

geotecno srl

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

Dott. Geol. Riccardo Cortiana

r.cortiana@geotecnoindagini.it

Dott. Geol. Filippo Valentini

f.valentini@geotecnoindagini.it

EDILMAN SRL

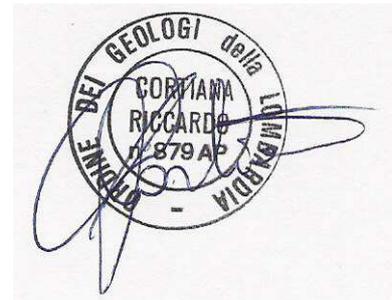


RELAZIONE GEOLOGICA R1 ai sensi del p.to 6.2.1 del D.M. 14.01.08
RELAZIONE GEOTECNICA R2 ai sensi del p.to 6.2.2 del D.M. 14.01.08
RELAZIONE GEOLOGICA R3 ai sensi della DGR IX/2616/2011

PER LA REALIZZAZIONE DI UN NUOVO EDIFICIO RESIDENZIALE IN VIA DALMAZIA 16 NEL COMUNE DI PADERNO DUGNANO (MI)

Monza, febbraio 2018

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



INDICE

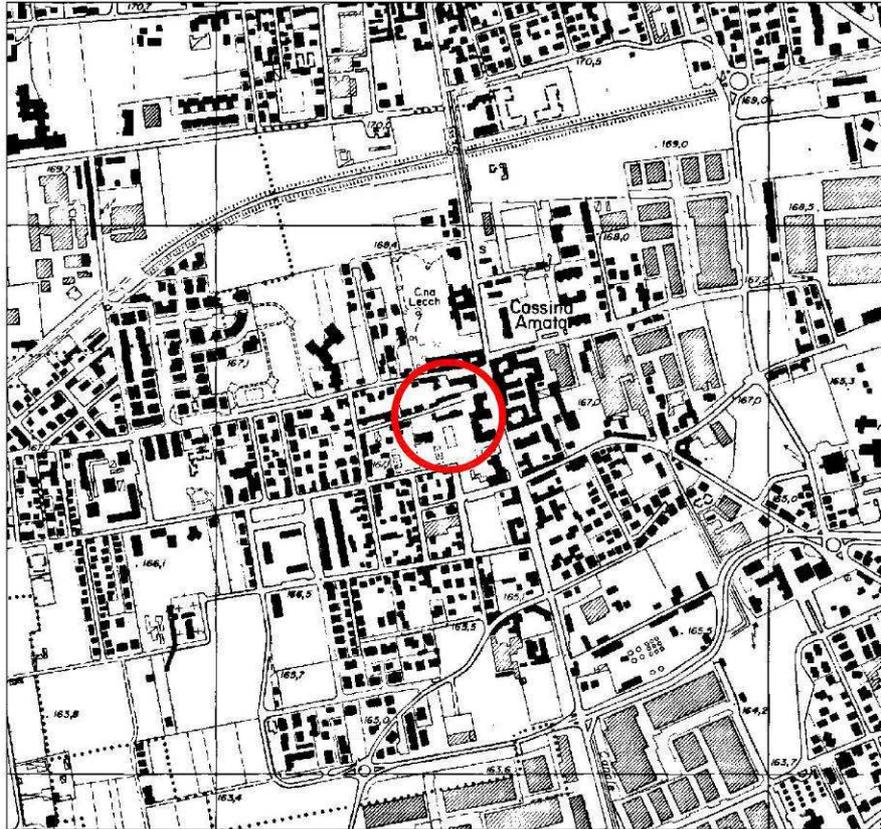
1	PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO	3
2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOMORFOLOGICO	6
3	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO.....	8
4	CLASSIFICAZIONE SISMICA.....	9
4.1	Classificazione nazionale	9
4.2	Classificazione regionale.....	11
4.3	Progettazione antisismica	12
5	ANALISI RISCHIO SISMICO	17
5.1	Analisi di I livello	17
6	INDAGINE GEOGNOSTICA.....	18
7	PARAMETRI GEOTECNICI.....	19
8	CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI SOTTOFONDO E DEI CEDIMENTI PREVEDIBILI	20
8.1	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	20
8.2	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)	23
9	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE	25
10	CONCLUSIONI	26

ALLEGATI

- UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE
- GRAFICI PROVE PENETROMETRICHE

1 PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO

La presente relazione, redatta su incarico della società Edilman Srl con sede in Viale Matteotti, 26 a Cusano Milanino (Cod. Fisc. 06391360150 e P.IVA 00825630965) illustra i risultati di una campagna di indagini geognostiche realizzata presso un'area situata in via Dalmazia 16 nel comune di Paderno Dugnano (MI) in previsione della realizzazione di un nuovo intervento edilizio.

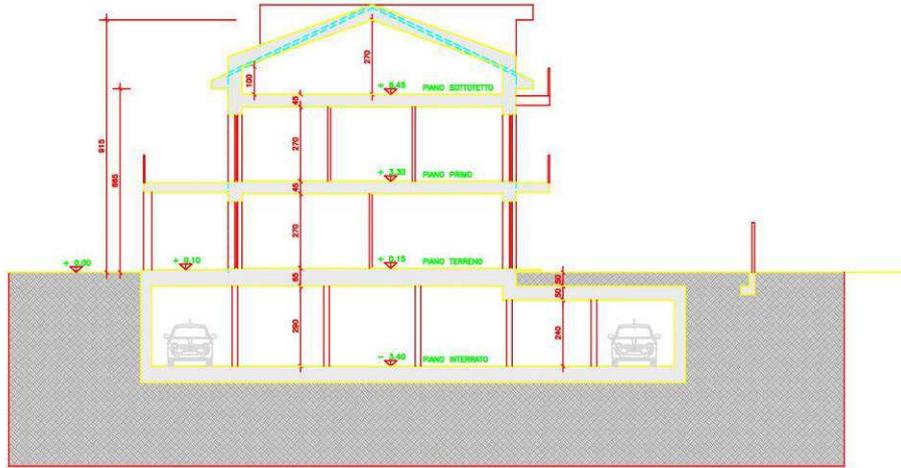


Corografia area di studio

Nell'area in esame è prevista la demolizione dell'edificio residenziale esistente e la successiva ricostruzione di un nuovo edificio residenziale che avrà piano interrato e sarà più ampio dell'esistente sia in pianta (allineamento del nuovo fabbricato con quello confinante) sia in altezza (una porzione sarà tre piani f.t.).



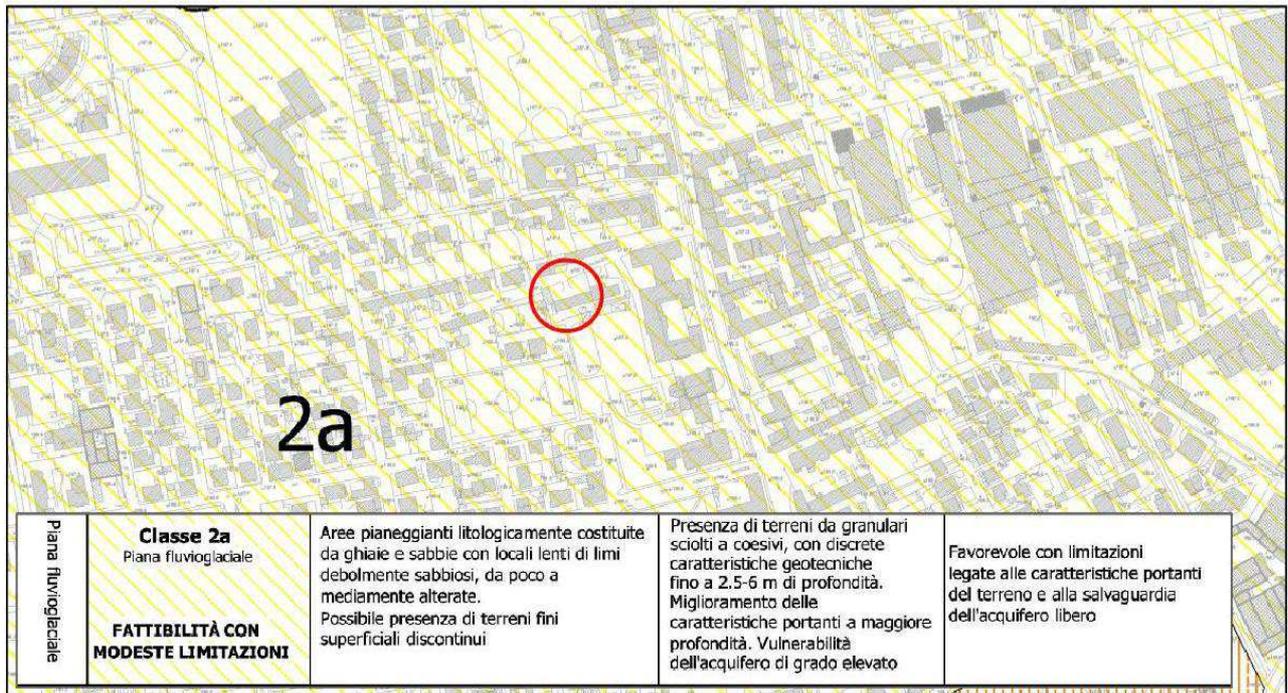
Planimetria intervento in progetto



Sezione intervento in progetto

Le fondazioni dirette e continue saranno impostate ad una profondità di circa 3.90 m da p.c. esistente.

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



Estratto della carta di fattibilità allegata al PGT

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 fluvioglaciale

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-tecniche 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 febbraio 2018 è stata condotta un'analisi accurata dell'area con esecuzione di 3 prove penetrometriche di tipo dinamico (S.C.P.T.).

La seguente relazione è stata redatta, ai sensi delle nuove NTC (D.M. 14/01/2008) e della Circ. 617/09, sulla base dei risultati delle suddette indagini.

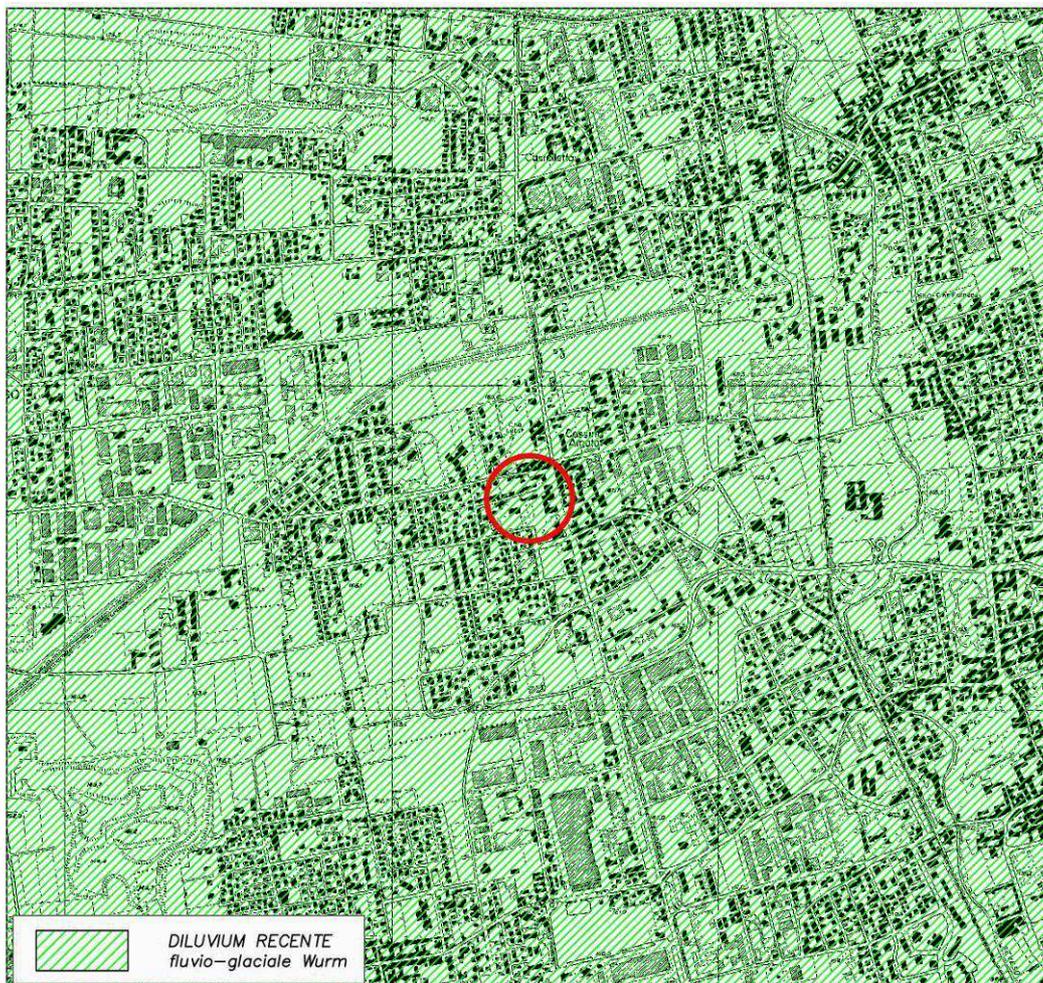
2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOMORFOLOGICO

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).

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.



Stralcio della Carta Geolitologica della Brianza

L'area in esame, come si osserva dalla Carta Geologica d'Italia (Foglio 45 Milano) in scala 1:100.000, dalla Carta Geologica della Lombardia in scala 1:250.000 e da pubblicazioni specifiche (in allegato si riporta uno stralcio della Carta Geolitologica della Brianza tra il T. Seveso e il T. Molgora), è caratterizzato dalla presenza di depositi fluvioglaciali appartenenti al cosiddetto DILUVIUM RECENTE (Fluvioglaciale).

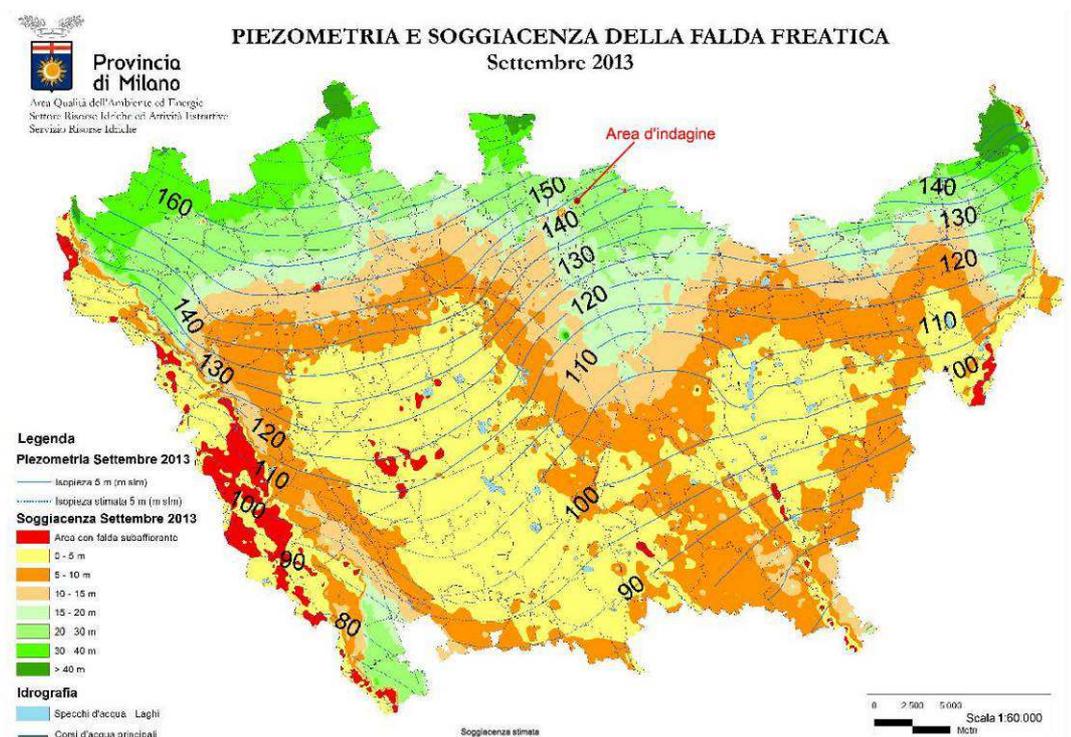
DILUVIUM RECENTE

L'unità fluvioglaciale Wurm è litologicamente costituita da sedimenti ghiaioso-sabbiosi, talvolta con lenti limose o argilloso-limose, che generalmente mostrano caratteristiche d'addensamento discrete. Sono presenti, alle volte, intercalazioni di livelli conglomeratici che raggiungono spessori anche considerevoli e che sono però caratterizzati da una notevole variabilità sia laterale che orizzontale.

3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Dai dati reperiti presso il SIF (Sistema Informativo Falda) della Provincia di Milano si evince che la quota della superficie freatica nell'area di studio è posta ad una profondità dell'ordine di 20-30 m rispetto alla quota di piano campagna (vedasi carta della soggiacenza sotto riportata); nella zona considerata quindi non si hanno problemi legati alla presenza di acqua di falda freatica.

In quest'area del territorio comunale di Paderno Dugnano le linee isopiezometriche (linee di eguale quota della superficie freatica sul livello del mare) relative alla falda freatica assumono generalmente una direzione OSO-ENE ed hanno una quota media dell'ordine di 148.0 m s.l.m. (si veda carta della piezometria sotto riportata); direzione di flusso della falda freatica con andamento circa NNE-SSO e gradiente idraulico pari a circa 6%.



Estratto della Carta della soggiacenza e della piezometria della falda freatica

4 CLASSIFICAZIONE SISMICA

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.

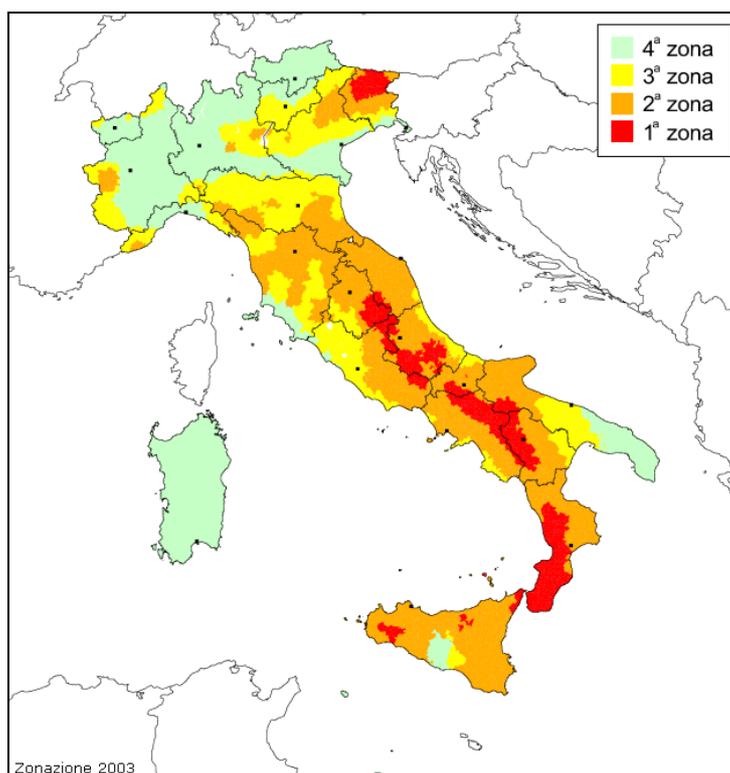
4.1 Classificazione nazionale

OPCM 20 marzo 2003

Sulla base del documento *Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale* elaborato dal Gruppo di Lavoro costituito dalla Commissione Naz. Di Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi (23 aprile 1997) e successive precisazioni, sono state individuate in tutto il territorio nazionale 4 zone sismiche, secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni. La valutazione di a_g è stata calcolata con metodologie internazionali aggiornate periodicamente con procedure trasparenti e riproducibili.

La zonizzazione sismica dell'intero territorio nazionale è stata effettuata secondo l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/03 pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 105 dell'8/05/03 Supplemento Ordinario n. 72: *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*. Costituiscono parte integrante dell'ordinanza:

- ✓ Allegato 1 - *Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*
- ✓ Allegato 2 - *Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici*
- ✓ Allegato 3 - *Norme tecniche per il progetto sismico dei ponti*
- ✓ Allegato 4 - *Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazioni e di sostegno dei terreni.*



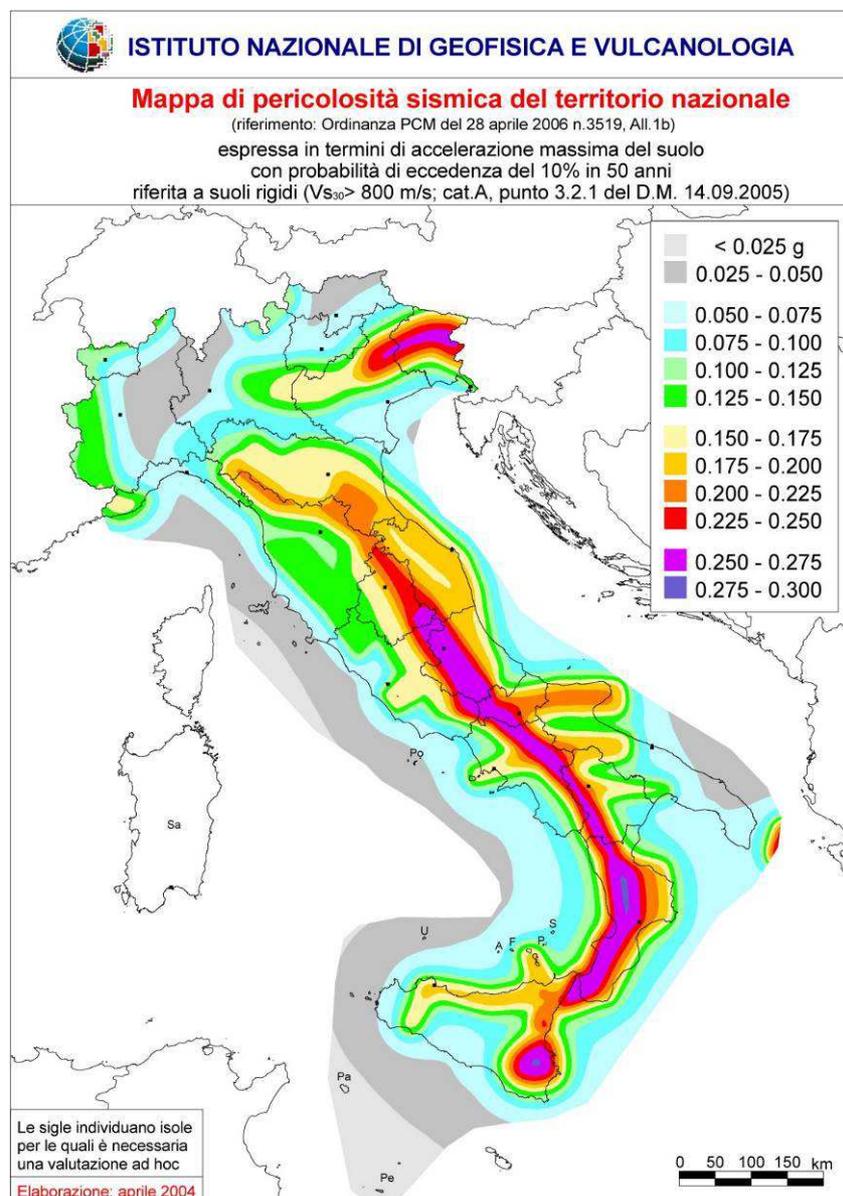
Secondo questa zonizzazione (vedasi figura di seguito riportata) il comune di Paderno Dugnano si trova in **zona 4** (colore verde), cioè nella zona, tra quelle individuate, di minor rischio sismico.

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.*

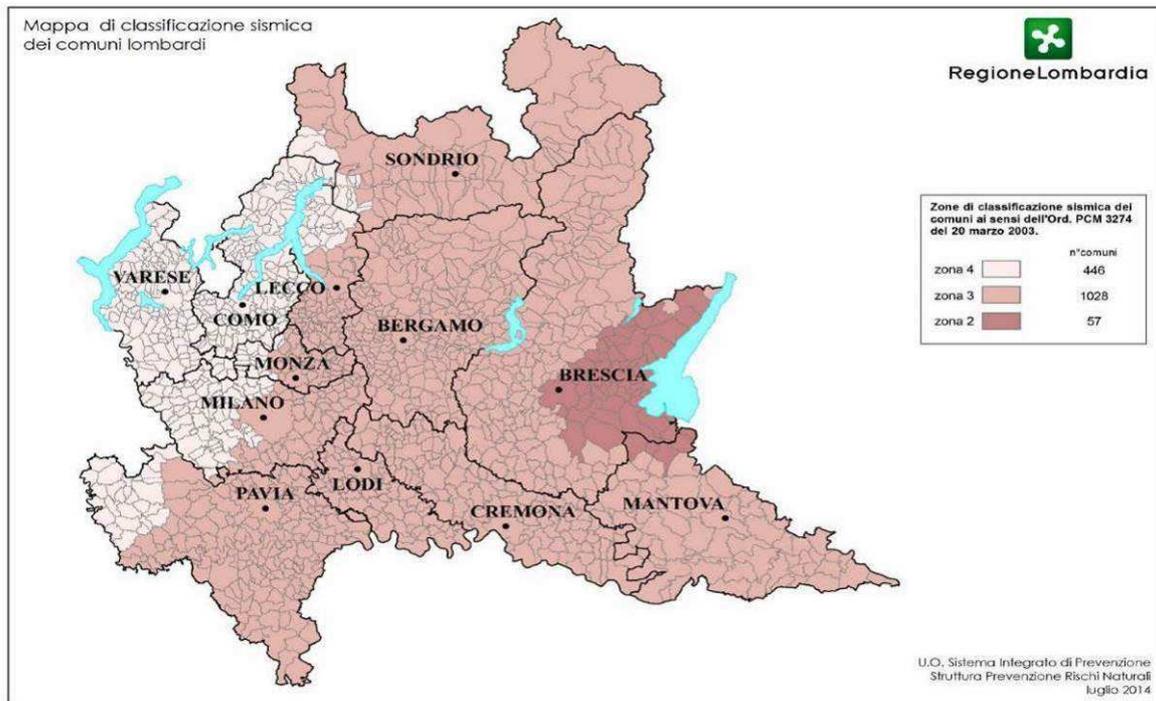
La mappa, riportata nell'Allegato 1B (vedasi figura di seguito riportata), rappresenta graficamente la pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione massima del suolo (a_g), con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi caratterizzati da $V_{S30} > 800$ m/s.



4.2 Classificazione 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".



La Regione Lombardia con **D.G.R. 8 ottobre 2015 – n. X/4144** – *Ulteriore differimento del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio approvata con d.g.r. 11 luglio 2014, n. 2129* «*Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, comma 108, lett. d)* - ha ulteriormente deliberato di differire al 10 aprile 2016 il termine dell'entrata in vigore della D.G.R. 21 luglio 2014, n.2129.

Secondo la nuova classificazione il comune di Paderno Dugnano si trova in zona 4 caratterizzata da una $AgMax$ pari a 0,049194.

4.3 Progettazione antisismica

D.M. 14 gennaio 2008

Dal 1° luglio 2009 la progettazione antisismica in Italia è regolata dal D.M. 14/01/08 per tutte le zone sismiche e per tutte le tipologie di edifici.

Il D.M. 14 gennaio 2008 (*Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*), pubblicato sulla G.U. n. 29 del 04/02/08, in vigore dal 5 marzo 2008, sostituisce il precedente D.M. 14 settembre 2005, fatto salvo il periodo di monitoraggio di 18 mesi di cui al comma 1 dell'art. 20 della L. 28 febbraio 2008, n. 31.

Queste nuove Norme Tecniche per le Costruzioni definiscono i criteri definitivi per la classificazione sismica del territorio nazionale in recepimento del Voto 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 definita puntualmente al variare del sito e del periodo di ritorno considerati, in termini di accelerazione del suolo a_g e di forma dello spettro di risposta. Costituiscono parte integrante del decreto:

- Allegato A - *Pericolosità sismica*
- Allegato B - *Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica.*

Diversamente dalla precedente normativa l'azione sismica non viene più valutata riferendosi ad una zona sismica (territorialmente coincidente con più entità amministrative), ad un'unica forma spettrale e ad un periodo di ritorno prefissato ed uguale per tutte le costruzioni, ma viene valutata sito per sito e costruzione per costruzione.

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 si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo indicate nella tabella 3.2.II, di cui al punto 3.2.2 *Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche*, capitolo 3 *Azioni sulle costruzioni* del D.M. 14/01/2008.

Sono state definite cinque classi di terreni (A, B, C, D, E) identificabili in base ai valori della velocità equivalente $V_{S,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità. In mancanza di misure di V_s , l'identificazione della categoria di sottosuolo può essere effettuata sulla base dei valori di altre grandezze geotecniche, quali il numero dei colpi della prova penetrometrica dinamica (N_{SPT}) per depositi di terreni prevalentemente a grana grossa e la resistenza non drenata (c_u) per depositi di terreni prevalentemente a grana fine.

In base alle grandezze sopra definite si identificano le seguenti le categorie di sottosuolo di riferimento:

- A *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di V_{S30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione 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*, 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).

- C** *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_{S30} compresi tra 180 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).
- D** *Depositi di terreni 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 $V_{S30} < 180$ m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
- E** *Terreni dei sottosuoli di tipo C e D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_S > 800$ m/s).*

La classificazione è effettuata sulla base del parametro $V_{S,30}$ che rappresenta la velocità delle onde di taglio S riferita a 30 m di profondità e calcolata utilizzando la seguente espressione, riportata nel D.M. 14.09.2005 e nel D.M. 14.01.2008 (NTC):

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

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

In base ai risultati emersi nel corso di una serie di indagini sismiche e indagini geotecniche da noi eseguite nelle vicinanze dell'area in esame, si può affermare che il sottosuolo della stessa ricade all'interno della **categoria C**.

Condizioni topografiche

Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione, di cui al punto 3.2.2 *Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche*.

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

Tabella 3.2.IV - Categorie topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. L'area di esame presenta configurazioni superficiali semplici, pertanto è possibile adottare la classificazione riportata in tabella 3.2.IV.

Sulla base dei dati topografici disponibili (riportati in cartografia), l'area rientra mediamente nella categoria **T1** ovvero *Superficie pianeggiante, con inclinazione media $i \leq 15^\circ$* .

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 Z1 e 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 (F_a).

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 (F_a calcolato superiore a F_a 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:

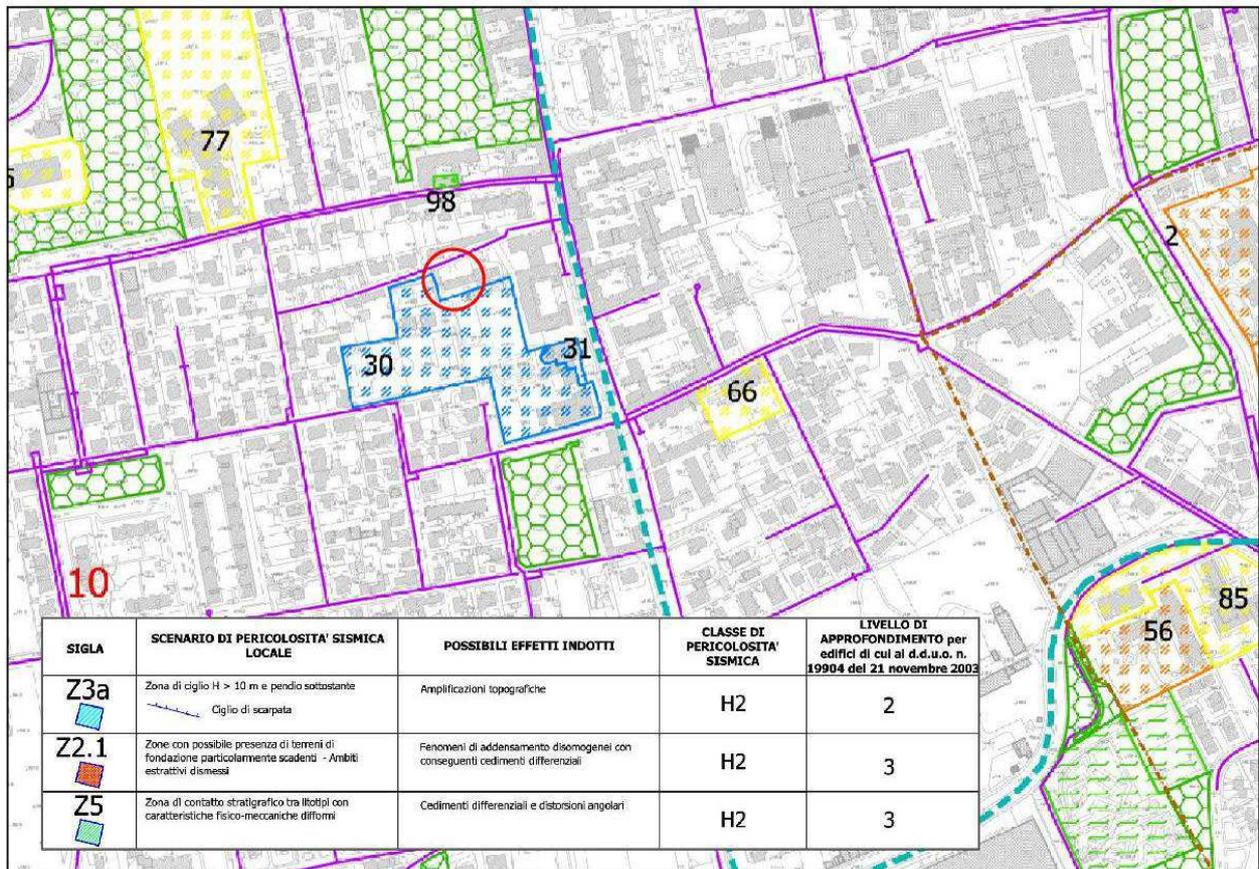
Consiste nella definizione degli effetti di amplificazioni tramite indagini e analisi più approfondite. Al fine di poter effettuare le analisi di 3^o livello la Regione Lombardia ha predisposto due banche dati, rese disponibili sul Geoportale della Regione Lombardia, il cui utilizzo è dettagliato nell'allegato 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 Z1 e 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



Estratto della carta di pericolosità sismica locale allegata al PGT

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 3 prove penetrometriche dinamiche continue S.C.P.T.

Le indagini sono state eseguite 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 tipo Meardi A.G.I.

L'ubicazione delle prove eseguite è riportata nella planimetria schematica allegata. La distribuzione dei punti di prova garantisce una corretta ricostruzione stratigrafica dell'area in esame.

Le verticali d'indagine sono state interrotte alle quote indicate nella tabella sottostante per la presenza di livelli particolarmente resistenti alla penetrazione dinamica.

Prova	Profondità (m)
1	5.1
2	4.8
3	5.1

Nel corso delle prove non è stata rilevata presenza di acqua di falda a conferma dei dati idrogeologici in nostro possesso.

7 PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla base dell'addensamento rilevato alla quota d'imposta delle fondazioni, sono state riconosciute le seguenti litozone:

- LITAZONA A: addensamento medio-basso con caratteristiche geotecniche da modeste a discrete ($N_{scpt} < 10$)
- LITAZONA B: addensamento medio-alto con caratteristiche geotecniche da discrete a buone ($10 < N_{scpt} < 20$)
- LITAZONA C: addensamento alto con caratteristiche geotecniche da buone a ottime ($N_{scpt} > 20$)

Il terreno è stato suddiviso in litozone in base ai parametri geotecnici medi degli orizzonti attraversati dalle verticali penetrometriche.

S.C.P.T. 1 – 2 – 3

Litozona	Profondità (m)	N_{SCPT}	N_{SPT}	γ (T/m ³)	ϕ (°)	E (kg/cm ²)	K's (kN/m ³)
A	0.0 – 1.2/1.5	4 – 6	7 – 10	1.70 – 1.75	27 – 29	115 – 195	$10.5 – 16.0 \times 10^3$
B	1.2/1.5 – 1.8/2.1	11 – 15	20 – 26	1.85	32.5 – 34.5	335 – 385	$38.5 – 49.5 \times 10^3$
C	1.8/2.1 – 4.8/5.1	> 20	> 33	> 1.90	> 36	> 412	$> 71.5 \times 10^3$

dove:

N_{SCPT} = numero di colpi necessario per ottenere un avanzamento di 30 cm in una prova SCPT

N_{SPT} = numero di colpi SPT correlato

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 verticali penetrometriche eseguite hanno evidenziato la presenza, di un primo orizzonte caratterizzato da addensamento medio-basso e parametri geotecnici modesti (Litozona A). Inferiormente si osserva un netto e progressivo aumento del grado di addensamento dei terreni attraversati con caratteristiche geotecniche mediamente buone (Litozona B). Tale aumento prosegue fino alla massima profondità investigata (4.8/5.1 m da p.c.) dove il grado di addensamento dei terreni attraversati è talmente elevato da determinare il rifiuto strumentale alla penetrazione dinamica (Litozona C).

8 CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI SOTTOFONDO E DEI CEDIMENTI PREVEDIBILI

Secondo le NTC (D.M. 14/01/2008) 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. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata. In particolare 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 ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera. Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso.
- **sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE):** capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.
- **robustezza nei confronti di azioni eccezionali:** capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Le opere strutturali devono essere verificate:

- per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

Le verifiche di sicurezza delle opere devono essere contenute nei documenti di progetto, con riferimento alle prescritte caratteristiche meccaniche dei materiali e alla caratterizzazione geotecnica del terreno, dedotta in base a specifiche indagini.

8.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

Le verifiche di sicurezza per gli stati limite ultimi (SLU) richiedono il rispetto della seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove

E_d è il valore di progetto dell'azione (o dell'effetto delle azioni)

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (ovvero la sua capacità portante)

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

ovvero:

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

con $\gamma_E = \gamma_F$ e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

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

Effetto delle azioni (E_d) e resistenza (R_d) sono espressi in funzione di:

- azioni di progetto $\gamma_F F_k$
- parametri di progetto X_k/γ_M
- geometria di progetto a_d .

L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$. Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione 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) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione (Combinazione 1) è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione (Combinazione 2) è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

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.II 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 (Cap. 6 D.M. 14/01/2008). 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.

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 (Cap. 6 D.M. 14/01/2008);
- 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 (Cap. 6 D.M. 14/01/2008);
- 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 (Cap. 6 D.M. 14/01/2008).

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(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_r	1,0	1,0

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici dei terreni

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

Quota imposta fondazioni (m) da p.c. attuale	Tipo di fondazione	Larghezza fondazione (m)	Φ_m (°)	Φ_k (°)	Y_m (T/m ³)	Y_k (T/m ³)
3.9	Trave rovescia	1.20	36.5	36	1.90	1.90

Φ_m e Y_m rappresentano i valori medi

Φ_k e Y_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).

Quota imposta fondazioni (m) da p.c. attuale	Tipo di fondazione	Larghezza fondazione (m)	Φ_k (°)	Φ_d (°)	Y_k (T/m ³)	Y_d (T/m ³)
3.9	Trave rovescia	1.20	36.5	36	1.90	1.90

dove

Φ_d e Y_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:

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

Nei calcoli effettuati si è valutata la capacità portante per fondazioni dirette continue impostate ad una profondità di circa 3.9 m da p.c..

Introducendo i valori dei parametri geotecnici di progetto nella formula di Meyerhof e tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nella tabella 6.4.1 si ottengono i seguenti valori di progetto della resistenza del sistema geotecnico R_d pari a **3.80 kg/cm²**

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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6.4.1 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

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.

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

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

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

q' è la pressione efficace lo Rda (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 $\gamma_R = 2.3$ 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 i seguenti valori di pressione di esercizio P_E non superiore a **2.70 kg/cm²** con i quali si ottengono cedimenti immediati e totali assolutamente compatibili con la struttura in progetto.

9 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

La liquefazione delle sabbie è il comportamento dei suoli sabbiosi che, a causa di un aumento della pressione interstiziale, passano improvvisamente da uno stato solido ad un fluido, o con la consistenza di un liquido pesante.

La liquefazione avviene più frequentemente in depositi sabbiosi e/o sabbioso limosi sciolti, a granulometria uniforme, normalmente consolidati e saturi. Durante la fase di carico, le sollecitazioni indotte nel terreno, quali possono essere quelle derivanti da un evento sismico, possono causare un aumento delle pressioni interstiziali fino a eguagliare la tensione soprastante. Viene così annullata la resistenza al taglio del terreno secondo il principio delle pressioni efficaci di Terzaghi, e si assiste così a un fenomeno di fluidificazione del suolo.

Secondo il D.M. 14/01/2008 (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. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. 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 esistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. 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 $U_c > 3,5$.

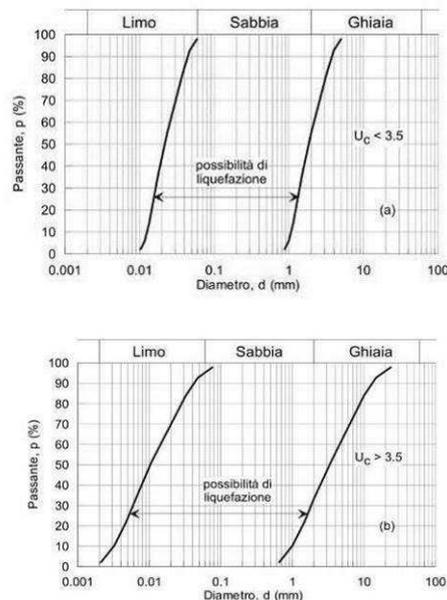


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Nell'area in esame la superficie della falda freatica è situata ad una profondità media superiore a 15 m da p.c.; 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 Dalmazia nel comune di Paderno Dugnano (MI) è caratterizzata dalla presenza, in affioramento, di un terreno di fondazione appartenente dal punto di vista geologico alle alluvioni fluvio-glaciali del periodo Würm (DILUVIUM RECENTE), caratterizzate 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.

Nell'area in esame è prevista la demolizione dell'esistente e la ricostruzione con inserimento di piano interrato, ampliamento del fabbricato sia in pianta (allineamento del fabbricato con quello confinante) sia in altezza con l'inserimento di una porzione a tre piani.

Nel mese di febbraio 2018 è stata condotta un'analisi accurata dell'area con esecuzione di 3 prove penetrometriche di tipo dinamico (S.C.P.T.).

Dal punto di vista geotecnico le verticali penetrometriche eseguite hanno evidenziato la presenza, di un primo orizzonte caratterizzato da addensamento medio-basso e parametri geotecnici modesti (Litozona A). Inferiormente si osserva un netto e progressivo aumento del grado di addensamento dei terreni attraversati con caratteristiche geotecniche mediamente buone (Litozona B). Tale aumento prosegue fino alla massima profondità investigata (4.8/5.1 m da p.c.) dove il grado di addensamento dei terreni attraversati è talmente elevato da determinare il rifiuto strumentale alla penetrazione dinamica (Litozona C).

I calcoli hanno dimostrato che sarà possibile utilizzare fondazioni dirette continue utilizzando il valore della pressione di esercizio riportato precedentemente.

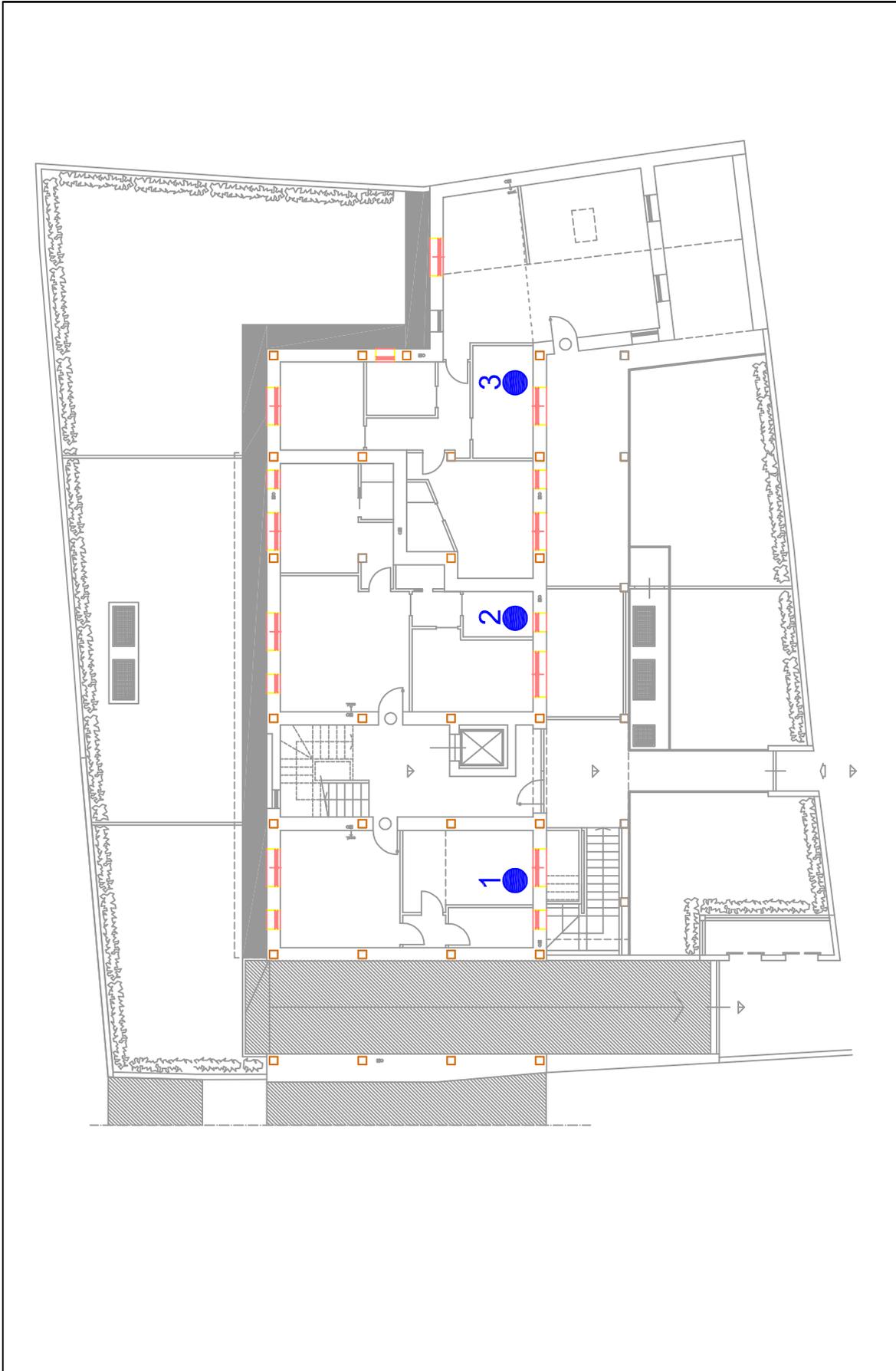
Secondo i dati reperiti presso il SIF (Sistema Informativo Falda) della Provincia di Milano la soggiacenza media della falda nell'area indagata si attesta ad una profondità compresa tra 20 e 30 m dal p.c.

