MEDIO.</i> |
| | | 7 - Morenico Mindel: ghiaie, limi e rari blocchi fortemente ferrettizzati (a); Fluvioglaciale, Fluviale e Lacustre Mindel: ghiaie, limi e argille fortemente ferrettizzate (b). <i>PLEISTOCENE INF.</i> |
| PLIOCENE | | 8 - "Ceppo" e formazioni simili, facies "Villafranchiane": conglomerati, sabbie, argille. <i>PLEISTOCENE INF.-PLIOCENE SUP.</i> |

SIG. CERESOLI ANGELO

**COMUNE DI PADERNO DUGNANO (MI)
LOCALITA' PALAZZOLO MILANESE**

Via San Biagio, 10

RELAZIONE GEOTECNICA



Milano, febbraio 2019

INDICE

1. RIFERIMENTI NORMATIVI	3
2. PREMESSA	3
3. DESCRIZIONE DEL PROGETTO	3
4. PARAMETRI SISMICI DI PROGETTO	3
MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO	4
5. DESCRIZIONE INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	4
5.1 INDAGINI IN SITO	4
5.1.1 Prove penetrometriche SCPT	4
6. PARAMETRI GEOTECNICI	4
6. VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE	5
6.1 Tensioni ammissibili	5
6.2 Stati limite	6
7. VERIFICA DEI CEDIMENTI	6
8. CONCLUSIONI	7

Allegati:

1. Planimetria delle prove in sito
2. Diagramma delle prove in sito
3. Capacità portante tensioni ammissibili
4. Capacità platea
5. Cedimento platea

1. RIFERIMENTI NORMATIVI

- D.M. 11/03/1988 Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 e successive modificazioni e integrazioni, seguita dalla D.G.R. 07/11/2003 N. 7/4964, che inseriscono il territorio comunale di Paderno Dugnano in zona 4,

- Ordinanza del P.C.M. n. 3519 del 28/04/2006 criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone;

- D.M. 14/01/2008 Nuovo Testo Unico sulle Costruzioni, che sancisce l'obbligo di effettuare la progettazione antisismica nelle zone 1-2-3, mentre nella zona 4 l'obbligo vale soltanto per gli edifici strategici o rilevanti e la redazione di una relazione geologica e geotecnica;

- D.M. 17.01.2018.

2. PREMESSA

Nella presente relazione vengono analizzate le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione per il progetto di costruzione di un fabbricato ad uso residenziale in via San Biagio a Paderno Dugnano (MI).

La relazione geotecnica è stata redatta sulla base dei dati geotecnici riportati nella relazione geologica.

3. DESCRIZIONE DEL PROGETTO

Il progetto riguarda la costruzione di una palazzina comprensiva di piano terra e tre piani fuori terra di altezza massima di 14 m dotata di un piano interrato con la presenza di un piano seminterrato adibito a box.

4. PARAMETRI SISMICI DI PROGETTO

Per quanto riguarda la definizione dei parametri sismici si rimanda alla relazione geologica paragrafo 9.

MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

5. DESCRIZIONE INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

5.1 INDAGINI IN SITO

Le indagini geognostiche sono consistite nell'esecuzione di 3 prove penetrometriche dinamiche continue (SCPT) con penetrometro pesante modello Pagani.

5.1.1 Prove penetrometriche SCPT

L'attrezzatura utilizzata per eseguire queste prove, che consistono nel registrare due parametri: una resistenza alla punta R_p (numero di colpi necessario ad infiggere per 30 cm nel terreno una punta conica) ed una resistenza laterale R_l (numero di colpi necessario ad infiggere per 30 cm nel terreno il rivestimento coassiale alla punta) ha le seguenti caratteristiche tecniche:

- penetrometro dinamico tipo Pagani
- massa battente di 73 kg;
- altezza di caduta: 75 cm;
- punta conica: diametro 51 mm, conicità 60°;
- aste: diametro 34 mm, lunghezza 1.0 m;
- tubi di rivestimento: diametro 48 mm, lunghezza 1.0.

Le prove, ubicate come indicato nello schema planimetrico allegato (allegato n. 1), hanno raggiunto la profondità massima di 6 m dal piano campagna, ritenuta adeguata per la definizione della quota di imposta delle fondazioni considerando la tipologia delle opere in progetto.

Il diagramma delle prove è riportato in allegato n 2.

6. PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla base dei parametri geotecnici medi della tabella del capitolo 7 della relazione geologica, integrata con i risultati delle prove in sito è stata eseguita la determinazione dei valori caratteristici. Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato. Come indicato anche dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, il valore caratteristico è prossimo al valore medio quando, nello stato limite considerato, è coinvolto un elevato volume di terreno con possibile compensazione delle eterogeneità (caso delle fondazioni superficiali) o quando la struttura a contatto con il terreno, è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.

In relazione, in accordo con quanto sopra riportato, sono stati identificati i valori minimi desunti “da una stima ragionata e cautelativa dei parametri”, assumendoli anche come valori caratteristici.

Unità A – Sabbia con limo e clasti	
Profondità:	0.00 ÷ 4.50 m
N°scpt (medio):	4/6colpi/ 30 cm
Angolo di attrito:	28°÷ 29°
Coesione c’:	0 kPa
Peso di volume naturale γ :	17.5 ÷ 18.0 kN/m ³
Coefficiente di reazione di Winkler K:	2/4 kg/cm ³
Modulo di Young E:	22 ÷ 23 MPa
Unità B – Sabbia con ghiaia	
Profondità:	>4.50 m
N°scpt (medio):	>14 colpi/ 30 cm
Angolo di attrito:	31°÷ 33°
Coesione c’:	0 kPa
Peso di volume naturale γ :	18.5 ÷ 19.0 kN/m ³
Coefficiente di reazione di Winkler K:	8/10 kg/cm ³
Modulo di Young E:	32 ÷ 34 MPa

6. VALUTAZIONE DELLA CAPACITA’ PORTANTE

Il progettista ha indicato un piano di imposta delle fondazioni posto nell’unità A rispettivamente a -2.0 m e -3.0 m dal piano campagna per una tipologia di fondazione a platea.

6.1 Tensioni ammissibili

In via preliminare, per una valutazione puramente indicativa è stata eseguita, sebbene le NTC 2018 abbiano escluso la verifica alle tensioni ammissibili, il calcolo secondo la vecchia normativa (DMLLPP 11/03/1988).

Per il calcolo della Plim riferita allo stato limite ultimo si è utilizzata la formula di Brinch-Hansen (1970) che nella sua forma più generale è espressa come segue:

$$q_{lim} = c N_c s_c i_c d_c + \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma + \gamma D N_q s_q i_q d_q$$

dove:

q_{lim}	[kPa]	= capacità portante limite
γ	[kN/m ³]	= peso di volume
B	[m]	= larghezza della fondazione
c	[kPa]	= coesione
q	[kPa]	= $\gamma * D$ = sovraccarico dovuto al rinterro

D	[m]	= profondità di incasso della fondazione
N_γ, N_c, N_q	[-]	= fattori di capacità portante
s_γ, s_c, s_q	[-]	= fattori forma
d_γ, d_c, d_q	[-]	= fattori profondità

Nel caso di terreni di fondazione prevalentemente granulari e privi di coesione, l'equazione citata si riduce alla seguente:

$$q_{lim} = 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma + q N_q s_q d_q$$

I risultati sono riportati nell'allegato n. 3.

6.2 Stati limite

Per le verifiche agli stati limite ultimi in zona sismica è stata utilizzata la formula proposta da Brinch Hansen corretta secondo le indicazioni di Maugeri e Novità (2004) per tener conto dell'azione sismica.

La formula è la seguente:

$$q_{lim} = c N_c s_c i_c d_c g_c b_c h_c + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma g_\gamma b_\gamma h_\gamma + q N_q s_q i_q d_q g_q b_q h_q$$

dove:

N_c, N_q, N = fattori di capacità portante [-]

s_c, s_q, s_γ = fattori di forma [-]

d_c, d_q, d_γ = fattori di profondità [-]

i_c, i_q, i_γ = fattori di inclinazione del carico [-]

g_c, g_q, g_γ = fattori di inclinazione del piano campagna [-]

b_c, b_q, b_γ = fattori di inclinazione del piano di posa [-]

h_c, h_q, h_γ = fattori di riduzione sismica [-]

c = coesione [kPa]

q = tensione geostatica agente alla base della fondazione = γD [kPa]

γ = peso di volume del terreno [kN/m³]

B = larghezza della fondazione [m]

L'analisi della capacità portante delle fondazioni è stata condotta in conformità a quanto previsto delle NTC 2018, eseguendo le verifiche secondo l'Approccio 2.

Nella tavola n. 4 sono riportati i tabulati di calcolo ed i risultati.

7. VERIFICA DEI CEDIMENTI

Le NTC prevedono che per le verifiche agli SLE vengano applicati i parametri caratteristici dei terreni senza l'applicazione di coefficienti di sicurezza parziali. Per il calcolo dei cedimenti si è utilizzato il metodo di Schmertmann.

L'equazione proposta da Schmertmann è la seguente:

$$\Delta H = C_1 \times C_2 \times \Delta q \times \sum ((I_z \times \Delta z) / E) \text{ dove:}$$

ΔH = cedimento immediato [mm]

Δq = pressione netta applicata [kPa]

E = modulo di elasticità [MPa]

Iz = coefficiente d'influenza [-]

C1,C2 = coefficienti di Schmertmann

L'equazione è stata applicata in via parametrica, per le stesse tipologie di fondazione considerate per i calcoli di capacità portante, con l'applicazione di 3 carichi diversi.