Il tecnico incaricato

Dott. Geol. Riccardo Cortiana



UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE



● S.C.P.T. PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

COMMITTENTE: Edilman srl

CANTIERE: Paderno Dugnano (MI) - via Dalmazia, 16

DATA: Feb. '18

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

COMMITTENTE: **Edilman srl**

CANTIERE: **Paderno Dugnano (MI) - via Dalmazia 16**

QUOTA DI RIFERIMENTO: **piano campagna** DATA **febbraio-18**

Profondità (m)	S.C.P.T. 1	S.C.P.T. 2	S.C.P.T. 3	S.C.P.T. 4	Profondità (m)
0.3	8	7	7		0.3
0.6	3	3	2		0.6
0.9	4	4	3		0.9
1.2	6	9	6		1.2
1.5	11	8	12		1.5
1.8	15	15	10		1.8
2.1	21	18	11		2.1
2.4	27	27	21		2.4
2.7	23	28	30		2.7
3.0	24	26	24		3.0
3.3	20	25	23		3.3
3.6	21	24	22		3.6
3.9	23	26	25		3.9
4.2	26	27	27		4.2
4.5	24	45	28		4.5
4.8	48	100	51		4.8
5.1	100		100		5.1
5.4					5.4
5.7					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
7.8					7.8
8.1					8.1
8.4					8.4
8.7					8.7
9.0					9.0
9.3					9.3
9.6					9.6
9.9					9.9

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

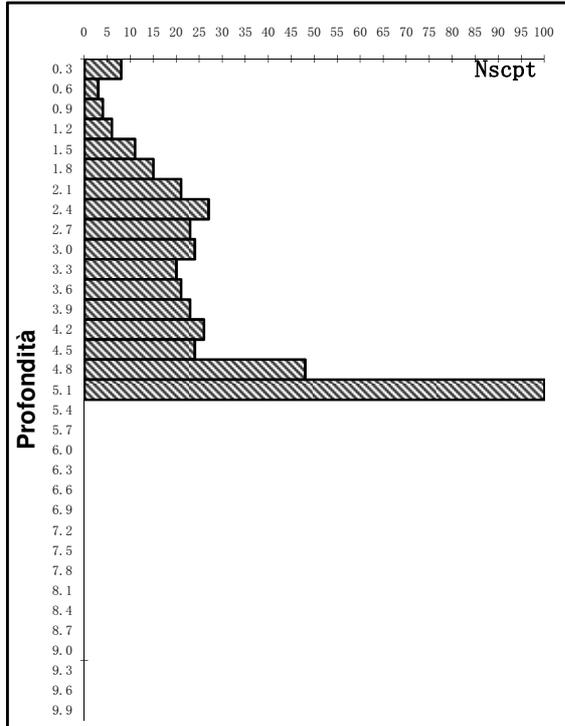
(Penetrometro super pesante tipo Meardi - A.G.I.)

LOCALITA': Paderno Dugnano (MI) - via Dalmazia 16

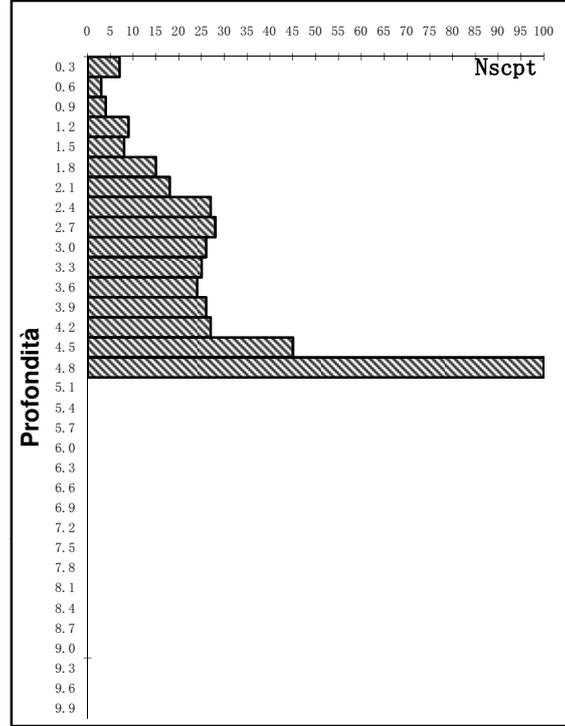
COMMITTENTE: Edilman srl

DATA: feb-18

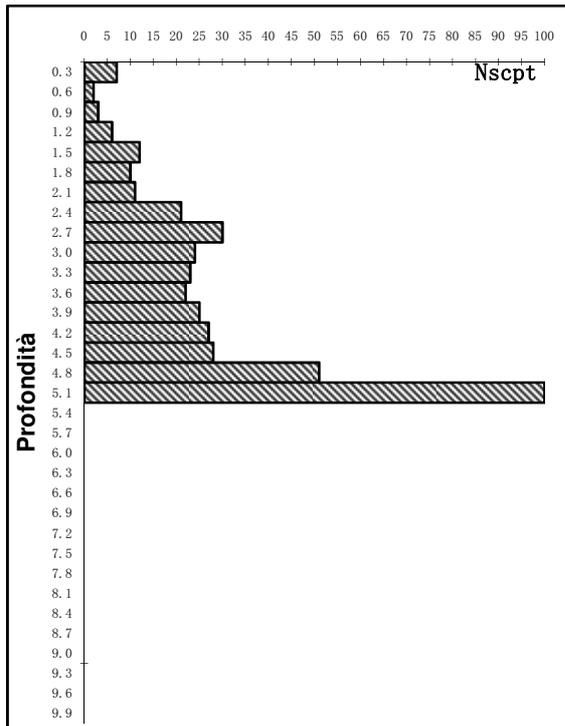
S.C.P.T. 1



S.C.P.T. 2



S.C.P.T. 3



SIGG. M. LUCARELLI E A. MUNARI

COMUNE DI PADERNO DUGNANO (MI)

Via G. Ferraris

RELAZIONE GEOLOGICA



Milano, aprile 2019

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. 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 Nuovo Testo Unico sulle Costruzioni.

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 una villetta ad uso residenziale in via G. Ferraris 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 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 ubicato nel settore settentrionale del nucleo abitato di Paderno Dugnano in località Palazzolo in via Ferraris.

MODELLO GEOLOGICO

4. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO E LITOLOGICO

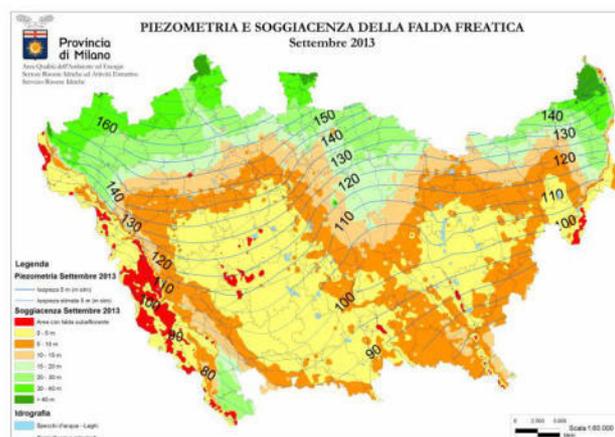
Il comune di Paderno Dugnano fa parte della porzione centrale del comprensorio dell'alta pianura lombarda. Il territorio comunale si configura morfologicamente come una tipica zona pianeggiante. La quota media dell'area indagata è di 173 m s.l.m..

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 nei pressi 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 risulta pressochè libera da vincoli di carattere geologico o idrogeologico ad eccezione del piccolo lembo di terreno posto nel vertice a sud ovest della proprietà incluso nella fascia di rispetto di raggio 200 m di un pozzo ad uso idropotabile.

7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Sulla base di indagini geognostiche e prove geotecniche eseguite a Paderno in aree adiacenti assimilabili, a livello geologico e geotecnico, al sito in esame e dalla consultazione delle tavole allegate alla componente geologica e sismica del PGT, è possibile ricostruire la stratigrafia dei terreni in sito.

Lo spessore di terreno interessato dal fabbricato risulta caratterizzato dalla presenza di due livelli geotecnici (unità) costituiti dal punto di vista litologico e tessiturale da sabbie medie con clasti sciolte o poco addensate passanti a sabbie con ghiaia da addensate a compatte. I parametri geotecnici indicati nel seguito sono stati ottenuti indirettamente mediante correlazioni empiriche. 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 DR (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 DR al valore NSPT:

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

essendo:

σ'_{vo} = pressione verticale efficace esistente in sito (kg/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 con limo e clasti

Classe USCS:	SP - SM
Profondità:	0.00 ÷ 4.00 m
N'sept (medio):	6/8 colpi/ 30 cm
N'spt (medio):	8/10 colpi/ 30 cm
Stato di addensamento:	moderatamente addensato
Angolo di attrito:	29°/31°
Coesione c':	0 kPa
Peso di volume naturale γ :	18.0/18.5 kN/m ³
Densità relativa Dr:	80 %
Modulo di Young E:	25/27 MPa
Unità B – Ghiaia con sabbia	
Classe USCS:	SP - GP
Profondità:	>4.00 m
N'sept (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 :	18.5/19.0 kN/m ³
Densità relativa Dr:	80 %
Modulo di Young E:	32/34 MPa

MODELLO GEOFISICO

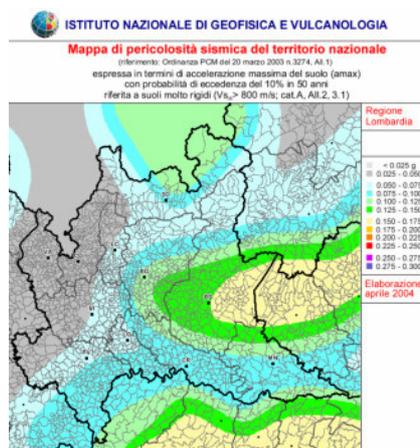
8. SISMICITA'

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 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

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 fine 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	0,047	0,057
Fattore di amplificazione F_0	2,557	2,535	2,654	2,692
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 addensati con grado di compattazione crescente con la profondità in assenza di falda acquifera per più di 25 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:

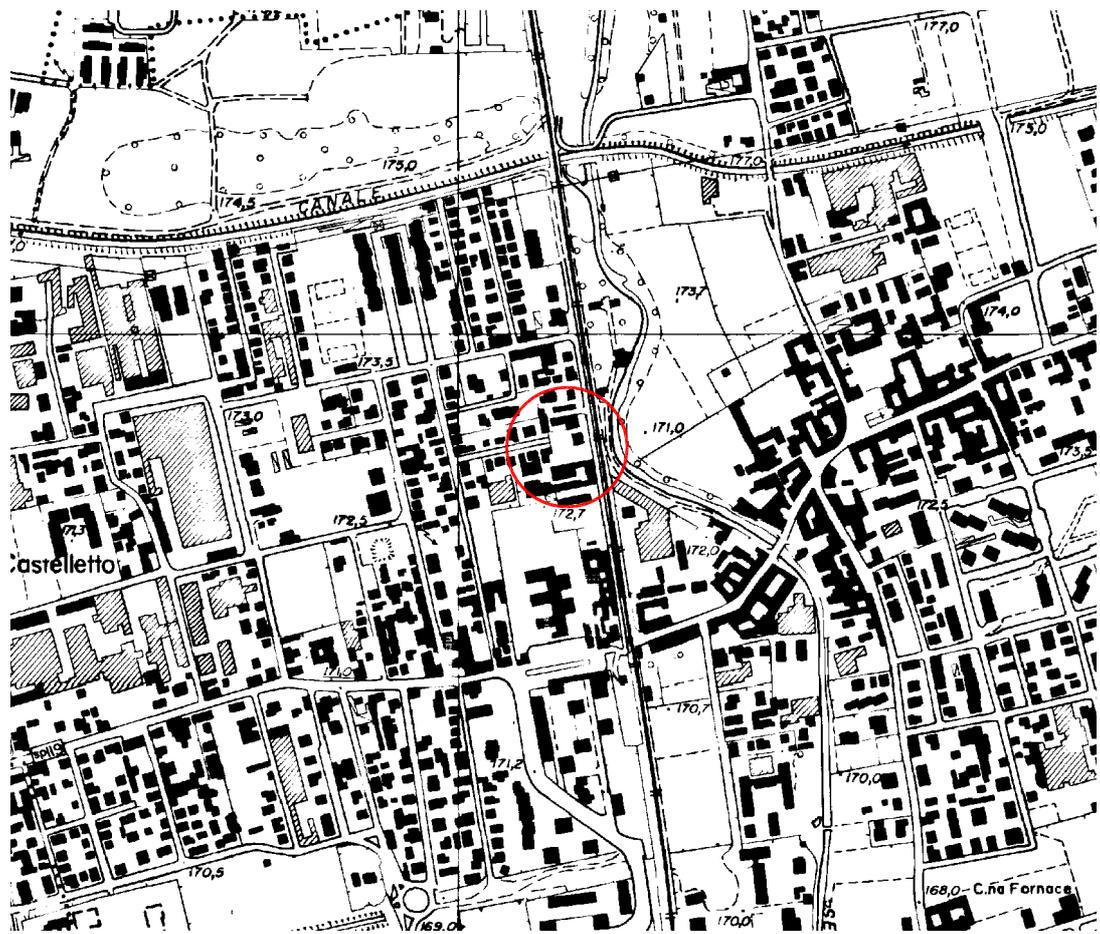
- a livello litologico si segnala la presenza di terreni moderatamente addensati aventi caratteristiche geotecniche molto variabili a sino alla quota di -4.0 m dal p.c. con miglioramento netto delle proprietà geotecniche per profondità superiori;
- a livello idrogeologico, non si rilevano problematiche legate a possibili interferenze con la superficie piezometrica.

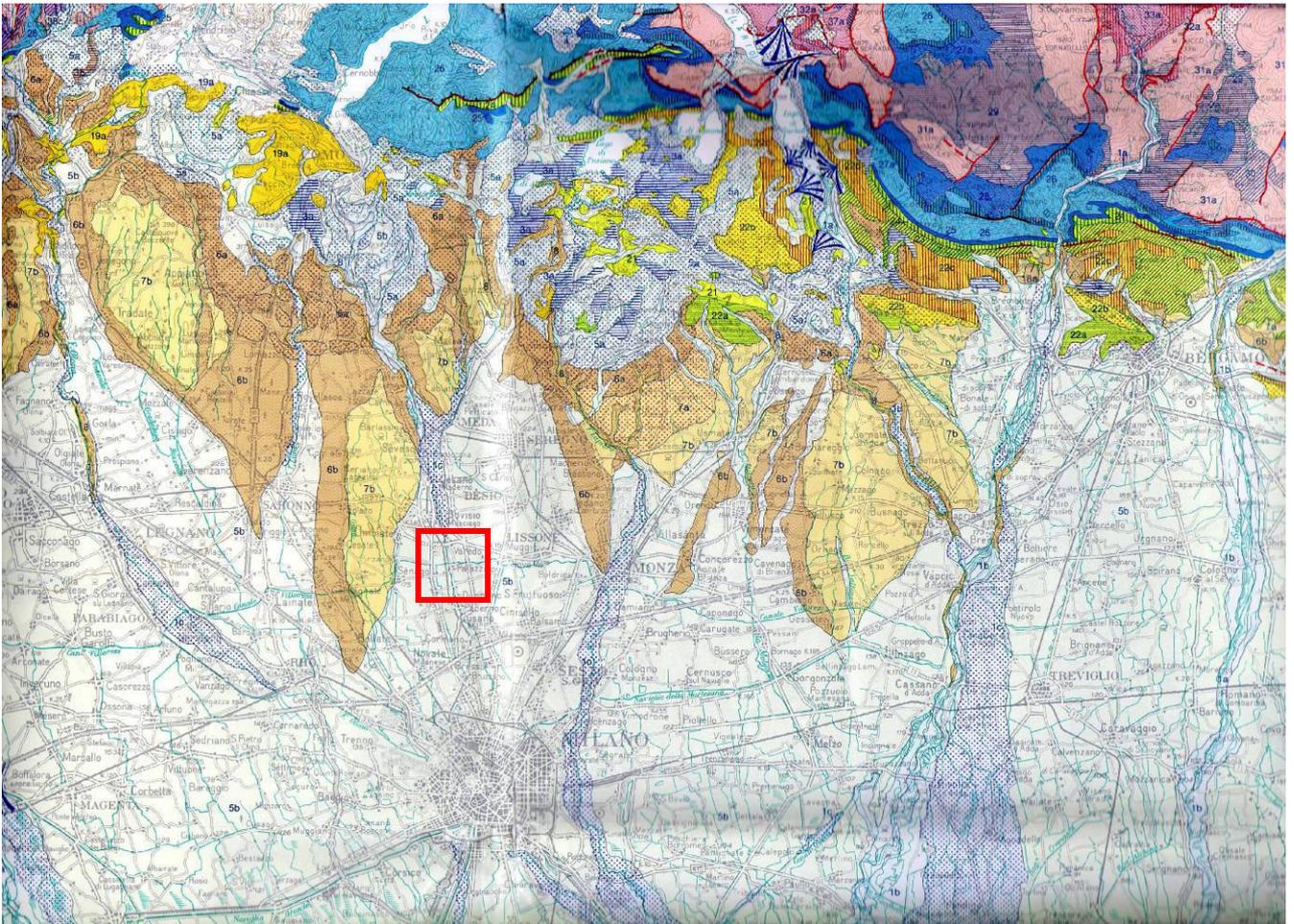
In sostanza, lo studio svolto, ha evidenziato come il progetto sia, in rapporto al contesto geologico in cui si inserisce e al confronto con i vincoli contenuti nello strumento urbanistico, pienamente conforme non costituendo motivo di rischi reali o potenziali legati alla modificazione ambientale dello stato dei luoghi.



ALLEGATI

- 1. Estratto Carta Tecnica Regionale (scala 1:10000)**
- 2. Estratto Carta Geologica e legenda (scala 1:250000)**





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> |

STUDIO DI GEOLOGIA APPLICATA**BORGHI DOTT. MARCO****RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA****D.G.R. n° 2616/2011 – N.T.C. 2018****PERMESSO DI COSTRUIRE P.E. n° 84/2021****REALIZZAZIONE DI NUOVA AUTORIMESSA****VIA SANT'AMBROGIO 46/48 - PADERNO DUGNANO (MI)****foglio 10 mappale 391**

Committente: Sig.ra Patrizia Romagnoni

Relazione a cura di: Dott. Geologo Marco Borghi

**Dicembre 2021**

INDICE

PREMESSA

1. RELAZIONE GEOLOGICA ALLEGATO B DELLA D.G. R. IX/2616 DEL 30/11/2011 - R3

- 1.1 GEOGRAFIA, GEOMORFOLOGIA E GEOLOGIA DELL'AREA**
- 1.2 CARTA DI FATTIBILITA' GEOLOGICA COMUNALE**
- 1.3 CONSIDERAZIONI IN MERITO ALLE PROBLEMATICHE INDIVIDUATE NELLA CLASSE DI FATTIBILITA'**

2. RELAZIONE GEOLOGICA CAP. 6 N.T.C. 2018 - R1

- 2.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE**
- 2.2 SISMICITA' DELL'AREA**
- 2.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO - CATEGORIA TOPOGRAFICA - VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE**
- 2.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO**

3. RELAZIONE GEOTECNICA CAP. 6 N.T.C. 2018 - R2

- 3.1 CALCOLO DEGLI STATI LIMITE**
- 3.2 CALCOLO MODULO DI WINKLER**
- 3.3 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE VALORI DI SLE E SLU**

RIASSUNTO

IN APPENDICE:

tabelle

Grafici prove penetrometriche DPSH

FIG 1 Ubicazione area d'intervento

FIG 2 Ubicazione prove penetrometriche

parametri sismici area

Determinazione della categoria di sottosuolo

PREMESSA

Su incarico della committenza, nel mese di Dicembre 2021 è stata eseguita un'indagine geologica e geotecnica inerente la realizzazione di una nuova autorimessa in via Sant'Ambrogio 46-48 a Paderno Dugnano (MB).

La presente relazione viene redatta ai sensi della D.G.R. n° 2616/2011 ed ai sensi delle Norme tecniche per le costruzioni - Decreto 17 Gennaio 2018.



1. RELAZIONE GEOLOGICA - ALLEGATO B DELLA D.G. R. IX/2616 DEL 30/11/2011

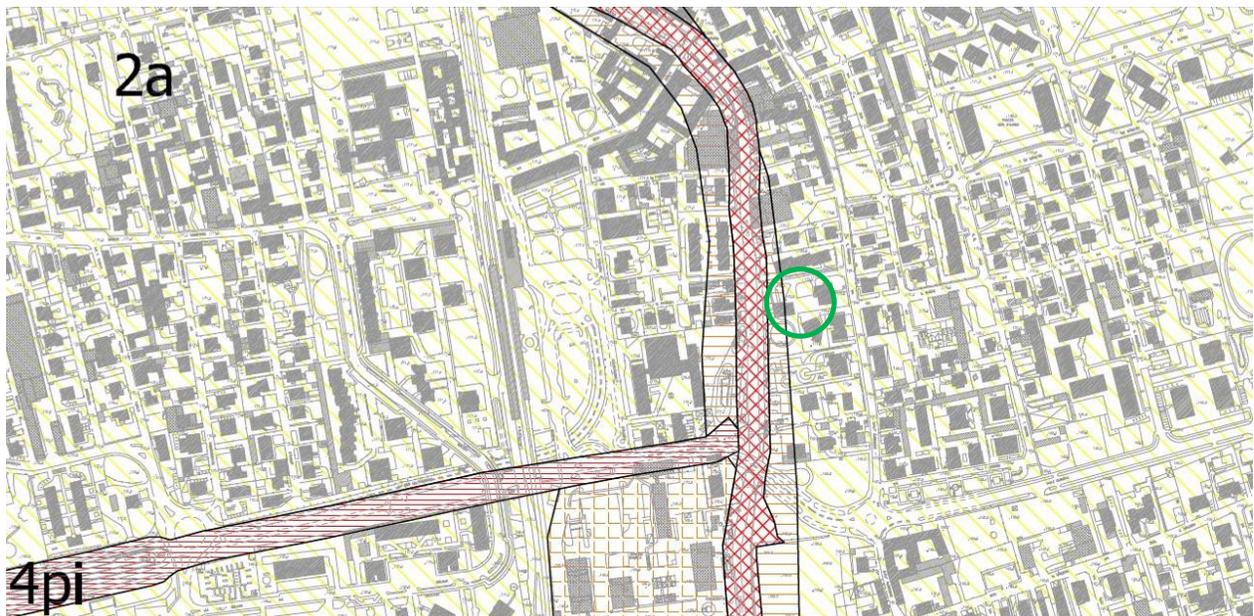
1.1 GEOGRAFIA, GEOMORFOLOGIA E GEOLOGIA DELL'AREA

L'area di indagine è collocata nell'ambito della pianura lombarda ad una quota di circa 170 m s.l.m. Così come illustrato nella cartografia geologica di P.G.T., il sito investigato si trova ubicato sui depositi fluvio-glaciali ghiaioso-sabbiosi del Diluvium recente, ammantati da un suolo di spessore esiguo. Nei fori di sondaggio non si è rilevata la presenza di acqua di falda sino alla massima profondità investigata (5,5 metri da piano campagna). Tale misura non costituisce un valore fisso nel tempo in quanto soggetta ad oscillazioni in dipendenza di fattori esterni quali precipitazioni, irrigazioni, prelievi, ecc.

1.2 CARTA DI FATTIBILITÀ GEOLOGICA COMUNALE

l'area ricade totalmente in classe di fattibilità geologica 2a (fattibilità con modeste limitazioni), per limitazioni di carattere geotecnico e di vulnerabilità idrogeologica.

Lo scenario di pericolosità sismica locale individuato dallo scrivente risulta essere: Z4a: zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi.



stralcio carta di fattibilità geologica comunale con circoscritta in verde l'area di intervento

1.3 CONSIDERAZIONI IN MERITO ALLE PROBLEMATICHE INDIVIDUATE NELLA CLASSE DI FATTIBILITA'

Le problematiche di tipo geotecnico, individuate e descritte nelle classi di fattibilità, sono state affrontate mediante la realizzazione di apposite indagini geotecniche e geofisiche – i cui risultati vengono descritti nelle pagine seguenti - che hanno permesso di definire le criticità dell'area e le soluzioni adottate.

Per quanto riguarda invece le problematiche di carattere idrogeologico legati alla vulnerabilità idraulica del primo acquifero si dovrà avere l'accortezza, sia in fase di cantiere che ad opera realizzata, di evitare dispersioni di inquinanti e acque reflue al suolo e nel sottosuolo. Dovranno essere gestite nel pieno rispetto della normativa vigente ed a tutela dell'acquifero.

Solaro, li 29 Dicembre 2021



Dr. Geol. Marco Borghi

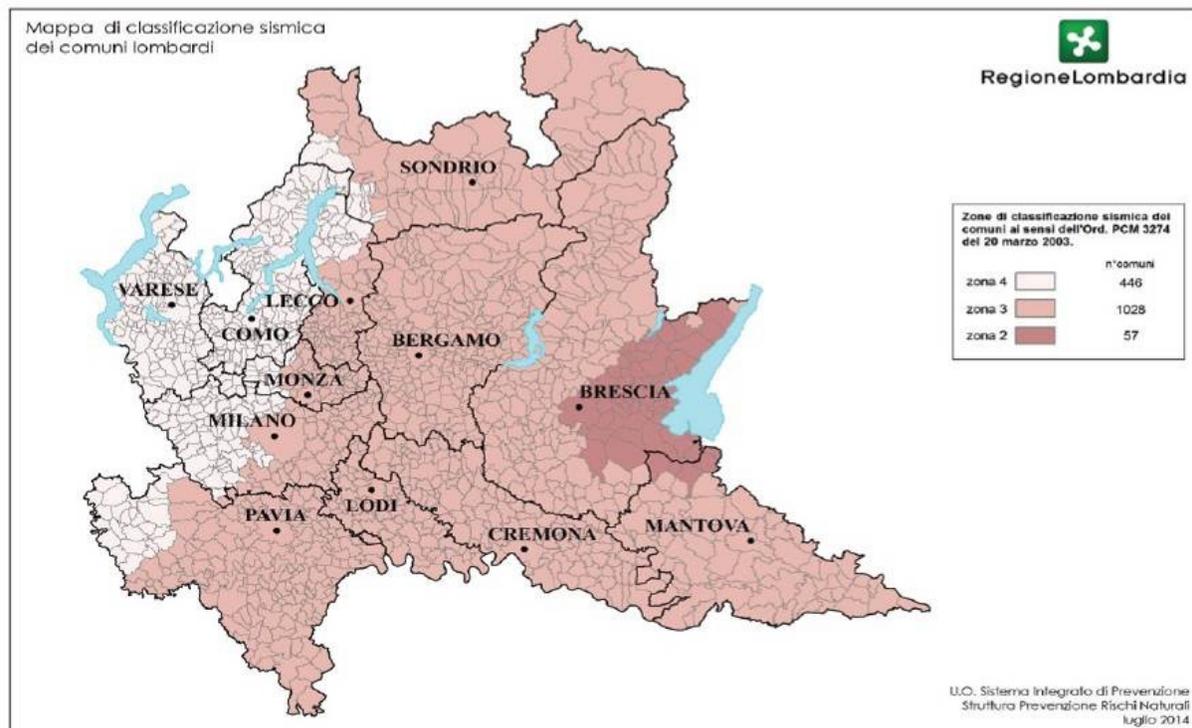
2. RELAZIONE GEOLOGICA - CAP. 6 N.T.C. 2018.

2.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE

L'indagine geognostica effettuata è consistita nell'esecuzione di n° 2 prove penetrometriche dinamiche continue (ubicata come in fig.2). Le prove eseguite hanno dato risultati ben confrontabili fra loro e forniscono valori modesti sino a circa 2 metri di profondità con riferimento alla quota del piano campagna attuale di esecuzione delle stesse. Infatti sino a questa profondità sono presenti orizzonti sciolti e poco addensati, oltre compaiono ghiaie e sabbie con caratteristiche geotecniche migliori.

2.2 SISMICITA' DELL'AREA

Il territorio comunale di Paderno Dugnano nella nuova classificazione sismica regionale istituita dalla Regione Lombardia con DGR 2129/2014, entrata in vigore il 10 Aprile 2016, ricade in zona sismica 4. Nella tabella seguente compaiono le varie zone sismiche individuate secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo a_g con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.



zona sismica	accelerazione orizzontale del suolo con probabilità di superamento del 10% in 50 anni (a_g/g)	accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (a_g/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

2.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO - CATEGORIA TOPOGRAFICA - VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Per la misura della V_{seq} e quindi l'individuazione della categoria di sottosuolo è stata eseguita un'indagine geofisica a mezzo di misurazione di microtremori ambientali. La registrazione va considerata valida esclusivamente ai fini della determinazione della V_{seq} . Il valore così ottenuto e pari a 371 m/sec (vedi schede della misura del microtremore sismico ambientale in appendice) permette di classificare il sottosuolo di fondazione, ai sensi delle N.T.C. 2018, in 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 V_{seq} compresi fra 360 m/s e 800 m/s.

I fenomeni di amplificazione sismica di tipo topografico sono stati valutati mediante procedura semplificata; considerato che l'area ha inclinazione media inferiore a 15° , la categoria topografica risulta essere **T1**.

Come consentito dal D.M. 17.01.18, viene omessa la verifica alla liquefazione in quanto gli eventi sismici attesi sull'area sono inferiori a 0,1 g.

In appendice compaiono i parametri sismici dell'area.

2.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO

Le prove sono state eseguite a partire dal piano campagna attuale.

Nella tab.1 vengono riportati i parametri caratteristici del modello geotecnico utilizzato per il calcolo della verifica agli stati limite. La valutazione dello stato di addensamento deriva dalle classificazioni AGI (1977).

All'atto dello scavo dovrà essere verificata la corrispondenza del terreno di fondazione con il modello geotecnico illustrato in tab.1, eventuali difformità dovranno essere immediatamente segnalate.

Solaro, li 29 Dicembre 2021

A circular professional stamp in blue ink. The outer ring contains the text "ORDINE DEI GEOLOGI DELLA CAMPANIA". The inner circle contains the name "BORGI MARCO" and the number "n° 750". A handwritten signature in blue ink is written across the stamp.

Dr. Geol. Marco Borghi

3. RELAZIONE GEOTECNICA - CAP. 6 N.T.C. 2018.

3.1 CALCOLO DEGLI STATI LIMITE

Il modello geotecnico utilizzato viene sintetizzato in tab.1.

Di progetto le fondazioni dell'autorimessa sono previste a circa 0,70 metri di profondità rispetto alla quota di piano campagna di esecuzione delle indagini geotecniche. Nei calcoli delle resistenze vengono considerate sia fondazioni a trave che fondazioni a platea.

Prima della posa delle fondazioni il terreno dovrà essere ben rullato.

3.1.1 fondazioni dirette: verifica allo stato limite ultimo SLU:

- 1. Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno:** determinazione della resistenza ultima di progetto del terreno di fondazione mediante approccio 2 – combinazione 1: A1+M1+R3.

I valori per il calcolo della resistenza di progetto provengono dalla tab.I corretti, a seconda dell'approccio utilizzato, con i coefficienti parziali illustrati nelle tabelle della normativa (D.M. 17.01.18 - capitolo 6 – progettazione geotecnica, tabella 6.2.II).

La resistenza ultima del terreno di fondazione in condizioni statiche (SLC) è data dalla relazione:

$$R_d = q_{ult} \cdot A'$$

dove: q_{ult} = capacità portante ultima

A' = area effettiva della fondazione

Il calcolo della capacità portante ultima in condizioni statiche è stato eseguito secondo la formula di Brinch - Hansen (1970) per le travi ed Hansen per la platea.

La formula generale è la seguente:

$$\text{per } \phi = 0: \quad q_{ult} = 5,14 \cdot c_u \cdot (1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + \gamma_1 \cdot D_f$$

per $\phi > 0$ (come nel nostro caso):

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot g_c \cdot d_c \cdot b_c + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

dove:

q_{ult} = capacità portante ultima

c_u = coesione non drenata

c = coesione

ϕ = angolo di resistenza al taglio = 28°

γ_1 = peso di volume sopra il piano di posa = 14,6 kN/mc

γ_2 = peso di volume efficace sotto il piano di posa = 14,6 kN/mc

B = larghezza della fondazione

L = lunghezza della fondazione

D_f = profondità di posa rispetto ad un rinterro laterale (incastro della fondazione) = 0,7 metri per le travi e 0,00 metri per fondazione a platea.

N_c, N_q, N_γ = fattori di portanza, funzione dell'angolo di attrito del terreno ϕ

s_c, s_q, s_γ = fattori correttivi per la forma della fondazione, dipendono da B, L e ϕ

d_c, d_q, d_γ = fattori correttivi per la profondità di posa, dipendono da B, D e ϕ

i_c, i_q, i_γ = fattori correttivi per l'inclinazione del carico

b_c, b_q, b_γ = fattori correttivi per la base ruotata

g_c, g_q, g_γ = fattori correttivi per fondazioni su pendio

Perché la verifica sia soddisfatta deve essere $E_d \leq R_d / \gamma_r$

Dove: E_d = valore di progetto dell'azione

γ_r = coefficiente parziale di capacità portante, variabile a seconda dell'approccio utilizzato, ed i cui valori compaiono nelle tabelle della normativa (D.M. 17.01.18 - capitolo 6 – progettazione geotecnica, tabella 6.4.I).

Il calcolo della resistenza ultima in condizioni sismiche (SLV) è stato eseguito secondo quanto indicato da Paolucci & Peker (1997), la cui relazione tiene conto delle forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma apportando fattori correttivi al coefficiente N nella formula trinomia del carico limite.

I risultati compaiono nella tabella seguente (tab. 2) dove, noto il rapporto q_{ult} / γ_r , la verifica può essere rapportata dal calcolatore delle strutture ai valori delle azioni E_d , al momento non note.

2. Collasso per scorrimento sul piano di posa

Si è utilizzato l'approccio 2 – combinazione 1: A1+M1+R3.

Anche in questo caso la somma delle azioni T_k dovrà essere inferiore o uguale alla somma delle resistenze orizzontali R_h : $T_k \leq R_h$

dove:

$$R_h = (1/\gamma_r) * (N_k (\tan \delta / \gamma_\phi));$$

N_k viene assunto pari a R_d ;

δ : angolo di attrito all'interfaccia terreno - fondazione in cls;

γ_r e γ_ϕ : coefficienti i cui valori compaiono nelle tabelle 6.4.I e 6.2.II del D.M. 17.01.18 - capitolo 6 – progettazione geotecnica;

I risultati compaiono nella tabella 2. Vale quanto detto al paragrafo 3.1.1 (condizioni statiche - condizioni sismiche)

3. stabilità globale

Questa verifica viene omessa in quanto la fondazione non risulta essere posizionata su o in prossimità di pendii naturali o artificiali che allo stato attuale manifestano indizi di instabilità.

3.1.2 fondazioni dirette: verifica allo stato limite di esercizio SLE:

La verifica agli stati limite di esercizio è stata condotta attraverso la valutazione dei cedimenti, utilizzando il metodo di Burland & Burbridge (1984), ipotizzando una pressione trasmessa al terreno di fondazione variabile fra 0,50 daN/cm² ed 2,00 daN/cm². Vedi tab. 3.

Per Burland & Burbridge la formula generale è la seguente:

$$s = (s * B * I_c / 3 + (q - s) * B * I_c) * f_s * f_t * f_h$$

dove: s = cedimento (cm)

B = larghezza della fondazione (m)

q = carico agente sulla fondazione (kPa)

s = pressione del terreno alla quota d'imposta (kPa)

I_c = fattore di compressibilità

f_s = fattore di forma

f_t = fattore tempo che tiene conto della componente viscosa del cedimento

f_h = fattore correttivo che tiene conto dello spessore dello strato compressibile

Il valore del fattore di compressibilità è pari a: $I_c = \alpha / N$

dove " α " è un valore numerico associato alla probabilità assegnata di sottostimare il cedimento e " N " rappresenta la media statistica dei valori di resistenza alla punta misurati nell'interno di una profondità significativa " z_i " funzione di " B ".

I fattori di correzione valgono rispettivamente:

$$f_s = ((1,25 * L / B) / (L / B + 0,25))$$

dove: L = lunghezza della fondazione

$$f_t = (1 + R_3 + R * \log(t / 3))$$

dove: t = tempo in anni

R e R_3 costanti funzione del tipo di carico trasmesso.

3.2 CALCOLO MODULO DI WINKLER

Sempre in tab.3 compaiono i valori del coefficiente di sottofondo (Winkler) calcolato secondo le relazioni di:

- a) *TERZAGHI (1955)*. Calcola il valore del coefficiente di sottofondo mediante la seguente relazione: $K = 2,35 * K_{1s} * C_b$

con:

$$C_b = [(B + 0,3048) / 2B]^2 \text{ (coefficiente che tiene conto della larghezza della fondazione)}$$

B = larghezza della fondazione

K_{1s} = coefficiente sperimentale di Terzaghi, calcolato in funzione del peso di volume del terreno indagato (per terreni incoerenti, ricavato da appositi grafici), nel nostro caso pari a 1,0 kg/cm³ per fondazioni a trave e pari a 2,0 kg/cm³ per fondazioni a platea (media dei valori dei primi tre orizzonti di tab.1).

- b) *VESIC (1961)*. Calcola il valore del coefficiente di sottofondo mediante la seguente relazione, espressa nella sua forma semplificata: $K = E / (B * (1 - \mu^2))$

Dove: E_y = modulo elastico, pari a 8 Mpa per fondazioni a trave e pari a 19 Mpa per fondazioni a platea (media dei valori dei primi tre orizzonti di tab.1).

- c) *BOWLES (1982)*. Calcola il valore del coefficiente di sottofondo mediante la seguente relazione: $K = 40 (FS) q_{amm}$

Nella quale q_{amm} (calcolata secondo quanto indicato da Bowles) va espresso in kPa. La formula si ottiene considerando che $q_{amm} = q_{ult}/FS$, dove la resistenza ultima del terreno corrisponde a un cedimento di 2,5 cm, e che K è $q_{ult}/\text{cedimento}$. Il valore 40 è ragionevolmente a favore di sicurezza, ma è sempre possibile utilizzare cedimenti ammissibili minori; FS identifica il fattore sicurezza =3.

- d) *BURLAND & BURBRIDGE (1984)*. In realtà questo metodo viene usato per calcolare i cedimenti attraverso la formula seguente di cui si è già parlato in precedenza:

$$s = (s * B * I_c/3 + (q - s) * B * I_c) * f_s * f_t * f_h$$

Dividendo poi il valore di pressione trasmessa al terreno per il cedimento calcolato, si è ottenuto il valore del coefficiente di reazione del sottofondo.

Come si può osservare dai risultati ottenuti, i valori del coefficiente di reazione del sottofondo variano abbastanza in funzione del metodo utilizzato. Si ritiene che i valori più attendibili siano quelli calcolati col metodo di Burland & Burbridge.

3.3 CONSIDERAZIONI IN MERITO AI VALORI DI SLE E SLU OTTENUTI

I valori delle resistenze allo SLU sono esposti in tab.2 e si può vedere come, per fondazioni a trave, siano mediamente pari a **1,35 daN/cm^q** in condizioni statiche (SLC) e mediamente pari a **1,30 daN/cm^q** in condizioni sismiche (SLV). Per fondazione a platea i valori sono pari a **1,78 daN/cm^q** in condizioni statiche (SLC) e pari a **1,71 daN/cm^q** in condizioni sismiche (SLV).

Per quanto riguarda invece i valori delle resistenze allo SLE, queste sono desumibili dalla tab.3 come segue: equiparando al valore di resistenza del terreno di fondazione, in condizioni di SLE, quella pressione che causa un cedimento immediato medio all'interfaccia struttura-terreno di fondazione intorno a 1,5 cm (valore arbitrario: a giudizio del progettista strutturale potrebbe anche essere

superiore o inferiore, in relazione alla vulnerabilità della struttura), come si può notare in tab.3, risulta essere possibile assumere come valore di resistenza del terreno di fondazione allo SLE un valore pari a **0,75 daN/cmq.**

Come si osserva i valori sono modesti, in conseguenza delle modeste caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione sino a circa 2 metri di profondità.

Solaro, li 29 Dicembre 2021

A circular professional stamp of the Order of Geologists of the Province of Bergamo. The stamp contains the text "ORDINE DEI GEOLOGI della PROV. BERGAMO" around the perimeter and "BORGHI MARCO n° 750" in the center. A handwritten signature in blue ink is written over the stamp.

Dr. Geol. Marco Borghi

RIASSUNTO

Su incarico della committenza, nel mese di Dicembre 2021 è stata eseguita un'indagine geologica e geotecnica inerente la realizzazione di una nuova autorimessa in via Sant'Ambrogio 46-48 a Paderno Dugnano (MB).

La presente relazione viene redatta ai sensi della D.G.R. n° 2616/2011 ed ai sensi delle Norme tecniche per le costruzioni - Decreto 17 Gennaio 2018.

L'area di indagine è collocata nell'ambito della pianura lombarda ad una quota di circa 170 m s.l.m.

Così come illustrato nella cartografia geologica di P.G.T., il sito investigato si trova ubicato sui depositi fluvioglaciali ghiaioso-sabbiosi del Diluvium recente, ammantati da un suolo di spessore esiguo. Nei fori di sondaggio non si è rilevata la presenza di acqua di falda sino alla massima profondità investigata.

L'indagine geognostica effettuata è consistita nell'esecuzione di n° 2 prove penetrometriche dinamiche continue (ubicata come in fig.2). Le prove eseguite hanno dato risultati ben confrontabili fra loro e forniscono valori modesti sino a circa 2 metri di profondità con riferimento alla quota del piano campagna attuale di esecuzione delle stesse. Infatti sino a questa profondità sono presenti orizzonti sciolti e poco addensati, oltre compaiono ghiaie e sabbie con caratteristiche geotecniche migliori.

Di progetto le fondazioni dell'autorimessa sono previste a circa 0,70 metri di profondità rispetto alla quota di piano campagna di esecuzione delle indagini geotecniche. Nei calcoli delle resistenze vengono considerate sia fondazioni a trave che fondazioni a platea. Prima della posa delle fondazioni il terreno dovrà essere ben rullato.

Nella tab.1 vengono riportati i parametri caratteristici del modello geotecnico utilizzato per le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio riportati nella tab.2 e nella tab.3.

L'indagine geofisica eseguita ai fini della determinazione della V_{seq} ha permesso di classificare il sottosuolo di fondazione in categoria B.

In conclusione si può affermare che gli approfondimenti eseguiti sull'area in esame non hanno evidenziato controindicazioni, dal punto di vista geologico e fatte salve le indicazioni contenute nella presente relazione, alla modifica della destinazione d'uso dei terreni. Pertanto si dichiara che l'intervento è compatibile con la situazione geologica presente.

Solaro, li 29 Dicembre 2021

Dr. Geol. Marco Borghi



PARAMETRI CARATTERISTICI DEL MODELLO GEOTECNICO:

Stratigrafia ipotizzata ⁽¹⁾	da	a	Nspt	spessore	cu kPa	adesione kPa	ϕ (°)	δ (°)	DR (%)	Ey (Mpa)	G (Mpa)	μ	Ed (Mpa)	γ (kN/mc)	γ sat (kN/mc)	k0
	(m)	(m)	medio	metri												
orizzonte di alterazione - "mista" con abbondante matrice limosa; da sciolti a poco addensati	p.c.	1,8	4	1,8			28	14	45	8	23	0,35	8	14,6	18,4	0,5
mista modeartamente addensata	1,8	2,7	18	0,9			32,3	16	86	34	94	0,32	22	19	19,2	0,5
mista poco addensata	2,7	4,2	7	1,5			29,2	15	51	15	42	0,34	12	16,1	18,6	0,5
mista da addensata a molto addensata	4,2	> 5,4	50	> 1,2			38,1	19	95	73	190	0,28	43	20,4	21,5	0,5

dove:

rapporto Nspt/Nscpt : 1,14

cu : coesione non drenata

adesione : coesione non drenata all'interfaccia terreno - calcestruzzo

ϕ : angolo di attrito

δ : angolo di attrito all'interfaccia terreno - calcestruzzo

Dr : densità relativa

E : modulo edometrico

G : modulo di taglio

Ey : modulo di elasticità o di Young

Ed : modulo edometrico

μ : rapporto di poisson

γ : peso di volume

γ sat : peso di volume saturo

k0 : rapporto fra tensione geostatica orizzontale e verticale

fonte: Terzaghi & Peck, 1948

fonte: Bowles, 1988

fonte: J.N.R.

fonte: Bowles, 1988

fonte: Meyerhof, 1957

fonte: Menzenback & Malcev

fonte: Ohsaki & Iwasaki, 1973

fonte: Schmertmann, 1978

fonte: Menzenback & Malcev, 1979

fonte: A.G.I.

fonte: Meyerhof, 1951 - Terzaghi & Peck, 1948-1967

fonte: Meyerhof, 1951 - Terzaghi & Peck, 1948-1967

tab. 1

(1): siccome le prove penetrometriche forniscono solo dati sulla resistenza all'avanzamento di una punta, e nulla dicono a proposito della stratigrafia dei terreni investigati, nelle tabelle interpretative dei dati misurati, la stratigrafia viene ipotizzata.

CALCOLO STATI LIMITE ULTIMI - SLU:

profondità di posa fondazioni da piano campagna	dimensioni fondazione	sisma	approccio 2 combinazione 1 (A1+M1+R3) resistenza unitaria ultima (qultima)	coefficiente parziale (R3) di capacità portante γ_r	approccio 2 combinazione 1 (A1+M1+R3) rapporto qultima/ γ_r	approccio 2 combinazione 1 (A1+M1+R3) resistenza unitaria ultima allo scorrimento laterale	coefficiente parziale (R3) di scorrimento laterale γ_r	approccio 2 combinazione 1 (A1+M1+R3) rapporto resistenza unitaria ultima/ γ_r	
circa metri	travi di larghezza B metri		daN/cm ²		daN/cm ²	daN/cm ²		daN/cm ²	
0,70	0,50	NO	2,68	2,30	1,17	0,67	1,10	0,61	
0,70	0,75	NO	2,85	2,30	1,24	0,71	1,10	0,65	
0,70	1,00	NO	3,02	2,30	1,31	0,75	1,10	0,68	
0,70	1,25	NO	3,22	2,30	1,40	0,80	1,10	0,73	
0,70	1,50	NO	3,73	2,30	1,62	0,93	1,10	0,84	
<i>valore medio:</i>					1,35	<i>valore medio:</i>			0,70
0,70	platea	NO	4,09	2,30	1,78	1,02	1,10	0,93	
0,70	0,50	SI	2,58	2,30	1,12	0,64	1,10	0,58	
0,70	0,75	SI	2,74	2,30	1,19	0,68	1,10	0,62	
0,70	1,00	SI	2,90	2,30	1,26	0,72	1,10	0,66	
0,70	1,25	SI	3,09	2,30	1,34	0,77	1,10	0,70	
0,70	1,50	SI	3,59	2,30	1,56	0,89	1,10	0,81	
<i>valore medio:</i>					1,30	<i>valore medio:</i>			0,67
0,70	platea	SI	3,93	2,30	1,71	0,98	1,10	0,89	

tab. 2

CALCOLO STATI LIMITE DI ESERCIZIO - SLE:

profondità di posa fondazioni da piano campagna	dimensioni fondazione	cedimento immediato medio in conseguenza di una pressione di 0,50 daN/cmq trasmessa dalla fondazione al piano di appoggio (B & B -1984)	cedimento immediato medio in conseguenza di una pressione di 0,75 daN/cmq trasmessa dalla fondazione al piano di appoggio (B & B -1984)	cedimento immediato medio in conseguenza di una pressione di 1,00 daN/cmq trasmessa dalla fondazione al piano di appoggio (B & B -1984)	cedimento immediato medio in conseguenza di una pressione di 1,25 daN/cmq trasmessa dalla fondazione al piano di appoggio (B & B -1984)	cedimento immediato medio in conseguenza di una pressione di 1,50 daN/cmq trasmessa dalla fondazione al piano di appoggio (B & B -1984)	cedimento immediato medio in conseguenza di una pressione di 1,75 daN/cmq trasmessa dalla fondazione al piano di appoggio (B & B -1984)	cedimento immediato medio in conseguenza di una pressione di 2,00 daN/cmq trasmessa dalla fondazione al piano di appoggio (B & B -1984)	K Winkler kg/cmc (Terzaghi 1955)	K Winkler kg/cmc (Vesic 1961)	K Winkler kg/cmc (Bowles 1982)	K Winkler kg/cmc (Burland & Burbridge 1984)
circa metri	travi di larghezza B metri	cm	kg/cmc	kg/cmc	kg/cmc	kg/cmc						
0,70	0,50	0,5	0,9	1,2	1,5	1,8	2,1	2,4	0,64	1,86	1,30	0,83
0,70	0,75	0,7	1,1	1,5	1,9	2,3	2,7	3,1	0,49	1,24	1,19	0,67
0,70	1,00	1,0	1,6	2,1	2,7	3,2	3,8	4,4	0,42	0,93	1,14	0,48
0,70	1,25	1,2	1,9	2,6	3,3	4,0	4,7	5,4	0,38	0,74	1,06	0,38
0,70	1,50	1,3	2,1	2,9	3,7	4,4	5,2	6,0	0,36	0,62	0,98	0,34
<i>valore medio:</i>		0,9	1,5	2,1	2,6	3,1	3,7	4,3	0,5	1,1	1,1	0,5

0,70	PLATEA	1,0	1,6	2,2	2,8	3,3	3,9	4,5	0,56	0,43	1,78	0,45
------	--------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	------	------	------	------

tab, 3

DATI MISURATI E INTERPRETAZIONE STRATIGRAFICA

	Prof.	P1				Prof.	P2				p.c.
	0,3	2				0,3	3				
	0,6	5				0,6	5				
	0,9	24				0,9	3		ORIZZONTE		
	1,2	13				1,2	4		A		
	1,5	6				1,5	4				
	1,8	6				1,8	3				
	2,1	15				2,1	10				
	2,4	16				2,4	17		ORIZZONTE		
	2,7	24				2,7	31		B		
	3,0	8				3,0	13				
	3,3	5				3,3	8				
	3,6	4				3,6	7		ORIZZONTE		
	3,9	9				3,9	7		C		
	4,2	14				4,2	9				
	4,5	18				4,5	15				
	4,8	30				4,8	40				
	5,1	48				5,1	60		ORIZZONTE		
	5,4	100				5,4	100		D		
	5,7					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					
	7,8					7,8					
	8,1					8,1					
	8,4					8,4					
	8,7					8,7					
	9,0					9,0					
	9,3					9,3					
	9,6					9,6					
	9,9					9,9					
	10,2					10,2					

interpretazione stratigrafica:

	riporto - costipazione superficiale
	orizzonte di alterazione - "mista" con abbondante matrice limosa, sciolti capacità portante mediocre
	"mista" poco addensata, capacità portante medio-bassa
	"mista" moderatamente addensata, capacità portante medio-alta
	"mista" addensata, capacità portante elevata

CARATTERISTICHE TECNICHE PENETROMETRO PAGANI TG 63-200 MAC:

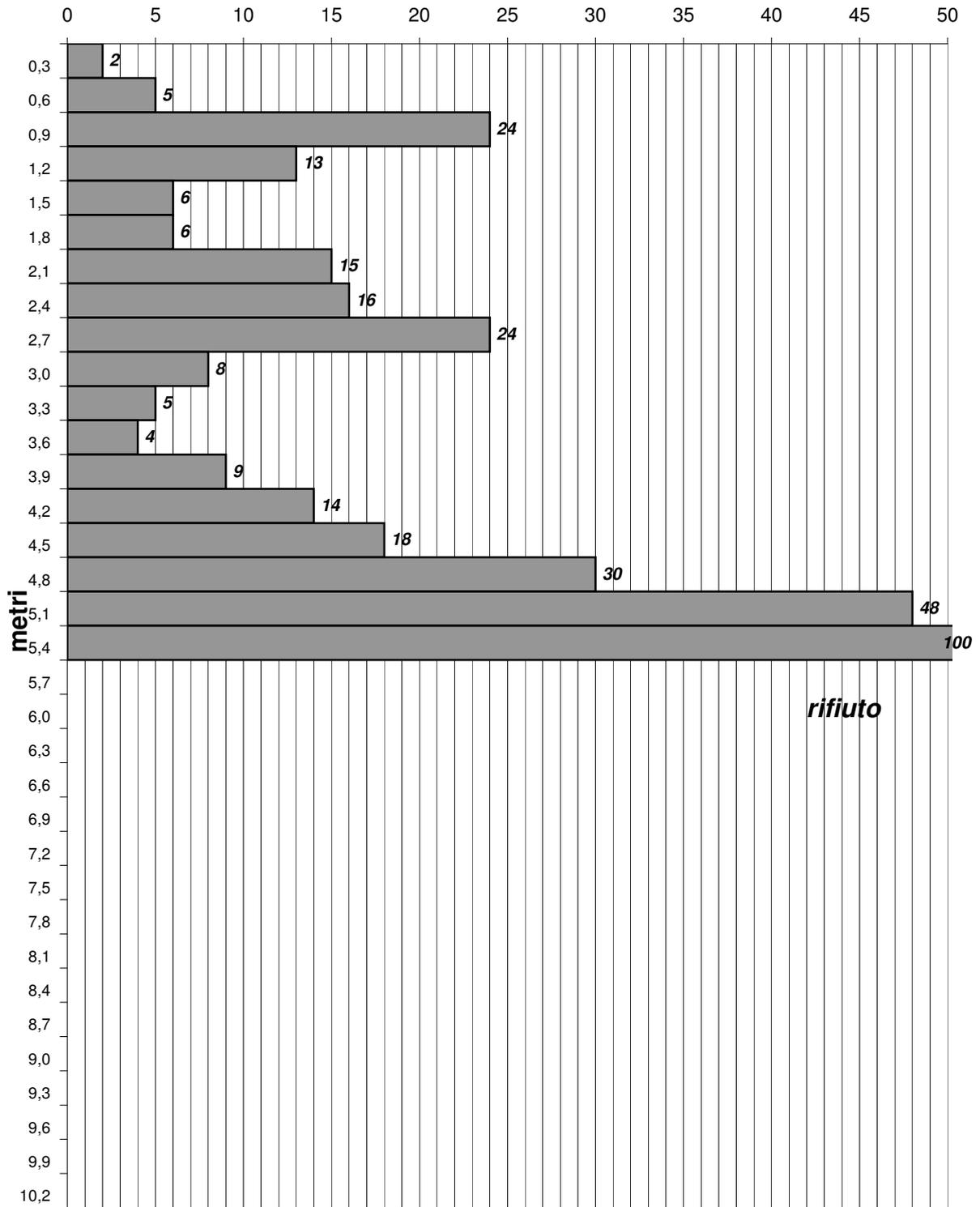
PESO MAZZA BATTENTE	M	=	63	kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H	=	0,75	metri
PESO SISTEMA DI BATTUTA	Ms	=	0,63	kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D	=	51	mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A	=	20,43	cmq
ANGOLO APERTURA PUNTA	a	=	60	gradi
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La	=	0,9	metri
PESO ASTE PER METRO	Ma	=	6,31	kg
AVANZAMENTO PUNTA	d	=	0,3	metri



prova P1

eseguita a partire dal piano campagna attuale

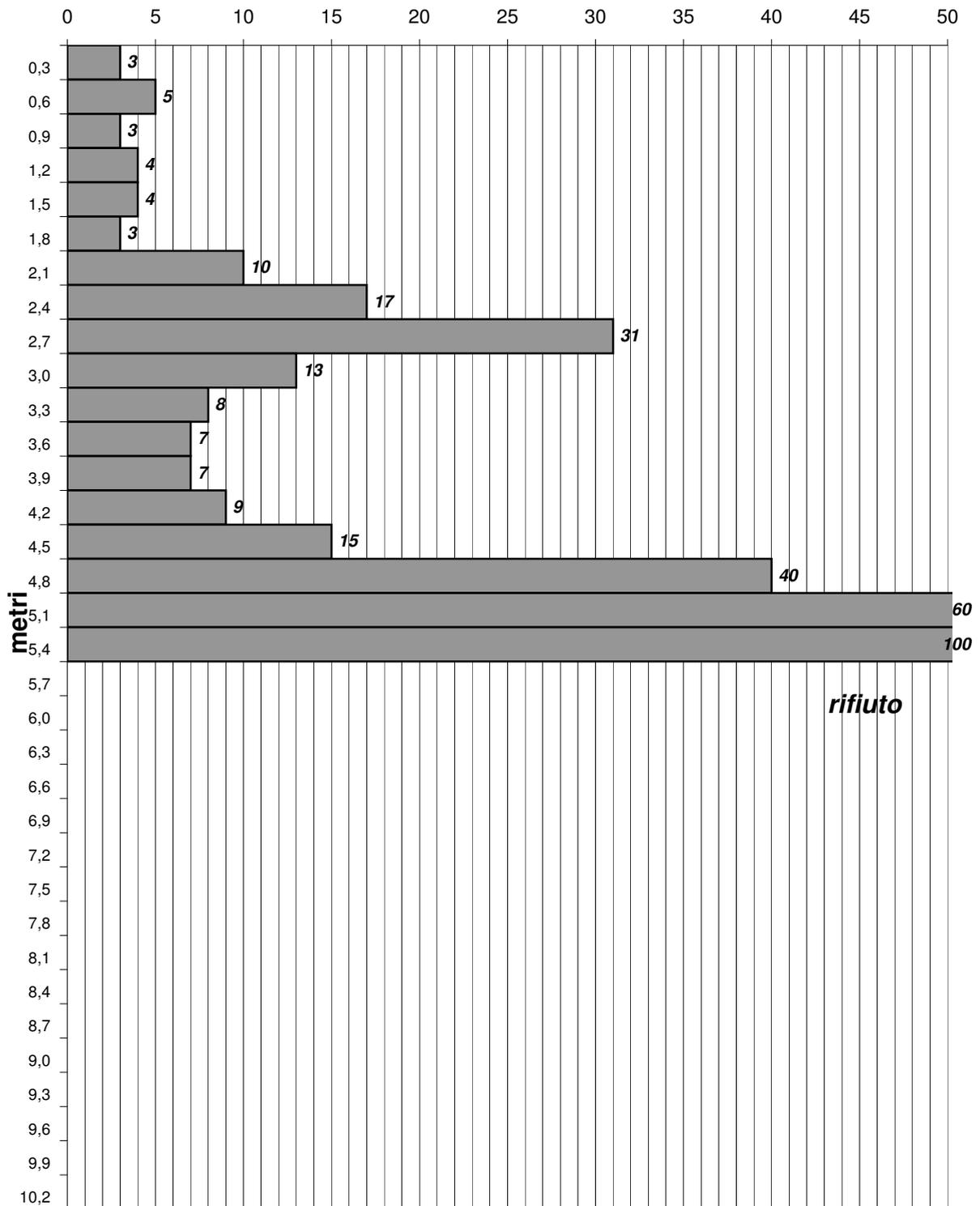
N(30) numero di colpi penetrazione punta avanzamento d = 30 cm

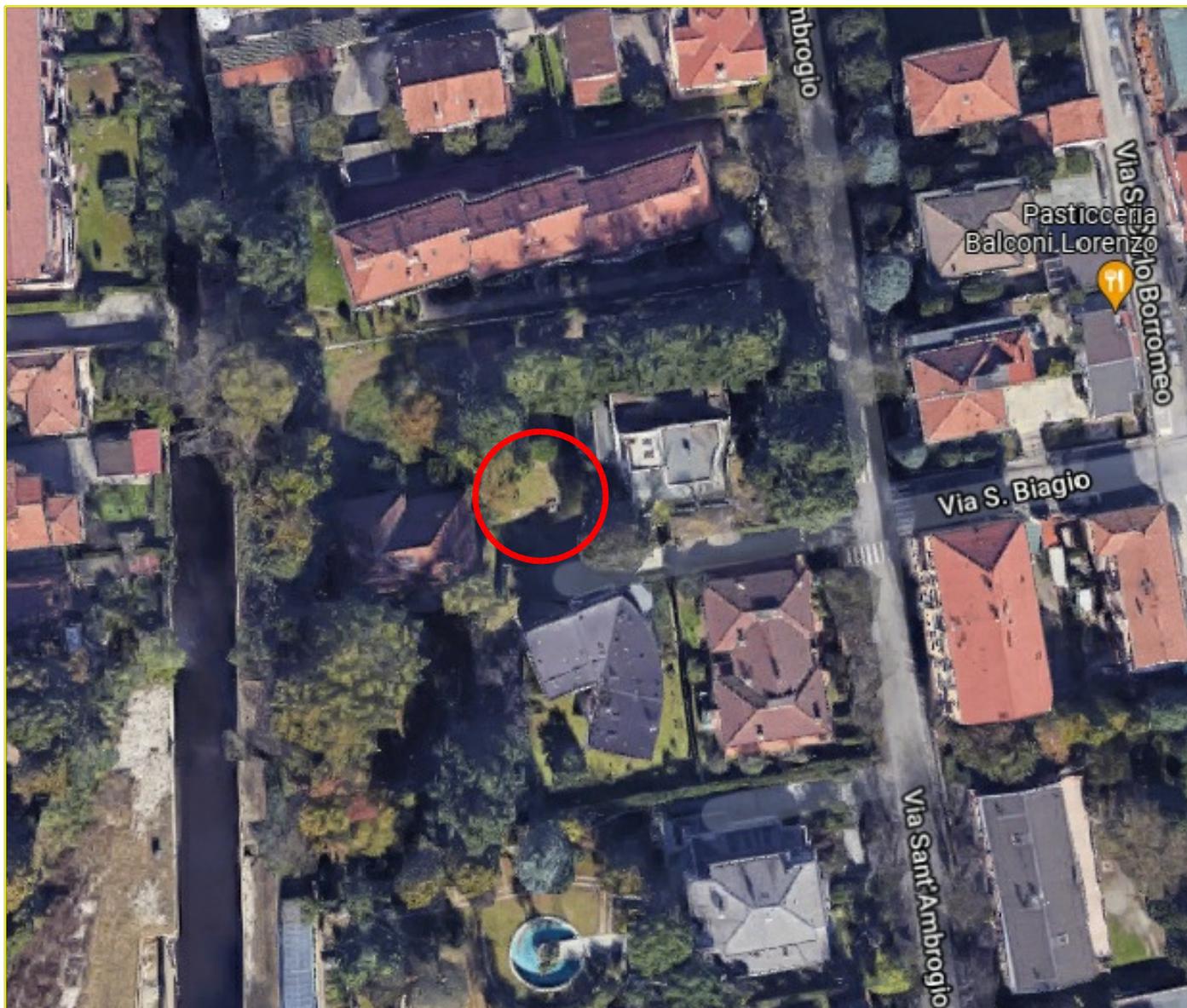


prova P2

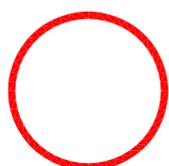
eseguita a partire dal piano campagna attuale

N(30) numero di colpi penetrazione punta avanzamento d = 30 cm



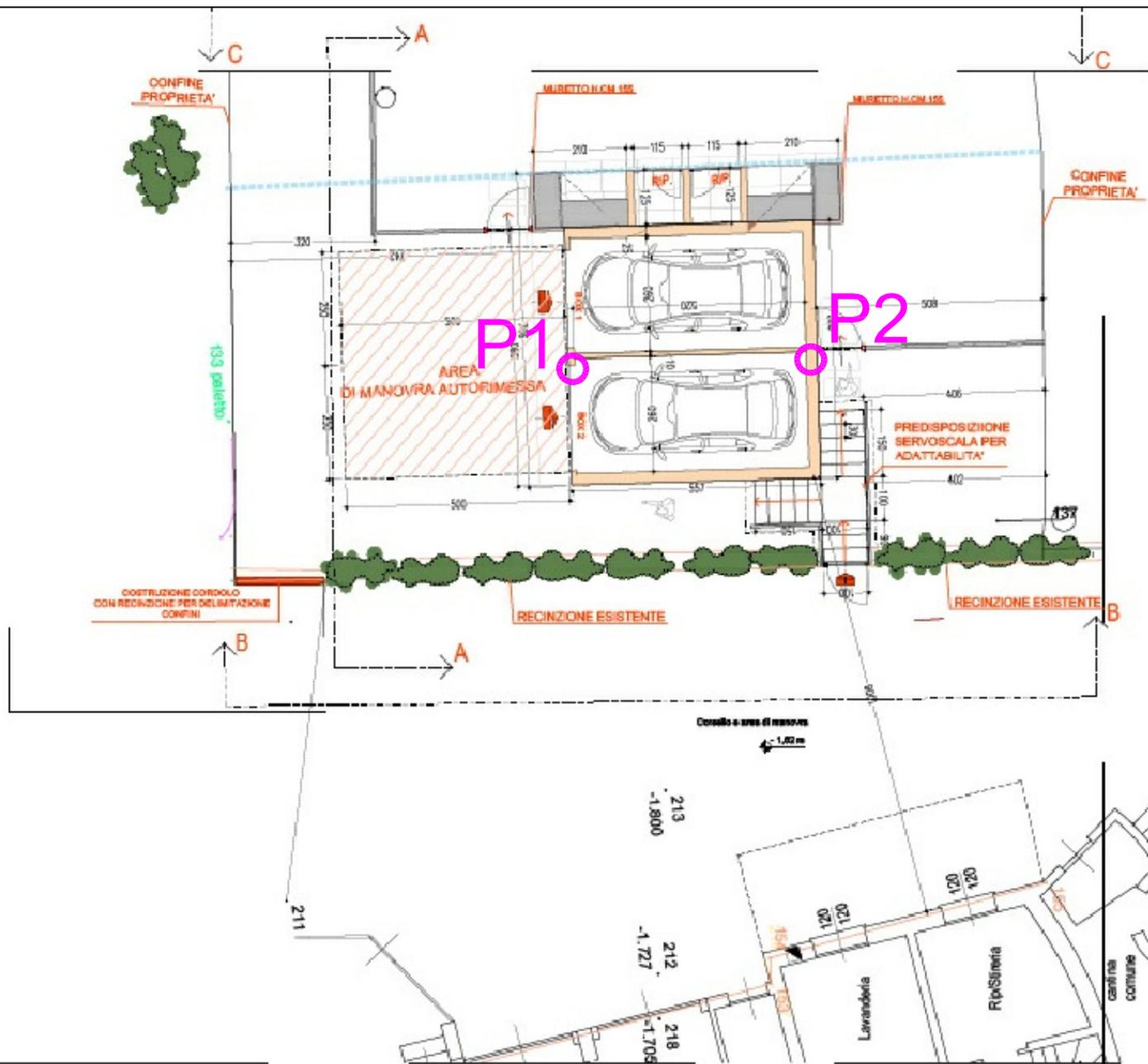


estratto immagine satellitare



ubicazione area

FIG.1



ubicazione indagini geotecniche

FIG.2

DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

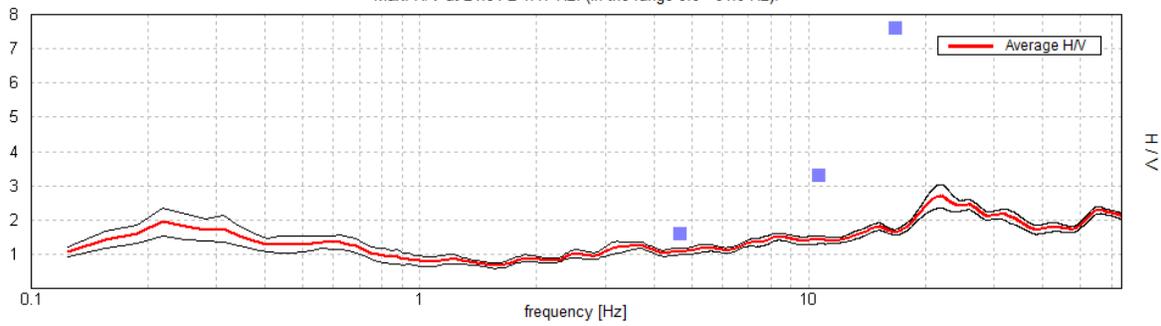
PADERNO DUGNANO (MI) - VIA SANT'AMBROGIO 46/48

Strumento: TEP-0146/01-11
 Formato dati: 16 bit
 Fondo scala [mV]: 51
 Inizio registrazione: 29/12/2021 09:14:25 Fine registrazione: 29/12/2021 09:26:25
 Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN
 Dato GPS non disponibile

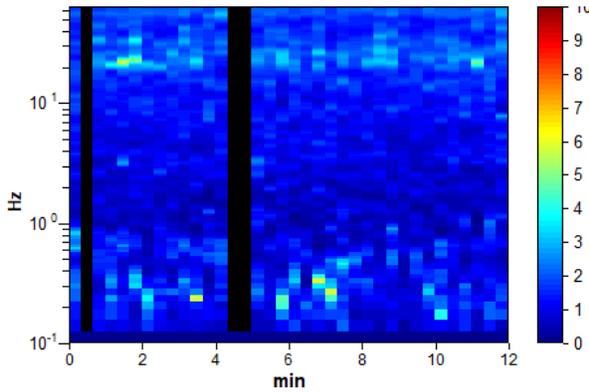
Durata registrazione: 0h12'00". Analizzato 92% tracciato (selezione manuale)
 Freq. campionamento: 128 Hz
 Lunghezza finestre: 20 s
 Tipo di lisciamento: Triangular window
 Lisciamento: 10%

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

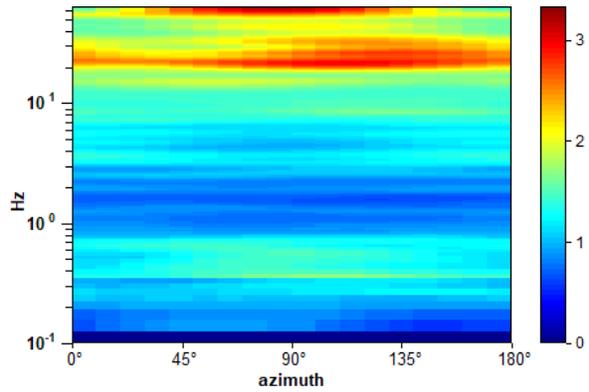
Max. H/V at 21.84 ± 4.17 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



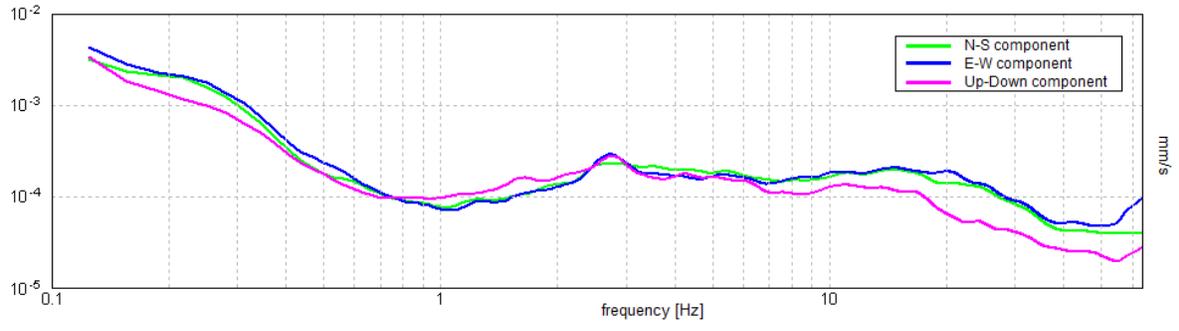
SERIE TEMPORALE H/V



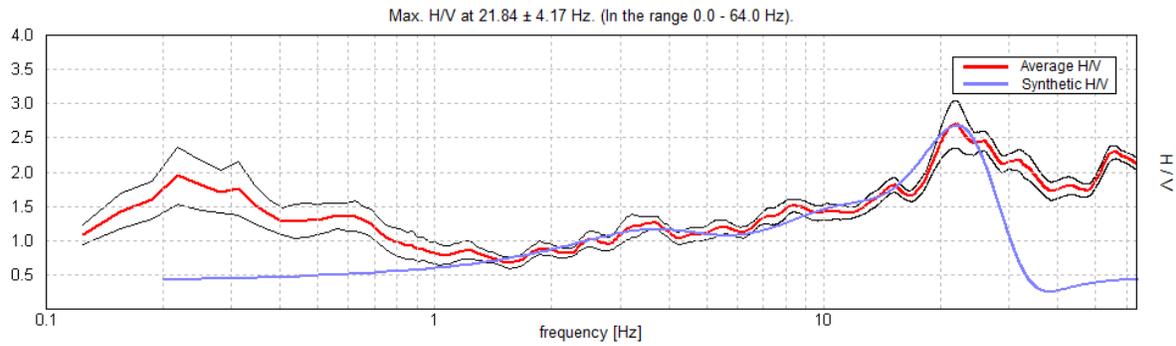
DIREZIONALITA' H/V



SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI

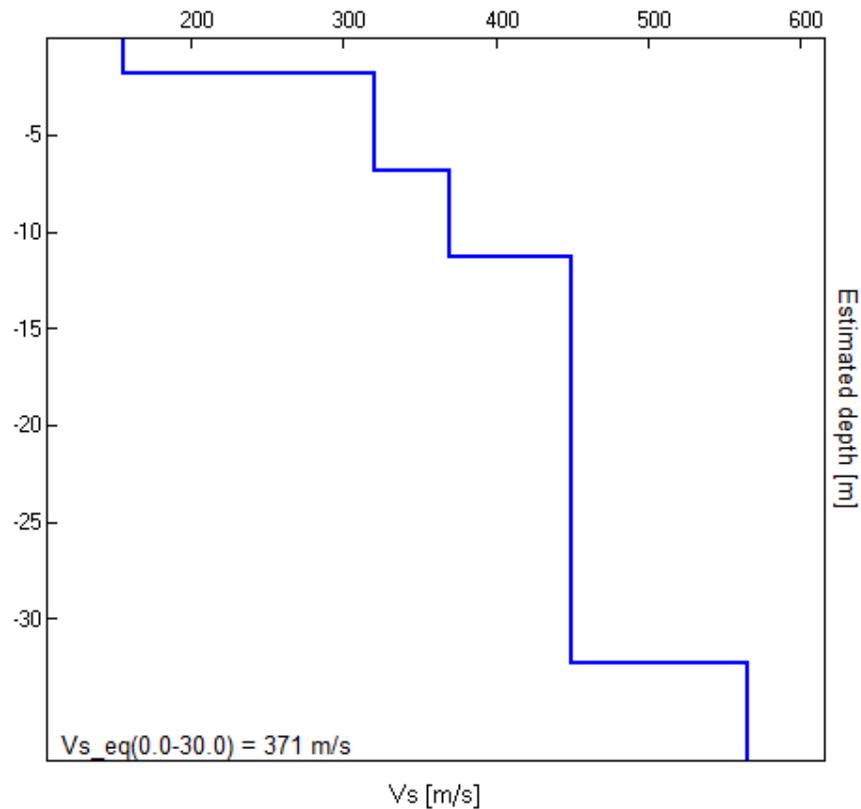


H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
1.80	1.80	156	0.45
6.80	5.00	320	0.42
11.30	4.50	370	0.45
32.30	21.00	450	0.45
inf.	inf.	565	0.45

$Vs_{eq}(0.0-30.0) = 371 \text{ m/s}$



[Secondo le linee guida SESAME, 2005. Si raccomanda di leggere attentamente il manuale di *Grilla* prima di interpretare la tabella seguente].

Picco H/V a 21.84 ± 4.17 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).

Criteri per una curva H/V affidabile

[Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]

$f_0 > 10 / L_w$	21.84 > 0.50	OK	
$n_c(f_0) > 200$	14416.9 > 200	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 1049	OK	

Criteri per un picco H/V chiaro

[Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]

Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	7.063 Hz	OK	
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$			NO
$A_0 > 2$	2.69 > 2	OK	
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.19109 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	4.17419 < 1.09219		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	0.3473 < 1.58	OK	

L_w	lunghezza della finestra
n_w	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
f	frequenza attuale
f_0	frequenza del picco H/V
σ_f	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	ampiezza della curva H/V alla frequenza f_0
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza f
f^-	frequenza tra $f_0/4$ e f_0 alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequenza tra f_0 e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Valori di soglia per σ_f e $\sigma_A(f_0)$

Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	0.25 f_0	0.2 f_0	0.15 f_0	0.10 f_0	0.05 f_0
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

Parametri sismici

Tipo di elaborazione: FONDAZIONI
 Muro rigido: 0

Sito in esame.
 latitudine: 45,581666
 longitudine: 9,161834
 Classe: 2
 Vita nominale: 50

Siti di riferimento

3303,335	Sito 1 ID: 11816	Lat: 45,5566	Lon: 9,1390	Distanza:
4516,437	Sito 2 ID: 11817	Lat: 45,5592	Lon: 9,2101	Distanza:
4627,578	Sito 3 ID: 11595	Lat: 45,6091	Lon: 9,2066	Distanza:
3453,622	Sito 4 ID: 11594	Lat: 45,6066	Lon: 9,1353	Distanza:

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B
 Categoria topografica: T1
 Periodo di riferimento: 50anni
 Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):
 Probabilità di superamento: 81 %
 Tr: 30 [anni]
 ag: 0,018 g
 Fo: 2,557
 Tc*: 0,159 [s]

Danno (SLD):
 Probabilità di superamento: 63 %
 Tr: 50 [anni]
 ag: 0,023 g
 Fo: 2,535
 Tc*: 0,188 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):
 Probabilità di superamento: 10 %
 Tr: 475 [anni]
 ag: 0,047 g
 Fo: 2,653
 Tc*: 0,279 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):
 Probabilità di superamento: 5 %
 Tr: 975 [anni]
 ag: 0,057 g
 Fo: 2,691
 Tc*: 0,299 [s]

Coefficienti sismici Stabilità dei pendii

SLO:
 Ss: 1,200
 Cc: 1,590
 St: 1,000
 Kh: 0,004
 Kv: 0,002
 Amax: 0,212
 Beta: 0,200

SLD:
 Ss: 1,200
 Cc: 1,540
 St: 1,000

GeostruPS_report_2-4-2020_0-39

SLV: Kh: 0,005
Kv: 0,003
Amax: 0,269
Beta: 0,200
Ss: 1,200
Cc: 1,420
St: 1,000
Kh: 0,011
Kv: 0,006
Amax: 0,559
Beta: 0,200
SLC: Ss: 1,200
Cc: 1,400
St: 1,000
Kh: 0,014
Kv: 0,007
Amax: 0,674
Beta: 0,200

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50
Geostru

Coordinate WGS84
latitudine: 45.580734
longitudine: 9.160772



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

Dott. Geol. Riccardo Cortiana

r.cortiana@geotecnoindagini.it

Dott. Geol. Filippo Valentini

f.valentini@geotecnoindagini.it

ANTONINA RE Srl



*RELAZIONE GEOLOGICA R1
 RELAZIONE GEOTECNICA R2
 RELAZIONE GEOLOGICA R3*

*ai sensi del p.to 6.2.1 del D.M. 17.01.08
 ai sensi del p.to 6.2.2 del D.M. 17.01.08
 ai sensi della DGR IX/2616/2011*

**PER LA REALIZZAZIONE DI UN NUOVO EDIFICIO RESIDENZIALE
 IN VIA MAGRETTI 7 NEL COMUNE DI PADERNO DUGNANO (MI)**

Monza, marzo 2019

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



INDICE

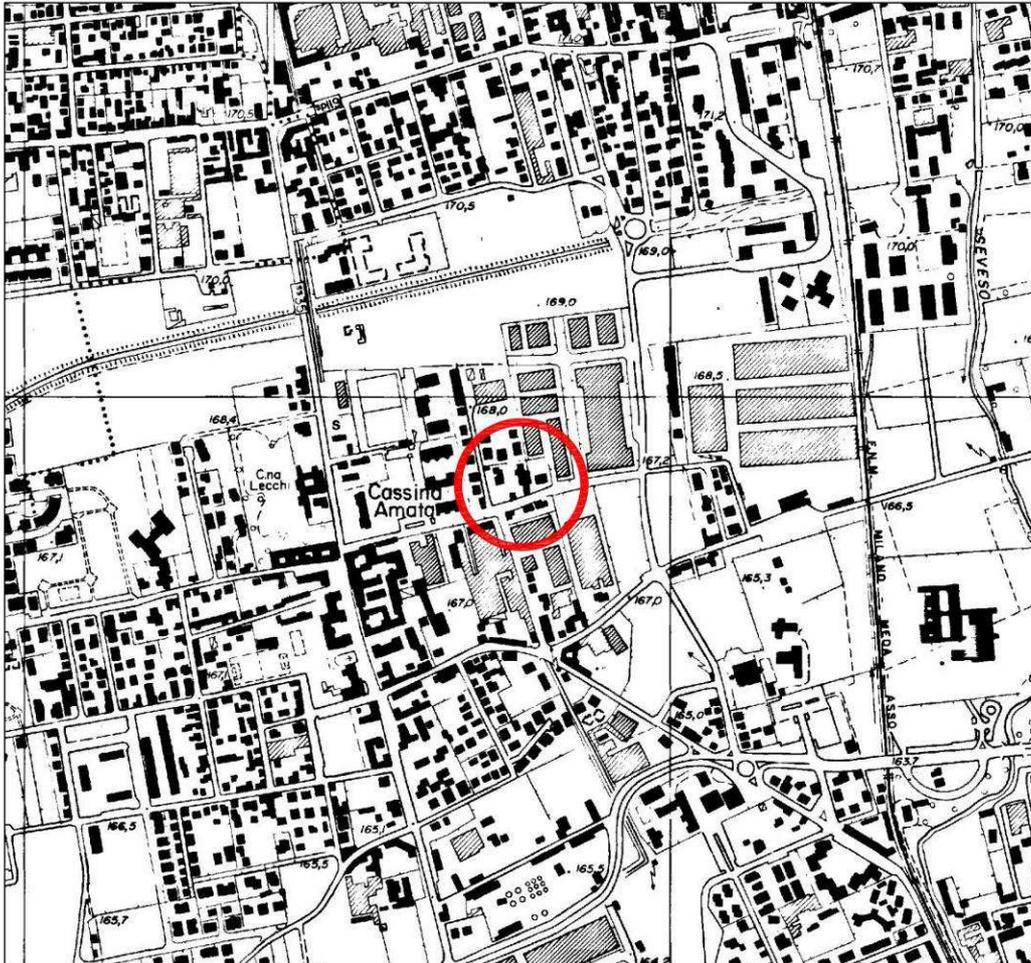
1	PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO.....	3
2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOMORFOLOGICO	7
3	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO.....	9
4	CLASSIFICAZIONE SISMICA.....	10
5	INDAGINE SISMICA.....	18
6	ANALISI RISCHIO SISMICO.....	20
7	INDAGINE GEOGNOSTICA.....	21
8	PARAMETRI GEOTECNICI.....	22
9	CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI SOTTOFONDO E DEI CEDIMENTI PREVEDIBILI.....	23
10	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE	29
10	CONCLUSIONI.....	30

ALLEGATI

- UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE
- GRAFICI PROVE PENETROMETRICHE
- PROFILO SISMICO MASW

1 PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO

La presente relazione, redatta su incarico della società ANTONINA RE Srl con sede in via Favaron 68 nel comune di Nova Milanese (MB), illustra i risultati di una campagna di indagini geognostiche realizzata presso un'area situata in via Magretti 7 nel comune di Paderno Dugnano (MI) in previsione della realizzazione di un nuovo intervento edilizio.



Corografia area di studio

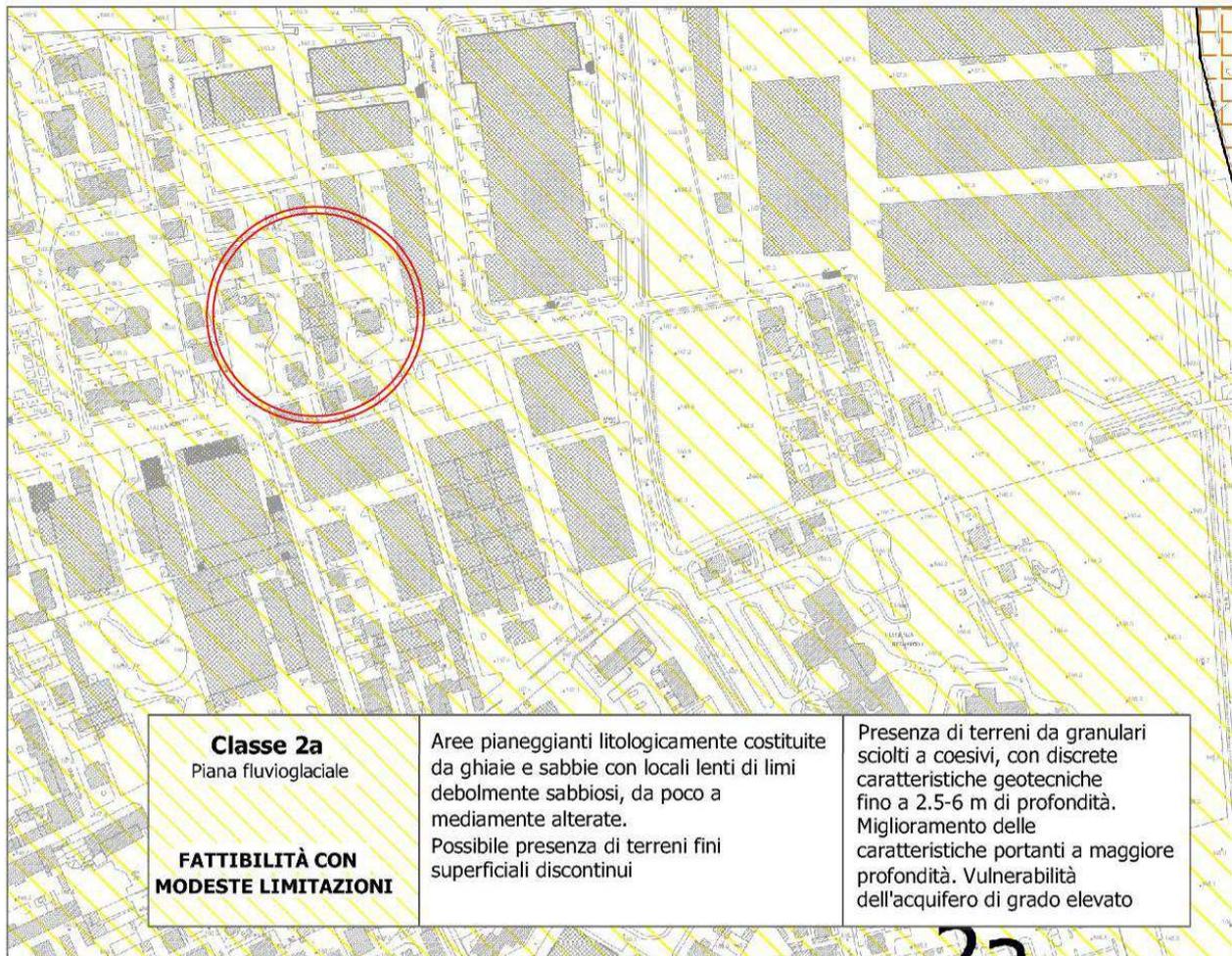
Nell'area in esame è prevista la demolizione dell'edificio produttivo magazzino esistente e la successiva realizzazione di un edificio residenziale che avrà forma pressoché rettangolare e dimensioni in pianta pari a circa 9.7 x 23.5 m.



Planimetria intervento in progetto

La nuova struttura sarà data da un piano interrato e 3 piani fuori-terra. È previsto l'utilizzo di fondazioni dirette continue impostate ad una profondità di circa 4.00 m da piano campagna attuale.

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



Estratto della carta di fattibilità allegata al PGT

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 fluvioglaciale

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.

Nel mese di gennaio 2019 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.

¹ 6.2.1. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

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 esposte 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

L'indagine geognostica è consistita nell'esecuzione di 3 prove penetrometriche di tipo dinamico e di una indagine sismica MASW al fine di ottenere l'identificazione della categoria di sottosuolo dell'area in esame (punto 3.2.2 NTC 2018).

Sulla base dei risultati delle suddette prove si sono individuati i parametri geotecnici dei terreni, secondo le nuove Norme Tecniche Costruzioni (D.M. 17/01/2018).