Per il calcolo si è suddiviso artificialmente il terreno sottostante il piano di fondazione in strati di spessore congruo con il modello geotecnico indicato. Si sono poi calcolati i coefficienti d'influenza per ciascuno strato secondo Schmertmann e applicata la formula risolutiva. Nella formula di Schmertmann la deformabilità dei terreni è introdotta dal modulo elastico E con valori desunti dalle indagini eseguite.

E' bene considerare che il massimo cedimento differenziale ammissibile solitamente vale 1/300 della luce tra i pilastri e che questo dipende, oltre che dalla deformabilità del terreno, anche dalla rigidità della struttura; si rimanda all'ingegnere strutturista il giudizio sulla ammissibilità dei cedimenti differenziali.

Nell'allegato n. 5 sono riportati i tabulati di calcolo ed i risultati.

8. CONCLUSIONI

La valutazione della capacità portante sia in termini di tensioni ammissibili che agli stati limite risulta, per una quota di imposta nell'unità A a circa 2 e 3 m di profondità dal p.c. esistente, dell'ordine dei 100/120 kPa.

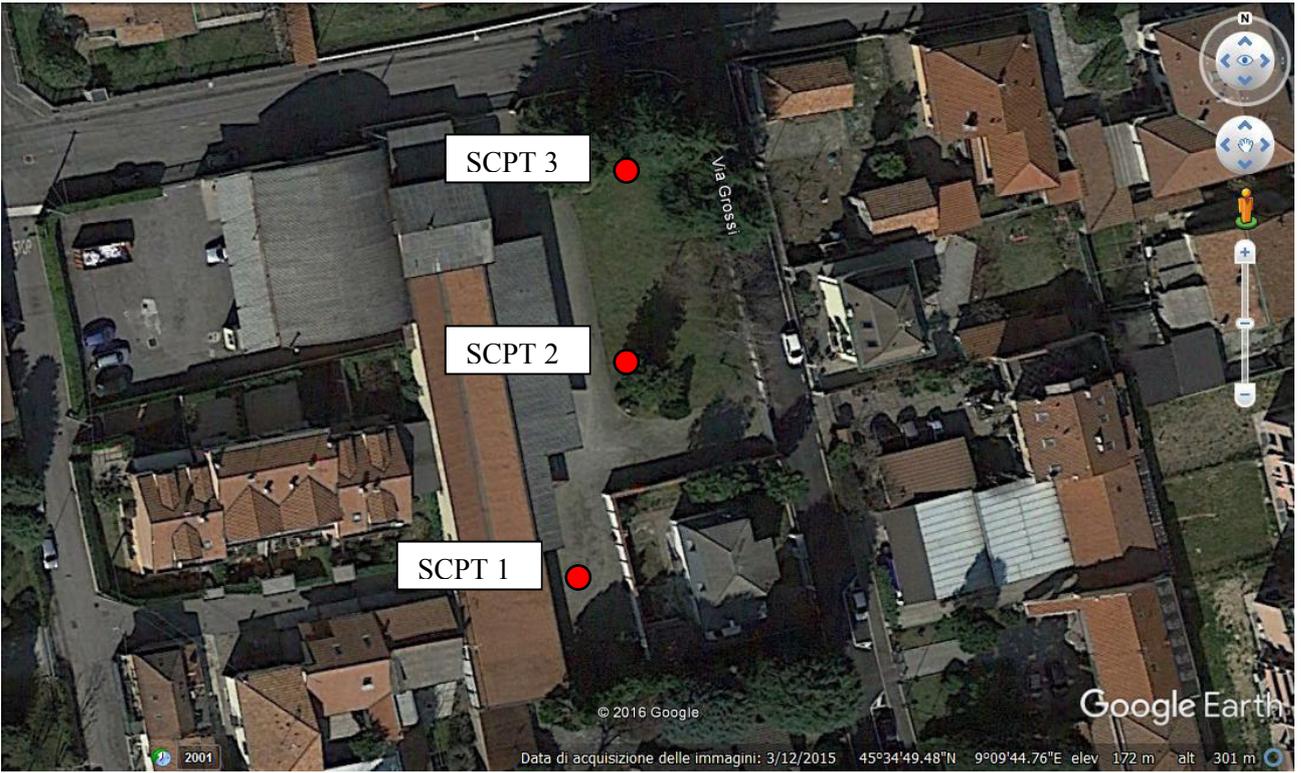
La stima dei cedimenti per ipotesi di carico similio ai valori indicati ha mostrato valori massimi inferiori a 25 mm.

Dal punto di vista idrogeologico si ritiene che non sussistano particolari problemi durante le fasi di scavo per la posa delle fondazioni.



ALLEGATI

- 1. Planimetria delle prove in sito**
- 2. Diagramma delle prove in sito**
- 3. Capacità portante tensioni ammissibili**
- 4. Capacità platea**
- 5. Cedimento platea**



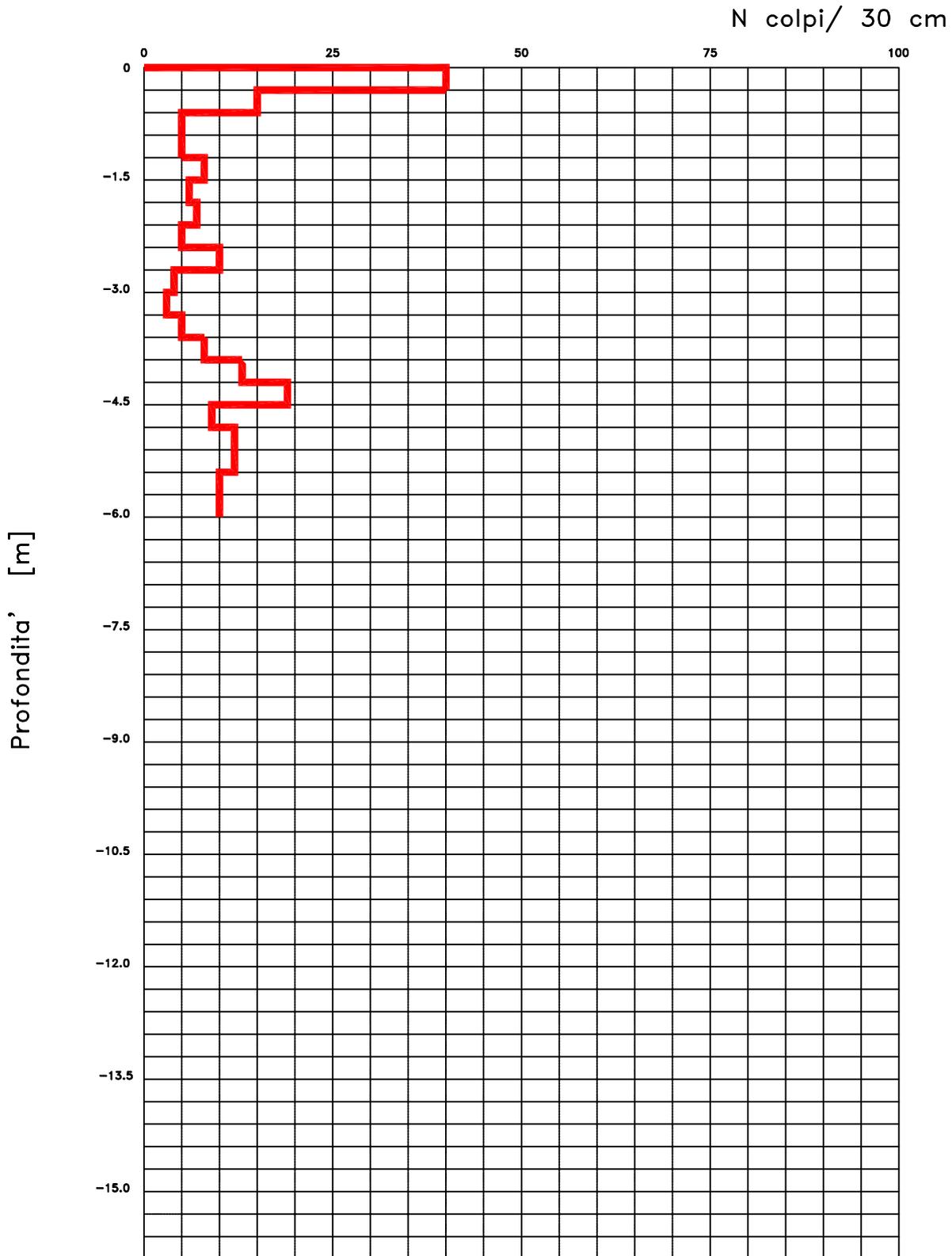
Prova Penetrometrica Dinamica n. 1

Localita': via San Biagio – Paderno Dugnano (MI)

Quota inizio prova: circa 170 m s.l.m.