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

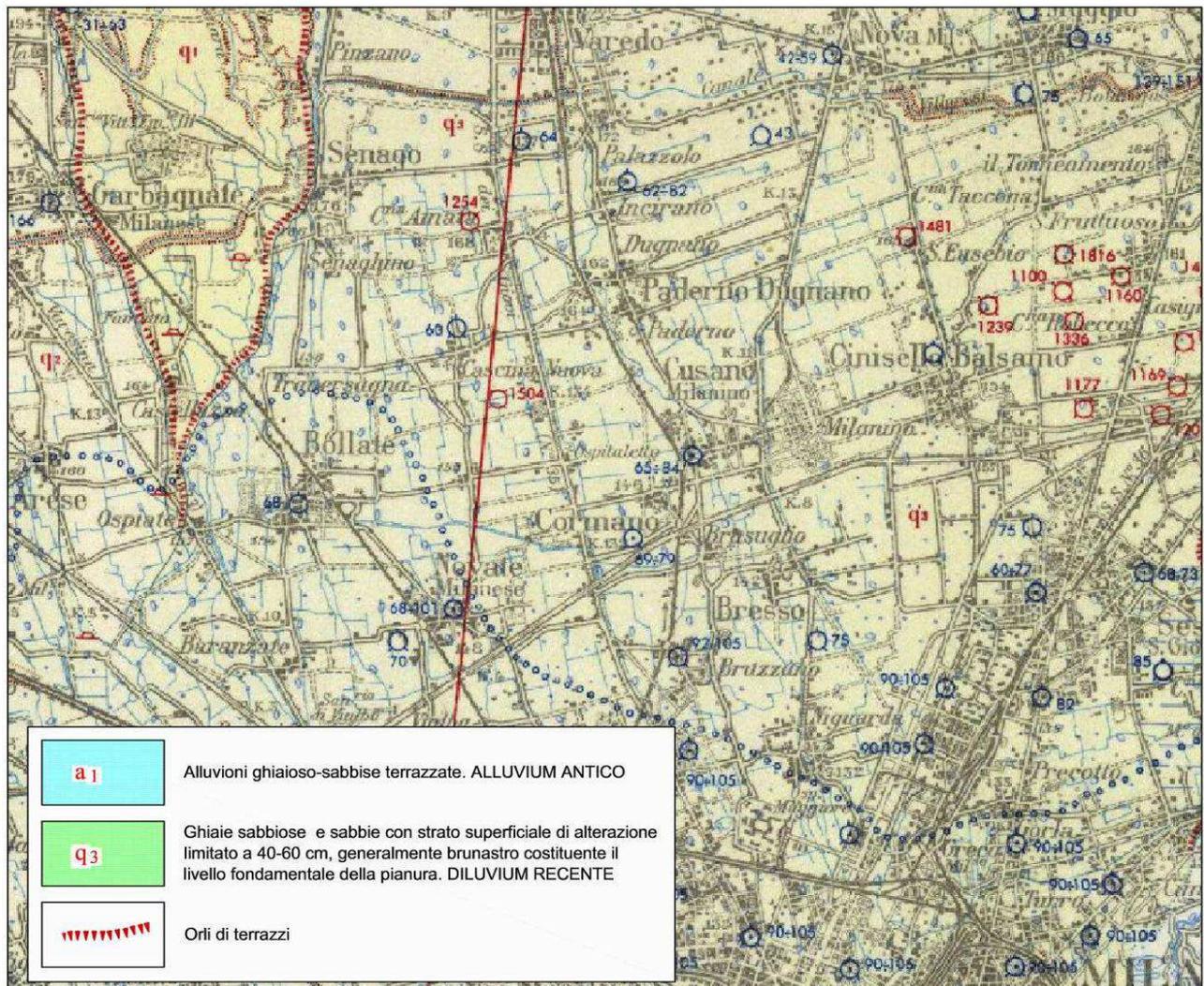
L'area lombarda ha subito le più importanti trasformazioni in un'epoca geologicamente recente, dal Miocene Superiore in poi, quando hanno avuto inizio intense fasi erosive culminate con la genesi di profondi canyons scavati allo sbocco nella Pianura Padana dai corpi glaciali che percorrevano le vallate 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.



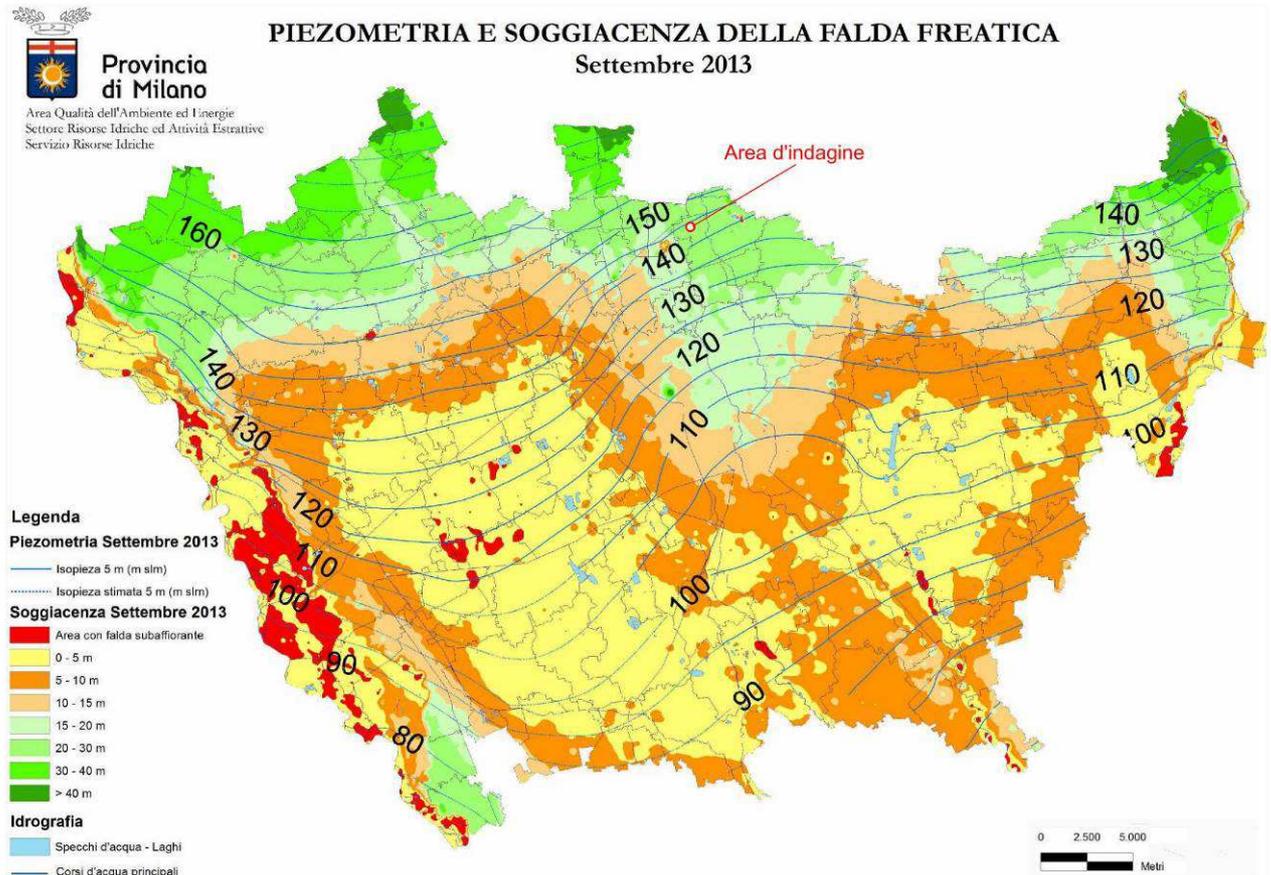
Estratto Carta Geologica d'Italia (Foglio 45 – Milano)

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).

Il fluvioglaciale Wurm è 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

Dai dati reperiti presso il SIF (Sistema Informativo Falda) della Provincia di Milano si evince che la quota della superficie freatica nell'area di studio è posta ad una profondità dell'ordine di 20-30 m rispetto alla quota di piano campagna (vedasi carta della soggiacenza sotto riportata); nella zona considerata quindi non si hanno problemi legati alla presenza di acqua di falda freatica.



Estratto della Carta della soggiacenza e della piezometria della falda freatica

4 CLASSIFICAZIONE SISMICA

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.

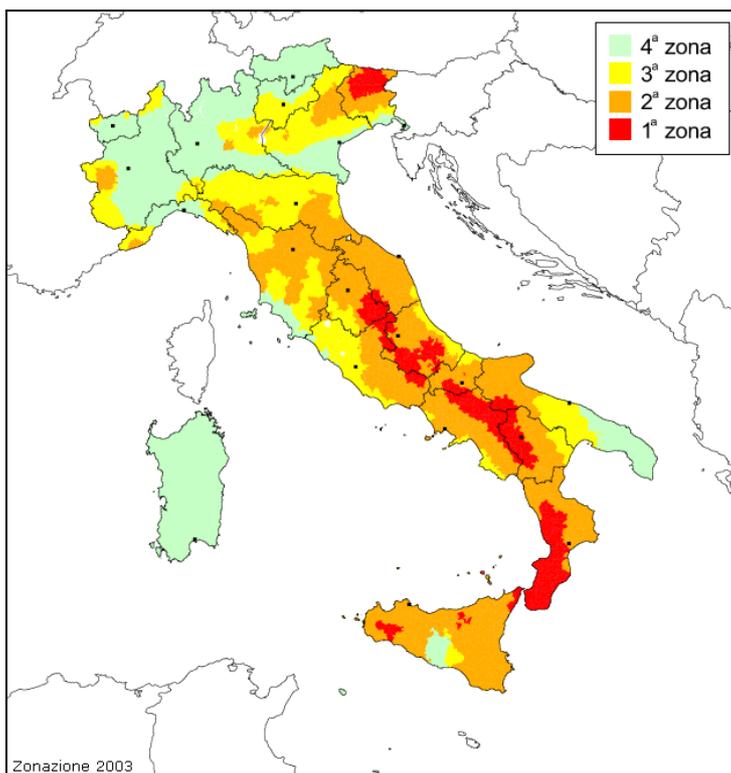
4.1 Classificazione nazionale

OPCM 20 marzo 2003

Sulla base del documento *Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale* elaborato dal Gruppo di Lavoro costituito dalla Commissione Naz. Di Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi (23 aprile 1997) e successive precisazioni, sono state individuate in tutto il territorio nazionale 4 zone sismiche, secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni. La valutazione di a_g è stata calcolata con metodologie internazionali aggiornate periodicamente con procedure trasparenti e riproducibili.

La zonizzazione sismica dell'intero territorio nazionale è stata effettuata secondo l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/03 pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 105 dell'8/05/03 Supplemento Ordinario n. 72: *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*. Costituiscono parte integrante dell'ordinanza:

- ✓ Allegato 1 - *Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*
- ✓ Allegato 2 - *Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici*
- ✓ Allegato 3 - *Norme tecniche per il progetto sismico dei ponti*
- ✓ Allegato 4 - *Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazioni e di sostegno dei terreni.*



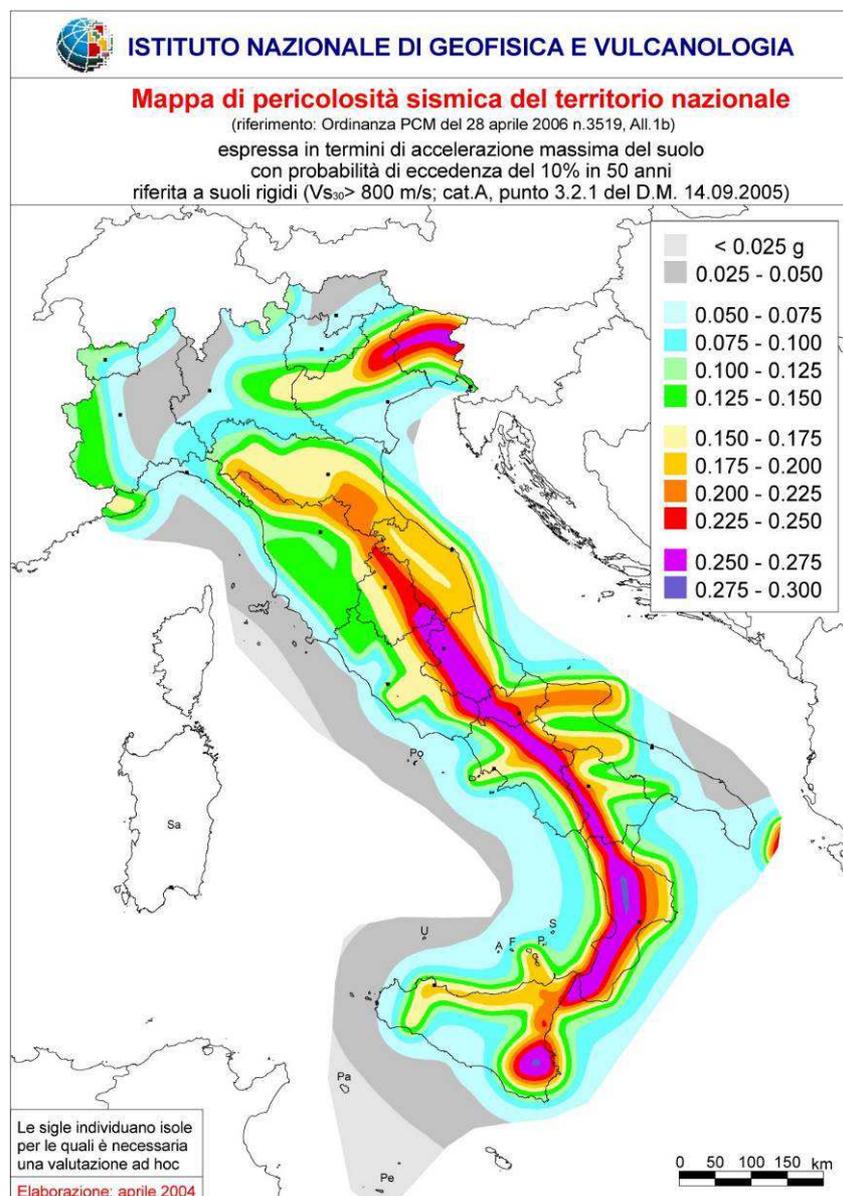
Secondo questa zonizzazione (vedasi figura di seguito riportata) il comune di Paderno Dugnano si trova in **zona 4** (colore verde), cioè nella zona, tra quelle individuate, di minor rischio sismico.

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 (*Criteria 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.*

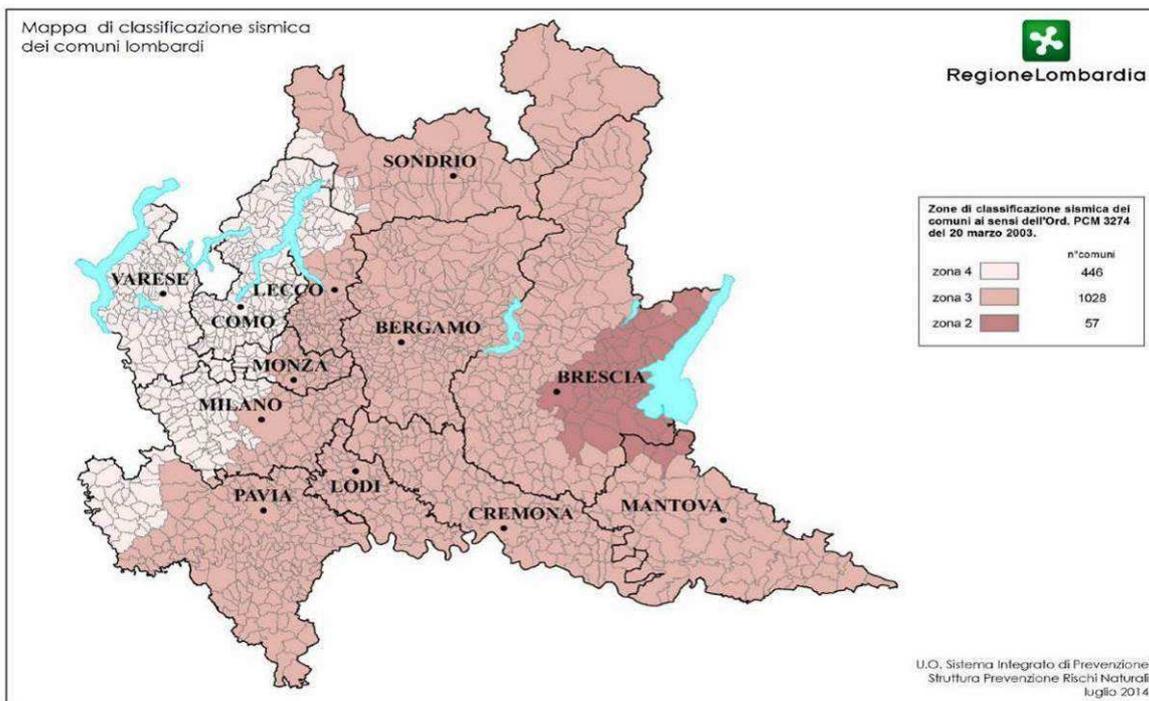
La mappa, riportata nell'Allegato 1B (vedasi figura di seguito riportata), rappresenta graficamente la pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione massima del suolo (a_g), con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi caratterizzati da $V_{S30} > 800$ m/s.



4.2 Classificazione 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.

4.3 Progettazione antisismica

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	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

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.

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 Z1 e 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	Zone 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° 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° 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° livello, ma il passaggio diretto a quelli di 3° livello, come specificato al punto successivo.

Non è necessaria la valutazione quantitativa al 3° 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° 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° 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 Z1 e 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 INDAGINE SISMICA

5.1 Prova MASW

L'indagine sismica è stata realizzata per determinare le proprietà fisiche del sottosuolo e le caratteristiche dinamiche del litotipo da indagare, attraverso la determinazione di un modello di distribuzione di velocità di propagazione delle onde Sh nel sottosuolo.

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs, basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh (onde Sh), che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase.

Nel metodo di indagine MASW le onde superficiali generate in un punto della superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori. Attraverso questo metodo si ottiene un grafico (curva di dispersione) che descrive l'andamento delle velocità di fase in funzione delle frequenze nel range compreso tra 5Hz e 70Hz, quindi si ottengono informazioni sulla parte superficiale del suolo, sui primi 30-50 m di profondità, in funzione della rigidità del suolo.

Il metodo MASW consiste in tre fasi:

1. calcolo della curva di dispersione apparente sperimentale
2. calcolo della curva di dispersione apparente numerica
3. individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs.

Mediante l'analisi delle onde di Rayleigh viene determinato il parametro V_{s30} , che rappresenta la velocità media di propagazione delle onde S nei primi 30 m di profondità.

5.2 Indagine in sito

L'analisi delle onde superficiali nell'area di studio è stata eseguita utilizzando la strumentazione classica per la prospezione sismica a rifrazione disposta sul terreno secondo un array lineare da 24 geofoni con spaziatura pari a 2.0 m.



Ubicazione stendimento sismico



Vista dello stendimento sismico

Sono stati utilizzati 24 geofoni da 4.5 Hz e un sismografo a 24 bit (EEG BR24) in modo da ottenere una buona risoluzione in termini di frequenza, mentre come sistema di energizzazione è stata utilizzata una mazza di 6 kg battente su un piattello metallico. La sorgente è stata posta ad una distanza di 6 m dal primo geofono (Optimum Field Parameters of an MASW Survey”, Park et al., 2005; Dal Moro, 2008).

5.3 Elaborazione dei dati

La procedura di elaborazione adottata per la classificazione dei profili del suolo di fondazione ha utilizzato la tecnica sopra descritta utilizzando un software specifico.

La prima fase consiste nell'elaborazione di tutte le registrazioni acquisite tramite l'analisi spettrale dei singoli sismogrammi allo scopo di ottenere lo spettro del segnale di velocità sismica in funzione della frequenza. Successivamente si seleziona lo spettro dal quale viene estrapolata la curva di attenuazione del segnale (curva di dispersione) dalla quale tramite una procedura di inversione si risale al modello stratigrafico in termini di velocità delle onde di taglio (V_s) da cui il valore relativo ai primi 30 m di sottosuolo ($V_{s,30}$).

Per l'elaborazione del profilo sismico vedasi anche grafici allegati.

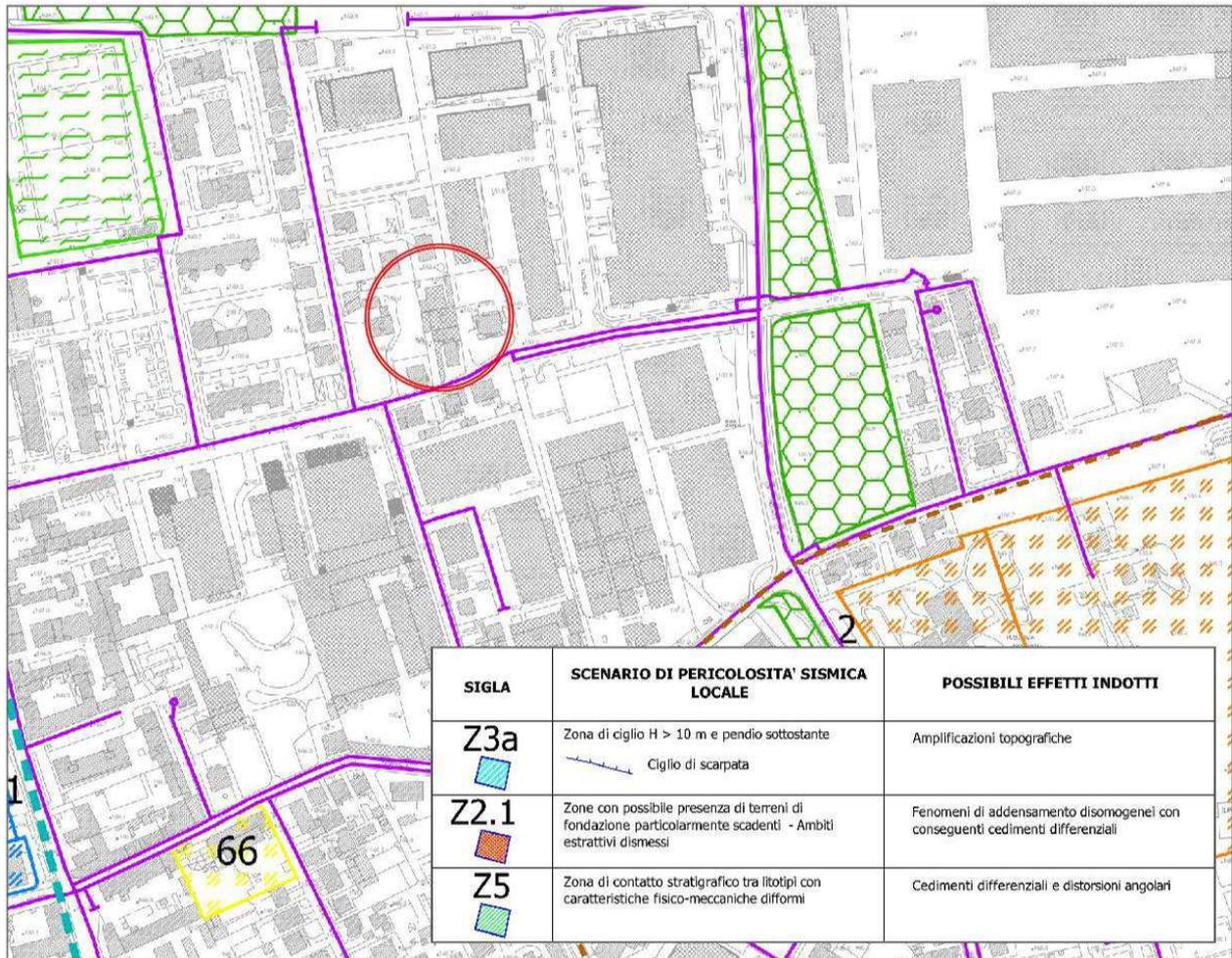
Il valore del parametro $V_{s,30}$, necessario ai fini della caratterizzazione sismica del sito, è quindi risultato:

$$V_{s,30} = 377 \text{ m/s}$$

Il valore di $V_{s,30}$ così ricavato consente di classificare l'area in esame nella **categoria di sottosuolo B**, mentre la morfologia sub-pianeggiante, facendo riferimento alla tabella riportata nei paragrafi precedenti, l'inserisce nella **categoria topografica T1**.

6 ANALISI RISCHIO SISMICO

6.1 Analisi di I livello



Estratto della carta di pericolosità sismica locale allegata al PGT

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.

7 INDAGINE GEOGNOSTICA

L'indagine geognostica di campagna è stata condotta mediante l'esecuzione di 3 prove penetrometriche dinamiche continue S.C.P.T.

Le indagini sono state eseguite 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 tipo Meardi A.G.I.

L'ubicazione delle prove eseguite è riportata nella planimetria schematica allegata. La distribuzione dei punti di indagine è ostacolata dalla presenza delle strutture in elevazione da demolire e dalla pavimentazione presente anche nel cortile. La prova n° 1 è stata eseguita in corrispondenza di una zona ove era stata rimossa in precedenza la pavimentazione, la prova n° 2 è stata eseguita in corrispondenza di un sondaggio ambientale profondo circa 2 m in cui non si ha presenza di materiale fino a 1.5 m di profondità, e la prova n° 3 in corrispondenza di una caditoia per la raccolta delle acque meteoriche. Per questo motivo , garantisce comunque una corretta ricostruzione stratigrafica dell'area in esame .

Le verticali d'indagine sono state interrotte a profondità comprese tra 5.1 e 5.4 m per la presenza di livelli particolarmente resistenti alla penetrazione dinamica (ghiaia ben addensata).

Riteniamo che le indagini eseguite siano rappresentative delle caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione in i valori di addensamento riscontrati confermano i dati i nostro possesso ricavati da indagini eseguite in zone limitrofe che evidenziano la presenza di depositi prevalentemente ghiaiosi con medio-elevato grado di addensamento a profondità superiori a 2 m da p.c. .

Nel corso delle prove non è stata rilevata presenza di acqua di falda a conferma dei dati idrogeologici riportati anche nel PGT.

8 PARAMETRI GEOTECNICI

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

- LITAZONA A: grado di addensamento medio-basso con caratteristiche geotecniche da scarse a modeste ($N_{scpt} < 10$)
- LITAZONA B: grado di addensamento medio con caratteristiche geotecniche discrete ($10 < N_{scpt} < 20$)
- LITAZONA C: grado di addensamento alto con caratteristiche geotecniche da buone ad ottime ($N_{scpt} > 20$)

Il terreno è stato suddiviso in litozone in base ai parametri geotecnici medi degli orizzonti attraversati dalle verticali penetrometriche.

S.C.P.T. 1 – 2 – 3

Litozona	Profondità (m)	N_{SCPT}	N_{SPT}	γ (T/m^3)	ϕ ($^\circ$)	E (kg/cm^2)	K's (kN/m^3)
A	0.0/1.5 – 2.1/2.4	2 – 4	4 – 7	1.65 – 1.70	25.5 – 27	30 – 115	$5.4 - 10.5 \times 10^3$
B	2.1/2.4 – 3.6	13 – 15	23 – 26	1.85	33.5 – 34.5	360 – 385	$44.0 - 49.5 \times 10^3$
C	3.6 – 5.1/5.4	> 20	> 33	> 1.90	> 36	> 445	$> 71.5 \times 10^3$

dove:

N_{SCPT} = numero di colpi necessario per ottenere un avanzamento di 30 cm in una prova SCPT

N_{SPT} = numero di colpi SPT correlato

γ = peso di volume del terreno (T/m^3)

ϕ = angolo di attrito del terreno ($^\circ$)

E = modulo di deformazione (o di Young) in kg/cm^2

K's = stima del modulo di reazione del sottofondo (o di Winkler) in kN/m^3

Le verticali penetrometriche hanno evidenziato la presenza di sedimenti caratterizzati da un grado di addensamento molto basso fino alla profondità di 2.1/2.4 m da p.c. (Litozona A). Oltre tale profondità si osserva un progressivo aumento dello stato di addensamento dei terreni attraversati e la presenza della Litozona B dalle caratteristiche geotecniche buone. Oltre la profondità di 3.6 m da p.c. si osserva un ulteriore miglioramento delle caratteristiche geotecniche e la presenza di sedimenti caratterizzati da un alto grado di addensamento e dotati di buone/ottime caratteristiche geotecniche. Localmente il grado di addensamento è talmente elevato da determinare il rifiuto alla penetrazione dinamica a profondità compresa tra 5.1/5.4 m da p.c. .

Come già detto questi buoni valori di addensamento sono confermati da indagini puntuali eseguite in zone limitrofe.

9 CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI SOTTOFONDO 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.

9.1 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 [6.2.2a] 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 nella Tabella 6.2.II 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_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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_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	Larghezza fondazione (m)	Profondità fondazione (m) da p.c.	Φ_m (°)	Φ_k (°)	γ_m (T/m ³)	γ_k (T/m ³)
Trave rovescia	1.5	4.0	35.5	34.5	1.90	1.90

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	Larghezza fondazione (m)	Profondità fondazione (m) da p.c.	Φ_k (°)	Φ_d (°)	γ_k (T/m ³)	γ_d (T/m ³)
Trave rovescia	1.5	4.0	34.5	34.5	1.90	1.90

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:

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

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	Larghezza fondazione (m)	Profondità fondazione (m) da p.c.	R_d (kg/cm ²)
Trave rovescia	1.5	4.0	3.80

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.

9.2 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 $\gamma_R = 2.3$ previsto dalla normativa, per le fondazioni ipotizzate si otterrebbero cedimenti immediati e totali elevati e non compatibili con le strutture in progetto.

Le caratteristiche dei terreni presenti permettono pertanto di adottare (nel caso di fondazione a trave rovescia) i seguenti valori di pressione di esercizio P_E :

Tipo di fondazione	Larghezza fondazione (m)	Profondità fondazione (m) da p.c.	P_E (kg/cm ²)
Trave rovescia	1.5	4.0	2.20

con i quali si otterranno cedimenti immediati, tra 9 e 12 mm, e cedimenti totali, prossimi a 20 mm, assolutamente compatibili con le strutture in progetto. I cedimenti differenziali saranno di fatto trascurabili per la sostanziale omogeneità del terreno di fondazione.

Come prescrizione si consiglia di verificare che a fondo scavo sia sempre presente terreno naturale (ghiaia e sabbia prevalenti) e non vi siano localmente zone con materiale riportato connesse alle attività pregresse nell'area e non ipotizzabili al momento dell'indagine (ad esempio fosse o pozzi non rilevati che raggiungano profondità superiori a 4 m da p.c.).

10 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

La liquefazione delle sabbie è il comportamento dei suoli sabbiosi che, a causa di un aumento della pressione interstiziale, passano improvvisamente da uno stato solido ad un fluido, o con la consistenza di un liquido pesante.

La liquefazione avviene più frequentemente in depositi sabbiosi e/o sabbioso limosi sciolti, a granulometria uniforme, normalmente consolidati e saturi. Durante la fase di carico, le sollecitazioni indotte nel terreno, quali possono essere quelle derivanti da un evento sismico, possono causare un aumento delle pressioni interstiziali fino a eguagliare la tensione soprastante. Viene così annullata la resistenza al taglio del terreno secondo il principio delle pressioni efficaci di Terzaghi, e si assiste così a un fenomeno di fluidificazione del suolo.

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 $U_c > 3,5$.

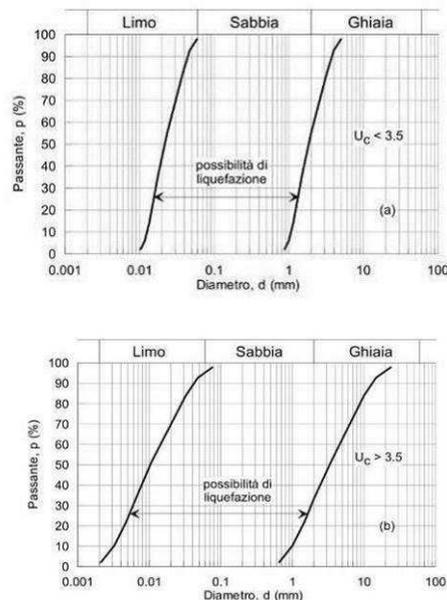


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Nell'area in esame la superficie della falda freatica è situata ad una profondità media superiore a 15 m da p.c.; 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 Magretti nel comune di Paderno Dugnano (MI) è caratterizzata dalla presenza, in affioramento, di un terreno di fondazione appartenente dal punto di vista geologico alle alluvioni fluvioglaciali del periodo Würm (DILUVIUM RECENTE), caratterizzate 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.

Nell'area in esame è prevista la realizzazione di un edificio residenziale dato da piano interrato e 3 piani fuori-terra. La nuova struttura avrà pianta pressoché rettangolare e dimensioni pari a circa 16.6 x 30.0 m.

Nel mese di marzo 2019 è stata condotta un'analisi dell'area con esecuzione di 3 prove penetrometriche di tipo dinamico (S.C.P.T.), e di un'indagine sismica MASW.

Le verticali penetrometriche hanno evidenziato la presenza di sedimenti caratterizzati da un grado di addensamento molto basso fino alla profondità di 2.1/2.4 m da p.c. (Litozona A). Oltre tale profondità si osserva un progressivo aumento dello stato di addensamento dei terreni attraversati e la presenza della Litozona B dalle caratteristiche geotecniche buone. Oltre la profondità di 3.6 m da p.c. si osserva un ulteriore miglioramento delle caratteristiche geotecniche e la presenza di sedimenti caratterizzati da un alto grado di addensamento e dotati di buone/ottime caratteristiche geotecniche. Localmente il grado di addensamento è talmente elevato da determinare il rifiuto alla penetrazione dinamica a profondità compresa tra 5.1/5.4 m da p.c.

I calcoli hanno dimostrato che sarà possibile utilizzare fondazioni dirette continue utilizzando il valore della pressione di esercizio riportato precedentemente.

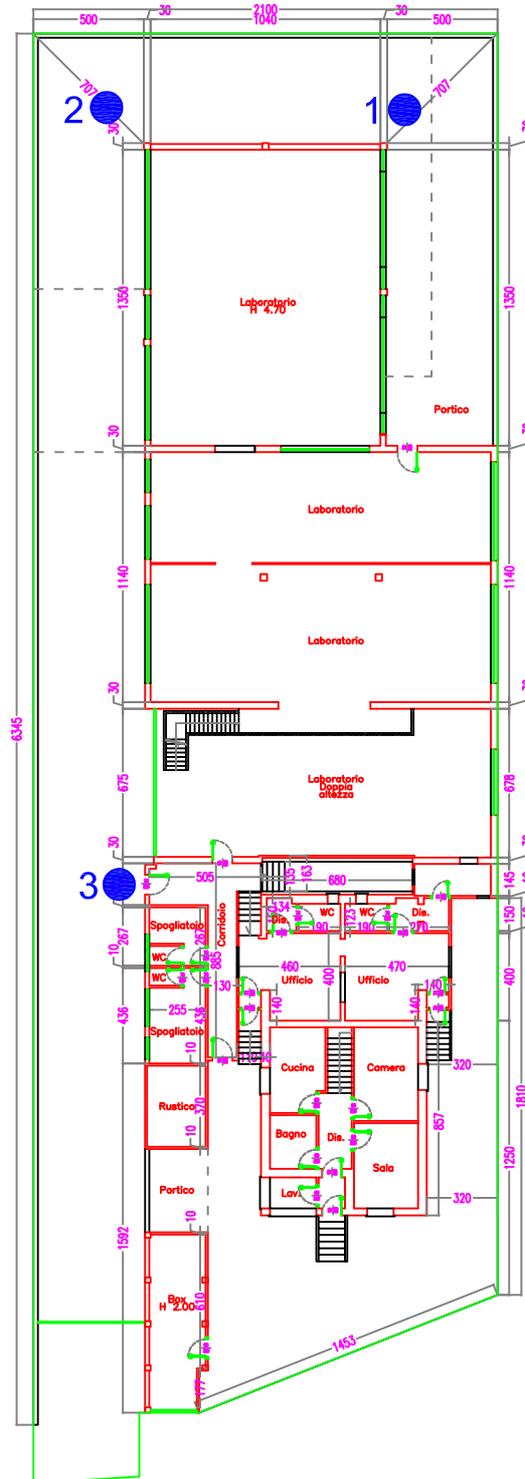
Secondo i dati reperiti presso il SIF (Sistema Informativo Falda) della Provincia di Milano la soggiacenza media della falda nell'area indagata si attesta ad una profondità compresa tra 20 e 30 m dal p.c.

Il tecnico incaricato

Dott. Geol. Riccardo Cortiana



UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE



PIANO TERRA

● S.C.P.T. PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

COMMITTENTE: Antonina RE srl	
CANTIERE: Paderno Dugnano (MI) - via Magretti	DATA: Mar. '19

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

COMMITTENTE: **ANTONINA RE Srl**

CANTIERE: Paderno Dugnano (MI) - via Magretti 7

QUOTA DI RIFERIMENTO: piano campagna DATA marzo-19

Profondità (m)	S.C.P.T. 1	S.C.P.T. 2	S.C.P.T. 3		Profondità (m)
0.3	2	-	-		0.3
0.6	3	-	2		0.6
0.9	4	-	4		0.9
1.2	3	-	6		1.2
1.5	2	1	2		1.5
1.8	3	2	3		1.8
2.1	9	4	3		2.1
2.4	13	9	8		2.4
2.7	14	10	14		2.7
3.0	12	18	17		3.0
3.3	12	16	15		3.3
3.6	17	17	12		3.6
3.9	28	25	20		3.9
4.2	28	30	35		4.2
4.5	37	42	43		4.5
4.8	51	48	63		4.8
5.1	100	60	100		5.1
5.4		100			5.4
5.7					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

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

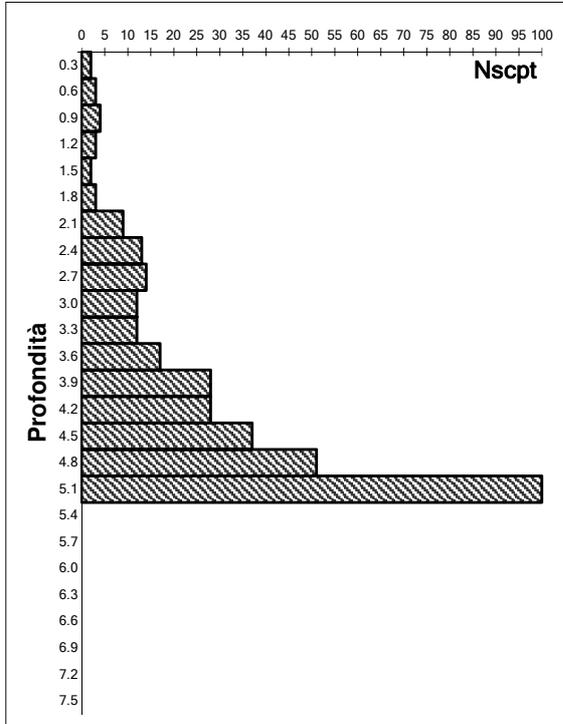
(Penetrometro super pesante tipo Meardi - A.G.I.)

LOCALITA': Paderno Dugnano (MI) - via Magretti 7

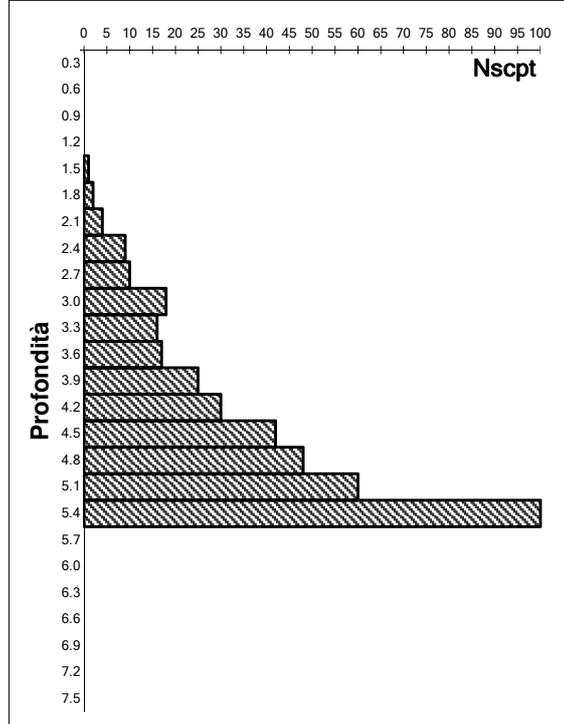
COMMITTENTE: ANTONINA RE Srl

DATA: mar-19

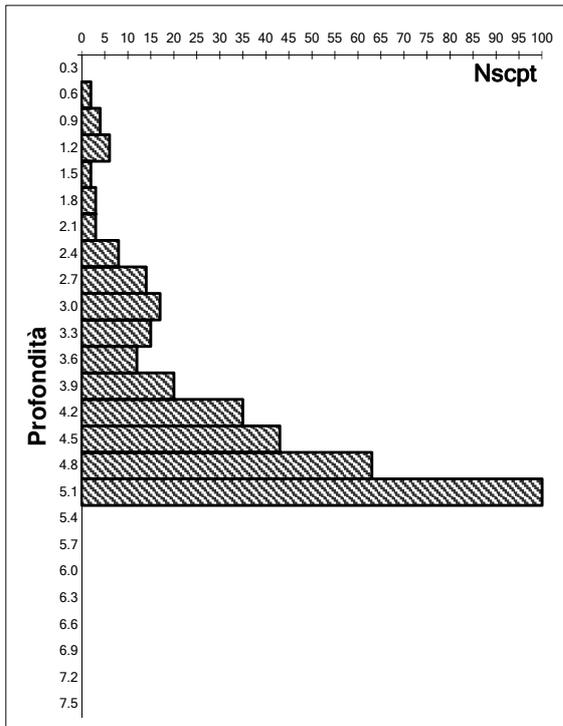
S.C.P.T. 1



S.C.P.T. 2

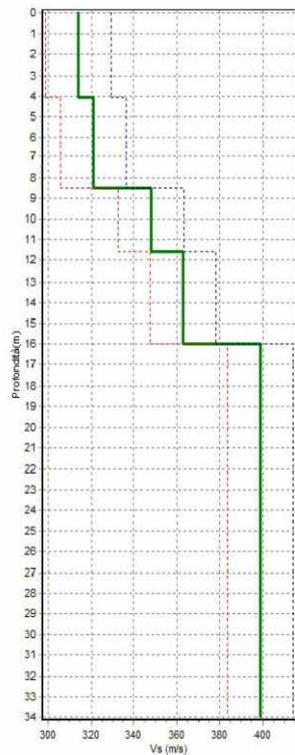


S.C.P.T. 3

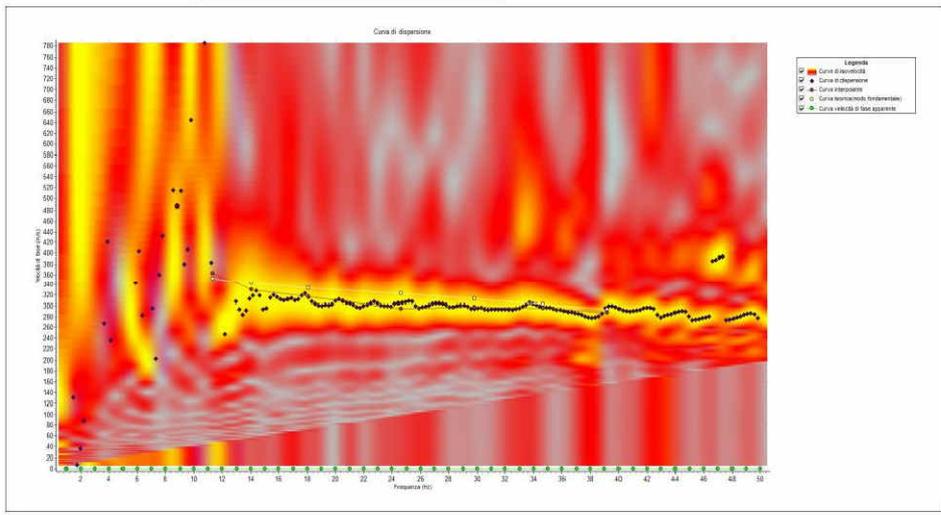
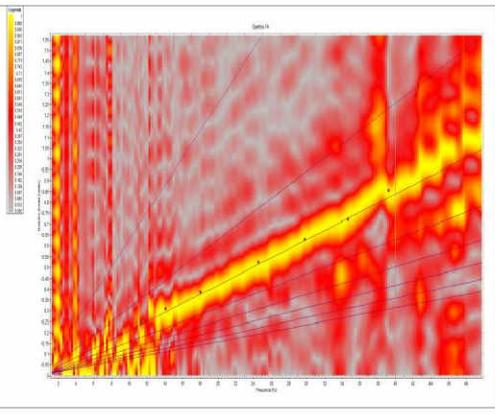
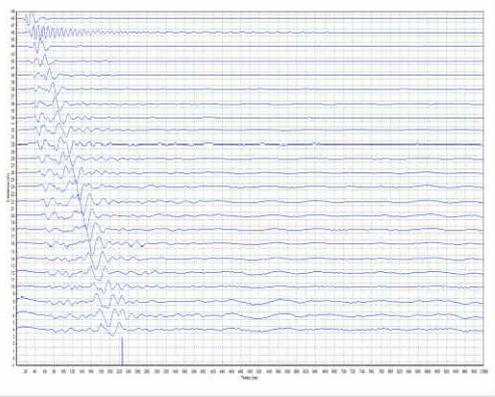


INDAGINE SISMICA MASW

N.	H(m)	Vs(m/s)
1	4.08	314.0
2	8.5	321.0
3	11.56	348.0
4	15.98	363.0
5	34.0	399.0



Vs media
 Vs min
 Vs max
 Classe sito: B- Vs30 (m/s)= 377



COMMITTENTE: Antonina RE srl

CANTIERE: Paderno Dugnano (MI) - via Magretti

DATA: Mar. '19



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

Dott. Geol. Riccardo Cortiana
r.cortiana@geotecnoindagini.it

Dott. Geol. Filippo Valentini
f.valentini@geotecnoindagini.it

TECNICA Srl



*RELAZIONE GEOLOGICA R1
RELAZIONE GEOTECNICA R2
RELAZIONE GEOLOGICA R3*

*ai sensi del p.to 6.2.1 del D.M. 17.01.08
ai sensi del p.to 6.2.2 del D.M. 17.01.08
ai sensi della DGR IX/2616/2011*

PER LA REALIZZAZIONE DI UN NUOVO EDIFICIO RESIDENZIALE IN VIA TOSTI NEL COMUNE DI PADERNO DUGNANO (MI)

Monza, febbraio 2019

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



INDICE

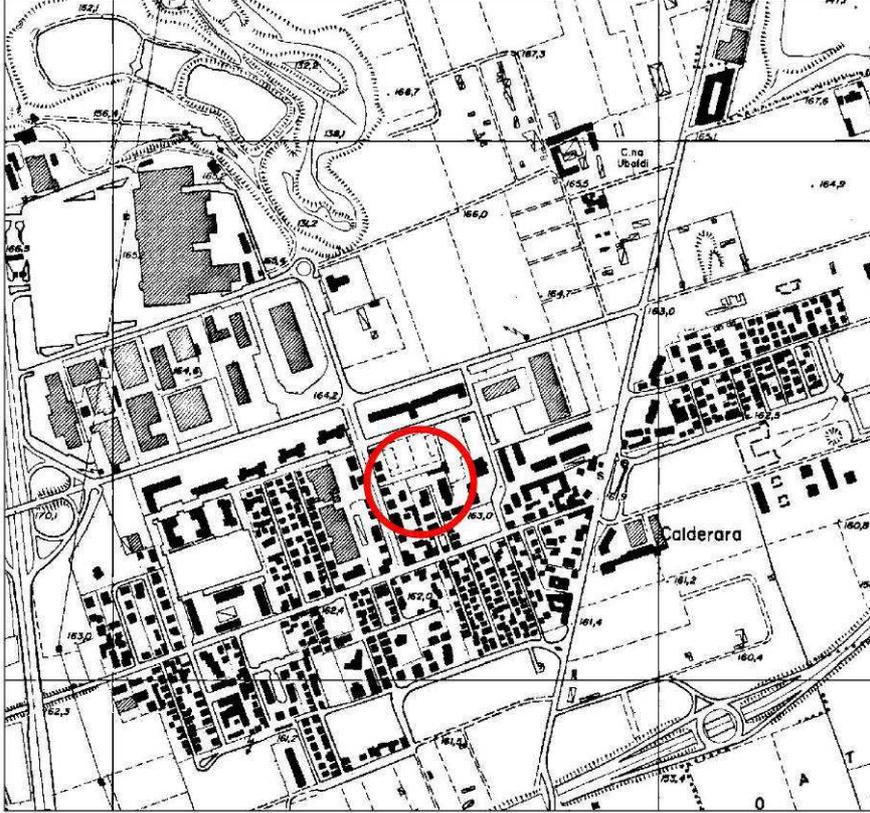
1	PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO.....	3
2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOMORFOLOGICO	7
3	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO.....	9
4	CLASSIFICAZIONE SISMICA.....	10
5	INDAGINE SISMICA.....	18
6	ANALISI RISCHIO SISMICO.....	20
7	INDAGINE GEOGNOSTICA.....	21
8	PARAMETRI GEOTECNICI.....	22
9	CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI SOTTOFONDO E DEI CEDIMENTI PREVEDIBILI.....	23
10	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE	29
10	CONCLUSIONI.....	30

ALLEGATI

- UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE
- GRAFICI PROVE PENETROMETRICHE
- PROFILO SISMICO MASW

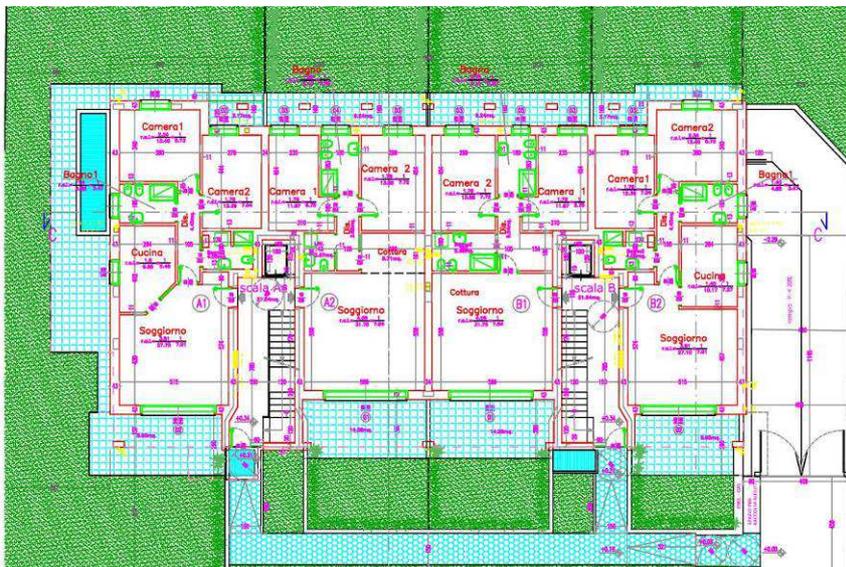
1 PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO

La presente relazione, redatta su incarico della società Tecnica Srl, illustra i risultati di una campagna di indagini geognostiche realizzata presso un'area situata in via Tosti nel comune di Paderno Dugnano (MI) in previsione della realizzazione di un nuovo intervento edilizio.



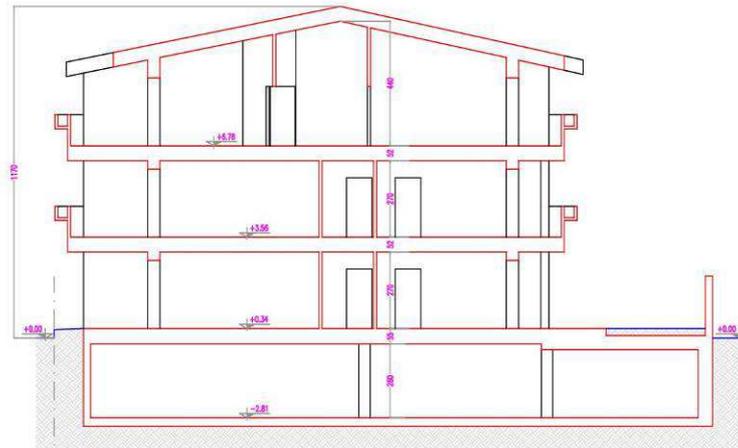
Corografia area di studio

Nell'area in esame è prevista la realizzazione di un edificio residenziale che avrà forma pressoché rettangolare e dimensioni in pianta pari a circa 16.6 x 30.0 m.



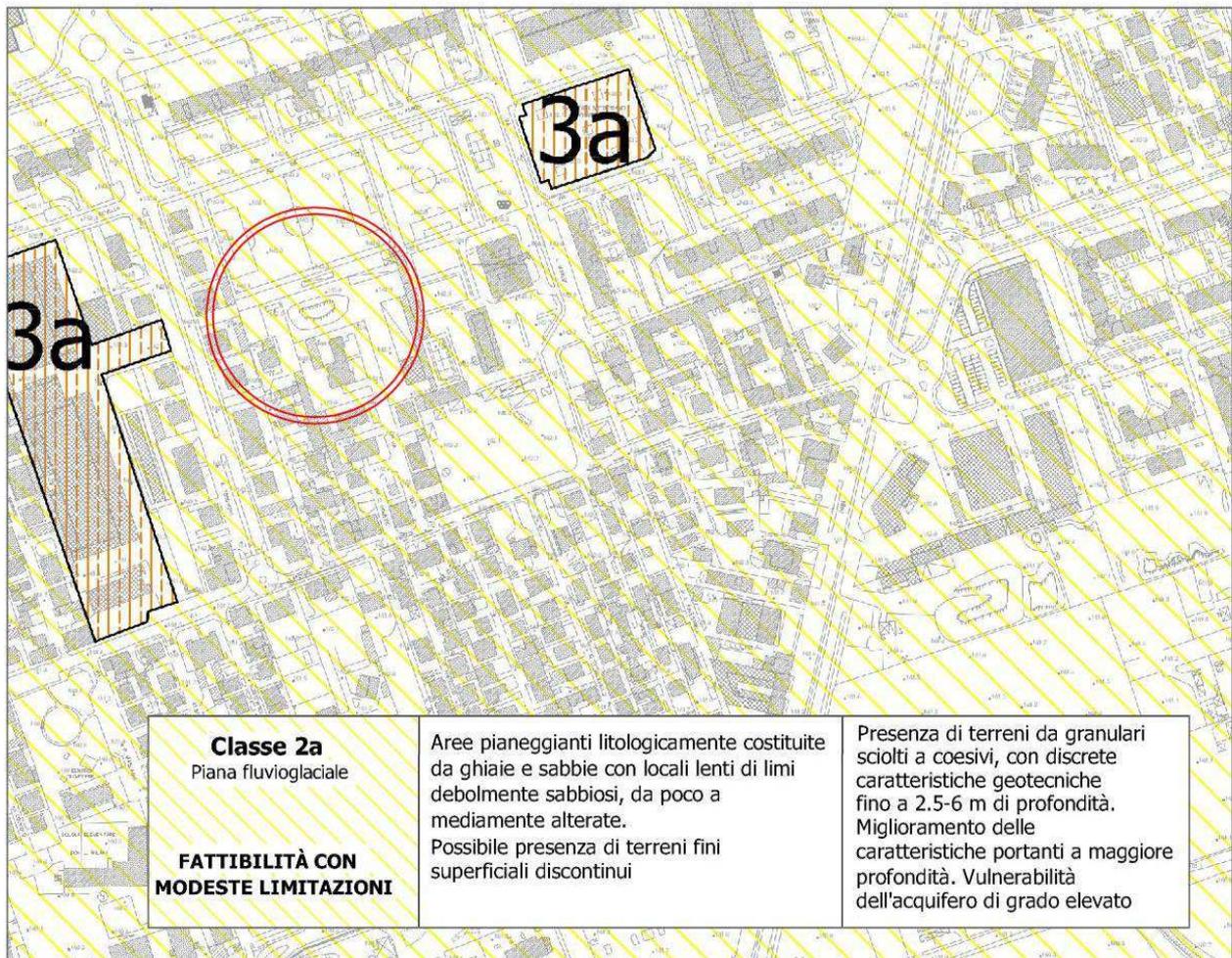
Planimetria intervento in progetto

La nuova struttura sarà data da un piano interrato e 3 piani fuori-terra. È previsto l'utilizzo di fondazioni dirette continue impostate ad una profondità di circa 3.30 m da piano campagna attuale.



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 l'area in esame appartiene alla **classe di fattibilità 2** ovvero **fattibilità con modeste limitazioni**.



Estratto della carta di fattibilità allegata al PGT

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.

Nel mese di gennaio 2019 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.

¹ 6.2.1. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

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

L'indagine geognostica è consistita nell'esecuzione di 2 prove penetrometriche di tipo dinamico, ubicate in corrispondenza dell'area di intervento; al fine di ottenere l'identificazione della categoria di sottosuolo dell'area in esame (punto 3.2.2 NTC 2018), si è considerata l'indagine sismica effettuata dagli scriventi nella campagna d'indagine condotta per la realizzazione dell'edificio residenziale adiacente a quello oggetto della presente relazione.

Sulla base dei risultati delle suddette prove si sono individuati i parametri geotecnici dei terreni, secondo le nuove Norme Tecniche Costruzioni (D.M. 17/01/2018).

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 esposte 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

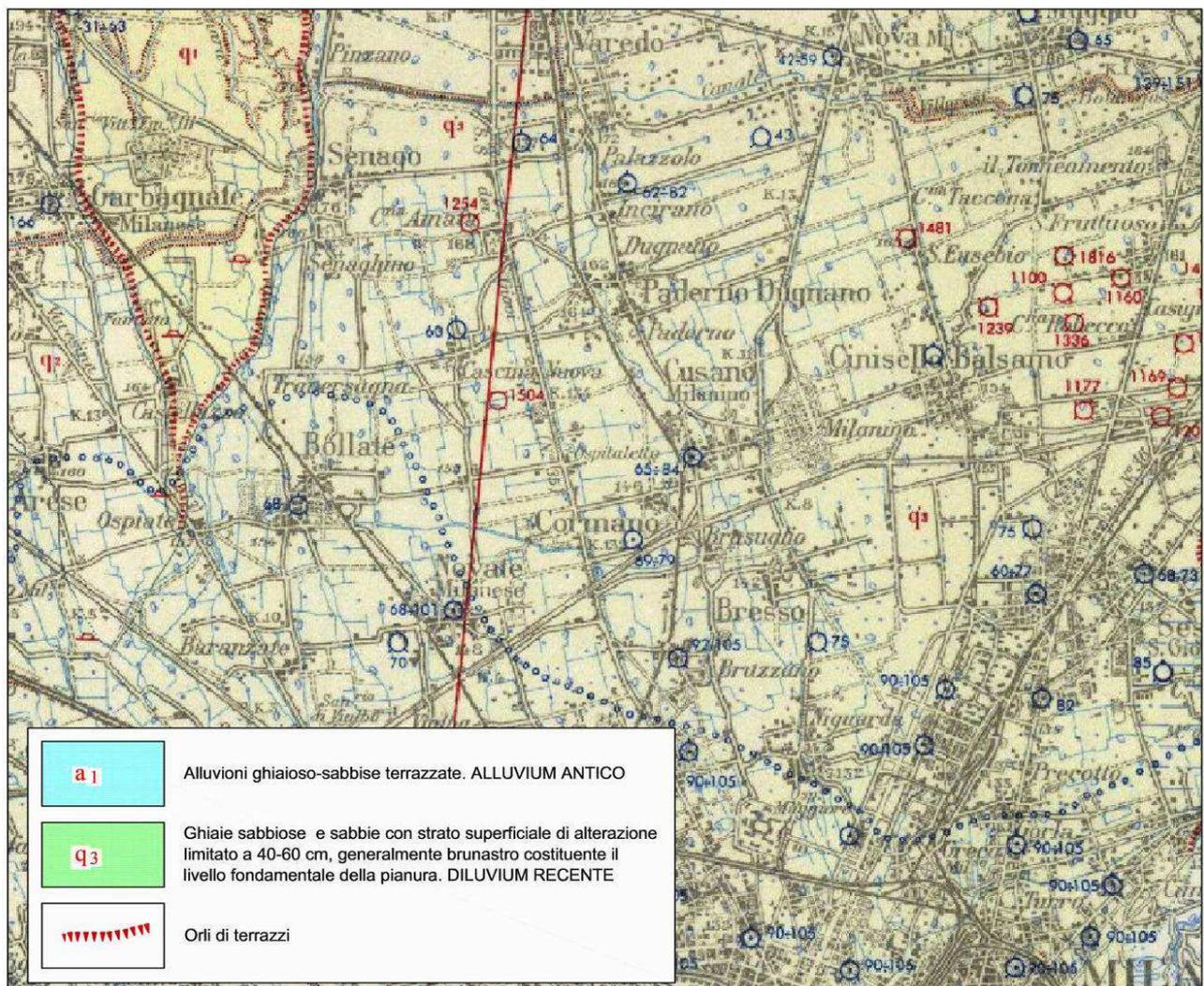
L'area lombarda ha subito le più importanti trasformazioni in un'epoca geologicamente recente, dal Miocene Superiore in poi, quando hanno avuto inizio intense fasi erosive culminate con la genesi di profondi canyons scavati allo sbocco nella Pianura Padana dai corpi glaciali che percorrevano le vallate 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).

Il fluvioglaciale Wurm è 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.

L'area in esame è posta nella parte centro orientale del territorio comunale, circa 900 m a S del Parco Lago Nord. L'area si trova alla quota topografica media di circa 163 m s.l.m..

3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Dai dati reperiti presso il SIF (Sistema Informativo Falda) della Provincia di Milano si evince che la quota della superficie freatica nell'area di studio è posta ad una profondità dell'ordine di 20-30 m rispetto alla quota di piano campagna (vedasi carta della soggiacenza sotto riportata); nella zona considerata quindi non si hanno problemi legati alla presenza di acqua di falda freatica.

In quest'area del territorio comunale di Paderno Dugnano le linee isopiezometriche (linee di eguale quota della superficie freatica sul livello del mare) relative alla falda freatica assumono generalmente una direzione OSO-ENE ed hanno una quota media dell'ordine di 148.0 m s.l.m. (si veda carta della piezometria sotto riportata); direzione di flusso della falda freatica con andamento circa NNE-SSO e gradiente idraulico pari a circa 6‰.



Estratto della Carta della soggiacenza e della piezometria della falda freatica

4 CLASSIFICAZIONE SISMICA

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.

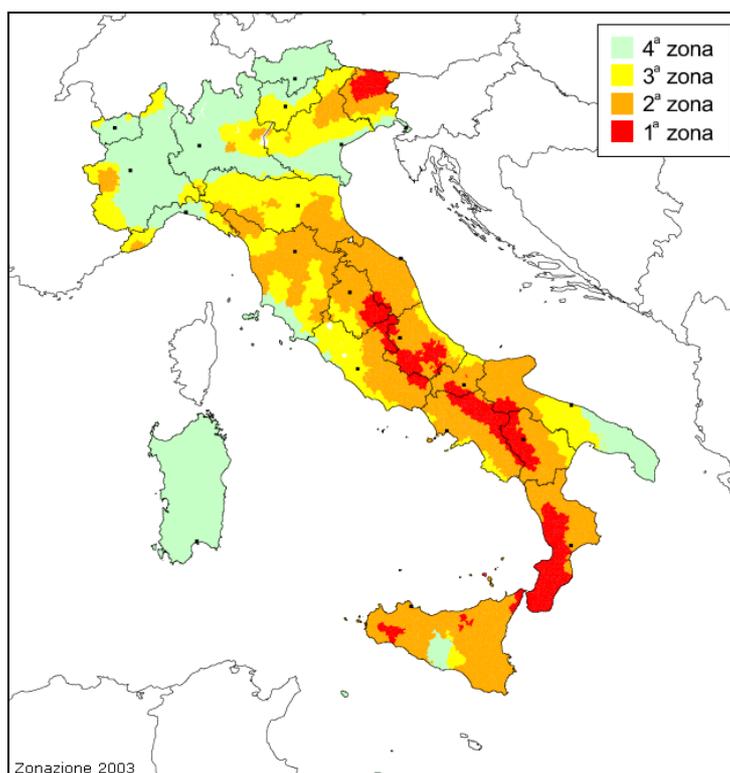
4.1 Classificazione nazionale

OPCM 20 marzo 2003

Sulla base del documento *Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale* elaborato dal Gruppo di Lavoro costituito dalla Commissione Naz. Di Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi (23 aprile 1997) e successive precisazioni, sono state individuate in tutto il territorio nazionale 4 zone sismiche, secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni. La valutazione di a_g è stata calcolata con metodologie internazionali aggiornate periodicamente con procedure trasparenti e riproducibili.

La zonizzazione sismica dell'intero territorio nazionale è stata effettuata secondo l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/03 pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 105 dell'8/05/03 Supplemento Ordinario n. 72: *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*. Costituiscono parte integrante dell'ordinanza:

- ✓ Allegato 1 - *Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*
- ✓ Allegato 2 - *Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici*
- ✓ Allegato 3 - *Norme tecniche per il progetto sismico dei ponti*
- ✓ Allegato 4 - *Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazioni e di sostegno dei terreni.*



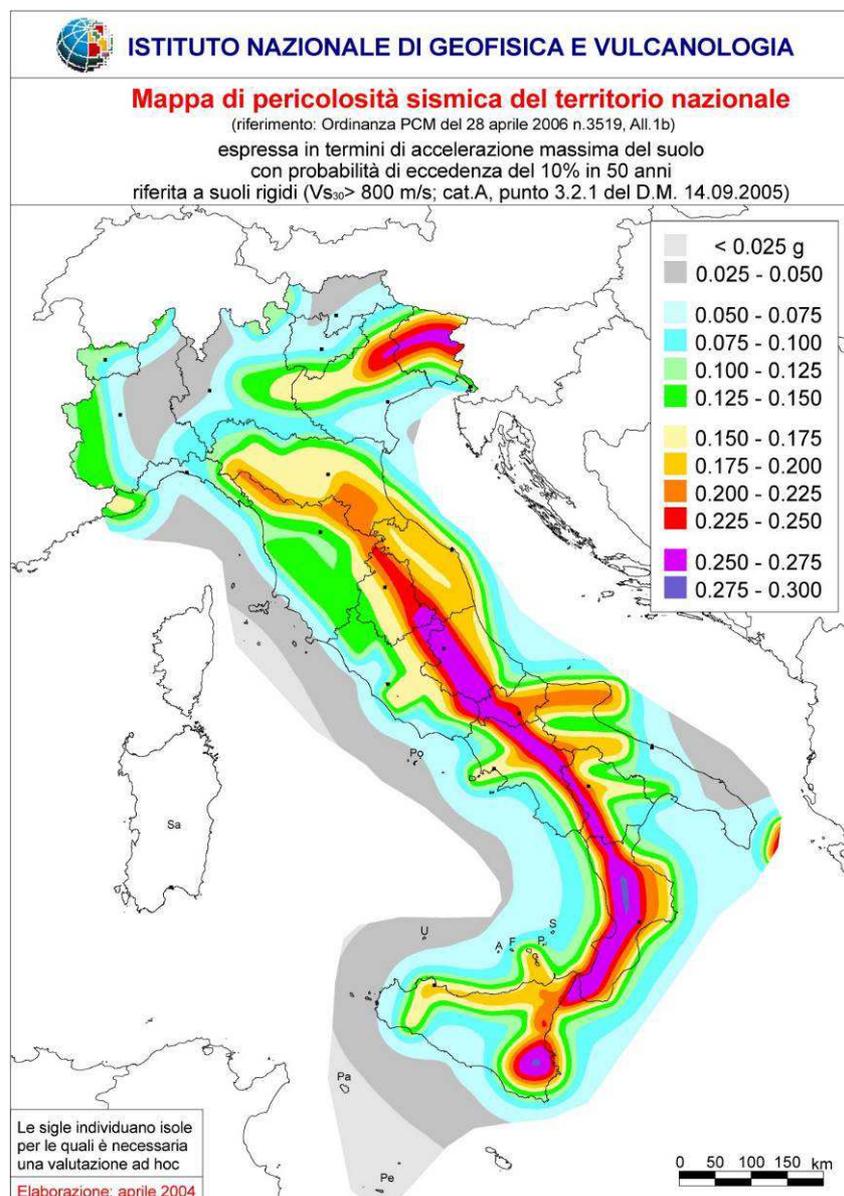
Secondo questa zonizzazione (vedasi figura di seguito riportata) il comune di Paderno Dugnano si trova in **zona 4** (colore verde), cioè nella zona, tra quelle individuate, di minor rischio sismico.

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.*

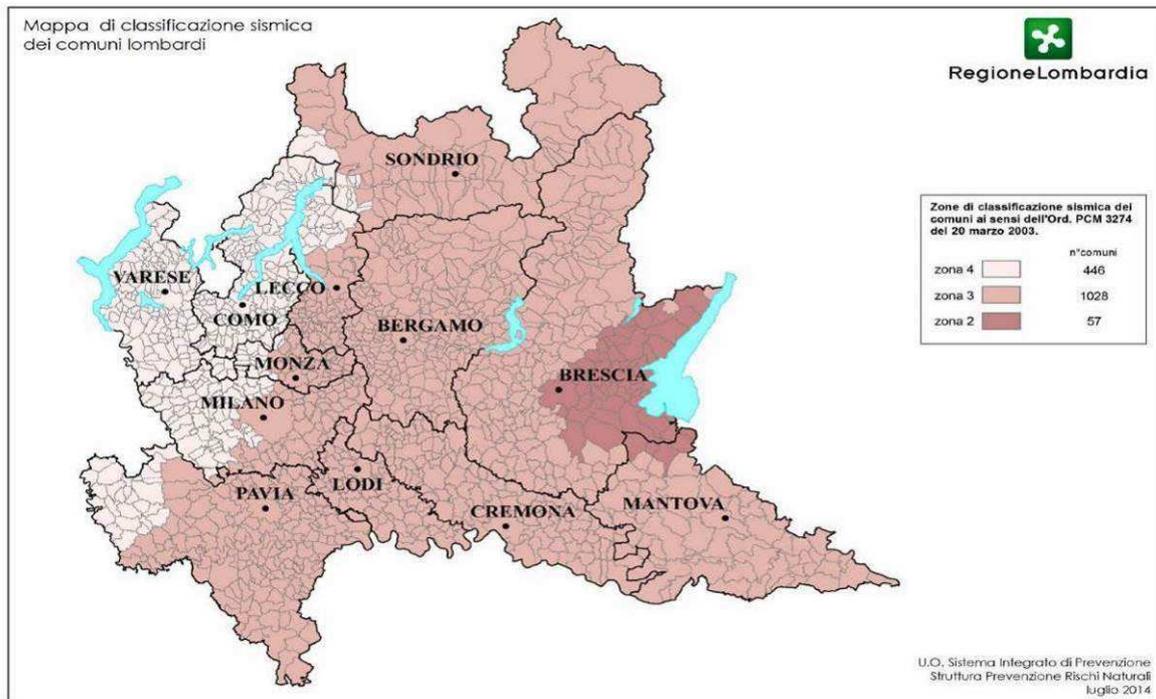
La mappa, riportata nell'Allegato 1B (vedasi figura di seguito riportata), rappresenta graficamente la pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione massima del suolo (a_g), con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi caratterizzati da $V_{S30} > 800$ m/s.



4.2 Classificazione 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.

4.3 Progettazione antisismica

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	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

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.

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 Z1 e 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	Zone 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° 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 Z1 e 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 INDAGINE SISMICA

5.1 Prova MASW

L'indagine sismica è stata realizzata per determinare le proprietà fisiche del sottosuolo e le caratteristiche dinamiche del litotipo da indagare, attraverso la determinazione di un modello di distribuzione di velocità di propagazione delle onde Sh nel sottosuolo.

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs, basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh (onde Sh), che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase.

Nel metodo di indagine MASW le onde superficiali generate in un punto della superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori. Attraverso questo metodo si ottiene un grafico (curva di dispersione) che descrive l'andamento delle velocità di fase in funzione delle frequenze nel range compreso tra 5Hz e 70Hz, quindi si ottengono informazioni sulla parte superficiale del suolo, sui primi 30-50 m di profondità, in funzione della rigidità del suolo.

Il metodo MASW consiste in tre fasi:

1. calcolo della curva di dispersione apparente sperimentale
2. calcolo della curva di dispersione apparente numerica
3. individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs.

Mediante l'analisi delle onde di Rayleigh viene determinato il parametro V_{s30} , che rappresenta la velocità media di propagazione delle onde S nei primi 30 m di profondità.

5.2 Indagine in sito

L'analisi delle onde superficiali nell'area di studio è stata eseguita utilizzando la strumentazione classica per la prospezione sismica a rifrazione disposta sul terreno secondo un array lineare da 24 geofoni con spaziatura pari a 2.0 m.



Ubicazione stendimento sismico



Vista dello stendimento sismico

Sono stati utilizzati 24 geofoni da 4.5 Hz e un sismografo a 24 bit (EEG BR24) in modo da ottenere una buona risoluzione in termini di frequenza, mentre come sistema di energizzazione è stata utilizzata una mazza di 6 kg battente su un piattello metallico. La sorgente è stata posta ad una distanza di 6 m dal primo geofono (Optimum Field Parameters of an MASW Survey”, Park et al., 2005; Dal Moro, 2008).

5.3 Elaborazione dei dati

La procedura di elaborazione adottata per la classificazione dei profili del suolo di fondazione ha utilizzato la tecnica sopra descritta utilizzando un software specifico.

La prima fase consiste nell'elaborazione di tutte le registrazioni acquisite tramite l'analisi spettrale dei singoli sismogrammi allo scopo di ottenere lo spettro del segnale di velocità sismica in funzione della frequenza. Successivamente si seleziona lo spettro dal quale viene estrapolata la curva di attenuazione del segnale (curva di dispersione) dalla quale tramite una procedura di inversione si risale al modello stratigrafico in termini di velocità delle onde di taglio (V_s) da cui il valore relativo ai primi 30 m di sottosuolo ($V_{s,30}$).

Per l'elaborazione del profilo sismico vedasi anche grafici allegati.

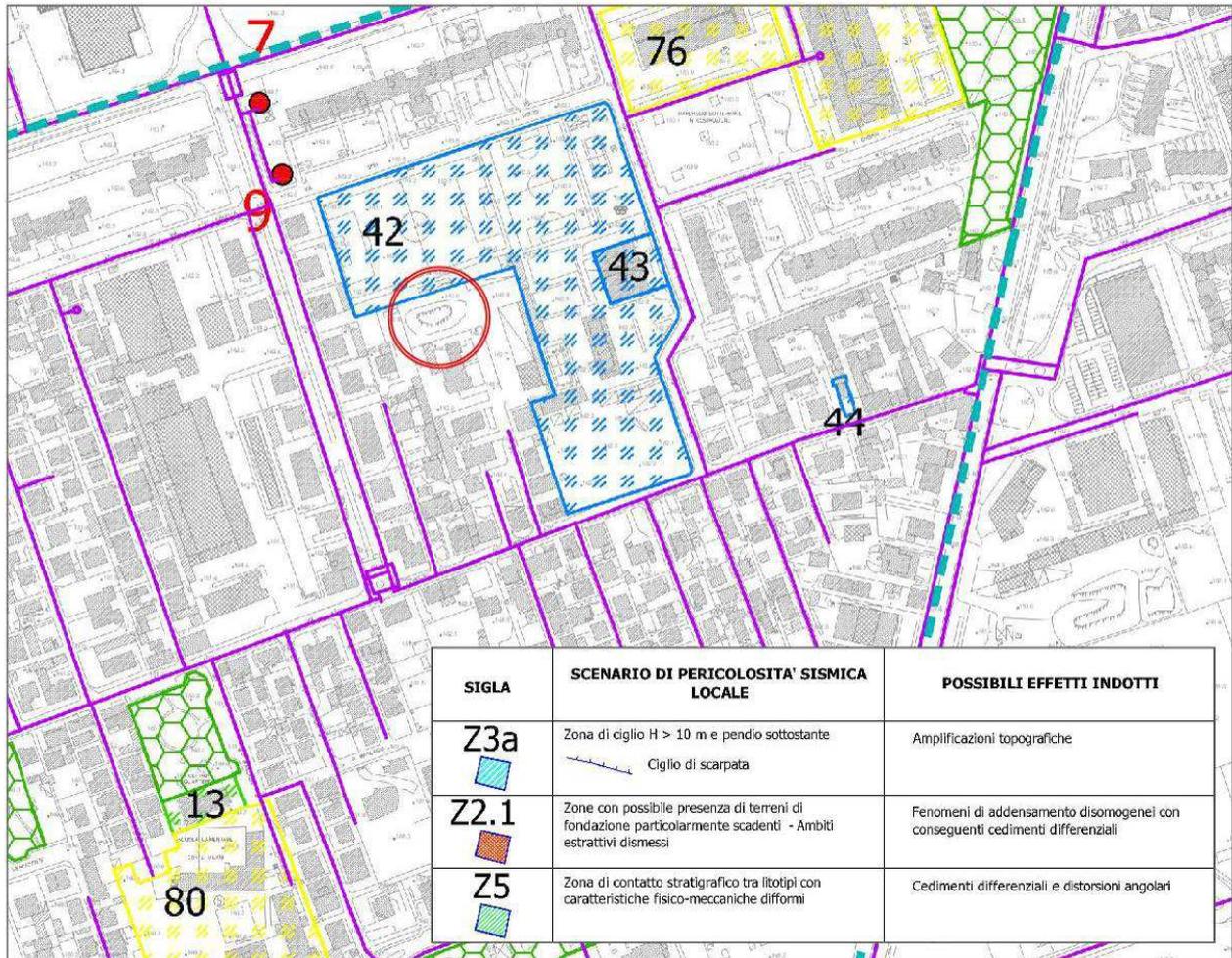
Il valore del parametro $V_{s,30}$, necessario ai fini della caratterizzazione sismica del sito, è quindi risultato:

$$V_{s,30} = 374 \text{ m/s}$$

Il valore di $V_{s,30}$ così ricavato consente di classificare l'area in esame nella **categoria di sottosuolo B**, mentre la morfologia sub-pianeggiante, facendo riferimento alla tabella riportata nei paragrafi precedenti, l'inserisce nella **categoria topografica T1**.

6 ANALISI RISCHIO SISMICO

6.1 Analisi di I livello



Estratto della carta di pericolosità sismica locale allegata al PGT

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.

7 INDAGINE GEOGNOSTICA

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

Le indagini sono state eseguite 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 tipo Meardi A.G.I.

L'ubicazione delle prove eseguite è riportata nella planimetria schematica allegata. La distribuzione dei punti di prova garantisce una corretta ricostruzione stratigrafica dell'area in esame.

Le verticali d'indagine sono state interrotte alle quote indicate nella tabella sottostante per la presenza di livelli particolarmente resistenti alla penetrazione dinamica.

Prova	Profondità (m)
1	7.8
2	8.1

Nel corso delle prove non è stata rilevata presenza di acqua di falda a conferma dei dati idrogeologici in nostro possesso.

8 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 modeste ($N_{scpt} < 10$)
- LITOZONA B: grado di addensamento medio-alto con caratteristiche geotecniche da buone a ottime ($N_{scpt} > 10$)

Il terreno è stato suddiviso in litozone in base ai parametri geotecnici medi degli orizzonti attraversati dalle verticali penetrometriche.

S.C.P.T. 1 – 2

Litozona	Profondità (m)	N_{SCPT}	N_{SPT}	γ (T/m^3)	ϕ ($^\circ$)	E (kg/cm^2)	K's (kN/m^3)
B	0.0 – 3.9/5.1	14 – 17	25 – 30	1.85 – 1.90	34 – 35.5	375 – 415	$47.5 – 57.5 \times 10^3$
A	3.9/5.1 – 6.3	7 – 9	12 – 15	1.75 – 1.80	30.0 – 31.0	225 – 300	$19.5 – 27.0 \times 10^3$
B	6.3 – 7.8/8.1	> 20	> 33	> 1.90	> 36	> 445	$> 71.5 \times 10^3$

dove:

N_{SCPT} = numero di colpi necessario per ottenere un avanzamento di 30 cm in una prova SCPT

N_{SPT} = numero di colpi SPT correlato

γ = peso di volume del terreno (T/m^3)

ϕ = angolo di attrito del terreno ($^\circ$)

E = modulo di deformazione (o di Young) in kg/cm^2

K's = stima del modulo di reazione del sottofondo (o di Winkler) in kN/m^3

Le verticali penetrometriche hanno evidenziato la presenza di sedimenti caratterizzati da un grado di addensamento alto fino alla profondità di 3.9/5.1 m da p.c. (Litozona B). Oltre tale profondità si osserva una diminuzione dello stato di addensamento dei terreni attraversati e la presenza della Litozona A dalle caratteristiche geotecniche quasi discrete. Oltre la profondità di 6.3 m da p.c. si osserva un nuovo miglioramento delle caratteristiche geotecniche e la presenza di sedimenti caratterizzati da un alto grado di addensamento e dotati di buone/ottime caratteristiche geotecniche. Localmente il grado di addensamento è talmente elevato da determinare il rifiuto alla penetrazione dinamica a profondità compresa tra 7.8/8.1 m da p.c.

I risultati delle prove penetrometriche eseguite in corrispondenza dell'area in esame sono praticamente coincidenti con i risultati delle prove eseguite nel lotto limitrofo. Di seguito si riporta la caratterizzazione geotecnica eseguita sulla base delle prove del 2016.

Litozona	Profondità (m)	N_{SCPT}	N_{SPT}	γ (T/m^3)	ϕ ($^\circ$)	E (kg/cm^2)	K's (kN/m^3)
A	0.0 – 1.2/2.4	3 – 6	5 – 10	1.70 – 1.75	26.5 – 29.0	75 – 195	$8.5 – 16.0 \times 10^3$
B	1.2/2.4 – 3.6/5.1	> 10	> 17	> 1.80	> 32	> 320	$> 33.0 \times 10^3$
A	3.6/5.1 – 5.1/6.3	7 – 9	12 – 15	1.75 – 1.80	30.0 – 31.0	225 – 300	$19.5 – 27.0 \times 10^3$
B	5.1/6.3 – 6.6/7.8	> 15	> 26	> 1.85	> 34.5	> 385	$> 49.5 \times 10^3$

9 CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI SOTTOFONDO 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.

9.1 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 [6.2.2a] 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 nella Tabella 6.2.II 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_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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	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	Larghezza fondazione (m)	Profondità fondazione (m) da p.c.	Φ_m (°)	Φ_k (°)	γ_m (T/m ³)	γ_k (T/m ³)
Trave rovescia	1.5	3.3	31	30.5	1.80	1.80

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	Larghezza fondazione (m)	Profondità fondazione (m) da p.c.	Φ_k (°)	Φ_d (°)	γ_k (T/m ³)	γ_d (T/m ³)
Trave rovescia	1.5	3.3	30.5	30.5	1.80	1.80

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_γ sono fattori di forma

d_c d_q d_γ sono fattori di profondità

N_c N_q N_γ 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:

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

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	Larghezza fondazione (m)	Profondità fondazione (m) da p.c.	R_d (kg/cm ²)
Trave rovescia	1.5	3.3	2.00

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.

9.2 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 $\gamma_R = 2.3$ previsto dalla normativa, per le fondazioni ipotizzate si otterrebbero cedimenti immediati e totali elevati e non compatibili con le strutture in progetto.

Le caratteristiche dei terreni presenti permettono pertanto di adottare (nel caso di fondazione a trave rovescia) i seguenti valori di pressione di esercizio P_E :

Tipo di fondazione	Larghezza fondazione (m)	Profondità fondazione (m) da p.c.	P_E (kg/cm ²)
Trave rovescia	1.5	3.3	1.80

con i quali si otterranno cedimenti immediati (12 – 15 mm) e totali (inferiori a 25 mm) compatibili con le strutture in progetto.

10 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

La liquefazione delle sabbie è il comportamento dei suoli sabbiosi che, a causa di un aumento della pressione interstiziale, passano improvvisamente da uno stato solido ad un fluido, o con la consistenza di un liquido pesante.

La liquefazione avviene più frequentemente in depositi sabbiosi e/o sabbioso limosi sciolti, a granulometria uniforme, normalmente consolidati e saturi. Durante la fase di carico, le sollecitazioni indotte nel terreno, quali possono essere quelle derivanti da un evento sismico, possono causare un aumento delle pressioni interstiziali fino a eguagliare la tensione soprastante. Viene così annullata la resistenza al taglio del terreno secondo il principio delle pressioni efficaci di Terzaghi, e si assiste così a un fenomeno di fluidificazione del suolo.

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 $U_c > 3,5$.

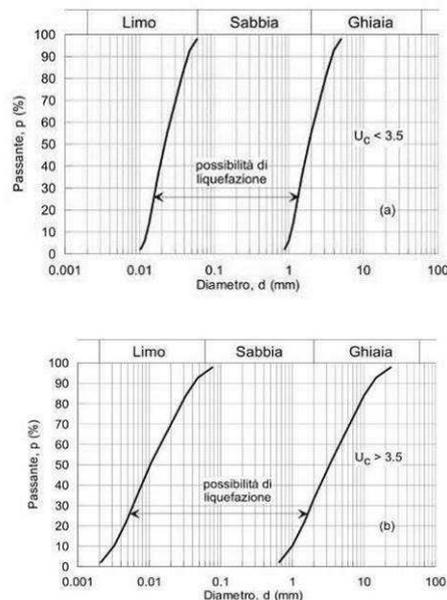


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Nell'area in esame la superficie della falda freatica è situata ad una profondità media superiore a 15 m da p.c.; 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 Tosti nel comune di Paderno Dugnano (MI) è caratterizzata dalla presenza, in affioramento, di un terreno di fondazione appartenente dal punto di vista geologico alle alluvioni fluvio-glaciali del periodo Würm (DILUVIUM RECENTE), caratterizzate 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.

Nell'area in esame è prevista la realizzazione di un edificio residenziale dato da piano interrato e 3 piani fuori-terra. La nuova struttura avrà pianta pressoché rettangolare e dimensioni pari a circa 16.6 x 30.0 m.

Nel mese di febbraio 2019 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 verticali penetrometriche hanno evidenziato la presenza di sedimenti caratterizzati da un grado di addensamento alto fino alla profondità di 3.9/5.1 m da p.c. (Litozona B). Oltre tale profondità si osserva una diminuzione dello stato di addensamento dei terreni attraversati e la presenza della Litozona A dalle caratteristiche geotecniche quasi discrete. Oltre la profondità di 6.3 m da p.c. si osserva un nuovo miglioramento delle caratteristiche geotecniche e la presenza di sedimenti caratterizzati da un alto grado di addensamento e dotati di buone/ottime caratteristiche geotecniche. Localmente il grado di addensamento è talmente elevato da determinare il rifiuto alla penetrazione dinamica a profondità compresa tra 7.8/8.1 m da p.c.

I calcoli hanno dimostrato che sarà possibile utilizzare fondazioni dirette continue utilizzando il valore della pressione di esercizio riportato precedentemente.

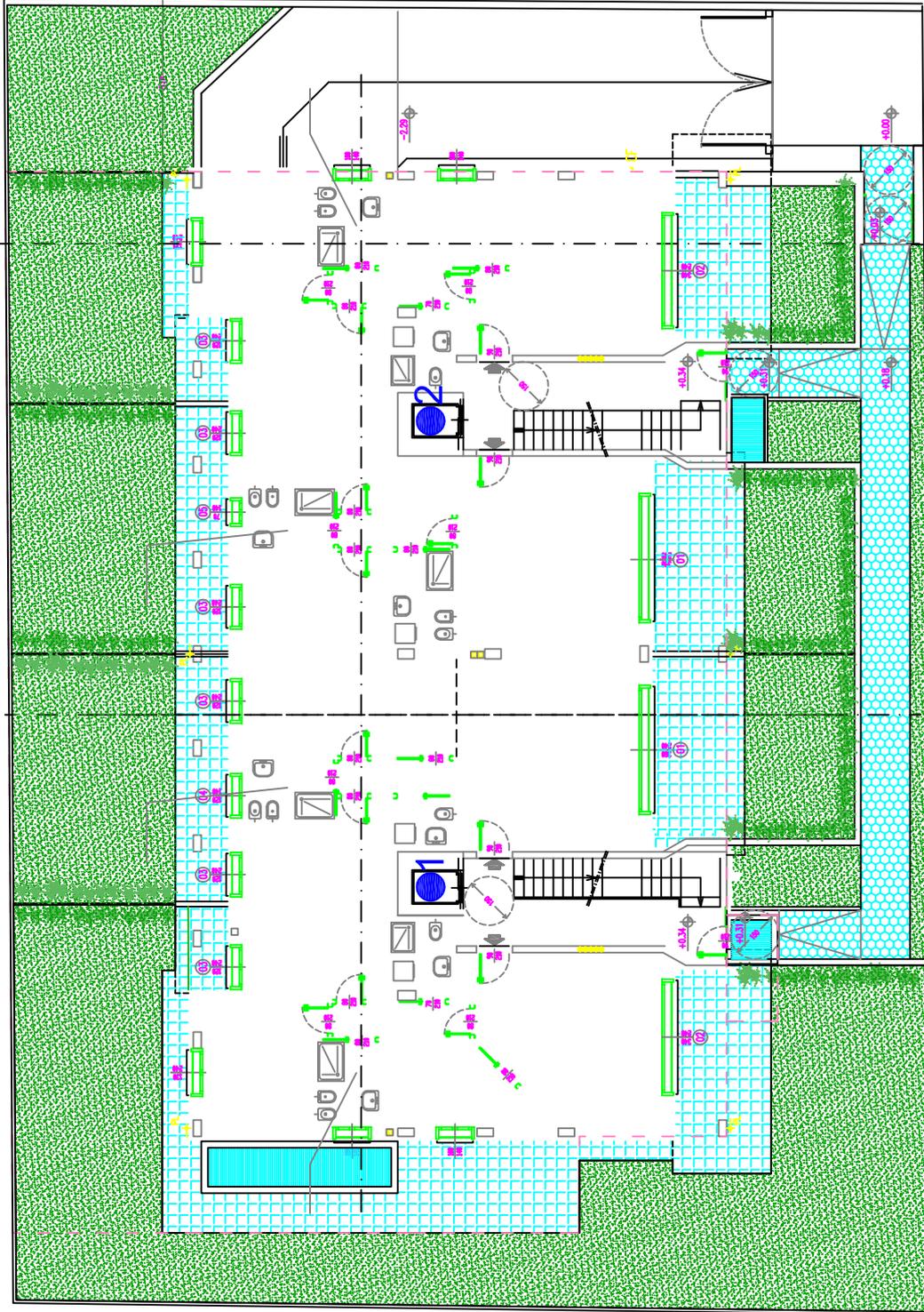
Secondo i dati reperiti presso il SIF (Sistema Informativo Falda) della Provincia di Milano la soggiacenza media della falda nell'area indagata si attesta ad una profondità compresa tra 20 e 30 m dal p.c.