Data: 19.04.2017

Note:



- Livello della superficie piezometrica
- Resistenza alla punta
- Resistenza al rivestimento

Punta conica : conicita' 60, diametro 51 mm
Massa battente: peso 73 kg, altezza di caduta 75 cm

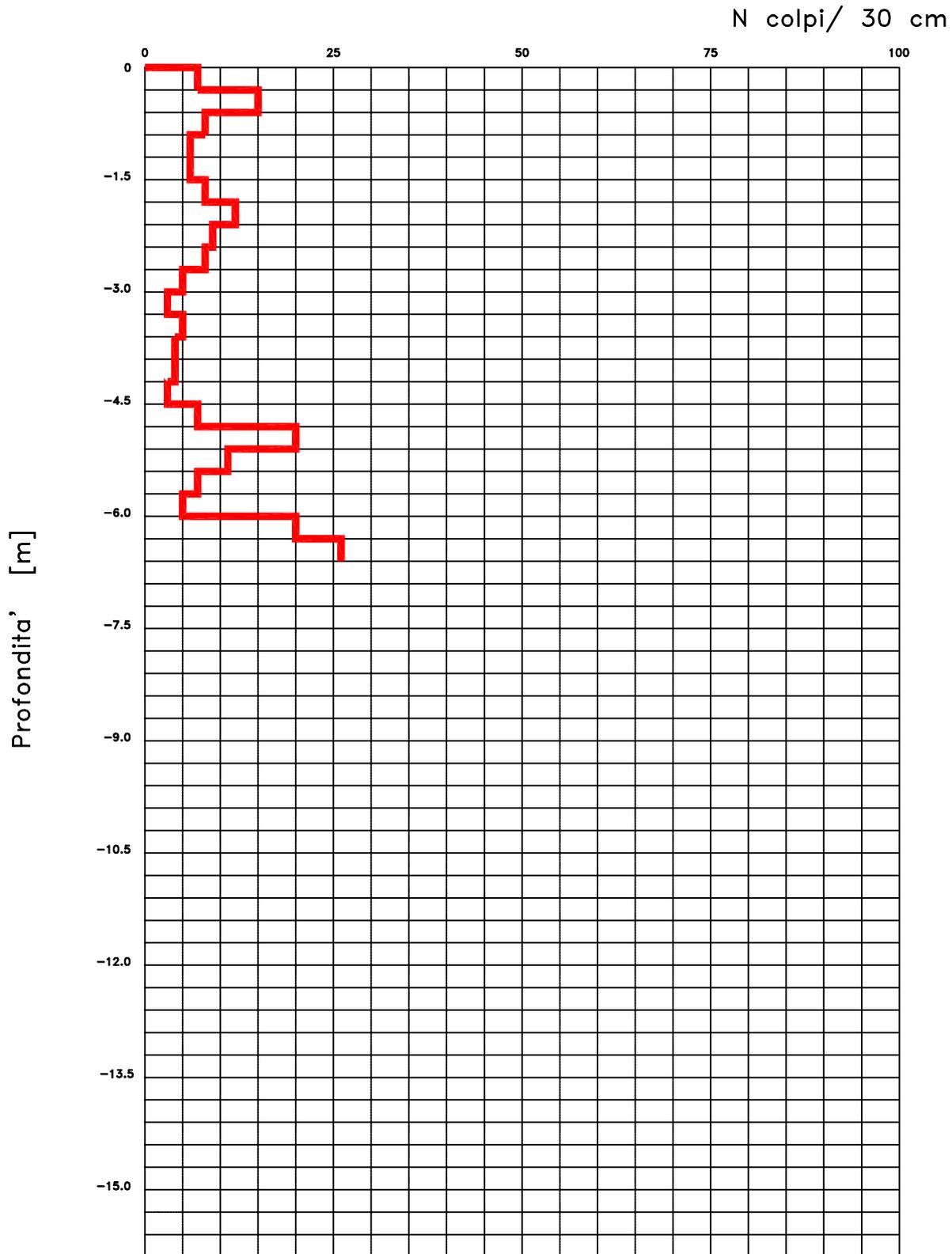
Prova Penetrometrica Dinamica n. 2

Localita': via San Biagio – Paderno Dugnano (MI)

Quota inizio prova: circa 170 m s.l.m.

Data: 19.04.2017

Note:



-  Livello della superficie piezometrica
-  Resistenza alla punta
-  Resistenza al rivestimento

Punta conica : conicita' 60, diametro 51 mm
Massa battente: peso 73 kg, altezza di caduta 75 cm

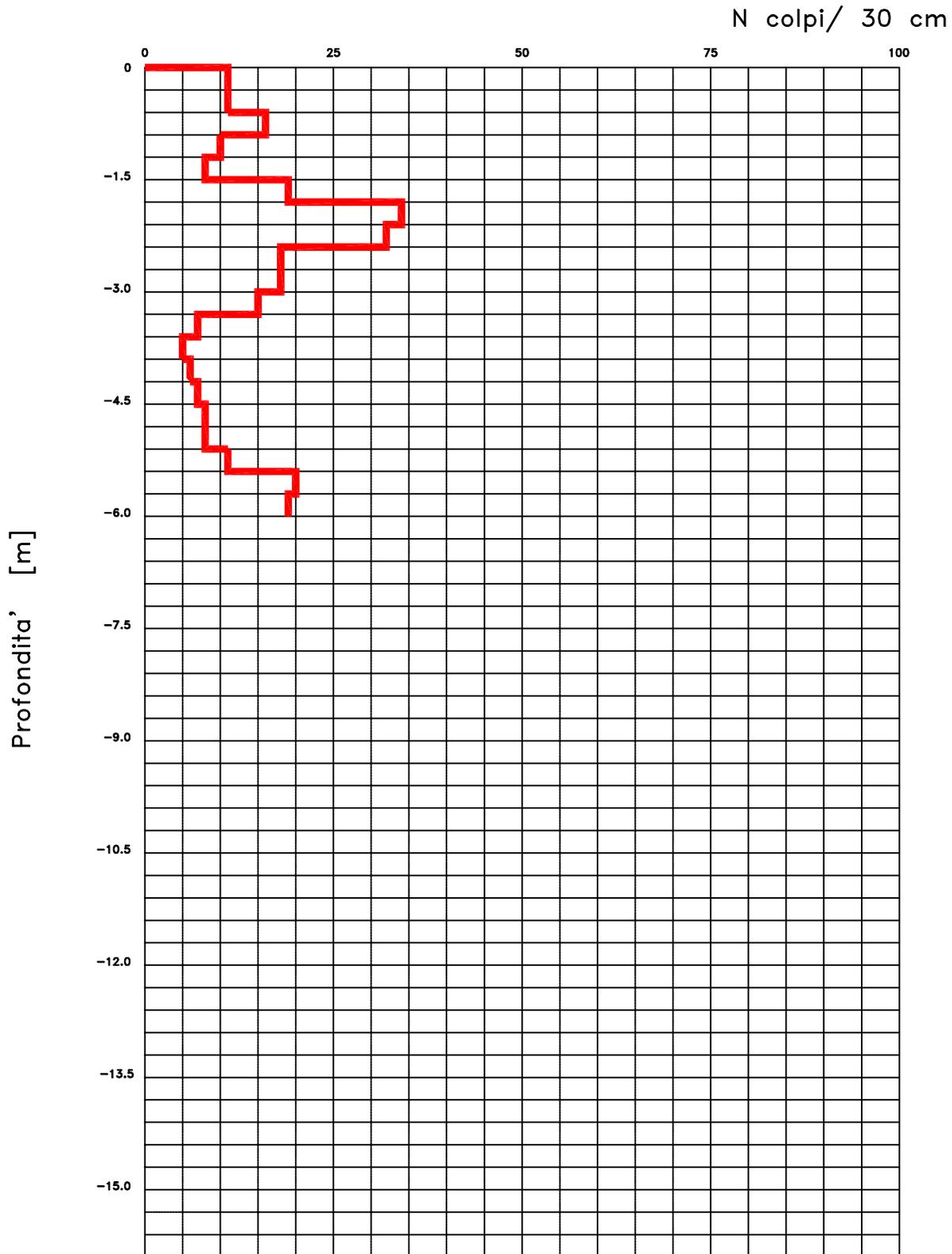
Prova Penetrometrica Dinamica n. 3

Localita': via San Biagio – Paderno Dugnano (MI)

Quota inizio prova: circa 170 m s.l.m.

Data: 19.04.2017

Note:



-  Livello della superficie piezometrica
-  Resistenza alla punta
-  Resistenza al rivestimento

Punta conica : conicita' 60, diametro 51 mm
Massa battente: peso 73 kg, altezza di caduta 75 cm

CAPACITA' PORTANTE AMMISSIBILE - BRINCH HANSEN

Platea

21,3	3,0	16,0	28	0	17,5	52,5	0,14	1,06	1,08	1,00	1,00	1,71	0,47	0,00	1,00	1,00	1,00	25,80	14,72	10,94	3463	3	1154
------	-----	------	----	---	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	-------	-------	-------	------	---	------

21,0	2,0	19,0	28	0	17,5	35,0	0,09	1,04	1,05	1,00	1,00	1,59	0,56	0,00	1,00	1,00	1,00	25,80	14,72	10,94	2872	3	957
------	-----	------	----	---	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	-------	-------	-------	------	---	-----

B= Dimensione caratteristica della fondazione (larghezza nel caso di fondazioni nastriformi)

Df= Profondità del piano fondazione rispetto a p.c.

ϕ = Angolo di resistenza al taglio

g= Peso di volume del terreno

q_ult= capacità portante ultima

q_adm= capacità portante ammissibile

L= Lunghezza della fondazione

c= Coesione

q= carico indotto dal peso del terreno alla profondità Df

b= angolo di pendio a valle della fondazione

Fs= fattore di sicurezza

La capacità portante è stata calcolata con il metodo di Brinch-Hansen, nella formulazione di Marsan-Romeo.
 I fattori di riduzione sismica sono stati calcolati applicando il metodo di Maugeri & Novità.
 La larghezza della fondazione (*) è da intendersi come larghezza ridotta in presenza di eccentricità del carico.
 Per tener conto della eccentricità del carico, dimensionare la larghezza reale della fondazione B con $B = B_r + 2e$