Il tecnico incaricato

Dott. Geol. Riccardo Cortiana



UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE



 S.C.P.T. PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

COMMITTENTE: Tecnica Srl

CANTIERE: Paderno Dugnano (MI) - via Tosti

DATA: Feb. '19

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

COMMITTENTE: **Tecnica Srl**

CANTIERE: **Paderno Dugnano (MI) - via Tosti**

QUOTA DI RIFERIMENTO: **piano campagna** DATA **febbraio-19**

Profondità (m)	S.C.P.T. 1	S.C.P.T. 2	S.C.P.T. 3	S.C.P.T. 4	Profondità (m)
0.3	96	120			0.3
0.6	42	18			0.6
0.9	29	14			0.9
1.2	26	9			1.2
1.5	21	6			1.5
1.8	20	26			1.8
2.1	24	24			2.1
2.4	27	25			2.4
2.7	39	22			2.7
3.0	40	26			3.0
3.3	27	23			3.3
3.6	46	31			3.6
3.9	34	32			3.9
4.2	9	14			4.2
4.5	7	11			4.5
4.8	8	12			4.8
5.1	8	12			5.1
5.4	8	8			5.4
5.7	7	7			5.7
6.0	9	7			6.0
6.3	8	9			6.3
6.6	21	13			6.6
6.9	16	19			6.9
7.2	31	27			7.2
7.5	49	29			7.5
7.8	100	50			7.8
8.1		100			8.1
8.4					8.4
8.7					8.7
9.0					9.0
9.3					9.3
9.6					9.6
9.9					9.9

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

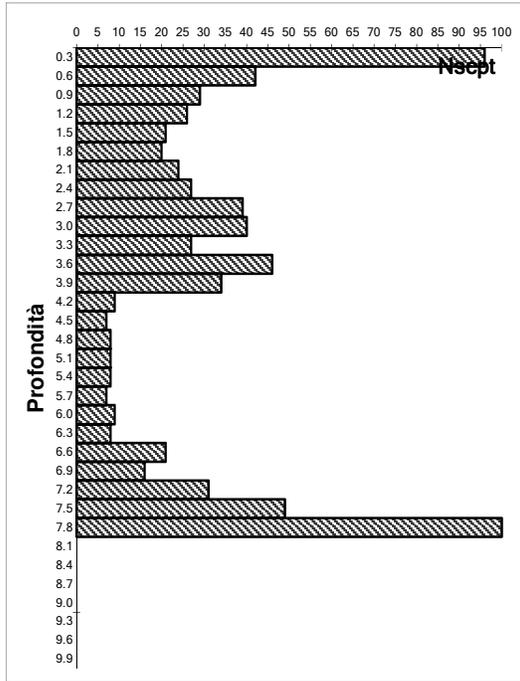
(Penetrometro super pesante tipo Meardi - A.G.I.)

LOCALITA': Paderno Dugnano (MI) - via Tosti

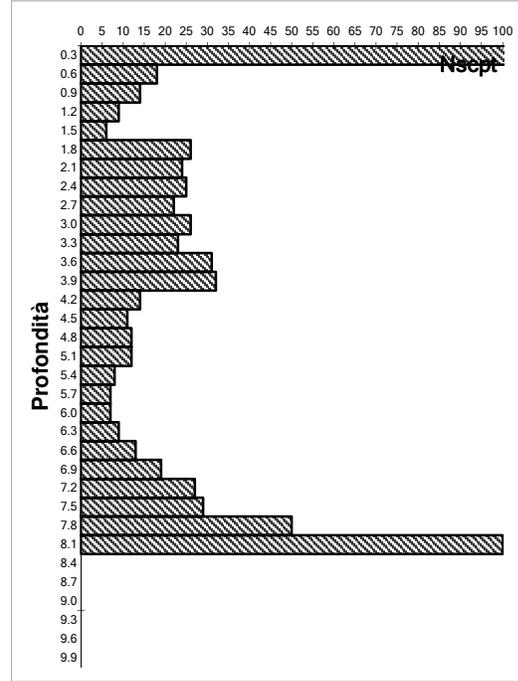
COMMITTENTE: Tecnica Srl

DATA: feb-19

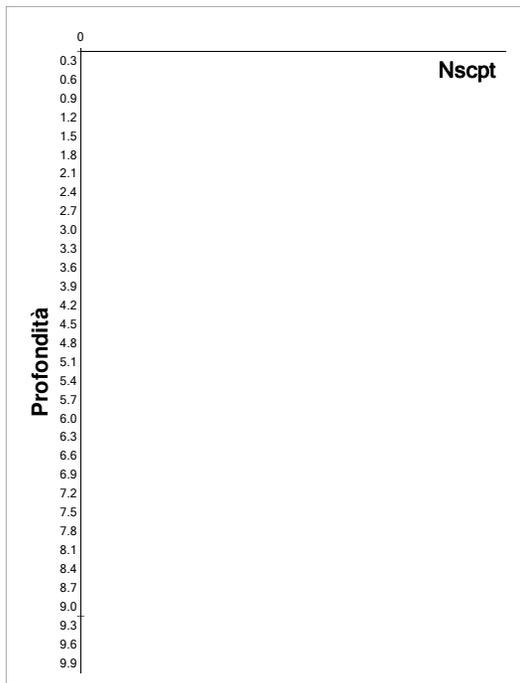
S.C.P.T. 1



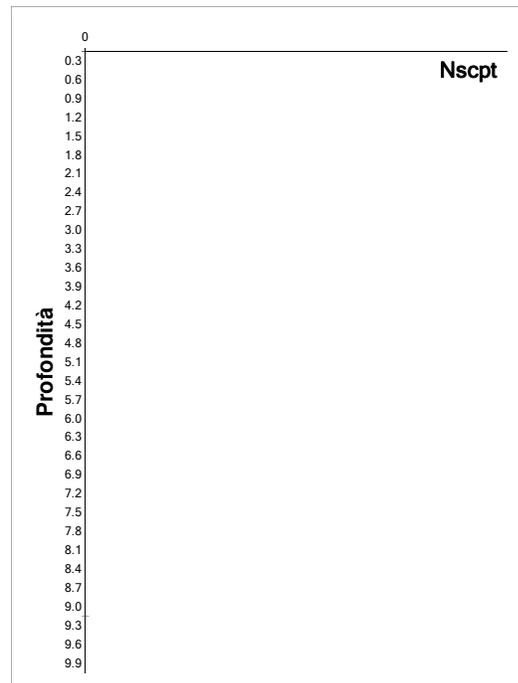
S.C.P.T. 2



S.C.P.T. 3

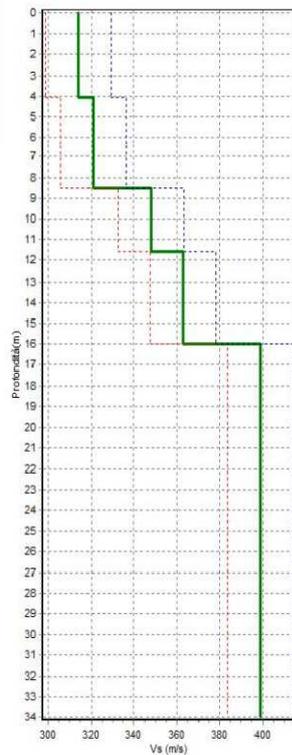


S.C.P.T. 4

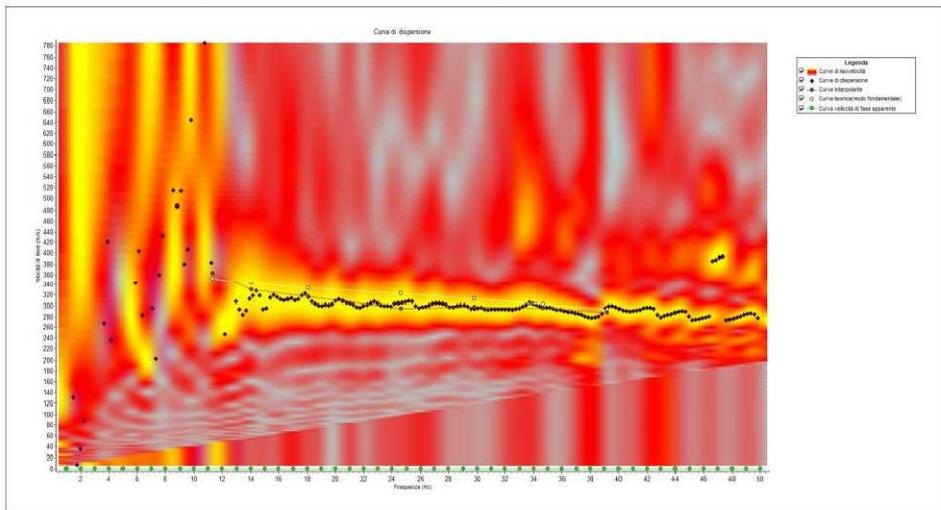
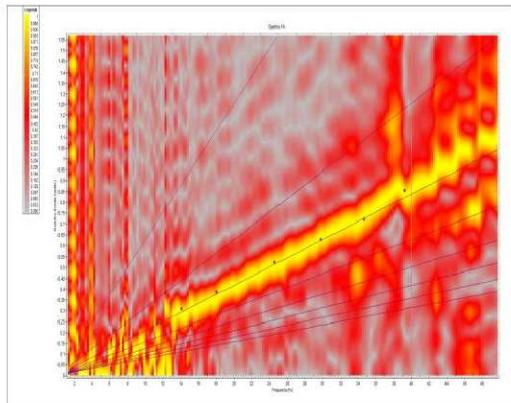
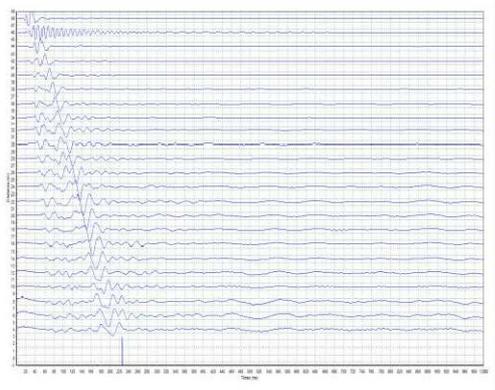


INDAGINE SISMICA MASW

N.	H(m)	Vs(m/s)
1	4.08	314.0
2	8.5	321.0
3	11.56	348.0
4	15.98	363.0
5	34.0	399.0



Vs media
 Vs min
 Vs max
 Classe sito: B- Vs30 (m/s)= 374



COMMITTENTE: GINEVRA R.E. S.R.L.

CANTIERE: Paderno Dugnano (MI) - via Tosti

DATA: Ott. '16

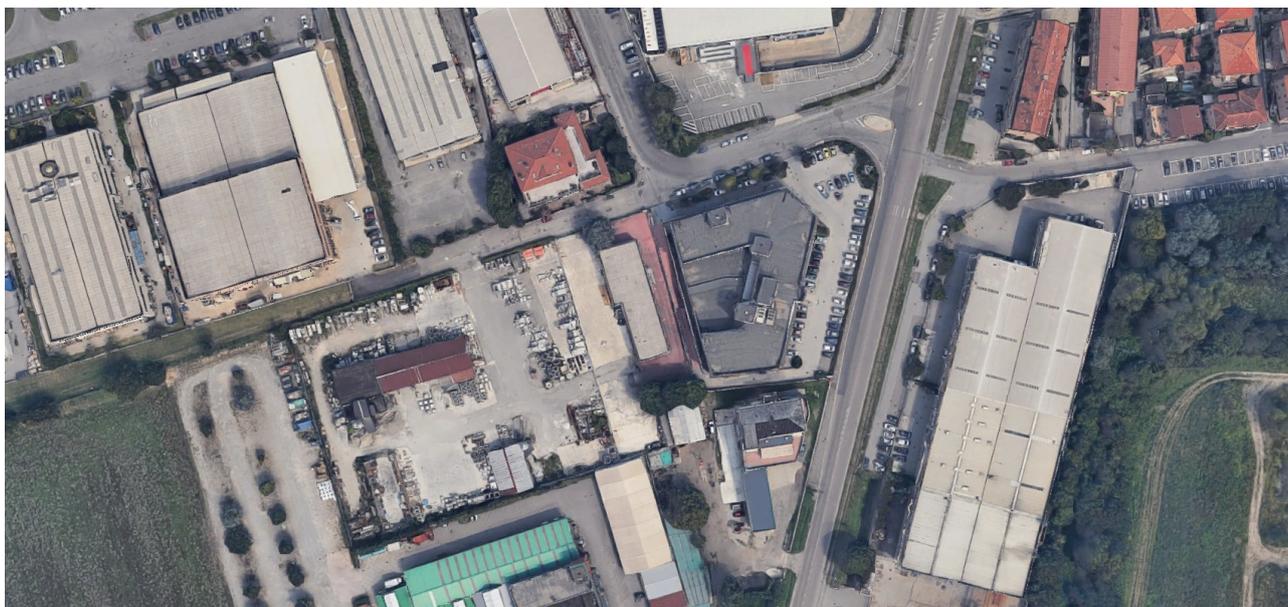


Via Liguria 1 – 20900 Monza
Telefono e fax 039 837656
geotecnoindagini@pec.it

Dott. Geol. Riccardo Cortiana
r.cortiana@geotecnoindagini.it

Dott. Geol. Filippo Valentini
f.valentini@geotecnoindagini.it

TECNOFIN IMMOBILIARE SRL



*RELAZIONE GEOLOGICA R1
RELAZIONE GEOTECNICA R2
RELAZIONE GEOLOGICA R3*

*ai sensi del p.to 6.2.1 del D.M. 17.01.08
ai sensi del p.to 6.2.2 del D.M. 17.01.08
ai sensi della DGR IX/2616/2011*

**PER L'AMPLIAMENTO DI UN EDIFICIO INDUSTRIALE ESISTENTE IN VIA VICINALE SAN
MICHELE DEL CARSO SNC NEL COMUNE DI PADERNO DUGNANO (MI)**

Monza, febbraio 2020

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

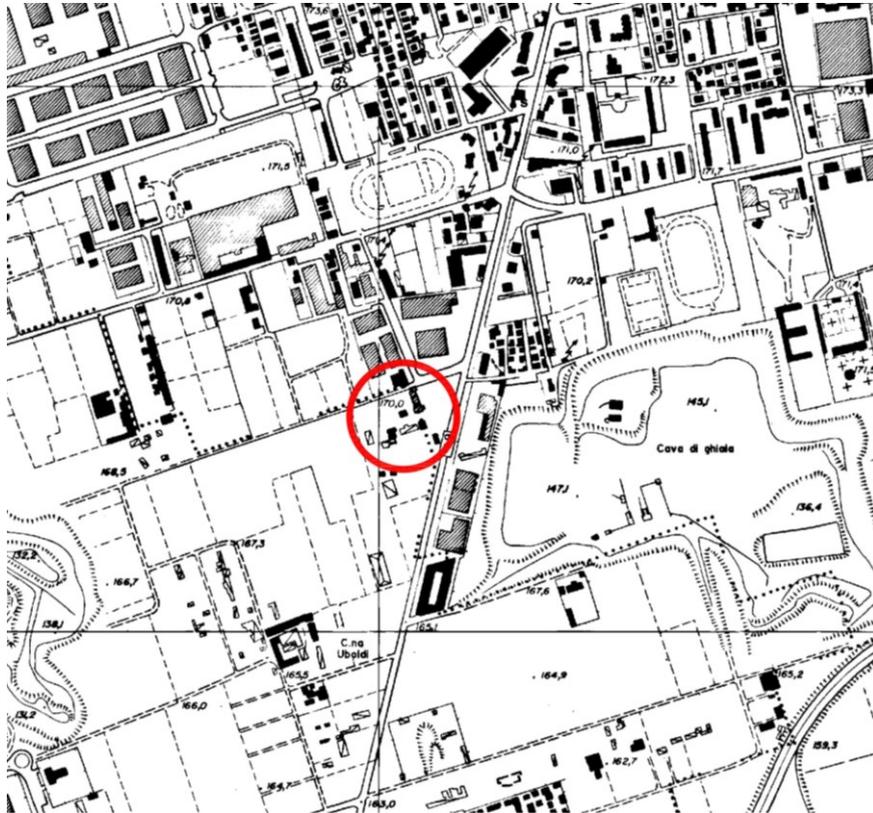


INDICE

1	PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO	3
2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOMORFOLOGICO	7
3	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	9
4	CLASSIFICAZIONE SISMICA	10
4.1	Classificazione nazionale	10
4.2	Classificazione regionale	11
4.3	Progettazione antisismica	11
5	INDAGINE SISMICA	17
5.1	Prova MASW	17
5.2	Indagine in sito	17
5.3	Elaborazione dei dati	18
6	ANALISI RISCHIO SISMICO	19
6.1	Analisi di I livello	19
7	INDAGINE GEOGNOSTICA	20
8	PARAMETRI GEOTECNICI	22
9	CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI SOTTOFONDO E DEI CEDIMENTI PREVEDIBILI	23
9.1	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)	23
9.2	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)	27
10	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE	29
11	CONCLUSIONI	30

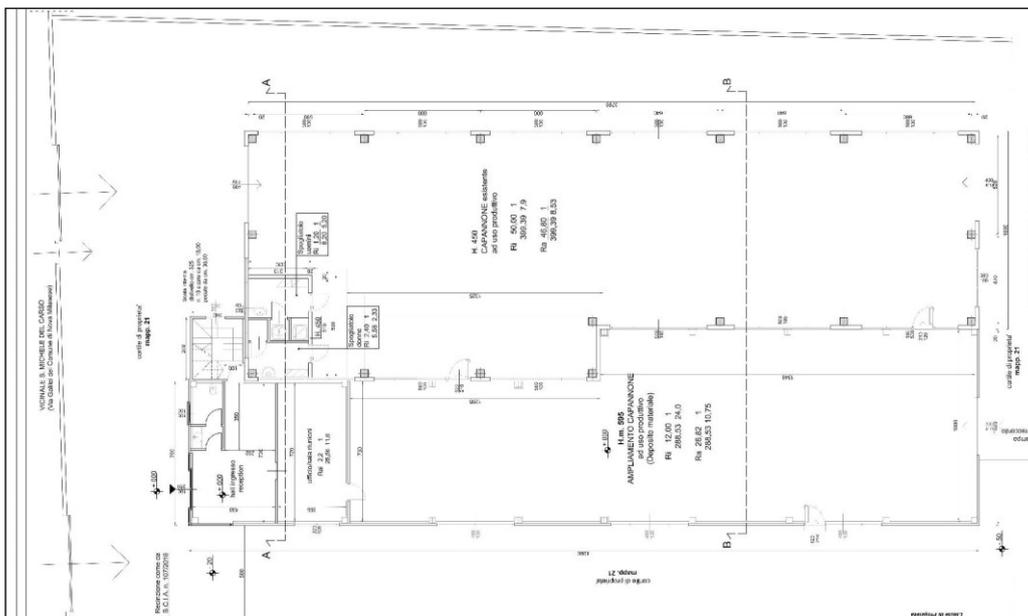
1 PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO

La presente relazione, redatta su incarico della società Tecnofin Immobiliare Srl, illustra i risultati di una campagna di indagini geognostiche realizzata in un'area situata in via vicinale San Michele del Carso nel comune di Paderno Dugnano (MI) in previsione della realizzazione di un nuovo intervento edilizio.

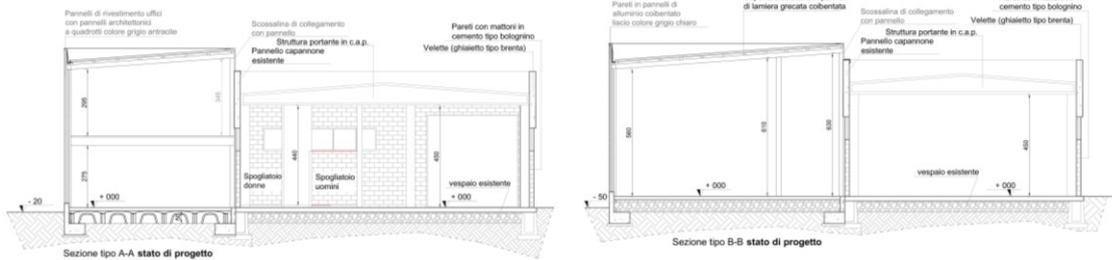


Corografia area di studio

Nell'area in esame è previsto l'ampliamento del capannone esistente mediante la realizzazione di una nuova struttura che sarà data da un solo piano fuori terra. È previsto l'utilizzo di fondazioni dirette isolate del tipo a plinto.

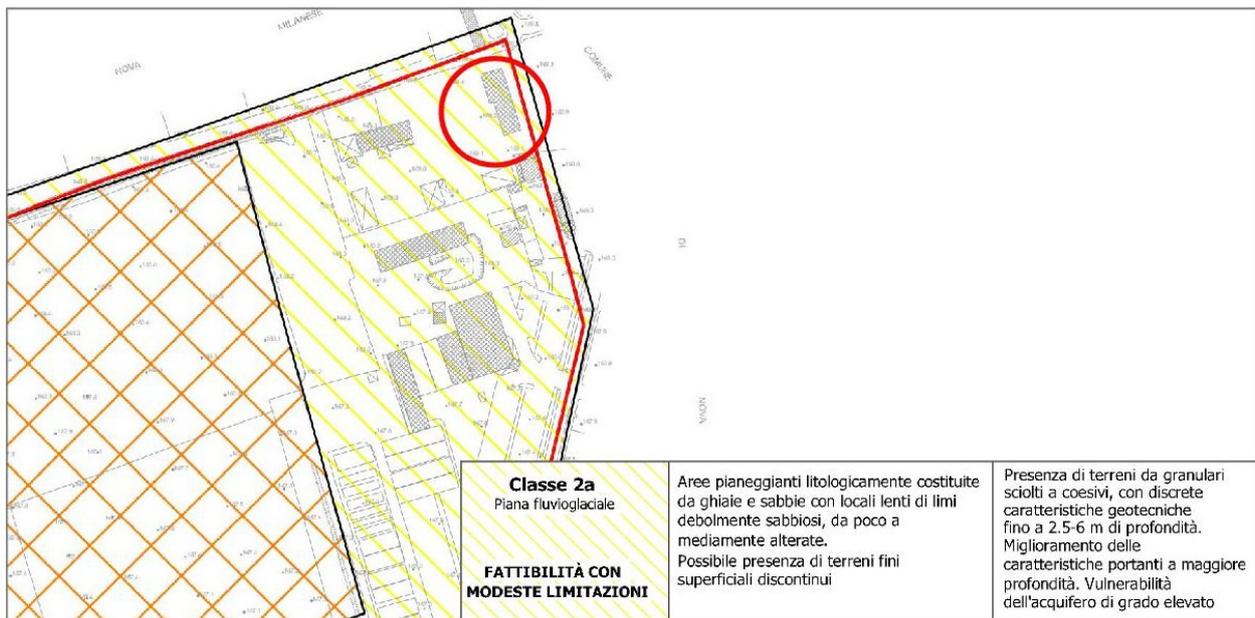


Planimetria intervento in progetto



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 l'area in esame appartiene alla **classe di fattibilità 2** ovvero **fattibilità con modeste limitazioni**.



Estratto della carta di fattibilità allegata al PGT

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.

Nel mese di febbraio 2020 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.

¹ 6.2.1. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

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 esposte 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

L'indagine geognostica è consistita nell'esecuzione di 3 prove penetrometriche di tipo dinamico e un'indagine sismica tipo MASW al fine di ottenere l'identificazione della categoria di sottosuolo dell'area in esame (punto 3.2.2 NTC 2018).

Sulla base dei risultati delle suddette prove si sono individuati i parametri geotecnici dei terreni, secondo le nuove Norme Tecniche Costruzioni (D.M. 17/01/2018).

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

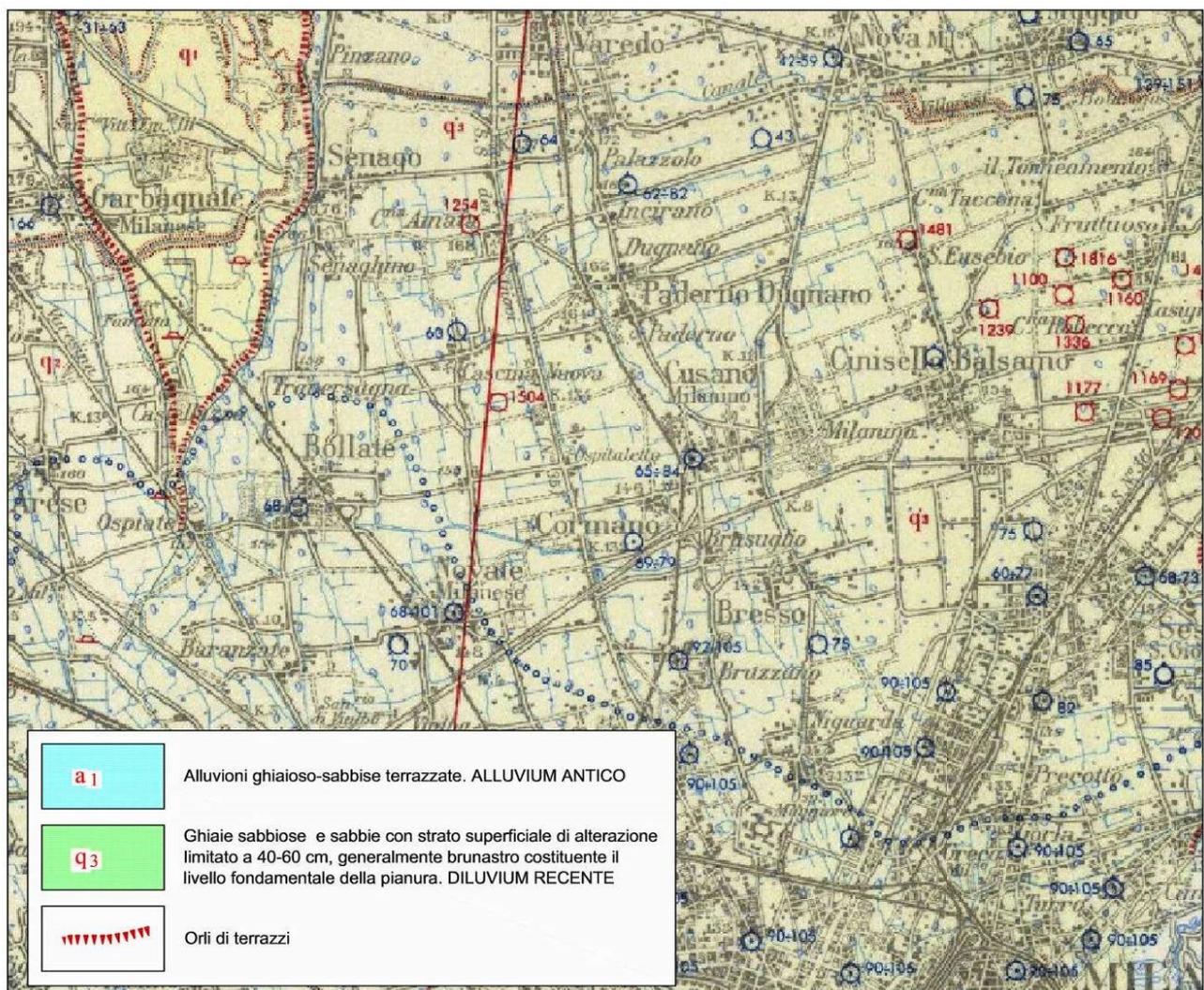
L'area lombarda ha subito le più importanti trasformazioni in un'epoca geologicamente recente, dal Miocene Superiore in poi, quando hanno avuto inizio intense fasi erosive culminate con la genesi di profondi canyons scavati allo sbocco nella Pianura Padana dai corpi glaciali che percorrevano le vallate 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).

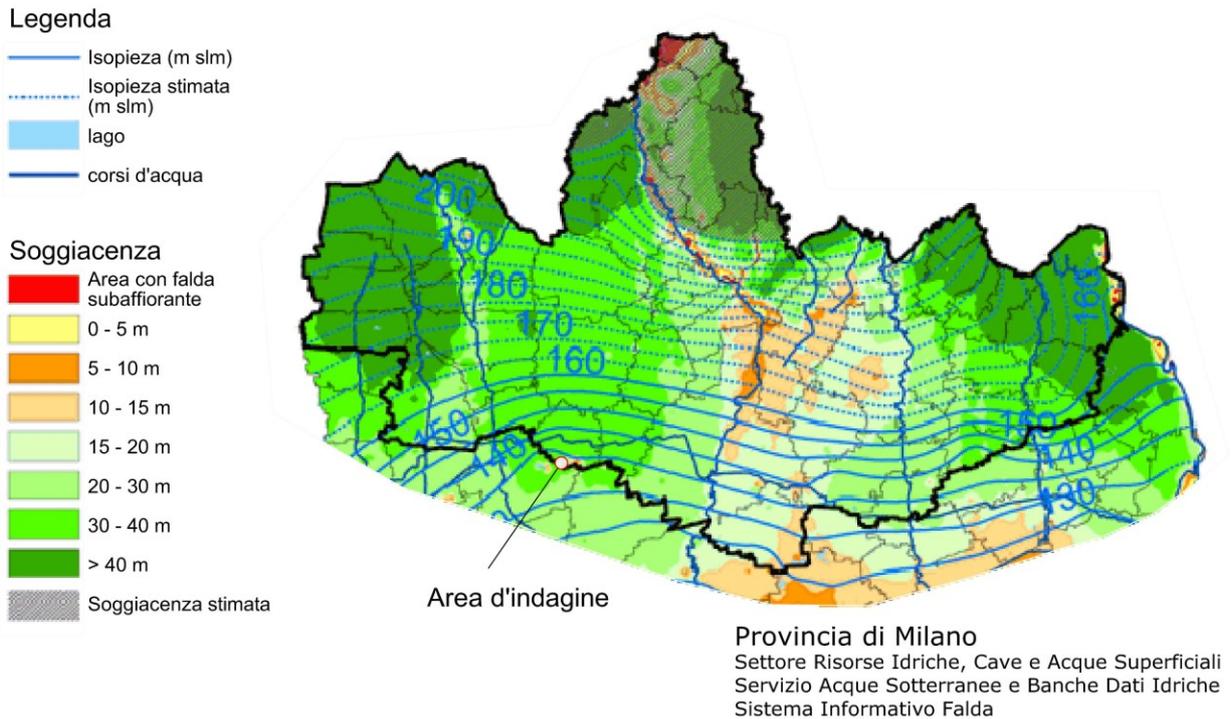
L'unità fluvioglaciale Wurm (DILUVIUM RECENTE) è litologicamente costituita da sedimenti ghiaioso-sabbiosi, talvolta con lenti limose o argilloso-limose, che generalmente mostrano caratteristiche d'addensamento discrete. Questi depositi wurmiani si impostano sui precedenti depositi rissiani (non affioranti direttamente nel territorio comunale) costituendo una coltre superficiale il cui spessore varia localmente da qualche metro a decine di metri.

Il Fluvioglaciale Riss (DILUVIUM MEDIO) è caratterizzato da strati di limi e limi sabbiosi argillosi di colore bruno o bruno-rossastro, contenenti ciottoli arrotondati con buona selezione; il grado di alterazione di tali ciottoli è medio, nel senso che non hanno ancora perso la loro consistenza e struttura come accade per i più antichi terreni del Mindel. All'interno degli ammassi prevalentemente limoso-sabbiosi, si trovano intercalazioni sabbioso ghiaiose, generalmente per pochi decimetri o metri di spessore, al di sotto dei quali ritroviamo strati intercalati di conglomerato. I depositi rissiani sono, inoltre, caratterizzati dalla presenza di particolari strutture di debolezza denominate "occhi pollini" (o nespolini). Queste strutture sono date da zone con caratteristiche geotecniche non parametrabili poiché l'addensamento dei sedimenti è modestissimo o addirittura si è in presenza di vere e proprie cavità.

3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Dai dati reperiti presso il SIF (Sistema Informativo Falda) della Provincia di Milano si evince che la quota della superficie freatica nell'area di studio è posta ad una profondità dell'ordine di 20-30 m rispetto alla quota di piano campagna (vedasi carta della soggiacenza sotto riportata); nella zona considerata quindi non si hanno problemi legati alla presenza di acqua di falda freatica.

PIEZOMETRIA E SOGGIACENZA DELLA FALDA FREATICA Settembre 2009



Estratto della Carta della soggiacenza e della piezometria della falda freatica

4 CLASSIFICAZIONE SISMICA

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.

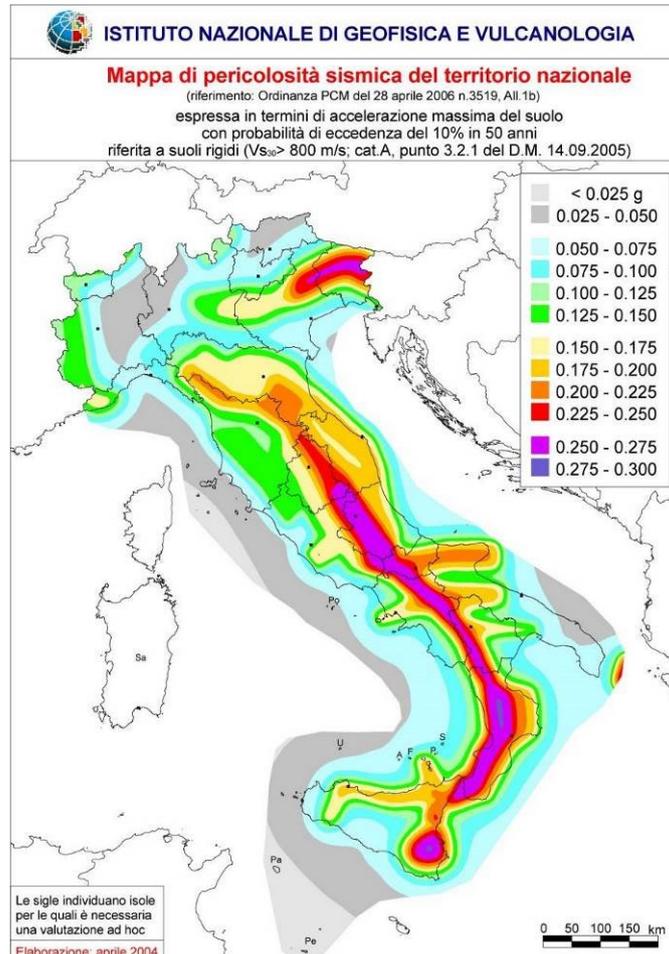
4.1 Classificazione nazionale

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 (*Criteria 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.*

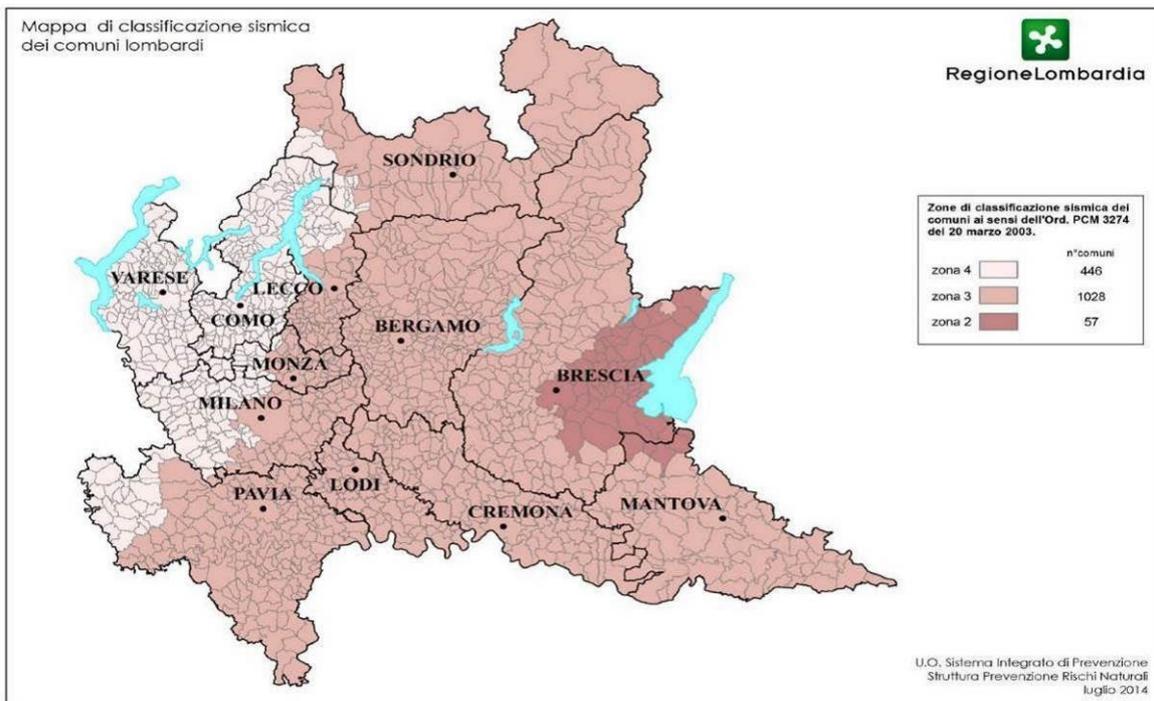
La mappa, riportata nell'Allegato 1B (vedasi figura di seguito riportata), rappresenta graficamente la pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione massima del suolo (a_g), con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi caratterizzati da $V_{s30} > 800$ m/s.



4.2 Classificazione 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 Ag_{Max} pari a 0,049194.

4.3 Progettazione antisismica

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	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

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.

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	Zone 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° 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° 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° livello, ma il passaggio diretto a quelli di 3° livello, come specificato al punto successivo.

Non è necessaria la valutazione quantitativa al 3° 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° 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° 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 Z1 e 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 INDAGINE SISMICA

5.1 Prova MASW

L'indagine sismica è stata realizzata per determinare le proprietà fisiche del sottosuolo e le caratteristiche dinamiche del litotipo da indagare, attraverso la determinazione di un modello di distribuzione di velocità di propagazione delle onde Sh nel sottosuolo.

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs, basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh (onde Sh), che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase.

Nel metodo di indagine MASW le onde superficiali generate in un punto della superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori. Attraverso questo metodo si ottiene un grafico (curva di dispersione) che descrive l'andamento delle velocità di fase in funzione delle frequenze nel range compreso tra 5Hz e 70Hz, quindi si ottengono informazioni sulla parte superficiale del suolo, sui primi 30-50 m di profondità, in funzione della rigidità del suolo.

Il metodo MASW consiste in tre fasi:

1. calcolo della curva di dispersione apparente sperimentale
2. calcolo della curva di dispersione apparente numerica
3. individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs.

Mediante l'analisi delle onde di Rayleigh viene determinato il parametro V_{s30} , che rappresenta la velocità media di propagazione delle onde S nei primi 30 m di profondità.

5.2 Indagine in sito

L'analisi delle onde superficiali nell'area di studio è stata eseguita utilizzando la strumentazione classica per la prospezione sismica a rifrazione disposta sul terreno secondo un array lineare da 24 geofoni con spaziatura pari a 2.0 m.



Ubicazione stendimento sismico

Sono stati utilizzati 24 geofoni da 4.5 Hz e un sismografo a 24 bit (EEG BR24) in modo da ottenere una buona risoluzione in termini di frequenza, mentre come sistema di energizzazione è stata utilizzata una mazza di 6 kg battente su un piattello metallico. La sorgente è stata posta ad una distanza di 6 m dal primo geofono (Optimum Field Parameters of an MASW Survey”, Park et al., 2005; Dal Moro, 2008).



Stendimento sismico

5.3 Elaborazione dei dati

La procedura di elaborazione adottata per la classificazione dei profili del suolo di fondazione ha utilizzato la tecnica sopra descritta utilizzando un software specifico.

La prima fase consiste nell'elaborazione di tutte le registrazioni acquisite tramite l'analisi spettrale dei singoli sismogrammi allo scopo di ottenere lo spettro del segnale di velocità sismica in funzione della frequenza. Successivamente si seleziona lo spettro dal quale viene estrapolata la curva di attenuazione del segnale (curva di dispersione) dalla quale tramite una procedura di inversione si risale al modello stratigrafico in termini di velocità delle onde di taglio (V_s) da cui il valore relativo ai primi 30 m di sottosuolo ($V_{s,eq}$). Per l'elaborazione del profilo sismico vedasi anche grafici allegati.

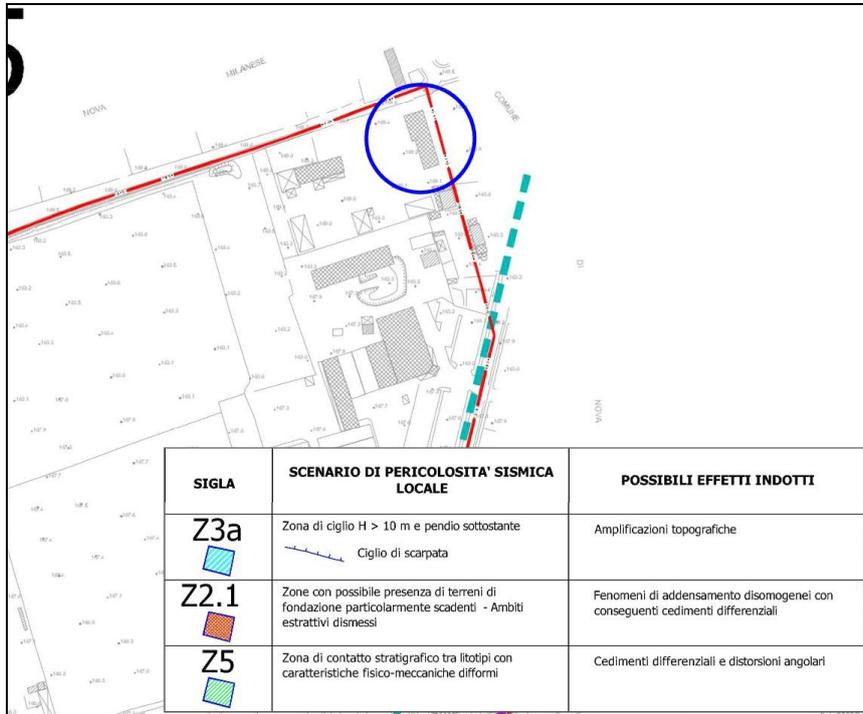
Il valore del parametro $V_{s,eq}$, necessario ai fini della caratterizzazione sismica del sito, è quindi risultato:

$$V_{s,eq} = 336 \text{ m/s}$$

Il valore di $V_{s,eq}$ così ricavato consente di classificare l'area in esame nella *categoria di sottosuolo C*, mentre la morfologia sub-pianeggiante, facendo riferimento alla tabella riportata nei paragrafi precedenti, l'inserisce nella *categoria topografica T1*.

6 ANALISI RISCHIO SISMICO

6.1 Analisi di I livello



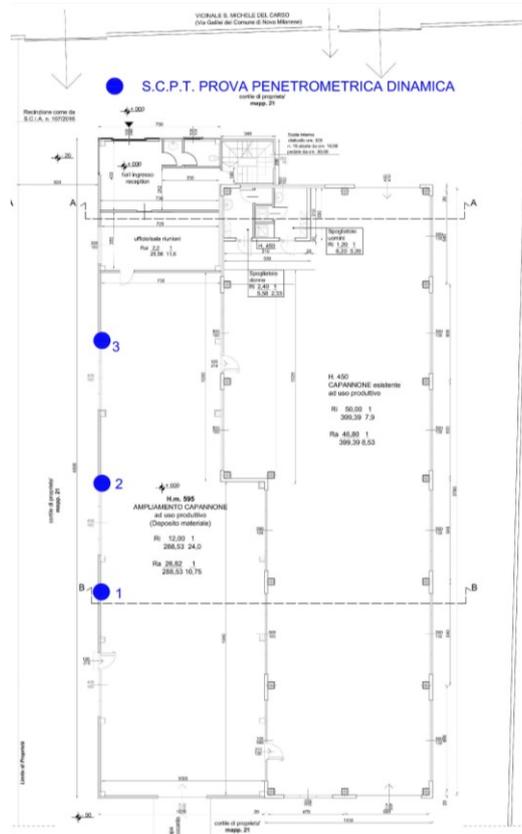
Estratto della carta di pericolosità sismica locale allegata al PGT

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.

7 INDAGINE GEOGNOSTICA

L'indagine geognostica di campagna è stata condotta mediante l'esecuzione di 3 prove penetrometriche dinamiche continue S.C.P.T. L'ubicazione dei punti di prova, di seguito riportata, è stata parzialmente ostacolata dalla presenza di una soletta industriale; per tale motivo le prove sono state eseguite in corrispondenza di piccoli scavi eseguiti dalla proprietà nel piazzale esistente.