DATI DI INPUT			da2
larghezza della fondazione (*)	B_r	m	16,00
lunghezza fondazione	L	m	21,30
incastro fondazione	D_f	m	0,50
profondità di posa	Z_f	m	3,00
peso volume strato di incastro	γ_k	kN/m ³	17,5
angolo di resist. al taglio caratt.	ϕ'_k	°	28
coesione caratteristica	c'_k	kPa	0
coeff. accel. sismica orizz.	k_h	-	0,014
inclinazione piano campagna	β	°	0,00
coeff. parziale parametri geot.	M_x	-	1,00
coeff. parziale resistenze	R_x	-	2,30
DATI DI OUTPUT			
n=nastr. / r=rettang. / q=quadr.	-	-	r
rapporto di profondità	D/B	-	0,03
coesione di progetto	c'_d	kPa	0,0
angolo di resist. al taglio prog.	ϕ'_d	°	28,0
carico minimo bordo fond.	q	kPa	8,75
fattore di capacità portante	N_c	-	25,80
fattore di capacità portante	N_q	-	14,72
fattore di capacità portante	N_γ	-	10,94
fattore di forma	s_c	-	1,429
fattore di forma	s_q	-	1,399
fattore di forma	s_γ	-	0,700
fattore di profondità	d_c	-	1,010
fattore di profondità	d_q	-	1,009
fattore di profondità	d_γ	-	1,000
fattore di inclinazione pc	g_c	-	1,000
fattore di inclinazione pc	g_q	-	1,000
fattore di inclinazione pc	g_γ	-	1,000
fattore di riduzione sismico	h_c	-	0,940
fattore di riduzione sismico	h_q	-	0,976
fattore di riduzione sismico	h_γ	-	0,967
capacità portante ultima slv	Q_{ult}	kPa	1214
capacità portante amm. slv	Q_{amm}	kPa	525
carico max di progetto (**)	E_d	kN	178920
resistenza di progetto	R_d	kN	178920
verifica	$R_d \geq E_d$		ok

(**= carico calcolato applicando alle azioni i coefficienti parziali A_x previsti dall'approccio considerato, su fondazioni di larghezza effettiva B e larghezza ridotta B_r , tenuto conto dei valori di eccentricità del carico)

La capacità portante è stata calcolata con il metodo di Brinch-Hansen, nella formulazione di Marsan-Romeo.
 I fattori di riduzione sismica sono stati calcolati applicando il metodo di Maugeri & Novità.
 La larghezza della fondazione (*) è da intendersi come larghezza ridotta in presenza di eccentricità del carico.
 Per tener conto della eccentricità del carico, dimensionare la larghezza reale della fondazione B con $B = B_r + 2e$

DATI DI INPUT			da2
larghezza della fondazione (*)	B_r	m	19,00
lunghezza fondazione	L	m	21,00
incastro fondazione	D_f	m	0,50
profondità di posa	Z_f	m	2,00
peso volume strato di incastro	γ_k	kN/m ³	17,5
angolo di resist. al taglio caratt.	ϕ'_k	°	28
coesione caratteristica	c'_k	kPa	0
coeff. accel. sismica orizz.	k_h	-	0,014
inclinazione piano campagna	β	°	0,00
coeff. parziale parametri geot.	M_x	-	1,00
coeff. parziale resistenze	R_x	-	2,30
DATI DI OUTPUT			
n=nastr. / r=rettang. / q=quadr.	-	-	r
rapporto di profondità	D/B	-	0,03
coesione di progetto	c'_d	kPa	0,0
angolo di resist. al taglio prog.	ϕ'_d	°	28,0
carico minimo bordo fond.	q	kPa	8,75
fattore di capacità portante	N_c	-	25,80
fattore di capacità portante	N_q	-	14,72
fattore di capacità portante	N_γ	-	10,94
fattore di forma	s_c	-	1,516
fattore di forma	s_q	-	1,481
fattore di forma	s_γ	-	0,638
fattore di profondità	d_c	-	1,008
fattore di profondità	d_q	-	1,008
fattore di profondità	d_γ	-	1,000
fattore di inclinazione pc	g_c	-	1,000
fattore di inclinazione pc	g_q	-	1,000
fattore di inclinazione pc	g_γ	-	1,000
fattore di riduzione sismico	h_c	-	0,940
fattore di riduzione sismico	h_q	-	0,976
fattore di riduzione sismico	h_γ	-	0,967
capacità portante ultima slv	Q_{ult}	kPa	1310
capacità portante amm. slv	Q_{amm}	kPa	565
carico max di progetto (**)	E_d	kN	225430
resistenza di progetto	R_d	kN	225430
verifica	$R_d \geq E_d$		ok

(**= carico calcolato applicando alle azioni i coefficienti parziali A_x previsti dall'approccio considerato, su fondazioni di larghezza effettiva B e larghezza ridotta B_r , tenuto conto dei valori di eccentricità del carico)

Il cedimento è stato calcolato con il metodo di Schmertmann.

Per ogni larghezza di fondazione sono stati ipotizzati 3 carichi crescenti.

Per affinare il calcolo, il sottosuolo è stato diviso in 5 strati omogenei per caratteristiche elastiche.

La larghezza della fondazione è da intendersi come larghezza reale.

Il coefficiente di Winkler è stato calcolato sulla base della coppia di valori carico/cedimento.

				b1		
DATI DI INPUT				q1	q2	q3
larghezza della fondazione	B	m		16,00	16,00	16,00
carico lordo sulla fondazione	q	kPa		100	110	120
profondità della fondazione	Zf	m		3,00	3,00	3,00
pressione efficace base fond.	σ'_{vf}	kPa		40,0	40,0	40,0
tempo di calcolo	Tc	anni		50	50	50
DATI DI OUTPUT						
spessore relativo degli strati	D/B	-		2,00	2,00	2,00
carico netto sulla fondazione	Δq	kPa		60,0	70,0	80,0
fattore di correzione profondità	C1	-		0,67	0,71	0,75
fattore di correzione creep	C2	-		1,54	1,54	1,54
fattore influenza massimo	lmax	-		0,62	0,63	0,64
fattore di correzione per lf	Fc	-		1,24	1,26	1,28
spessore assoluto degli strati	D	m		3,00	3,00	3,00
S1	profondità limite sup.	Zmin	m	3,00	3,00	3,00
S1	profondità limite inf.	Zmax	m	6,00	6,00	6,00
S1	modulo alla prof med.	E	MPa	22	22	22
S1	coefficiente di influenza	lf	-	0,40	0,40	0,40
S1	cedimento dello strato	Si	mm	4,2	5,3	6,5
S2	profondità limite sup.	Zmin	m	6,00	6,00	6,00
S2	profondità limite inf.	Zmax	m	9,00	9,00	9,00
S2	modulo alla prof med.	E	MPa	32	32	32
S2	coefficiente di influenza	lf	-	0,38	0,38	0,38
S2	cedimento dello strato	Si	mm	2,7	3,5	4,2
S3	profondità limite sup.	Zmin	m	9,00	9,00	9,00
S3	profondità limite inf.	Zmax	m	12,00	12,00	12,00
S3	modulo alla prof med.	E	MPa	32	32	32
S3	coefficiente di influenza	lf	-	0,33	0,33	0,33
S3	cedimento dello strato	Si	mm	2,4	3,0	3,7
S4	profondità limite sup.	Zmin	m	12,00	12,00	12,00
S4	profondità limite inf.	Zmax	m	15,00	15,00	15,00
S4	modulo alla prof med.	E	MPa	32	32	32
S4	coefficiente di influenza	lf	-	0,30	0,30	0,30
S4	cedimento dello strato	Si	mm	2,2	2,7	3,3
S5	profondità limite sup.	Zmin	m	15,00	15,00	15,00
S5	profondità limite inf.	Zmax	m	18,00	18,00	18,00
S5	modulo alla prof med.	E	MPa	32	32	32
S5	coefficiente di influenza	lf	-	0,28	0,28	0,28
S5	cedimento dello strato	Si	mm	2,0	2,6	3,1
cedimento totale		S	mm	13	17	21
modulo winkler teorico		kw	kg/cm3	0,7	0,6	0,6

Il cedimento è stato calcolato con il metodo di Schmertmann.

Per ogni larghezza di fondazione sono stati ipotizzati 3 carichi crescenti.

Per affinare il calcolo, il sottosuolo è stato diviso in 5 strati omogenei per caratteristiche elastiche.

La larghezza della fondazione è da intendersi come larghezza reale.

Il coefficiente di Winkler è stato calcolato sulla base della coppia di valori carico/cedimento.

				b1		
DATI DI INPUT				q1	q2	q3
larghezza della fondazione	B	m		19,00	19,00	19,00
carico lordo sulla fondazione	q	kPa		100	110	120
profondità della fondazione	Zf	m		2,00	2,00	2,00
pressione efficace base fond.	σ'_{vf}	kPa		40,0	40,0	40,0
tempo di calcolo	Tc	anni		50	50	50
DATI DI OUTPUT						
spessore relativo degli strati	D/B	-		2,00	2,00	2,00
carico netto sulla fondazione	Δq	kPa		60,0	70,0	80,0
fattore di correzione profondità	C1	-		0,67	0,71	0,75
fattore di correzione creep	C2	-		1,54	1,54	1,54
fattore influenza massimo	lmax	-		0,62	0,63	0,64
fattore di correzione per lf	Fc	-		1,24	1,26	1,28
spessore assoluto degli strati	D	m		3,00	3,00	3,00
S1	profondità limite sup.	Zmin	m	2,00	2,00	2,00
S1	profondità limite inf.	Zmax	m	5,00	5,00	5,00
S1	modulo alla prof med.	E	MPa	22	22	22
S1	coefficiente di influenza	lf	-	0,40	0,40	0,40
S1	cedimento dello strato	Si	mm	4,2	5,3	6,5
S2	profondità limite sup.	Zmin	m	5,00	5,00	5,00
S2	profondità limite inf.	Zmax	m	8,00	8,00	8,00
S2	modulo alla prof med.	E	MPa	22	22	22
S2	coefficiente di influenza	lf	-	0,38	0,38	0,38
S2	cedimento dello strato	Si	mm	4,0	5,0	6,1
S3	profondità limite sup.	Zmin	m	8,00	8,00	8,00
S3	profondità limite inf.	Zmax	m	11,00	11,00	11,00
S3	modulo alla prof med.	E	MPa	32	32	32
S3	coefficiente di influenza	lf	-	0,33	0,33	0,33
S3	cedimento dello strato	Si	mm	2,4	3,0	3,7
S4	profondità limite sup.	Zmin	m	11,00	11,00	11,00
S4	profondità limite inf.	Zmax	m	14,00	14,00	14,00
S4	modulo alla prof med.	E	MPa	32	32	32
S4	coefficiente di influenza	lf	-	0,30	0,30	0,30
S4	cedimento dello strato	Si	mm	2,2	2,7	3,3
S5	profondità limite sup.	Zmin	m	14,00	14,00	14,00
S5	profondità limite inf.	Zmax	m	17,00	17,00	17,00
S5	modulo alla prof med.	E	MPa	32	32	32
S5	coefficiente di influenza	lf	-	0,28	0,28	0,28
S5	cedimento dello strato	Si	mm	2,0	2,6	3,1
cedimento totale		S	mm	15	19	23
modulo winkler teorico		kw	kg/cm3	0,7	0,6	0,5



COMUNE DI PADERNO DUGNANO (MI)

ATO Città Metropolitana Milano

PROGETTO DEFINITIVO

PARCO DELL'ACQUA

**D T RE 01 A – RELAZIONE SISMICA E SULLE
STRUTTURE**

R.U.P

Ing. Giovanni Vargiu - CAP Holding S.p.A.

PROGETTISTA GENERALE

Ing. Marco Callerio - CAP Holding S.p.A.

RESPONSABILE INTEGRAZIONE OPERE SPECIALISTICHE

Ing. Marco Cottino – J+S S.r.l.



9315

DICEMBRE 2021

SOMMARIO

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
4.1	Calcestruzzo.....	6
4.2	Acciaio per armatura lenta	6
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL’AREA	7
5.1	Premessa	7
5.2	Indagini geognostiche.....	7
5.3	Modello geologico-geotecnico	8
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	9
7	SOFTWARE DI CALCOLO	10
8	CONVENZIONI GENERALI	10
9	COMBINAZIONI DI CARICO.....	11
10	COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA E COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE.....	12
11	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	13
12	ANALISI DEI CARICHI	15
12.1	Peso proprio strutturale (DEAD).....	15
12.2	Carichi permanenti non strutturali al di sopra della copertura	15
12.3	Spinta delle terre “a riposo”	15
12.4	Sovraccarico variabile	15
12.5	Pressione dell’acqua per massimo invaso	16
12.6	Spinta della terra in condizioni sismiche	16
12.7	Forze di inerzia strutturali.....	17
13	COMBINAZIONI DI CALCOLO	17
14	SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	18
15	VERIFICHE DI RESISTENZA	19
15.1	Premessa	19

15.2	Diagrammi di progetto dei materiali	19
15.3	Stati limite di esercizio.....	20
15.4	Stati limite ultimi	23
16	VERIFICHE DELLE PRESSIONI SUL TERRENO	24
16.1	Fondazioni dirette.....	24

1 PREMESSA

La presente relazione riporta i criteri di dimensionamento e verifica dei manufatti scatolari previsti nell'ambito del progetto definitivo per la realizzazione del Parco dell'Acqua nel Comune di Paderno Dugnano (MI).

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

Le opere oggetto dei dimensionamenti e delle verifiche di tipo strutturale sono le seguenti.

- Manufatto sfioratore

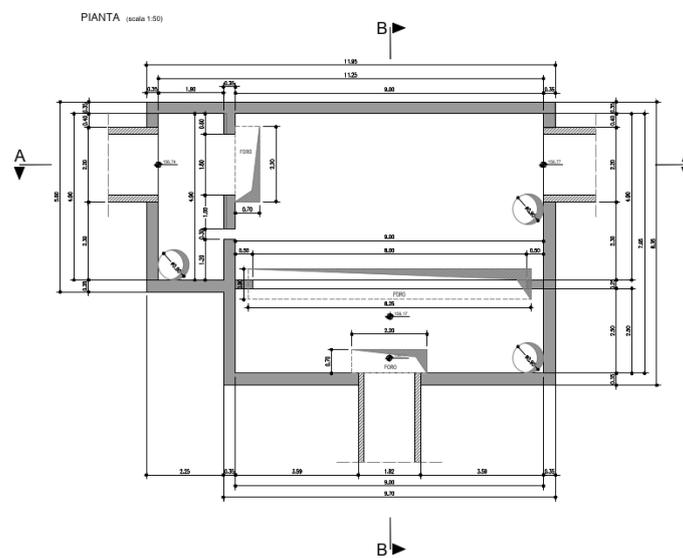


Figura 1: Manufatto sfioratore

- Pozzetto ripartitore

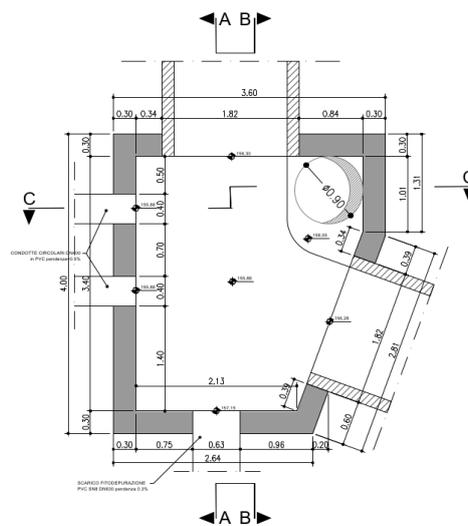


Figura 2: Pozzetto ripartitore

3 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Le analisi e le verifiche sono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite, in accordo alle disposizioni previste dalle vigenti Normative italiana ed europea (Eurocodici).

In particolare, si fa riferimento alle seguenti norme:

- D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” – GU n°8 del 17/2/2018.
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7: Istruzioni per l’applicazione dell’“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.
- D.M. 14 gennaio 2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni.
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617 – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.
- Eurocodice 1: Azioni sulle strutture.
- Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- Eurocodice 7: Progettazione geotecnica.
- Eurocodice 8: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture.

4 **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

4.1 **Calcestruzzo**

Le caratteristiche dei calcestruzzi sono definite in accordo con UNI-EN206-1 e CNR-UNI 11104. I copriferri sono definiti in base a NTC-2018.

Magrone di sottofondo:

Classe di resistenza minima: C12/15

Classe di esposizione: X0

Calcestruzzo per piedritti e solette:

Classe di resistenza minima: C32/40

Classe di esposizione: XC4

Copriferro: 40mm

4.2 **Acciaio per armatura lenta**

Acciaio in barre: B450C

Reti: B450A

Sovrapposizione: 50 diametri

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA

5.1 Premessa

I valori caratteristici dei parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento, utilizzati nei calcoli per il dimensionamento e la verifica delle opere in oggetto, saranno ottenuti mediante l'interpretazione di prove e misure effettuate in sito, oltre che delle prove di laboratorio.

5.2 Indagini geognostiche

L'indagine si è articolata con attività in sito e con analisi in laboratorio dei campioni prelevati. Nel dettaglio, in sito, sono stati eseguiti:

- n. 4 sondaggi geognostici a carotaggio continuo a profondità compresa tra 5.00m e 15.00m;
- n. 9 sondaggi ambientali a profondità compresa tra 2.00m e 6.00m;
- esecuzione di prove penetrometriche dinamiche in foro;
- esecuzione di prove di permeabilità in terreno;
- prelievo di campioni per le analisi di laboratorio;
- esecuzione di n. 5 prove penetrometriche dinamiche continue SCPT;
- esecuzione 1 indagine MASW della lunghezza di 65m.

Di seguito è riportato un riepilogo dei lavori effettuati.

Indagine	Tipologia	Simbologia	Caratteristiche	
1	Sondaggio geognostico	S1	Lunghezza (m)	5.0
			Permeabilità Lefranc	1
			Campioni ambientali	2
2	Sondaggio geognostico	S2	Lunghezza (m)	15.0
			Permeabilità Lefranc	3
			Campioni ambientali	3
			Piezometro/falda	15.0/ n.r.
3	Sondaggio geognostico	S3	Lunghezza (m)	10.0
			Permeabilità Lefranc	2
			Campioni ambientali	3
			Piezometro/falda	10.0/n.r.
4	Sondaggio geognostico	S4	Lunghezza (m)	10.0
			Prove SPT	3
			Campioni ambientali	3
			Piezometro/falda	10.0/ n.r.

5	Sondaggio ambientale	Sa1	Lunghezza (m)	2.0
			Campioni ambientali	2
6	Sondaggio ambientale	Sa2	Lunghezza (m)	2.0
			Campioni ambientali	2
7	Sondaggio ambientale	Sa3	Lunghezza (m)	2.0
			Campioni ambientali	2
8	Sondaggio ambientale	Sa4	Lunghezza (m)	2.0
			Campioni ambientali	2
9	Sondaggio ambientale	Sa5	Lunghezza (m)	6.0
			Campioni ambientali	3
10	Sondaggio ambientale	Sa6	Lunghezza (m)	6.0
			Campioni ambientali	3
11	Sondaggio ambientale	Sa7	Lunghezza (m)	6.0
			Campioni ambientali	3
12	Sondaggio ambientale	Sa8	Lunghezza (m)	5.0
			Campioni ambientali	3
13	Sondaggio ambientale	Sa9	Lunghezza (m)	5.0
			Campioni ambientali	3
14	Prova penetrometrica SCPT	SCPT1	Lunghezza (m)	4.20
15	Prova penetrometrica SCPT	SCPT2	Lunghezza (m)	6.30
16	Prova penetrometrica SCPT	SCPT3	Lunghezza (m)	3.60
17	Prova penetrometrica SCPT	SCPT4	Lunghezza (m)	5.10
18	Prova penetrometrica SCPT	SCPT5	Lunghezza (m)	6.00
19	Indagine sismica	MASW1	Lunghezza (m)	65.00

Figura 5: Riepilogo delle indagini in sito.