Le indagini sono state eseguite 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

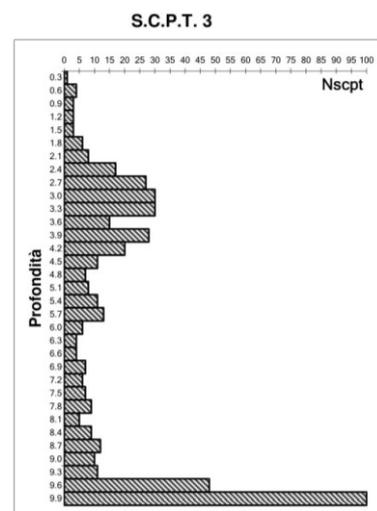
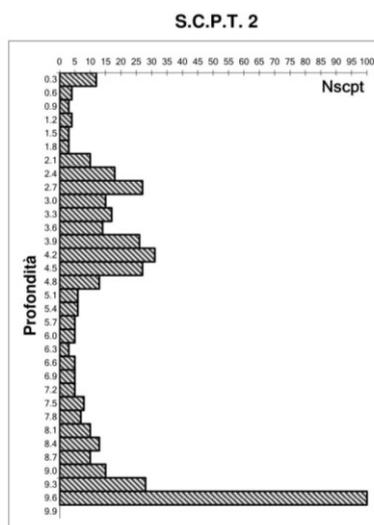
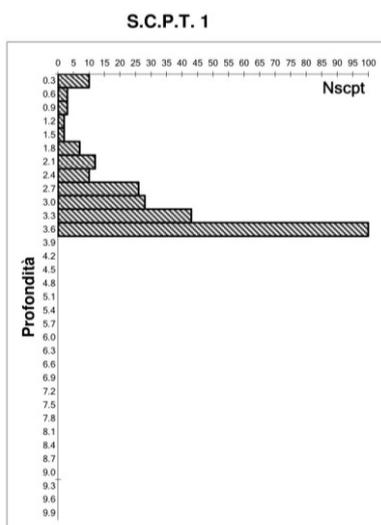


Penetrometro utilizzato tipo Meardi A.G.I.

Le verticali d'indagine sono state interrotte a profondità comprese tra 3.6 e 9.9 m per la presenza di livelli particolarmente resistenti alla penetrazione dinamica (ghiaia ben addensata).

Nel corso delle prove non è stata rilevata presenza di acqua di falda a conferma dei dati idrogeologici idrogeologici in nostro possesso.

Profondità (m)	S.C.P.T. 1	S.C.P.T. 2	S.C.P.T. 3	Profondità (m)
0.3	10	12	1	0.3
0.6	3	4	4	0.6
0.9	3	3	3	0.9
1.2	2	4	3	1.2
1.5	2	3	3	1.5
1.8	7	3	6	1.8
2.1	12	10	8	2.1
2.4	10	18	17	2.4
2.7	26	27	27	2.7
3.0	28	15	30	3.0
3.3	43	17	30	3.3
3.6	100	14	15	3.6
3.9		26	28	3.9
4.2		31	20	4.2
4.5		27	11	4.5
4.8		13	7	4.8
5.1		6	8	5.1
5.4		6	11	5.4
5.7		5	13	5.7
6.0		5	6	6.0
6.3		3	4	6.3
6.6		5	4	6.6
6.9		5	7	6.9
7.2		5	6	7.2
7.5		8	7	7.5
7.8		7	9	7.8
8.1		10	5	8.1
8.4		13	9	8.4
8.7		10	12	8.7
9.0		15	10	9.0
9.3		28	11	9.3
9.6		100	48	9.6
9.9			100	9.9



8 PARAMETRI GEOTECNICI

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

- LITOZONA A: grado di addensamento basso con caratteristiche geotecniche da scarse a modeste ($N_{scpt} < 10$)
- LITOZONA B: grado di addensamento da medio-alto ad alto con caratteristiche geotecniche da buone ad ottime ($N_{scpt} > 10$). Localmente il grado di addensamento è talmente elevato da determinare l'interruzione delle verticali di indagine a profondità comprese tra 3.6 e 9.9 m da p.c..

Il terreno è stato suddiviso in litozone in base ai parametri geotecnici medi degli orizzonti attraversati dalle verticali penetrometriche.

S.C.P.T. 1

Litozona	Profondità (m)	N_{SCPT}	N_{SPT}	γ (T/m ³)	ϕ (°)	E (kg/cm ²)	K's (kN/m ³)
R	0.0 – 0.3						
A	0.3 – 1.8	2 – 3	4 – 5	1.65 – 1.70	25.5 – 26.5	30 – 75	5.4 – 8.5 x 10 ³
B	1.8 – 3.6	> 10	> 17	> 1.80	> 32	> 320	> 33.0 x 10 ³

S.C.P.T. 2 – 3

Litozona	Profondità (m)	N_{SCPT}	N_{SPT}	γ (T/m ³)	ϕ (°)	E (kg/cm ²)	K's (kN/m ³)
R	0.0 – 0.3						
A	0.3 – 1.8/2.1	3 – 4	5 – 7	1.70	26.5 – 27	75 – 115	8.5 – 10.5 x 10 ³
B	1.8/2.1 – 4.5/4.8	> 10	> 17	> 1.80	> 32	> 320	> 33.0 x 10 ³
A	4.5/4.8 – 7.8/8.4	4 – 7	7 – 12	1.70 – 1.75	27 – 30	115 – 225	10.5 – 19.5 x 10 ³
B	7.8/8.4 – 9.6/9.9	> 10	> 17	> 1.80	> 32	> 320	> 33.0 x 10 ³

dove:

- N_{SCPT} = numero di colpi necessario per ottenere un avanzamento di 30 cm in una prova SCPT
 N_{SPT} = numero di colpi SPT correlato
 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

La verticale penetrometrica 1 ha evidenziato la presenza di sedimenti scarsamente addensati fino alla profondità di 1.8 m da p.c.. Inferiormente si osserva un netto miglioramento delle caratteristiche geotecniche e la presenza di sedimenti ben addensati.

Le verticali penetrometriche 2 e 3 hanno evidenziato la presenza di sedimenti scarsamente addensati fino alla profondità di 1.8/2.1 m da p.c.. Inferiormente si osserva un miglioramento delle caratteristiche geotecniche e la presenza, fino alla profondità di 4.5/4.8 m da p.c., di sedimenti ben addensati. Inferiormente si osserva dapprima un peggioramento delle caratteristiche, poi oltre 7.8/8.4 m di profondità un nuovo miglioramento delle caratteristiche geotecniche.

Visti i risultati delle prove eseguite si consiglia di impostare le fondazioni in corrispondenza della litozona B dalle buone caratteristiche geotecniche presente nelle prove eseguite a profondità superiori a 1.8/2.1 m. Nella valutazione dei parametri geotecnici caratteristici e di progetto si terrà conto della diminuzione dello stato di addensamento osservato in corrispondenza delle prove 2 e 3 a profondità superiori a 4.5/4.8 m da p.c..

9 CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI SOTTOFONDO 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.

9.1 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 [6.2.2a] 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.II 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_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{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	$\gamma_{c'}$	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	Larghezza fondazione (m)	Profondità fondazione (m) da p.c.	Φ_m (°)	Φ_k (°)	γ_m (T/m ³)	γ_k (T/m ³)
Plinto	1.50	> 1.8/2.1	35	33	1.90	1.85

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	Larghezza fondazione (m)	Profondità fondazione (m) da p.c.	Φ_k (°)	Φ_d (°)	γ_k (T/m ³)	γ_d (T/m ³)
Plinto	1.50	> 1.8/2.1	33	33	1.85	1.85

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:

Sc Sq Sy sono fattori di forma

dc dq dγ sono fattori di profondità

Nc Nq Nγ 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:

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

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	Larghezza fondazione (m)	Profondità fondazione (m) da p.c.	R_d (kg/cm ²)
Plinto	1.50	> 1.8/2.1	3.60

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.

9.2 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 $\gamma_R = 2.3$ 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 pari a:

Tipo di fondazione	Larghezza fondazione (m)	Profondità fondazione (m) da p.c.	P_E (kg/cm ²)
Plinto	1.50	> 1.8/2.1	1.70

Ottenendo cedimenti immediati, tra 9 e 14 mm, e cedimenti totali prossimi a 20 mm, assolutamente compatibili con le strutture in progetto.

10 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

La liquefazione delle sabbie è il comportamento dei suoli sabbiosi che, a causa di un aumento della pressione interstiziale, passano improvvisamente da uno stato solido ad uno fluido, o con la consistenza di un liquido pesante.

La liquefazione avviene più frequentemente in depositi sabbiosi e/o sabbioso limosi sciolti, a granulometria uniforme, normalmente consolidati e saturi. Durante la fase di carico, le sollecitazioni indotte nel terreno, quali possono essere quelle derivanti da un evento sismico, possono causare un aumento delle pressioni interstiziali fino a eguagliare la tensione soprastante. Viene così annullata la resistenza al taglio del terreno secondo il principio delle pressioni efficaci di Terzaghi, e si assiste così a un fenomeno di fluidificazione del suolo.

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 $U_c > 3,5$.

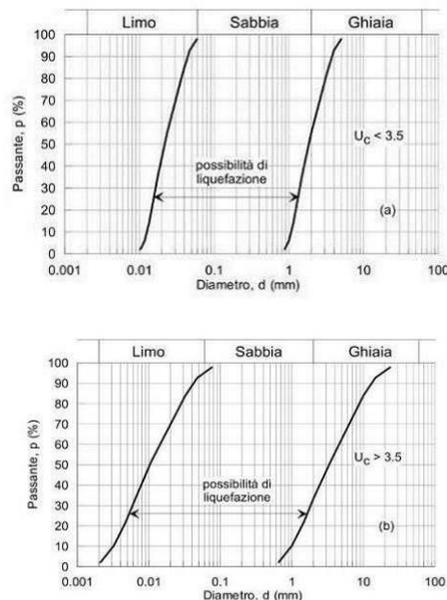


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Nell'area in esame la superficie della falda freatica è situata ad una profondità media superiore a 15 m da p.c.; il manifestarsi di tale condizione esclude, per l'area oggetto di studio, la verifica alla liquefazione.

11 CONCLUSIONI

L'area in esame sita in via vicinale San Michele del Carso nel comune di Paderno Dugnano (MI) è caratterizzata dalla presenza, in affioramento, di un terreno di fondazione appartenente dal punto di vista geologico alle alluvioni fluvioglaciali del periodo Würm (DILUVIUM RECENTE), caratterizzate 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.

Nell'area in esame è previsto l'ampliamento del capannone esistente mediante la realizzazione di una nuova struttura che sarà data da un solo piano fuori terra. È previsto l'utilizzo di fondazioni dirette isolate del tipo a plinto.

Nel mese di febbraio 2020 è stata condotta un'analisi dell'area con esecuzione di 3 prove penetrometriche di tipo dinamico (S.C.P.T.).

Le verticali penetrometriche eseguite hanno evidenziato la presenza di sedimenti scarsamente addensati fino alla profondità di 1.8/2.1 m da p.c.. Inferiormente si osserva un miglioramento delle caratteristiche geotecniche e la presenza di sedimenti ben addensati. In corrispondenza delle prove 2 e 3, oltre la profondità di 4.8/4.8 si osserva dapprima un peggioramento delle caratteristiche, ed in seguito oltre 7.8/8.4 m di profondità un nuovo miglioramento delle caratteristiche geotecniche.

Visti i risultati delle prove eseguite si consiglia di impostare le fondazioni in corrispondenza della litozona B dalle buone caratteristiche geotecniche rilevata nelle prove eseguite a profondità superiori a 1.8/2.1 m. Nella valutazione dei parametri geotecnici caratteristici e di progetto si terrà conto della diminuzione dello stato di addensamento osservato in corrispondenza delle prove 2 e 3 a profondità superiori a 4.5/4.8 m da p.c..

I calcoli hanno dimostrato che sarà possibile utilizzare fondazioni dirette isolate utilizzando il valore della pressione di esercizio riportato precedentemente.

Il profilo sismico di tipo MASW effettuato nell'area in esame ha permesso di stimare una V_{s30} pari a 336 m/s, pertanto il sottosuolo dell'area ricade all'interno della categoria C. Sulla base delle caratteristiche topografiche del territorio, l'area rientra mediamente nella categoria **T1** (*Superficie pianeggiante, con inclinazione media $i \leq 15^\circ$*).

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

Il tecnico incaricato
Dott. Geol. Filippo Valentini





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

DE.LU. IMMOBILIARE Srl



*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 EDIFICIO RESIDENZIALE IN VIA
PASUBIO 27 NEL COMUNE DI PADERNO DUGNANO (MI)**

Monza, ottobre 2018

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



INDICE

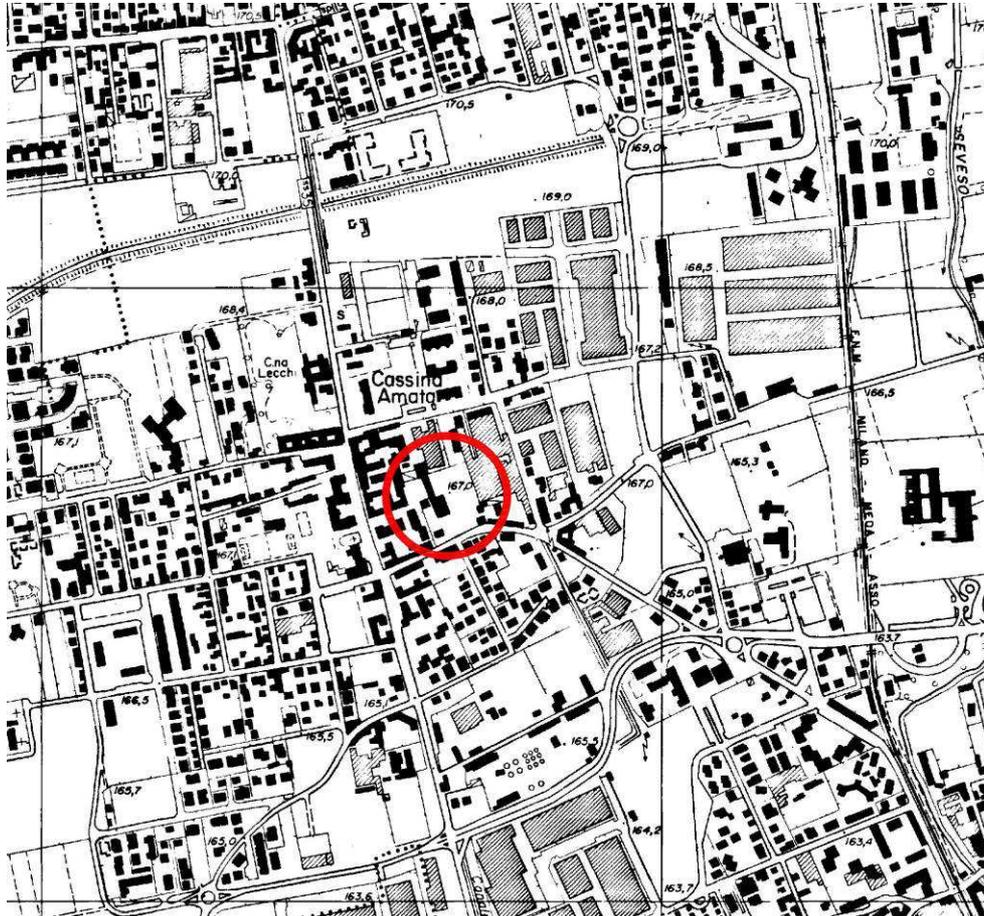
1	PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO.....	3
2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOMORFOLOGICO	7
3	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	8
4	CLASSIFICAZIONE SISMICA	9
5	INDAGINE SISMICA	17
6	ANALISI RISCHIO SISMICO.....	19
7	INDAGINE GEOGNOSTICA.....	20
8	PARAMETRI GEOTECNICI	21
9	CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI SOTTOFONDO E DEI CEDIMENTI PREVEDIBILI	22
10	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE	28
11	CONCLUSIONI	29

ALLEGATI

- UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE
- GRAFICI PROVE PENETROMETRICHE
- PROFILO SISMICO MASW

1 PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO

La presente relazione, redatta su incarico della società DE.LU. Immobiliare Srl con sede in via Rotondi 7 nel comune di Paderno Dugnano (MI) illustra i risultati di una campagna di indagini geognostiche realizzata presso un'area situata in via Pasubio 27 nel comune di Paderno Dugnano (MI), in previsione di un nuovo intervento edilizio.



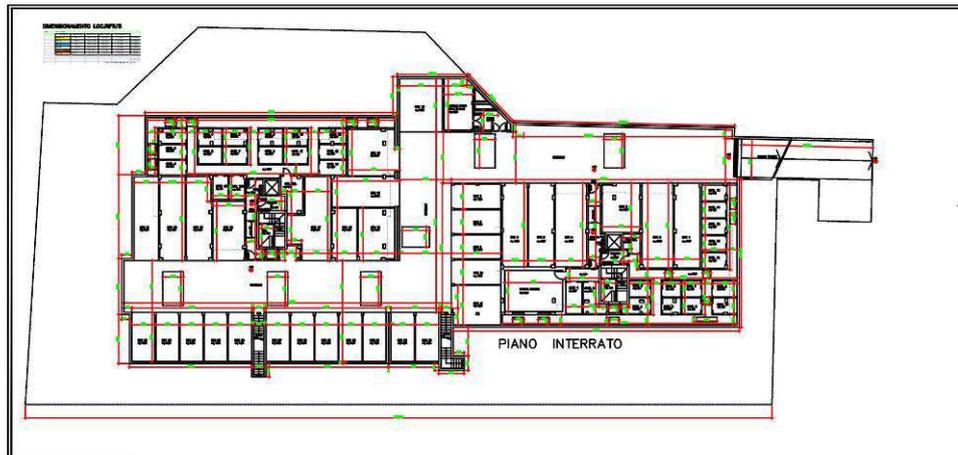
Corografia area di studio

Nell'area in esame è prevista la realizzazione di due nuovi edifici residenziali che avranno pianta rettangolare e dimensioni in pianta pari a circa 15 x 27 m.



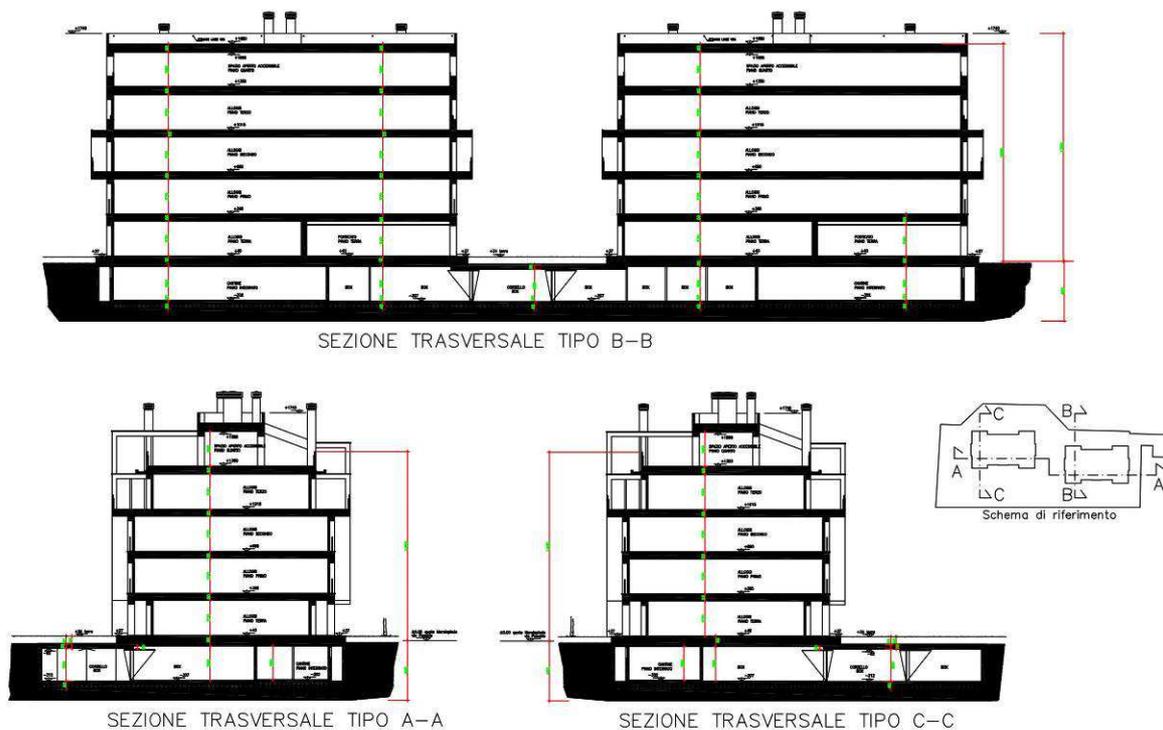
planimetria stato di progetto - piano terra

È prevista la realizzazione di un piano interrato unico per i due edifici in elevazione.



planimetria stato di progetto - piano interrato

Le nuove strutture saranno date da un piano interrato e 5 piani fuori terra.



Sezione intervento in progetto

E' previsto l'utilizzo di fondazioni dirette continue del tipo a trave rovescia impostate ad una profondità 3.80 m da p.c..

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



Estratto della carta di fattibilità allegata al PGT

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.

Scopo della presente relazione è verificare la fattibilità, per quanto attiene le problematiche geologico-tecniche 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 ottobre 2018 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

¹ 6.2.1. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

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 esposte 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

geotecnico, consistito nell'esecuzione di 6 prove penetrometriche di tipo dinamico e di una prova sismica MASW al fine di ottenere l'identificazione della categoria di sottosuolo dell'area in esame (punto 3.2.2 NTC 2018).

Sulla base dei risultati delle suddette prove si sono individuati i parametri geotecnici dei terreni, secondo le nuove Norme Tecniche Costruzioni (D.M. 17/01/2018).

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.

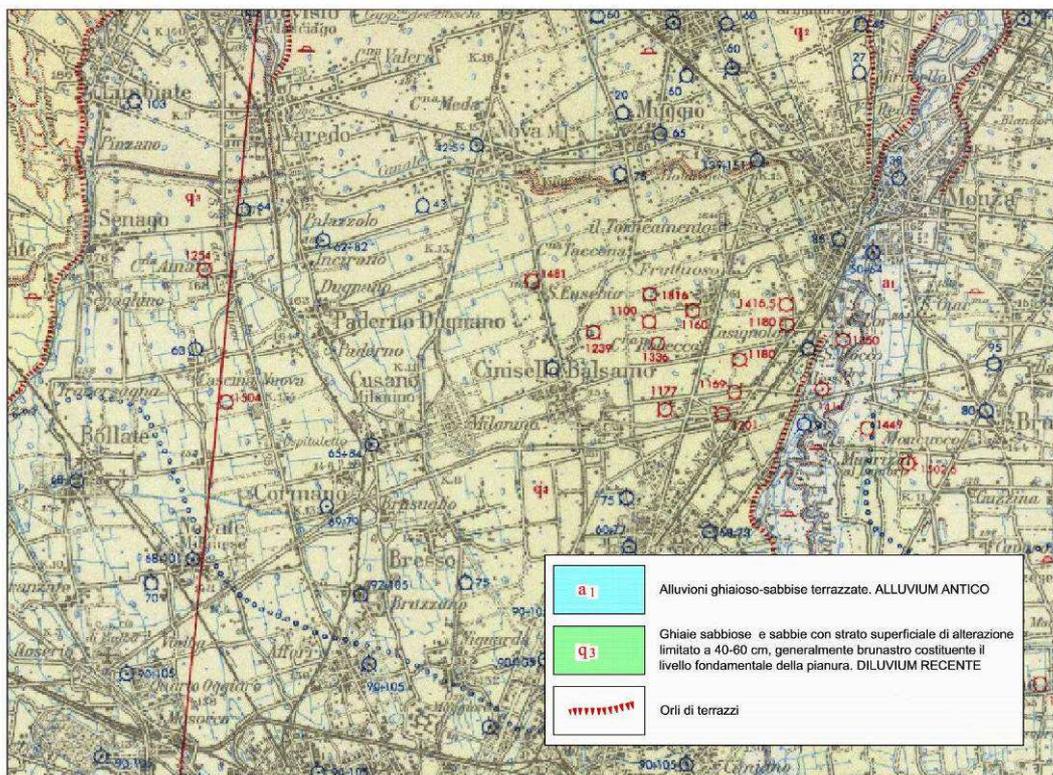
2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOMORFOLOGICO

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).

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.



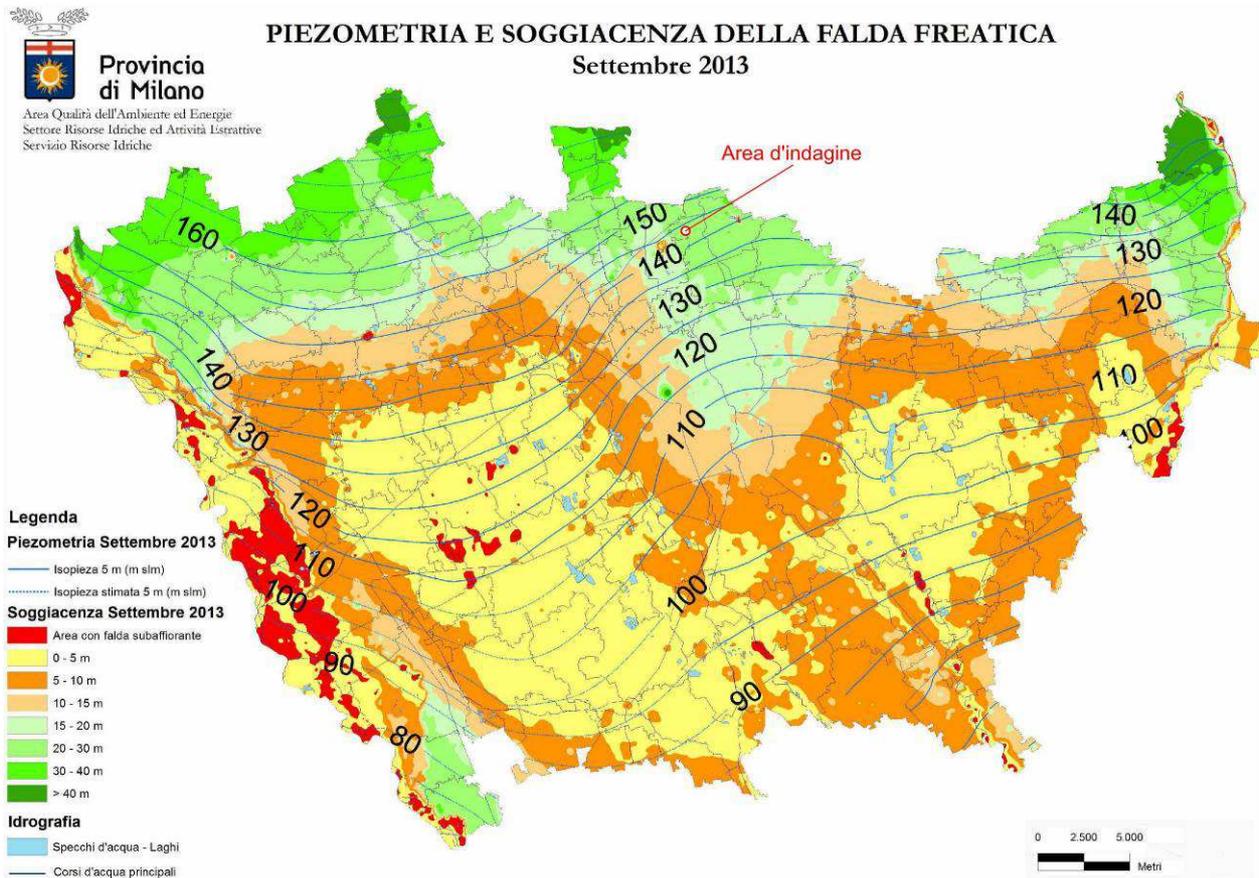
L'area in esame, come si osserva dalla Carta Geologica d'Italia (Foglio 45 Milano) in scala 1:100.000, dalla Carta Geologica della Lombardia in scala 1:250.000 e da pubblicazioni specifiche (in allegato si riporta uno stralcio della Carta Geolitologica della Brianza tra il T. Seveso e il T. Molgora), è caratterizzato dalla presenza di depositi fluvioglaciali appartenenti al cosiddetto DILUVIUM RECENTE (Fluvioglaciale).

DILUVIUM RECENTE

L'unità fluvioglaciale Würm è litologicamente costituita da sedimenti ghiaioso-sabbiosi, talvolta con lenti limose o argilloso-limose, che generalmente mostrano caratteristiche d'addensamento discrete. Sono presenti, alle volte, intercalazioni di livelli conglomeratici che raggiungono spessori anche considerevoli e che sono però caratterizzati da una notevole variabilità sia laterale che orizzontale.

3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Dai dati reperiti presso il SIF (Sistema Informativo Falda) della Provincia di Milano si evince che la quota della superficie freatica nell'area di studio è posta ad una profondità dell'ordine di 20-30 m rispetto alla quota di piano campagna (vedasi carta della soggiacenza sotto riportata); nella zona considerata quindi non si hanno problemi legati alla presenza di acqua di falda freatica.



4 CLASSIFICAZIONE SISMICA

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.

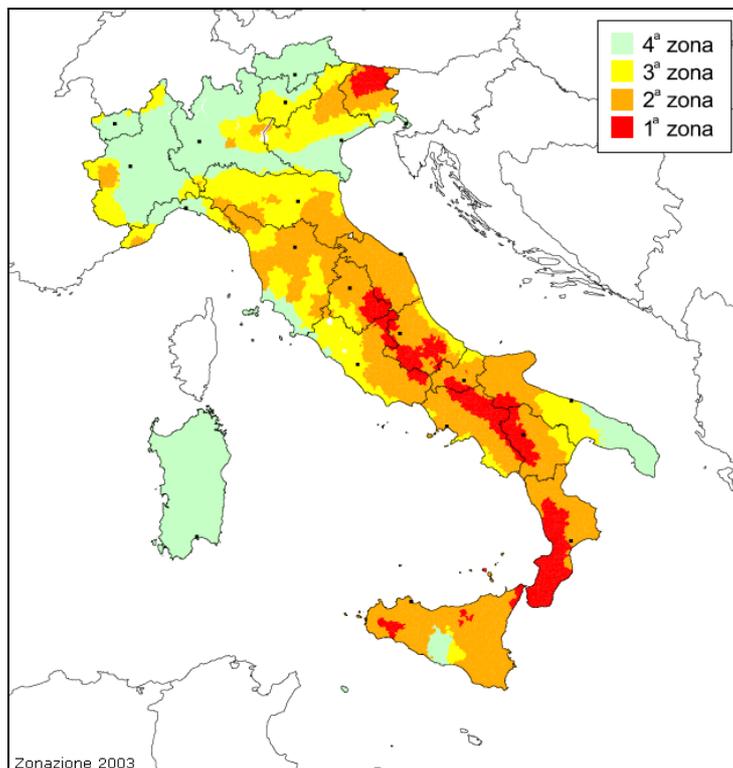
4.1 Classificazione nazionale

OPCM 20 marzo 2003

Sulla base del documento *Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale* elaborato dal Gruppo di Lavoro costituito dalla Commissione Naz. Di Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi (23 aprile 1997) e successive precisazioni, sono state individuate in tutto il territorio nazionale 4 zone sismiche, secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni. La valutazione di a_g è stata calcolata con metodologie internazionali aggiornate periodicamente con procedure trasparenti e riproducibili.

La zonizzazione sismica dell'intero territorio nazionale è stata effettuata secondo l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/03 pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 105 dell'8/05/03 Supplemento Ordinario n. 72: *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*. Costituiscono parte integrante dell'ordinanza:

- ✓ Allegato 1 – *Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*
- ✓ Allegato 2 – *Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici*
- ✓ Allegato 3 – *Norme tecniche per il progetto sismico dei ponti*
- ✓ Allegato 4 – *Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazioni e di sostegno dei terreni.*



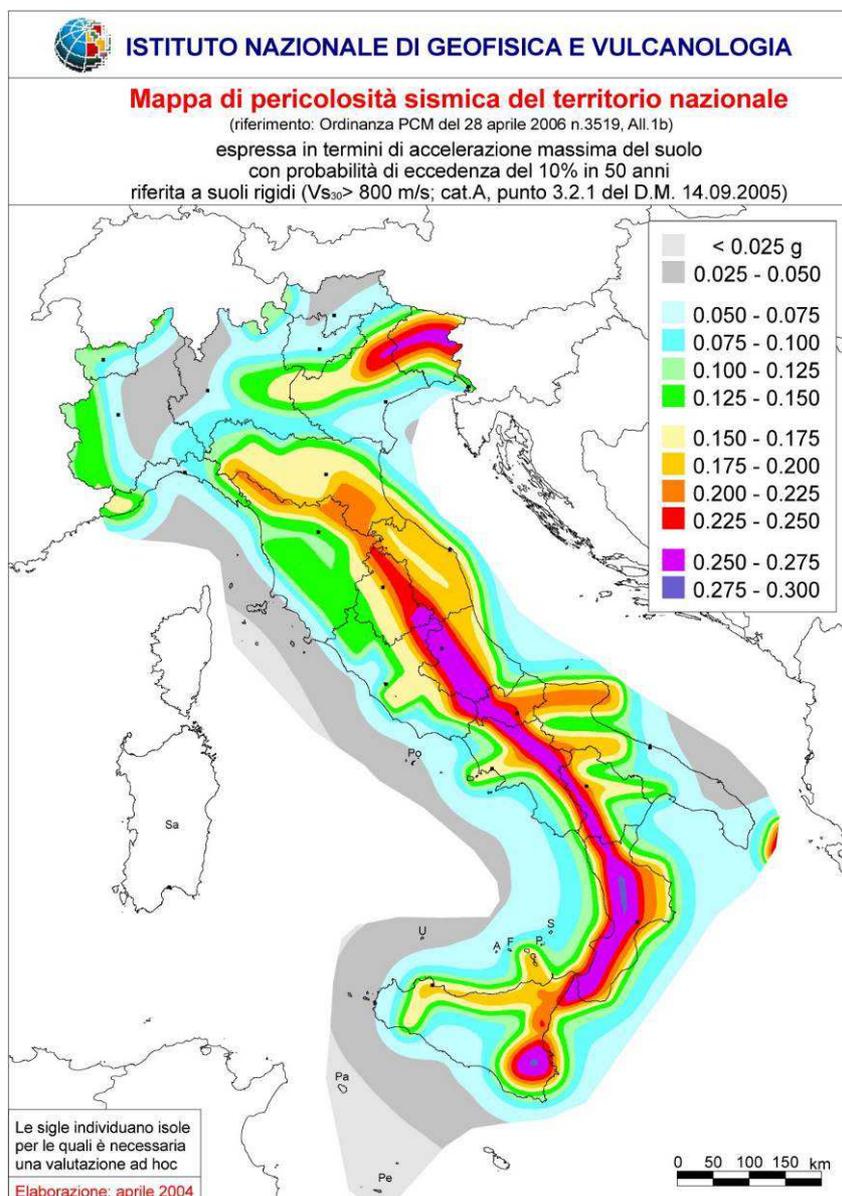
Secondo questa zonizzazione (vedasi figura di seguito riportata) il comune di Paderno Dugnano si trova in **zona 4** (colore verde), cioè nella zona, tra quelle individuate, di minor rischio sismico.

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 (*Criteria 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.*

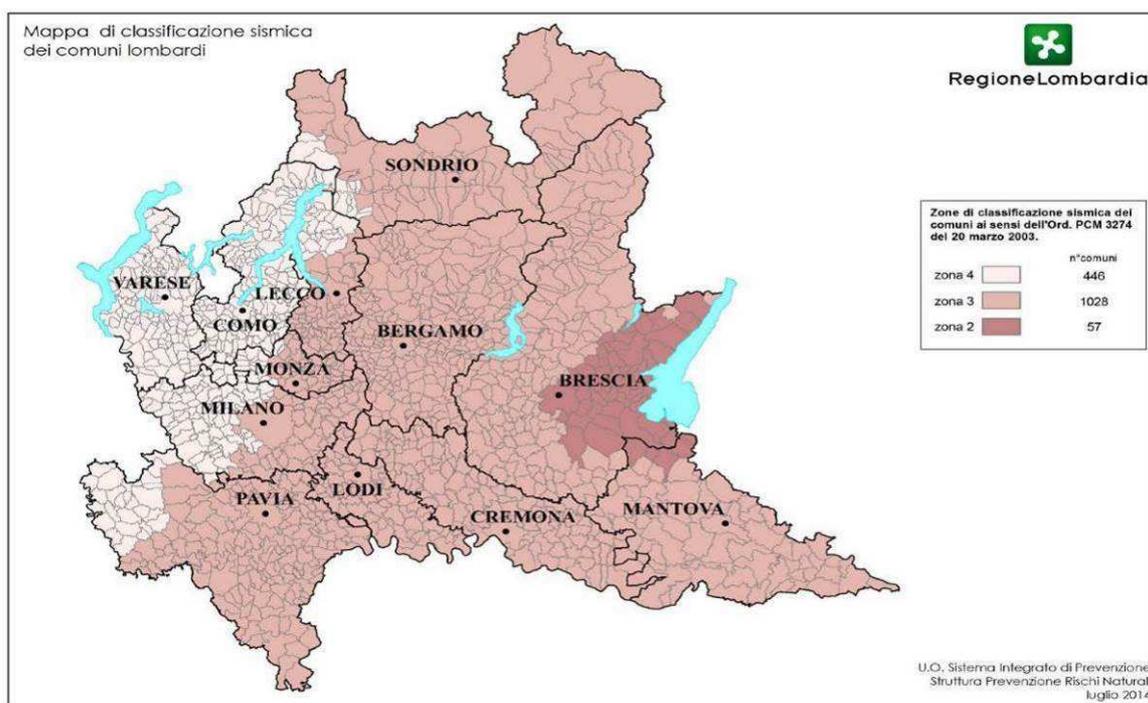
La mappa, riportata nell'Allegato 1B (vedasi figura di seguito riportata), rappresenta graficamente la pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione massima del suolo (a_g), con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi caratterizzati da $V_{S30} > 800$ m/s.



4.2 Classificazione 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.

4.3 Progettazione antisismica

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_0 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	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

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.

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 Z1 e 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	Zone 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° 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 Z1 e 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 INDAGINE SISMICA

5.1 Prova MASW

L'indagine sismica è stata realizzata per determinare le proprietà fisiche del sottosuolo e le caratteristiche dinamiche del litotipo da indagare, attraverso la determinazione di un modello di distribuzione di velocità di propagazione delle onde Sh nel sottosuolo.

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs, basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh (onde Sh), che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase.

Nel metodo di indagine MASW le onde superficiali generate in un punto della superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori. Attraverso questo metodo si ottiene un grafico (curva di dispersione) che descrive l'andamento delle velocità di fase in funzione delle frequenze nel range compreso tra 5Hz e 70Hz, quindi si ottengono informazioni sulla parte superficiale del suolo, sui primi 30-50 m di profondità, in funzione della rigidità del suolo.

Il metodo MASW consiste in tre fasi:

- calcolo della curva di dispersione apparente sperimentale
- calcolo della curva di dispersione apparente numerica
- individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs.

Mediante l'analisi delle onde di Rayleigh viene determinato il parametro Vs30, che rappresenta la velocità media di propagazione delle onde S nei primi 30 m di profondità.

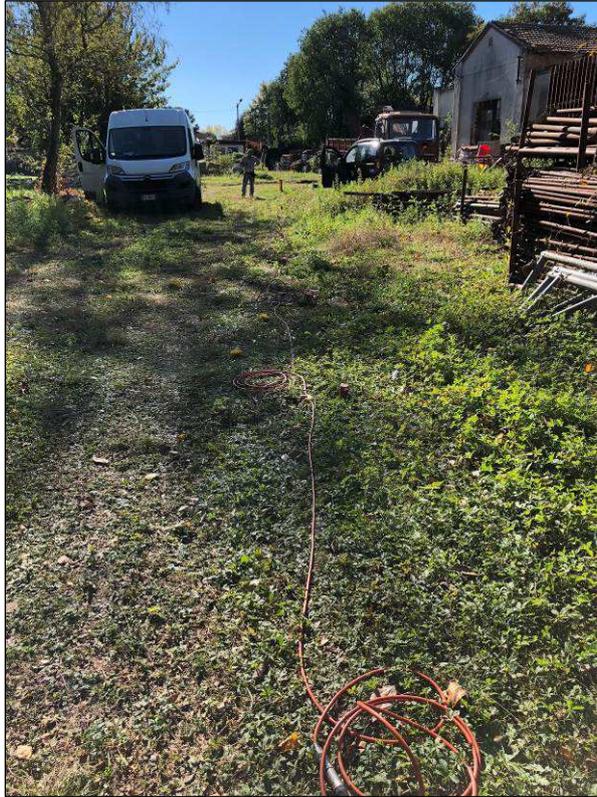
5.2 Indagine in sito

L'analisi delle onde superficiali nell'area di studio è stata eseguita utilizzando la strumentazione classica per la prospezione sismica a rifrazione disposta sul terreno secondo un array lineare da 22 geofoni con spaziatura pari a 2.0 m.



Ubicazione stendimento sismico

Sono stati utilizzati 24 geofoni da 4.5 Hz e un sismografo a 24 bit (EEG BR24) in modo da ottenere una buona risoluzione in termini di frequenza, mentre come sistema di energizzazione è stata utilizzata una mazza di 6 kg battente su un piattello metallico. La sorgente è stata posta ad una distanza di 4.5 m dal primo geofono (Optimum Field Parameters of an MASW Survey”, Park et al., 2005; Dal Moro, 2008).



Vista dello stendimento MASW effettuato

5.3 Elaborazione dei dati

La procedura di elaborazione adottata per la classificazione dei profili del suolo di fondazione ha utilizzato la tecnica sopra descritta utilizzando un software specifico.

La prima fase consiste nell'elaborazione di tutte le registrazioni acquisite tramite l'analisi spettrale dei singoli sismogrammi allo scopo di ottenere lo spettro del segnale di velocità sismica in funzione della frequenza. Successivamente si seleziona lo spettro dal quale viene estrapolata la curva di attenuazione del segnale (curva di dispersione) dalla quale tramite una procedura di inversione si risale al modello stratigrafico in termini di velocità delle onde di taglio (V_s) da cui il valore relativo ai primi 30 m di sottosuolo ($V_{s,30}$).

Per l'elaborazione del profilo sismico vedasi anche grafici allegati.

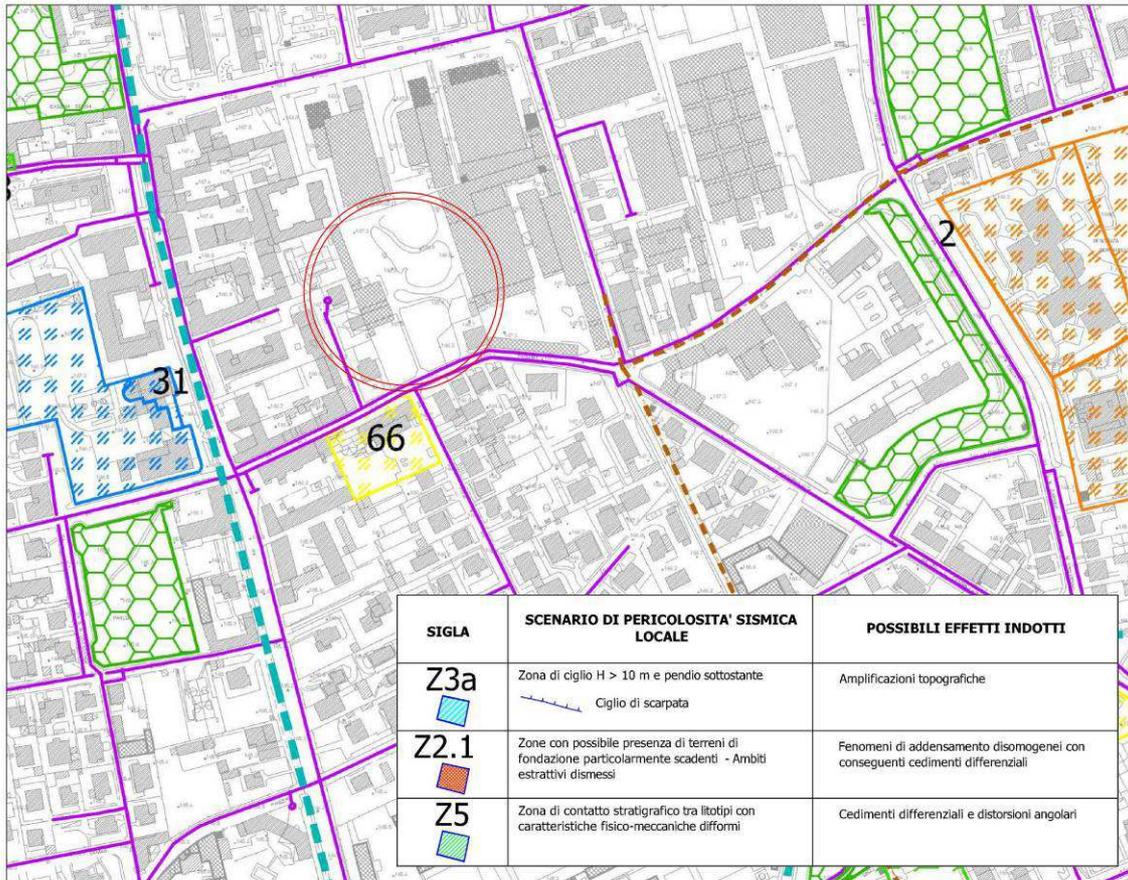
Il valore del parametro $V_{s,30}$, necessario ai fini della caratterizzazione sismica del sito, è quindi risultato:

$$V_{s,30} = 353 \text{ m/s}$$

Il valore di $V_{s,30}$ così ricavato consente di classificare l'area in esame nella *categoria di sottosuolo C*, mentre la morfologia sub-pianeggiante, facendo riferimento alla tabella riportata nei paragrafi precedenti, l'inserisce nella *categoria topografica T1*.