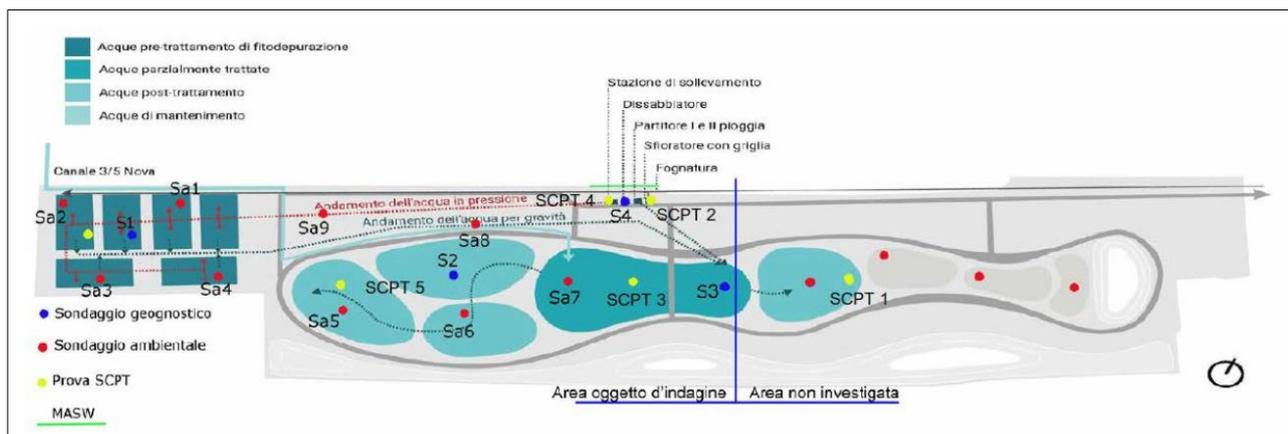


Figura 6: Ubicazione delle indagini in sito.

5.3 Modello geologico-geotecnico

In tutte le indagini geognostiche effettuate, sono stati individuati principalmente 2 strati:

- Strato 1: Limo sabbioso argilloso

- Strato 2: Ghiaia e sabbia

Il modello geologico-geotecnico è stato ottenuto considerando, a favore di sicurezza, le peggiori situazioni incontrate dalle indagini.

MODELLO GEOLOGICO-GEOTECNICO LOCALE										
Strato	Prof. (m)	Tipo di terreno	Nspt Medio	Angolo di resistenza al taglio	Coesione non drenata (Kg/cm ²)	Densità relativa (t/m ³)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Modulo di Young (Kg/cm ²)	Modulo di Poisson
1	0 ÷ 420	Limi	4	$\phi = 22^\circ - 23^\circ$	-	18.12	$\gamma = 1,40$	$\gamma = 1,87$	E = 32	0.35
2	420 ÷ 1500	Sabbia e ghiaia	20	$\phi = 32^\circ - 33^\circ$	-	51.23	$\gamma = 1,60$	$\gamma = 1,99$	E = 160	0.31

Figura 7: Modello geologico-geotecnico.

La falda acquifera non è stata riscontrata nei piezometri installati nei sondaggi.

6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Il livello di sicurezza previsto dal D.M. 17/01/2018 è correlato alla vita nominale e alla classe d'uso, al periodo di riferimento, alle azioni e alle loro combinazioni, comprese le azioni sismiche e quelle eccezionali.

Per l'opera in oggetto si considera:

- opera ordinaria: $V_N = 50$ anni;
- classe d'uso II: $C_U = 1.00$.

Il periodo di riferimento per le azioni sismiche è:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.00 = 50 \text{ anni}$$

Il Comune di Paderno Dugnano con la normativa sismica OPCM 3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale della Lombardia dell'11 luglio 2014 n.2129, è classificato in zona sismica 4.

In base alle coordinate geografiche del luogo, il punto di riferimento del reticolo risulta essere caratterizzato dai seguenti valori allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

T_R :	475 anni
a_g :	0.048 g
F_0 :	2.649
T^*_C :	0.279 s

7 SOFTWARE DI CALCOLO

Per l'analisi strutturale verrà utilizzato il metodo agli elementi finiti. Si impiega, a tale fine, il software SAP2000 – v. 16.1.1, fornito da Computer and Structure Inc. (U.S.A.) su piattaforma Windows XP Professional; il pacchetto software comprende pre – post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base ed alla manipolazione dei risultati di output ed un risolutore ad elementi finiti in campo lineare e non lineare; il medesimo solutore è impiegato per le analisi effettuate nello studio della fase sismica.

La verifica delle sezioni in cemento armato verrà eseguita mediante il software VCASLU – versione 7.7 (Verifica Cemento Armato Stato Limite Ultimo) sviluppato dal prof. Piero Gelfi.

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle di calcolo e riepilogative, si adotteranno procedure opportunamente implementate in fogli elettronici Microsoft®Office Excel.

Ai sensi del punto 10.2 delle NTC 2018, si dichiara quanto segue, relativamente all'impiego di strumenti di calcolo automatizzati.

L'analisi strutturale e le verifiche saranno sviluppate con l'ausilio di codici di calcolo. I criteri di impiego sono dettagliatamente descritti nei vari capitoli della presente relazione.

I codici di calcolo commerciali sono dotati della specifica raccolta di esempi rappresentativi, validati attraverso l'impiego di metodologie di verifica indipendente.

Inoltre, la correttezza dei risultati ottenuti viene di volta in volta valutata mediante metodologie alternative (in particolare, attraverso calcolo manuale).

8 CONVENZIONI GENERALI

Salvo dove diversamente specificato, le unità di misura sono quelle relative al Sistema Internazionale, ovvero:

Lunghezze: [m]

Forze: [kN]

Tensioni: [MPa]

Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si considerano, in generale, positive le trazioni.

Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

9 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (cap.2.5.3 delle NTC2018).

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

10 COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA E COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

I coefficienti parziali di sicurezza γ_G e γ_Q sono dati nella tabella 2.6.I delle NTC2018.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
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.

Figura 8: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (Tab.2.6.I delle NTC2018).

I valori dei coefficienti di combinazione ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 sono riportati nella tabella 2.5.I delle NTC2018.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0i}	ψ_{1j}	ψ_{2k}
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, ...)	da valutarsi caso per caso		
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

Figura 9: Valori dei coefficienti di combinazione (Tab.2.5.I delle NTC2018).

11 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

L'analisi strutturale è condotta mediante l'ausilio di un modello di calcolo ad elementi finiti.

Piedritti e solette sono modellati con elementi shell aventi le medesime caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che rappresentano.

Di seguito, è riportato un modello di calcolo tipo realizzato con il software SAP2000.

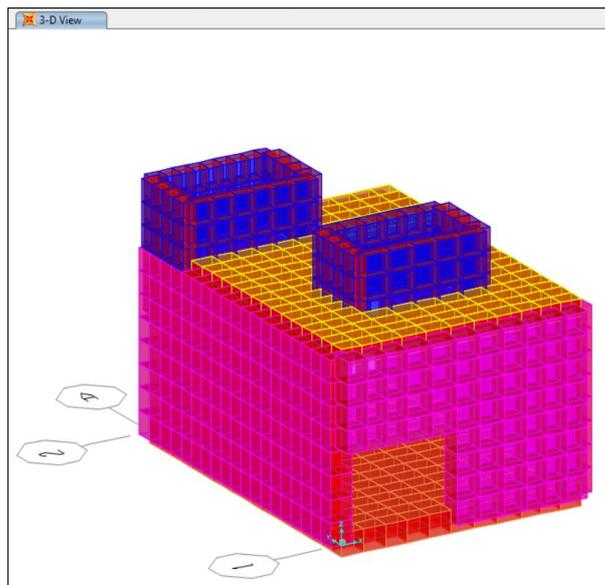


Figura 10: Vista 3D modello di calcolo (1).

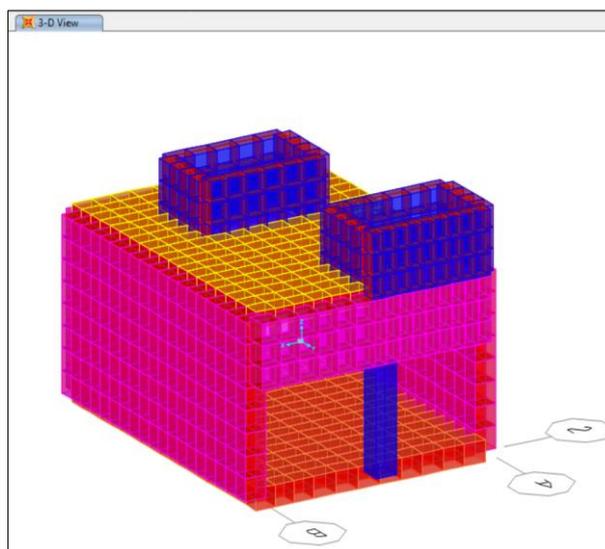


Figura 11: Vista 3D modello di calcolo (2).

L'interazione terreno-struttura è definita mediante molle elastiche, ubicate nei nodi della soletta inferiore e aventi rigidezza funzione delle aree delle mesh adiacenti.

In generale, si identificano 3 diverse molle elastiche a cui corrispondono le seguenti aree di influenza:

- A_1 (Molla centrale) = A
- A_2 (Molla di bordo) = $A/2$
- A_3 (Molla di vertice) = $A/4$

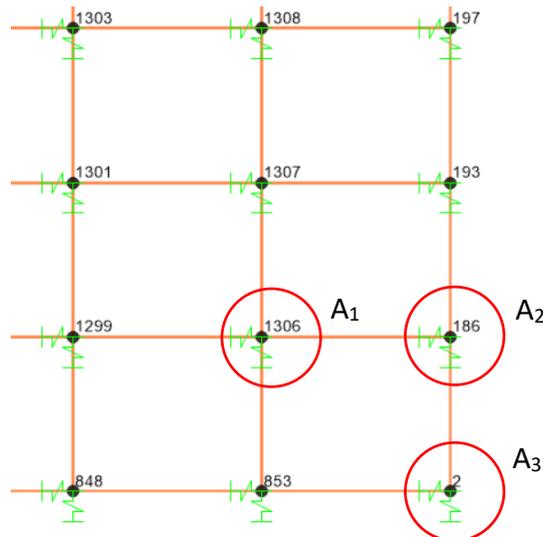


Figura 12: A1-A2-A3: Aree di influenza di riferimento.

Le rigidezze delle molle elastiche sono ottenute considerando una costante di sottofondo:

$$k = E/B$$

dove

E è il modulo elastico del terreno di fondazione;

B è il lato minore della fondazione del manufatto.

Moltiplicando per le 3 aree di influenza precedentemente individuate, si ottengono le rigidezze relative alle singole molle:

- $k_{v1} = k \cdot A_1$
- $k_{h1} = \frac{1}{2} \cdot k_{v1}$
- $k_{v2} = k \cdot A_2$
- $k_{h2} = \frac{1}{2} \cdot k_{v2}$
- $k_{v3} = k \cdot A_3$
- $k_{h3} = \frac{1}{2} \cdot k_{v3}$

12 ANALISI DEI CARICHI

12.1 Peso proprio strutturale (DEAD)

Il peso proprio strutturale (DEAD LOAD) è conteggiato in automatico dal programma di calcolo in funzione del peso specifico del calcestruzzo ($\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$).

12.2 Carichi permanenti non strutturali al di sopra della copertura

Si considera, come carico permanente, il peso proprio del terreno di ricoprimento disposto sulla copertura del manufatto:

$$p = \gamma_t \times h_{\text{riemp}}$$

dove:

γ_t = peso specifico del terreno;

h_{riemp} = altezza di massimo ricoprimento.

12.3 Spinta delle terre “a riposo”

La spinta delle terre è valutata mediante il coefficiente di spinta a riposo, calcolato in accordo alla seguente espressione:

$$k_0 = 1 - \sin(\phi')$$

dove:

ϕ' = angolo di resistenza al taglio del terreno.

La spinta delle terre sui piedritti si ottiene, quindi, come:

$$S_0 = \frac{1}{2} \cdot k_0 \cdot \gamma \cdot H^2$$

dove:

γ = peso specifico del terreno;

H = altezza di spinta.

12.4 Sovraccarico variabile

Si considera una pressione uniforme verticale agente sulla copertura e pari a 5kPa (q_v), come riportato nella tabella 3.1.II delle NTC2018 per la categoria G.

Dietro ai piedritti, agisce un sovraccarico orizzontale uniforme di intensità pari a:

$$q_h = q_v \times k_0$$

12.5 Pressione dell'acqua per massimo invaso

Il modello di calcolo considera unicamente la pressione dell'acqua agente sulla soletta di fondazione della vasca, in quanto grava sul terreno di fondazione ed è, quindi, significativa per la verifica a capacità portante. La pressione sui piedritti viene trascurata, a favore di sicurezza, essendo unicamente un carico favorevole che si oppone all'azione spingente del terreno.

La pressione sul fondo della vasca è:

$$p_{H_2O} = \gamma_w \times h_{max}$$

dove:

γ_w = peso specifico dell'acqua;

h_{max} = altezza di massimo invaso.

12.6 Spinta della terra in condizioni sismiche

Il metodo di Wood consente di valutare la sovraspinta sismica del terreno su una parete interrata soggetta a deformazioni contenute. Tale metodo permette di assumere che il terreno si trovi in fase elastica sia in condizioni statiche che sismiche.

La sovraspinta è calcolata con la seguente espressione:

$$\Delta P = a_g/g \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

dove:

γ = peso specifico del terreno;

H = altezza di spinta;

S = coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica.

La spinta non dipende dalle proprietà di resistenza del terreno che rimane in campo elastico anche in condizioni sismiche.

La sovraspinta si applica come una pressione uniforme sui piedritti. Tale formula è valida per terreni in assenza di falda e per manufatti di altezza contenuta.

12.7 Forze di inerzia strutturali

Le forze di inerzia strutturali, legate all’evento sismico, sono conteggiate moltiplicando la massa degli elementi strutturali per l’accelerazione massima orizzontale di progetto (a_{max}). La componente verticale è trascurabile.

13 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Si riportano a seguire le combinazioni di calcolo considerate nell’analisi.

STATO LIMITE DI ESERCIZIO - COMB. FREQ	FREQ_1	FREQ_2	FREQ_3	FREQ_4	FREQ_5	FREQ_6	FREQ_7	FREQ_8	FREQ_9	FREQ_10	FREQ_11	FREQ_12	FREQ_13	FREQ_14
Dead	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Ricoprimento	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Spinte terre	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Traffico_TS		0.75							0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Traffico_UDL		0.4							0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
Sovraccarico spingente lato corto C			0.75						0.75					
Sovraccarico spingente lato corto D				0.75						0.75				
Sovraccarico spingente lati corti					0.75						0.75			
Sovraccarico spingente lato lungo A						0.75						0.75		
Sovraccarico spingente lato lungo B							0.75						0.75	
Sovraccarico spingente lati lunghi								0.75						0.75
Pressione acqua massimo invaso (verticale)														
Sovraspinta sismica WOOD (dir. x)														
Sovraspinta sismica WOOD (dir. y)														
Sovraspinta sismica WOOD (dir. -x)														
Sovraspinta sismica WOOD (dir. -y)														
Inerzie sismiche strutturali (dir. x)														
Inerzie sismiche strutturali (dir. y)														
Inerzie sismiche strutturali (dir. -x)														
Inerzie sismiche strutturali (dir. -y)														

STATO LIMITE DI ESERCIZIO - COMB. RARA	RARA_1	RARA_2	RARA_3	RARA_4	RARA_5	RARA_6	RARA_7	RARA_8	RARA_9	RARA_10	RARA_11	RARA_12	RARA_13	RARA_14	RARA_15
Dead	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Ricoprimento	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Spinte terre	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Traffico_TS		1								1	1	1	1	1	1
Traffico_UDL		1								1	1	1	1	1	1
Sovraccarico spingente lato corto C			1							1					
Sovraccarico spingente lato corto D				1							1				
Sovraccarico spingente lati corti					1							1			
Sovraccarico spingente lato lungo A						1							1		1
Sovraccarico spingente lato lungo B							1							1	
Sovraccarico spingente lati lunghi								1							1
Pressione acqua massimo invaso (verticale)															1
Sovraspinta sismica WOOD (dir. x)															
Sovraspinta sismica WOOD (dir. y)															
Sovraspinta sismica WOOD (dir. -x)															
Sovraspinta sismica WOOD (dir. -y)															
Inerzie sismiche strutturali (dir. x)															
Inerzie sismiche strutturali (dir. y)															
Inerzie sismiche strutturali (dir. -x)															
Inerzie sismiche strutturali (dir. -y)															

STATO LIMITE ULTIMO	SLU_1	SLU_2	SLU_3	SLU_4	SLU_5	SLU_6	SLU_7	SLU_8	SLU_9	SLU_10	SLU_11	SLU_12	SLU_13	SLU_14	SLU_15
Dead	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1	1.35	1	1.35	1	1.35	1	1.35
Ricoprimento	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1	1.35	1	1.35	1	1.35	1	1.35
Spinte terre	1	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Traffico_TS				1.35	1.35										
Traffico_UDL				1.35	1.35										
Sovraccarico spingente lato corto C						1.35	1.35								
Sovraccarico spingente lato corto D								1.35	1.35						
Sovraccarico spingente lati corti										1.35	1.35				
Sovraccarico spingente lato lungo A												1.35	1.35		
Sovraccarico spingente lato lungo B														1.35	1.35
Sovraccarico spingente lati lunghi															
Pressione acqua massimo invaso (verticale)															
Sovraspinta sismica WOOD (dir. x)															
Sovraspinta sismica WOOD (dir. y)															
Sovraspinta sismica WOOD (dir. -x)															
Sovraspinta sismica WOOD (dir. -y)															
Inerzie sismiche strutturali (dir. x)															
Inerzie sismiche strutturali (dir. y)															
Inerzie sismiche strutturali (dir. -x)															
Inerzie sismiche strutturali (dir. -y)															

STATO LIMITE ULTIMO - SLV	SLU_16	SLU_17	SLU_18	SLU_19	SLU_20	SLU_21	SLU_22	SLU_23	SLU_24	SLV_1	SLV_2	SLV_3	SLV_4
Dead	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1
Ricoprimento	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1
Spinte terre	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1
Traffico_TS			1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35				
Traffico_UDL			1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35				
Sovraccarico spingente lato corto C			1.35										
Sovraccarico spingente lato corto D				1.35									
Sovraccarico spingente lati corti					1.35								
Sovraccarico spingente lato lungo A						1.35			1.35				
Sovraccarico spingente lato lungo B							1.35						
Sovraccarico spingente lati lunghi	1.35	1.35						1.35					
Pressione acqua massimo invaso (verticale)									1.35				
Sovraspinta sismica WOOD (dir. x)										1	0.3		
Sovraspinta sismica WOOD (dir. y)										0.3	1		
Sovraspinta sismica WOOD (dir. -x)												1	0.3
Sovraspinta sismica WOOD (dir. -y)												0.3	1
Inerzie sismiche strutturali (dir. x)										1	0.3		
Inerzie sismiche strutturali (dir. y)										0.3	1		
Inerzie sismiche strutturali (dir. -x)												1	0.3
Inerzie sismiche strutturali (dir. -y)												0.3	1

14 SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le sollecitazioni di calcolo sono ottenute dal software agli elementi finiti, considerando le combinazioni SLU, SLV e SLE riportate nel paragrafo precedente.

Ai fini delle verifiche strutturali, si considerano i massimi valori di momento flettente, azione di taglio e assiale, nelle sezioni più sollecitate.

15 VERIFICHE DI RESISTENZA

15.1 Premessa

Nel presente capitolo si riportano le verifiche da condurre secondo la vigente normativa, NTC 2018, sui principali elementi strutturali (solette e piedritti). In generale, le verifiche sono condotte considerando, per ogni elemento strutturale, le massime sollecitazioni in campata e alle estremità (sezioni di stacco tra elementi adiacenti).

15.2 Diagrammi di progetto dei materiali

Diagrammi di progetto tensione-deformazione del calcestruzzo

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo, è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, definiti in base alla resistenza di progetto f_{cd} e alla deformazione ultima di progetto ε_{cu} .

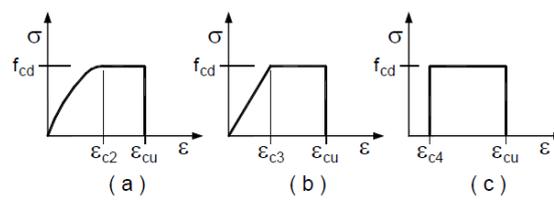


Figura 13: Modelli σ - ε per il calcestruzzo: (a) parabola-rettangolo; (b) triangolo-rettangolo; (c) rettangolo - stress block (Fig.4.1.1 delle NTC2018).

Diagrammi di progetto tensione-deformazione dell'acciaio

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio, è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, definiti in base al valore di progetto $\varepsilon_{ud} = 0,9\varepsilon_{uk}$ ($\varepsilon_{uk} = (A_{gt})_k$) della deformazione uniforme ultima, al valore di progetto della tensione di snervamento f_{yd} ed al rapporto di sovra-resistenza $k = (f_t / f_y)_k$.

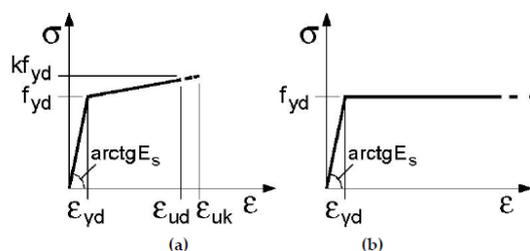


Figura 14: Modelli σ - ε per l'acciaio: (a) bilineare finito con incrudimento; (b) elastico-perfettamente plastico indefinito (Fig.4.1.3 delle NTC2018).

15.3 Stati limite di esercizio

Si deve verificare il rispetto dei seguenti stati limite:

- deformazione,
- fessurazione,
- tensioni di esercizio.

Stato limite di deformazione

I limiti di deformabilità devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura anche in relazione alla destinazione d'uso, con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche.

I valori limite devono essere commisurati a specifiche esigenze e possono essere dedotti da documentazione tecnica di comprovata validità.

La verifica, in questo caso, è condotta sulla copertura e la freccia massima consentita, valutata in corrispondenza delle azioni da traffico, è pari a 1/500 della luce.

Stato limite di fessurazione

In ordine di severità decrescente, per la combinazione di azioni prescelta, si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione, nel quale la tensione normale è ovunque di compressione e, al più, uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2}$$

dove f_{ctm} è la resistenza a trazione del calcestruzzo;

- stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}; w_2 = 0,3 \text{ mm}; w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

Combinazioni di azioni

Per la verifica si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

- combinazioni quasi permanenti;
- combinazioni frequenti.

Condizioni ambientali

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Figura 15 con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2016.

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Figura 15: Descrizione delle condizioni ambientali (Tab.4.1.III delle NTC2018).

Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso.

Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili, si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione sulla base di documenti di comprovata validità.

Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella tabella seguente sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Figura 16: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (Tab.4.1.IV delle NTC2018).

Verifica dello stato limite di fessurazione

Nello stato limite di decompressione e di formazione delle fessure, le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Invece, nello stato limite di apertura delle fessure, il valore caratteristico di apertura delle fessure (w_k) non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 .

L’ampiezza caratteristica delle fessure w_k è calcolata come 1,7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d’armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_k = 1,7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati in documenti di comprovata validità.

La verifica dell’ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell’armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

Stato limite di limitazione delle tensioni

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature. Si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo ($\sigma_{c,max}$) deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \quad \text{per combinazione caratteristica;}$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \quad \text{per combinazione quasi permanente.}$$

Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

La tensione massima ($\sigma_{s,max}$) ottenuta per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk}$$

15.4 Stati limite ultimi

Si deve verificare il rispetto dei seguenti stati limite:

- resistenza,
- duttilità.

Stato limite di resistenza

Si deve verificare il rispetto dei seguenti stati limite:

- resistenza flessionale in presenza e in assenza di sforzo assiale,
- resistenza a taglio e punzonamento,
- resistenza a torsione,
- resistenza di elementi tozzi,
- stabilità di elementi snelli.

Stato limite di duttilità

Si deve verificare, ove richiesto dalle NTC2018, il rispetto del seguente stato limite:

- duttilità flessionale in presenza e in assenza di sforzo assiale.

16 VERIFICHE DELLE PRESSIONI SUL TERRENO

16.1 Fondazioni dirette

Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) - GEO

Secondo quanto specificato al punto 6.4.2.1 delle NTC2018, nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle opere come vasche, si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno. Le verifiche devono essere effettuate nel confronto dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO): collasso per carico limite dell’insieme fondazione-terreno;

accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Le verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.I e 7.11.II delle NTC2018, seguendo l’Approccio 2 (A1+M1+R3) previsto al punto 6.4.2.1 delle NTC2018.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Figure 17: Coefficienti parziali per le azioni o l’effetto delle azioni (Tab.6.2.I delle NTC2018).

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

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

Figure 18: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab.6.2.II delle NTC2018).

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

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

Figure 19: Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali (Tab.6.4.I delle NTC2018).

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

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

Figure 20: Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche (Tab.7.11.II delle NTC2018).

Verifica della capacità portante del complesso terreno-fondazione

Tale verifica è condotta confrontando il carico limite q_{lim} con il carico di esercizio σ . In accordo con la normativa vigente, la verifica è soddisfatta se il carico di esercizio è minore del carico ultimo:

$$\sigma \leq q_{lim}$$

Il coefficiente di sicurezza è pari a:

$$F_s = q_{lim} / \sigma \geq 1$$

Il carico di esercizio è pari a:

$$\sigma = N/(B'L)$$

Il carico limite è calcolato sulla fondazione equivalente, tenendo conto dell'eccentricità del carico e considerando gli effetti della forma della fondazione, della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del carico attraverso la formula di Brinch-Hansen.

In condizioni drenate, il carico limite è pari a:

$$q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma_c \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

In condizioni non drenate, il carico limite è pari a:

$$q_{lim} = 5.14 \cdot c_u \cdot s_{c0} \cdot d_{c0} \cdot i_{c0} \cdot b_{c0} \cdot g_{c0} + \gamma \cdot D_f \cdot g_{q0}$$

dove:

$B' = B - 2e$	larghezza della fondazione equivalente
$e = M/N$	eccentricità di N rispetto al centro della fondazione
N, M	sollecitazioni rispetto all'intradosso della fondazione
γ'	peso di volume del terreno
c'	coesione efficace del terreno
c_u	coesione non drenata del terreno
D_f	approfondimento del piano di posa

Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante (N) e dei fattori correttivi (s, i, b, g) sono riportate di seguito:

- Fattori di capacità portante:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot g(\varphi')$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi')$$

$$N_q = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \operatorname{tg}(\varphi')}$$

- Fattori correttivi di forma:

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B'}{L'}$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \operatorname{tg}(\varphi')$$

- Fattori correttivi di profondità:

$$d_c = d_q \cdot \frac{(1 - d_q)}{N_c \operatorname{tg}(\varphi')}$$

$$d_q = 1 + [2 (D/B') \operatorname{tg}(\varphi') (1 - \sin(\varphi')^2)] \text{ per } D/B' < 1$$

$$d_q = 1 + [2 \operatorname{tg}(\varphi') (1 - \sin(\varphi')^2) \operatorname{tg}(D/B')^{-1}] \text{ per } D/B' > 1$$

- Fattori correttivi di inclinazione del carico:

$$i_c = i_a - \left(\frac{(1-i_a)}{(N_c \operatorname{tg}(\varphi'))} \right)$$

$$i_r = \left[1 - \frac{H}{(N + B'L' c' \cot g(\varphi'))} \right]^{(m+1)}$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{(N + B'L' c' \cot g(\varphi'))} \right]^m$$

$$\text{dove: } m = \frac{[2 + (B'/L')]}{[1 + (B'/L')]}$$

- Fattori correttivi di inclinazione di fondazione:

$$b_q = (1 - \alpha \operatorname{tg}(\phi'))^2$$

$$b_r = (1 - \alpha \operatorname{tg}(\phi'))^2$$

$$b_c = b_q - [(1 - b_q) / (N_c \operatorname{tg}(\varphi'))]$$

- Fattori correttivi di inclinazione del piano campagna:

$$g_q = (1 - \operatorname{tg}(\omega))^2$$

$$g_r = (1 - \operatorname{tg}(\omega))^2$$

$$g_c = g_q - [(1 - g_q) / (N_c \operatorname{tg}(\varphi'))]$$

La pressione di calcolo (q_{Ed}) agente sul piano di fondazione è determinata dal modello di calcolo, estrapolando la reazione massima ai nodi (in corrispondenza delle molle) della soletta inferiore e, successivamente, dividendola per l'area di influenza dello specifico nodo. Si confronta tale valore con la portata limite ottenuta come riportato nei precedenti capitoli.