6 ANALISI RISCHIO SISMICO

6.1 Analisi di I livello



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.

7 INDAGINE GEOGNOSTICA

L'indagine geognostica di campagna è stata condotta mediante l'esecuzione di 6 prove penetrometriche dinamiche continue S.C.P.T. 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

L'ubicazione delle prove eseguite è riportata nella planimetria schematica allegata.

Il terreno è stato indagato a partire dalla quota del piano campagna esistente fino alle seguenti profondità:

Prova	Profondità (m)
1	6.3
2	5.7
3	6.0
4	6.0
5	6.0
6	5.7

Le prove si sono interrotte alla profondità sopra riportata per la presenza di orizzonti particolarmente resistenti alla penetrazione dinamica.

8 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 scarse/modeste ($N_{scpt} < 10$);
- LITOZONA B: grado di addensamento medio-alto con caratteristiche geotecniche discrete/buone ($10 < N_{scpt} < 20$);
- LITOZONA C: grado di addensamento alto con caratteristiche geotecniche da buone a ottime ($N_{scpt} > 10$). Localmente l'addensamento è talmente elevato da determinare l'interruzione delle verticali d'indagine ad una profondità compresa tra 5.7 e 6.3 m da p.c..

Il terreno è stato suddiviso in litozone in base ai parametri geotecnici medi degli orizzonti attraversati dalle verticali penetrometriche.

Litozona	Profondità (m)	N_{SCPT}	N_{SPT}	γ (T/m^3)	ϕ ($^\circ$)	E (kg/cm^2)	K's (kN/m^3)
A	0.0 – 1.5/3.0	3 – 6	5 – 9	1.70 – 1.75	26.5 – 29	75 – 195	$8.5 – 16.0 \times 10^3$
B	1.5/3.0 – 3.6/4.2	12 – 16	21 – 28	1.85 – 1.90	33 – 35	345 – 400	$41.5 – 53.5 \times 10^3$
C	3.6/4.2 – 5.7/6.3	> 20	> 33	> 1.90	> 36	> 445	$> 71.5 \times 10^3$

dove:

N_{SCPT} = numero di colpi necessario per ottenere un avanzamento di 30 cm in una prova SCPT

N_{SPT} = numero di colpi SPT correlato

γ = peso di volume del terreno (T/m^3)

ϕ = angolo di attrito del terreno ($^\circ$)

E = modulo di deformazione (o di Young) in kg/cm^2

K's = stima del modulo di reazione del sottofondo (o di Winkler) in kN/m^3

Le verticali d'indagine hanno evidenziato la presenza di sedimenti caratterizzati da un grado di addensamento basso fino alla profondità di 1.5/3.0 m da p.c.. Inferiormente si osserva un netto miglioramento delle caratteristiche geotecniche e la presenza di sedimenti caratterizzati da parametri geotecnici molto buoni che presentano un grado di addensamento talmente elevato da determinare l'interruzione delle verticali d'indagine a profondità comprese tra 5.7 e 6.3 m.

Nel corso delle prove non è stata rilevata presenza di acqua di falda a conferma dei dati idrogeologici in nostro possesso.

9 CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI SOTTOFONDO 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.

9.1 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 [6.2.2a] 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.II 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_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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	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	Larghezza fondazione (m)	Profondità fondazioni (m)	Φ_m (°)	Φ_k (°)	γ_m (T/m ³)	γ_k (T/m ³)
Trave rovescia	1.5	3.8	35.5	34	1.90	1.85

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	Larghezza fondazione (m)	Profondità fondazioni (m)	Φ_k (°)	Φ_d (°)	γ_k (T/m ³)	γ_d (T/m ³)
Trave rovescia	1.5	3.8	34	34	1.85	1.85

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:

Sc Sq Sy sono fattori di forma

dc dq dy sono fattori di profondità

Nc Nq Ny 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:

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

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	Larghezza fondazione (m)	Profondità fondazioni (m)	R_d (kg/cm ²)
Trave rovescia	1.5	3.8	3.50

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.

9.2 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.

Le caratteristiche dei terreni presenti permettono pertanto di adottare il seguente valore di pressione di esercizio P_E :

Tipo di fondazione	Larghezza fondazione (m)	Profondità fondazioni (m)	P_E (kg/cm)
Trave rovescia	1.5	3.8	2.20

Ottenendo cedimenti immediati compresi tra 10 e 15 e cedimenti totali inferiori a 25 mm.

10 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

La liquefazione delle sabbie è il comportamento dei suoli sabbiosi che, a causa di un aumento della pressione interstiziale, passano improvvisamente da uno stato solido ad uno fluido, o con la consistenza di un liquido pesante.

La liquefazione avviene più frequentemente in depositi sabbiosi e/o sabbioso limosi sciolti, a granulometria uniforme, normalmente consolidati e saturi. Durante la fase di carico, le sollecitazioni indotte nel terreno, quali possono essere quelle derivanti da un evento sismico, possono causare un aumento delle pressioni interstiziali fino a eguagliare la tensione soprastante. Viene così annullata la resistenza al taglio del terreno secondo il principio delle pressioni efficaci di Terzaghi, e si assiste così a un fenomeno di fluidificazione del suolo.

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 $U_c > 3,5$.

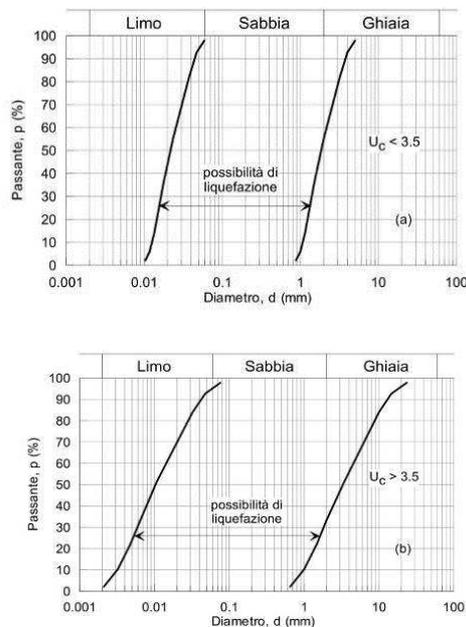


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Nell'area in esame le accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) risultano minori di 0,1g; il manifestarsi di tale condizione esclude, per l'area oggetto di studio, la verifica alla liquefazione.

11 CONCLUSIONI

L'area in esame sita in via delle Industrie angolo via Pasubio nel comune di Paderno Dugnano è caratterizzata dalla presenza, in affioramento, di depositi appartenenti alle alluvioni fluvioglaciali del periodo Würm (DILUVIUM RECENTE), generalmente caratterizzati da sabbie con subordinata matrice limosa e rare intercalazioni argillose.

Nell'area in esame è prevista la realizzazione di una scala esterna in ferro battuto.

L'indagine geognostica è consistita nell'esecuzione di 6 prove penetrometriche di tipo dinamico per determinare lo stato di addensamento del terreno e di una prova sismica MASW al fine di ottenere l'identificazione della categoria di sottosuolo dell'area in esame (punto 3.2.2 NTC 2018).

Le indagini eseguite evidenziano la presenza alla quota d'imposta delle fondazioni, circa 3.80 m da p.c., di sedimenti caratterizzati da un grado di addensamento elevato e parametri geotecnici ottimi.

I calcoli hanno dimostrato che sarà possibile utilizzare fondazioni dirette continue impostate alla profondità di 3.80 m da p.c. utilizzando il valore della pressione di esercizio riportato precedentemente.

Il profilo sismico di tipo MASW effettuato nell'area in esame ha permesso di stimare una V_{s30} pari a 353 m/s, il sottosuolo dell'area ricade pertanto all'interno della categoria C. Sulla base delle caratteristiche topografiche del territorio, l'area rientra mediamente nella categoria **T1** (*Superficie pianeggiante, con inclinazione media $i \leq 15^\circ$*).

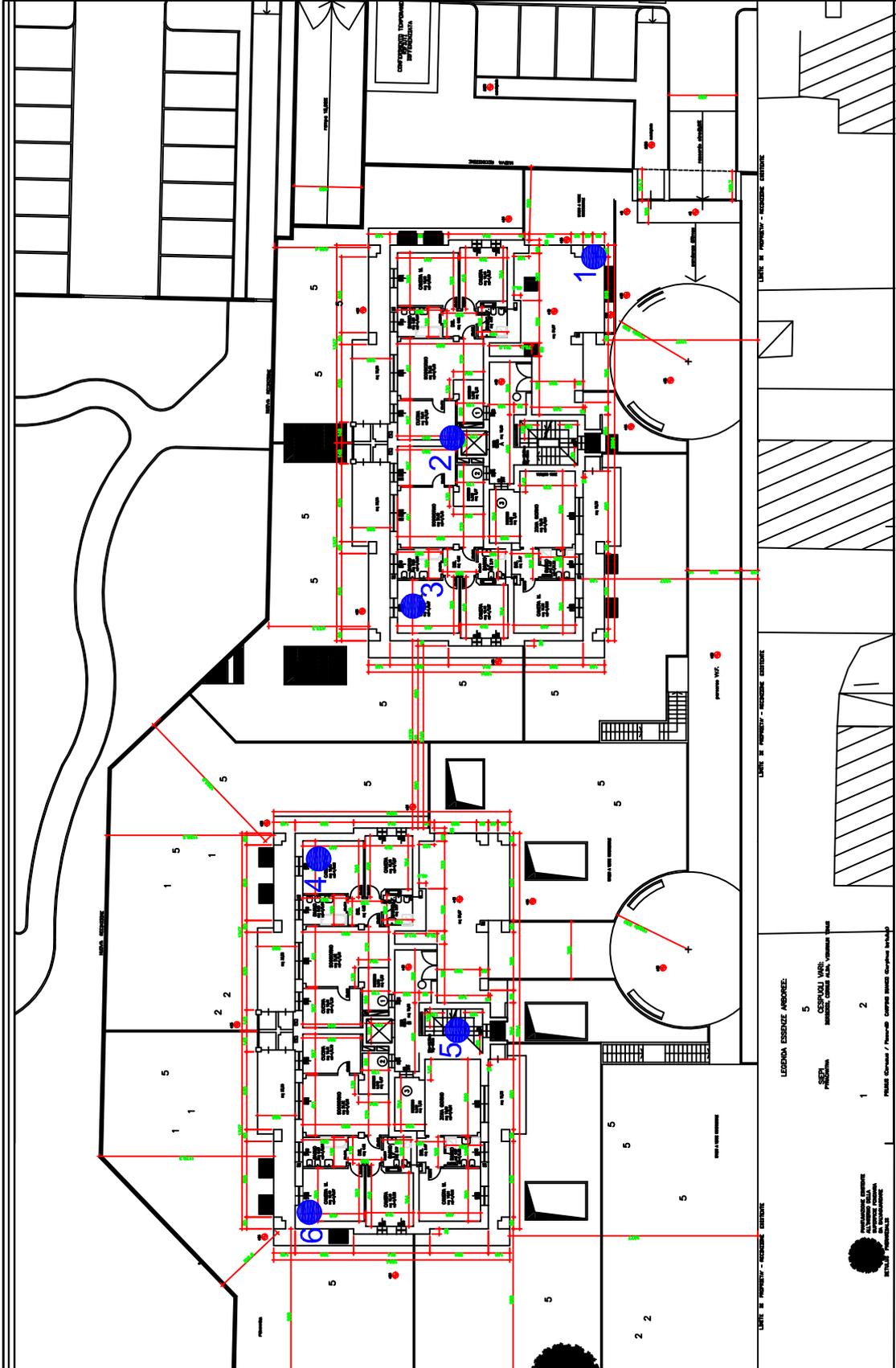
L'intervento non interferirà con la falda freatica, la quale è situata ad una profondità superiore a 20 m da p.c.

Il tecnico incaricato

Dott. Geol. Riccardo Cortiana



UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE



S.C.P.T. PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

COMMITTENTE: DE.LU. Immobiliare Srl

CANTIERE: Paderno Dugnano (MI) - via Pasubio

DATA: Ott. '18



LEGENDA ESSENZE ARCHITETIVE:
 5 COPERTURA IN CEMENTO
 1 PAVIMENTO IN CEMENTO
 2 PAVIMENTO IN CEMENTO
 5 PAVIMENTO IN CEMENTO

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

COMMITTENTE: **DE.LU. IMMOBILIARE SRL**

CANTIERE: Paderno Dugnano (MI) - via Pasubio 27

QUOTA DI RIFERIMENTO: piano campagna DATA ottobre-18

Profondità (m)	S.C.P.T. 1	S.C.P.T. 2	S.C.P.T. 3	S.C.P.T. 4	Profondità (m)
0.3	9	21	12	14	0.3
0.6	2	5	4	5	0.6
0.9	3	4	6	6	0.9
1.2	4	6	9	6	1.2
1.5	4	4	8	3	1.5
1.8	2	4	6	2	1.8
2.1	3	5	6	2	2.1
2.4	2	8	7	7	2.4
2.7	3	7	18	12	2.7
3.0	7	9	20	12	3.0
3.3	19	16	13	20	3.3
3.6	10	21	22	16	3.6
3.9	18	19	16	16	3.9
4.2	19	24	16	35	4.2
4.5	23	31	23	29	4.5
4.8	28	31	23	37	4.8
5.1	27	43	30	21	5.1
5.4	31	68	48	34	5.4
5.7	33	100	57	59	5.7
6.0	51		100	100	6.0
6.3	100				6.3
6.6					6.6
6.9					6.9
7.2					7.2
7.5					7.5

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

COMMITTENTE

DE.LU. IMMOBILIARE SRL

CANTIERE

Paderno Dugnano (MI) - via Pasubio 27

QUOTA DI RIFERIMENTO:

piano campagna

DATA

ottobre-18

Profondità (m)	S.C.P.T. 5	S.C.P.T. 6			Profondità (m)
0.3	20	11			0.3
0.6	6	7			0.6
0.9	5	5			0.9
1.2	7	7			1.2
1.5	4	7			1.5
1.8	7	10			1.8
2.1	21	22			2.1
2.4	24	17			2.4
2.7	23	28			2.7
3.0	18	16			3.0
3.3	10	11			3.3
3.6	18	16			3.6
3.9	23	31			3.9
4.2	34	18			4.2
4.5	31	29			4.5
4.8	28	31			4.8
5.1	27	28			5.1
5.4	44	66			5.4
5.7	53	100			5.7
6.0	100				6.0
6.3					6.3
6.6					6.6
6.9					6.9
7.2					7.2
7.5					7.5

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

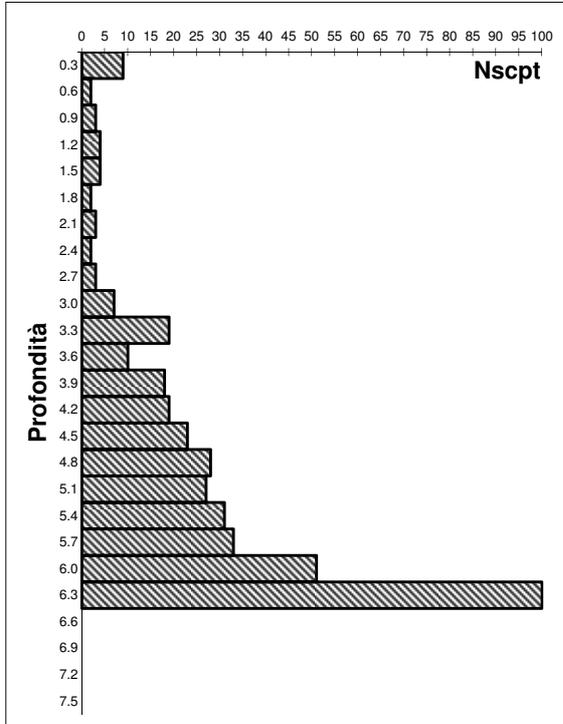
(Penetrometro super pesante tipo Meardi - A.G.I.)

LOCALITA': Paderno Dugnano (MI) - via Pasubio 27

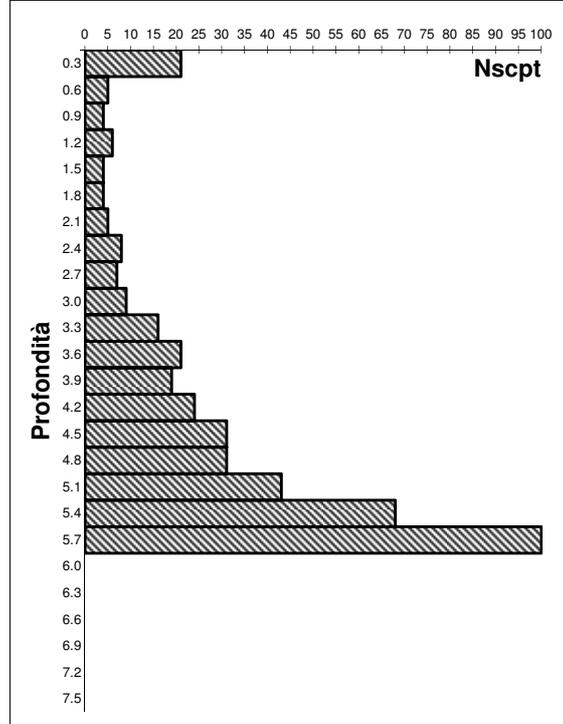
COMMITTENTE: DE.LU. IMMOBILIARE SRL

DATA: ott-18

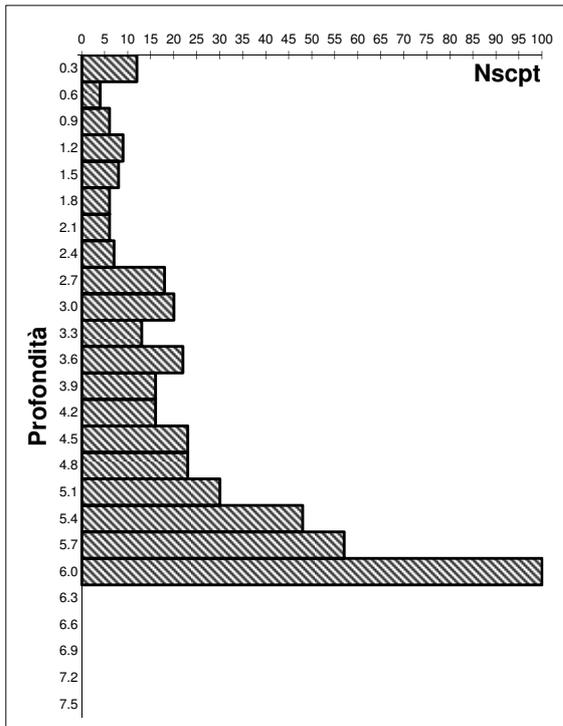
S.C.P.T. 1



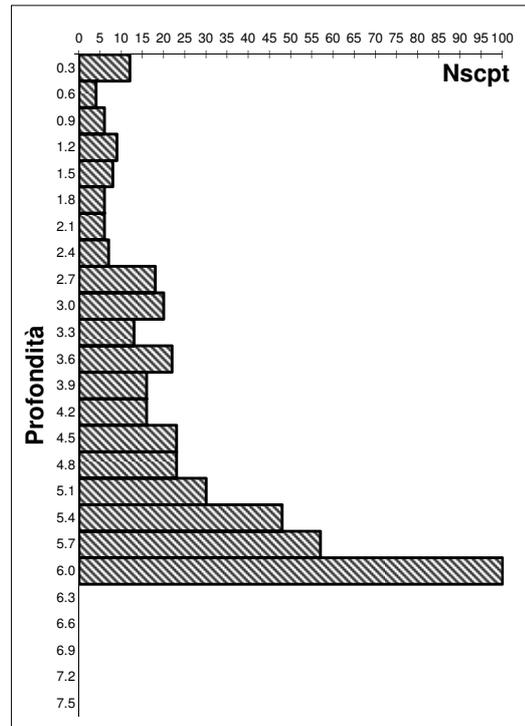
S.C.P.T. 2



S.C.P.T. 3



S.C.P.T. 4



PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

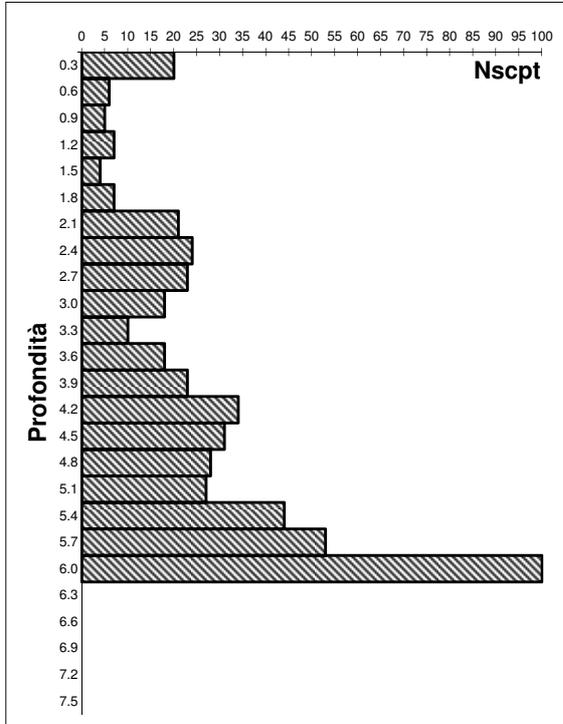
(Penetrometro super pesante tipo Meardi - A.G.I.)

LOCALITA': Paderno Dugnano (MI) - via Pasubio 27

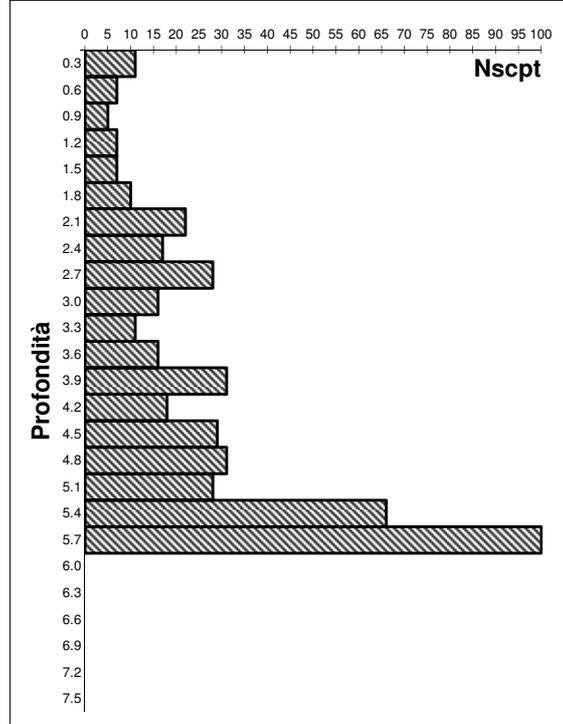
COMMITTENTE: DE.LU. IMMOBILIARE SRL

DATA: ott-18

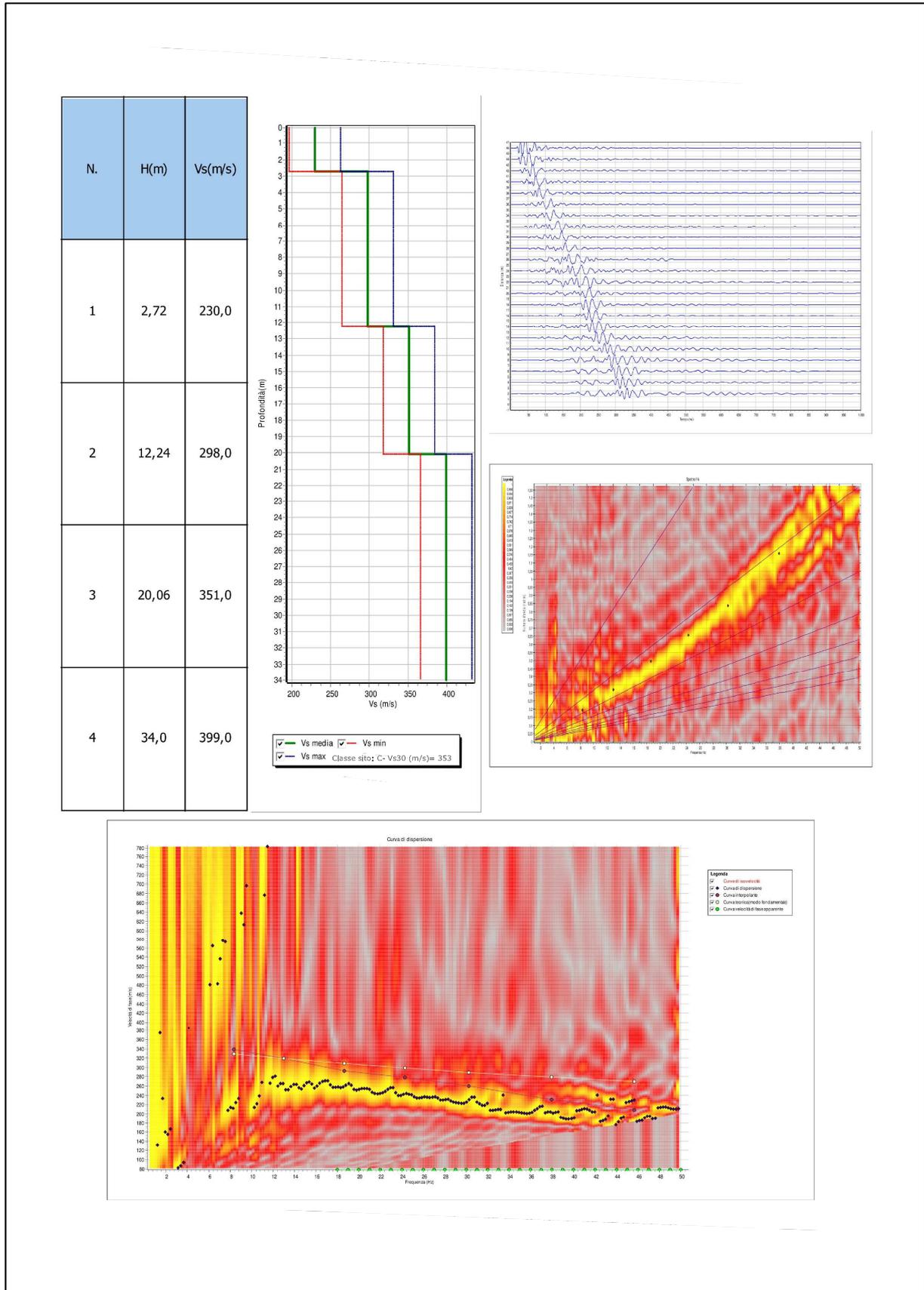
S.C.P.T. 5



S.C.P.T. 6



INDAGINE SISMICA MASW



STUDIO TECNICO CATTANEO
Piazza Matteotti, 2
Paderno Dugnano (MI)

INTERVENTO VIA OSLAVIA
PADERNO DUGNANO (MI)

RELAZIONE GEOLOGICA e SISMICA (R1 + R3)
RELAZIONE GEOTECNICA (R2)
AI SENSI DELLE N.T.C. D.M. 17/01/2018
e D.G.R. X/5001/2016

Milano, settembre 2023



STUDIO IDROGEOTECNICO S.r.l.
Società di ingegneria

Bastioni di Porta Volta 7 - 20121 Milano
tel. 02/659.78.57 - fax 02/655.10.40
e-mail: stid@fastwebnet.it
www.studioidrogeotecnico.com

STUDIO TECNICO CATTANEO
Piazza Matteotti, 2
Paderno Dugnano (MI)

INTERVENTO VIA OSLAVIA
PADERNO DUGNANO (MI)

RELAZIONE GEOLOGICA e SISMICA (R1 + R3)
RELAZIONE GEOTECNICA (R2)
AI SENSI DELLE N.T.C. D.M. 17/01/2018
e D.G.R. X/5001/2016

SOMMARIO

1	PREMESSA	3
2	RELAZIONE GEOLOGICA (R1+R3)	4
2.1	COMPONENTE GEOLOGICA, IDROGEOLOGICA E SISMICA DEL PGT	4
2.1.1	<i>Vincoli idrogeologici.....</i>	<i>4</i>
2.1.2	<i>Pericolosità sismica locale</i>	<i>6</i>
2.1.3	<i>Sintesi degli elementi conoscitivi</i>	<i>8</i>
2.1.4	<i>Fattibilità</i>	<i>10</i>
2.1.5	<i>Direttiva Alluvioni</i>	<i>12</i>
2.1.5.1	Relazioni con l'intervento.....	13
2.2	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	14
2.2.1	<i>Lineamenti geomorfologici, idrografici e geologici.....</i>	<i>14</i>
2.2.2	<i>Unità idrogeologiche.....</i>	<i>16</i>
2.2.3	<i>Piezometria.....</i>	<i>21</i>
2.2.4	<i>Piezometria sito specifica</i>	<i>22</i>
2.3	ASPETTI SISMICI	24
2.3.1	<i>Pericolosità sismica locale</i>	<i>24</i>
2.3.2	<i>Approfondimento sismico di primo livello</i>	<i>25</i>

CF e P.Iva e Registro Imprese di Milano 09422240961 - Capitale sociale € 30.000 i.v.

2.3.2.1	Scenari di pericolosità sismica locale e possibili effetti indotti	26
2.3.3	<i>Individuazione della categoria di suolo di fondazione (D.M. 17/01/2018)</i>	26
2.3.4	<i>Suscettibilità alla liquefazione</i>	28
3	RELAZIONE GEOTECNICA (R2)	30
3.1	RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI	30
3.2	INDAGINE GEOGNOSTICA	30
3.2.1	<i>Prove penetrometriche dinamiche continue SCPT</i>	31
3.2.2	<i>Prova sismica MASW</i>	32
3.3	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO – TECNICA DEI TERRENI	33
3.4	CARATTERISTICHE DEL PROGETTO	35
3.5	CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO	36
3.6	CALCOLO DEI CEDIMENTI	37
3.7	COEFFICIENTE DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO DI WINKLER	39

ALLEGATI

All. 1 - Ubicazione delle indagini - scala grafica

All. 2 - Grafici prove penetrometriche SCPT

All. 3 - Prova sismica MASW

MODULO 9 D.G.R. X/5001/2016

MODULO 10 D.G.R. X/5001/2016

1 PREMESSA

Lo Studio Tecnico Cattaneo ha affidato allo Studio Idrogeotecnico Srl l'incarico per l'esecuzione di un'indagine geognostica a supporto dell'intervento edilizio in via Oslavia, in comune di Paderno Dugnano, consistente nella ristrutturazione di un edificio esistente e realizzazione di un nuovo edificio in adiacenza ad esso sull'area di proprietà Candela.

L'indagine, svolta in ottemperanza a quanto previsto dalla normativa del D.M. 17/01/2018, è stata finalizzata alla definizione delle caratteristiche stratigrafiche, geotecniche e sismiche dei terreni di fondazione allo scopo di ottenere la corretta scelta, impostazione e dimensionamento delle opere fondazionali.

Per la definizione del modello geologico e geotecnico sito-specifico si è fatto riferimento alla campagna di indagini geognostiche eseguita, a cura del presente Studio, in data 14.05.2018. In particolare, le indagini sito-specifiche di riferimento sono:

- n° 2 prove penetrometriche dinamiche scpt;
- n° 1 indagine di prospezione sismica MASW (L1);

In coerenza con quanto previsto ai sensi della D.G.R. X/5001 del 30 marzo 2016 "*Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (artt. 3, comma 1 e 13, comma 1, della L.R. 33/2015)*" il presente documento si compone di:

- relazione geologica (R3+R1) ai sensi della D.G.R. IX/2616/2011 e delle NTC 17/01/2018 (punto 6.2.1) finalizzata:
 - verifica della fattibilità dell'intervento in riferimento alla componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano del Governo del Territorio vigente;
 - caratterizzazione e modellazione geologica/idrogeologica, geotecnica e sismica del sito;
- relazione geotecnica (R2) ai sensi delle NTC 17/01/2018 (punto 6.2.2) finalizzata alla definizione del modello geotecnico di sottosuolo ed alla determinazione delle resistenze di progetto;
- modulistica 9 e 10 ai sensi della D.G.R. X/5001/2016.

2 RELAZIONE GEOLOGICA (R1+R3)

2.1 COMPONENTE GEOLOGICA, IDROGEOLOGICA E SISMICA DEL PGT

Nei paragrafi seguenti vengono esaminate le relazioni dell'area di intervento con gli aspetti relativi ai vincoli idrogeologici, alla pericolosità sismica locale, alla sintesi degli elementi conoscitivi e alla fattibilità geologica, desunti dalla componente geologica, idrogeologica e sismica di supporto al PGT vigente del comune di Paderno Dugnano, redatta dallo scrivente nel maggio 2013 ai sensi della D.G.R. IX/2616/2011.

2.1.1 Vincoli idrogeologici

L'area oggetto di studio, come osservabile dall'immagine seguente (Figura 2-1), rientra all'interno della fascia di rispetto del reticolo principale (torrente Seveso) ai sensi del R.D. 523/1904. Tale fascia ha un'estensione di 10 m dal ciglio di scarpata o dal piede esterno dell'argine.



PROPOSTA DI FASCIA DI RISPETTO CON ATTIVITA' DI POLIZIA IDRAULICA
 al sensi della D.G.R. 25 ottobre 2012 n. IX/4287

Reticolo principale



10 m dal ciglio di scarpata o dal piede esterno dell'argine



FASCIA DI RISPETTO DEL RETICOLO PRINCIPALE AI SENSI DEL R.D. 523/1904

10 m dal ciglio di scarpata o dal piede esterno dell'argine

Vigente fino alla definitiva approvazione di recepimento nello strumento urbanistico dello studio
 sul reticolo, a seguito di parere favorevole dello STER competente

Figura 2-1 - Estratto dalla carta dei vincoli della componente geologica, idrogeologica e sismica
 del comune di Paderno Dugnano

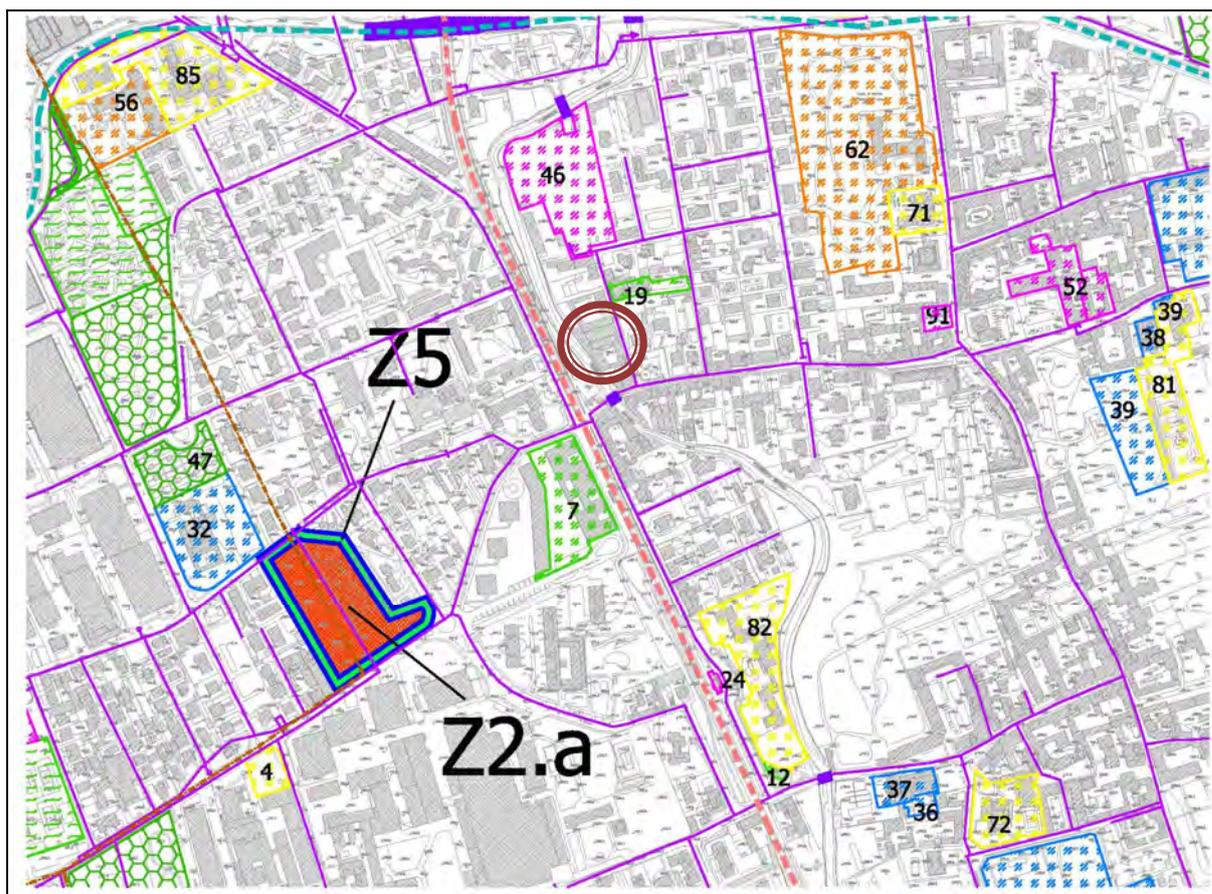
CF e P.Iva e Registro Imprese di Milano 09422240961 - Capitale sociale € 30.000 i.v.

2.1.2 Pericolosità sismica locale

Il Comune di Paderno Dugnano, secondo la previgente classificazione sismica del territorio nazionale (Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", pubblicata sulla G.U. n. 105 dell'8 maggio 2003 Supplemento ordinario n. 72, adottata con d.g. Regione Lombardia n. 14964 del 7 novembre 2003) ricade in zona sismica 4 (quella a minor grado di sismicità ovvero a "bassa sismicità").

Anche secondo la nuova classificazione sismica vigente dei comuni della Regione Lombardia, di cui alla recente D.G.R. 11 luglio 2014 n. X/2129 "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia", il comune risulta classificato in zona sismica 4 con valore di accelerazione massima $A_{gmax} = 0.049194$.

Per quanto attiene agli scenari di pericolosità sismica locale definiti con analisi di 1° livello, il citato studio geologico di PGT non individua scenari di pericolosità sismica locale in corrispondenza del sito di intervento, come evidenziato dalla figura seguente.



SIGLA	SCENARIO DI PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE	POSSIBILI EFFETTI INDOTTI	CLASSE DI PERICOLOSITA' SISMICA	LIVELLO DI APPROFONDIMENTO per edifici di cui al d.d.u.o. n. 19904 del 21 novembre 2003
Z3a 	Zona di ciglio H > 10 m e pendio sottostante  Ciglio di scarpata	Amplificazioni topografiche	H2	2
Z2.1 	Zone con possibile presenza di terreni di fondazione particolarmente scadenti - Ambiti estrattivi dismessi	Fenomeni di addensamento disomogenei con conseguenti cedimenti differenziali	H2	3
Z5 	Zona di contatto stratigrafico tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche difformi	Cedimenti differenziali e distorsioni angolari	H2	3

EDIFICI ED OPERE RILEVANTI	Strutture ricreative e di aggregazione, sportive e culturali, locali di spettacolo e intrattenimento in genere
<p><u>Asili nido e scuole, dalle mateme alle superiori</u></p> <p>3 - Asilo nido "Girotondo" 4 - Asilo nido di Via Avogadro 5 - Asilo nido "Baraggiolo" 64 - Scuola materna di Via Sondrio 65 - Scuola materna di Via Corridori 66 - Scuola materna "San Giuseppe" 67 - Scuola materna di Via Bolivia 68 - Scuola materna "Immacolata" 69 - Scuola materna "Cappellini" 70 - Scuola materna di Via Anzio 71 - Scuola materna "Uccidi" 72 - Scuola materna "Maria Nascente" 73 - Scuola materna di Via Battisti 74 - Scuola materna di Via Tunisia 75 - Spazio infanzia 76 - Scuola materna "Vivaldi" 77 - Scuola elementare "Manzoni" 78 - Scuola elementare "De Vecchi-Fisogni" 79 - Scuola elementare "Mazzini" 80 - Scuola elementare "Don Milani" 81 - Scuola elementare e media "Don Bosco" 82 - Scuola elementare "De Marchi" 83 - Scuola elementare "Quiriel" 84 - Scuola media "Don Mingoni" 85 - Scuola media "Gramsci" 86 - Scuola media "Allende" e Università terza età 87 - Scuola media "Crocì" 88 - Scuola I.T.I.S. "Gadda"</p>	<p>6 - Villa Garganbini 7 - Biblioteca Tilane 11 - Centro sociale anziani 12 - Centro sociale e aggregativo, sindacati 13 - Centro di aggregazione giovanile "Gai ragazzi" 14 - Centro di aggregazione "Caratrà" 19 - Cinema "Metropolis" 20 - Cinema multisala "Le giraffe" 60 - Centro sociale per anziani 61 - Centro sociale per anziani "Falcone Borsellino" e Sede di quartiere Paderno 63 - "Palazzo Vismara" centro anziani 97 - Sede di quartiere Palazzolo 98 - Sede di quartiere Cassina Amata 99 - Sede di quartiere Villaggio 100 - Sede di quartiere Incirano 101 - Sede di quartiere Villaggio 102 - Sede di quartiere Villaggio</p> <p> Parchi, giardini pubblici, aree verdi, attrezzate e non attrezzate, aree dedicate alla forestazione urbana</p> <p>47 - Otri urbani</p> <p> Attrezzature sportive, palestre, piscina, campi da tennis, basket, calcio</p> <p>9 - Centro sportivo (tennis, calcetto) 10 - Centro sportivo Toti 89 - Piscina comunale 92 - Centro sportivo di Via Corio 93 - Centro sportivo di Via Gadames 94 - Centro sportivo di Via Gorizia 95 - Centro sportivo di Via Einaudi 96 - Centro sportivo di Via Sondrio</p>

Figura 2-2 - Estratto dalla carta della pericolosità sismica locale della componente geologica, idrogeologica e sismica del comune di Paderno Dugnano

Le Norme Geologiche di Piano della componente geologica del PGT, all'Art. 2- Indagini e approfondimenti geologici, evidenzia quanto segue:

- *Gli interventi edilizi di nuova costruzione, di ristrutturazione edilizia, di restauro e risanamento conservativo e di manutenzione straordinaria (quest'ultima solo nel caso in cui comporti all'edificio esistente modifiche strutturali di particolare rilevanza) dovranno essere progettati adottando i criteri di cui al d.m. 14 gennaio 2008 "Nuove Norme tecniche per le costruzioni".*

La documentazione di progetto dovrà comprendere i seguenti elementi:

- *indagini geognostiche per la determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, in termini di caratteristiche granulometriche e di plasticità e di parametri di resistenza e deformabilità, spinte sino a profondità significative in relazione alla tipologia di fondazione da adottare e alle*

CF e P.Iva e Registro Imprese di Milano 09422240961 - Capitale sociale € 30.000 i.v.

dimensioni dell'opera da realizzare. Sono comprensive di prove in situ e in laboratorio, rilevamento geologico di dettaglio, assaggi con escavatore, prove di resistenza alla penetrazione dinamica o statica, caratterizzazione idrogeologica ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008;

- *determinazione della velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità al di sotto del prescelto piano di posa delle fondazioni, ottenibile a mezzo di indagini geofisiche in foro (down-hole o cross-hole), indagini geofisiche di superficie (SASW – Spectral Analysis of Surface Waves, MASW – Multichannel Analysis of Surface Waves - o REMI – Refraction Microtremor for Shallow Shear Velocity), o attraverso correlazioni empiriche di comprovata validità con prove di resistenza alla penetrazione dinamica o statica. La scelta della metodologia di indagine dovrà essere commisurata all'importanza dell'opera e dovrà in ogni caso essere adeguatamente motivata;*
 - *definizione della categoria del suolo di fondazione in accordo al d.m. 14 gennaio 2008 sulla base del profilo di V_s ottenuto e del valore di V_{s30} calcolato;*
 - *definizione dello spettro di risposta elastico in accordo al d.m. 14 gennaio 2008.*
- *All'interno delle AREE A PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE (PSL) individuate in Tav. 5, in Tav. 8 e 9 e su tutto il territorio comunale gli edifici il cui uso prevede affollamenti significativi, per gli edifici industriali con attività pericolose per l'ambiente, per le reti viarie e ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza e per 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", **la progettazione dovrà essere condotta adottando i criteri antisismici di cui al d.m. 14 gennaio 2008** definendo le azioni sismiche di progetto a mezzo di analisi di approfondimento di III livello - metodologie dell'allegato 5 alla d.g.r. n. IX/2616/2011 sempre per gli ambiti di pericolosità sismica Z2 e Z5 e per gli ambiti Z3 e Z4 nel caso in cui il Fattore di Amplificazione (F_a) calcolato con un approfondimento di 2° livello risulti minore del valore di F_a di soglia.*

2.1.3 Sintesi degli elementi conoscitivi

L'area di intervento, come desunto dalla tavola di sintesi della componente geologica, ricade dal punto di vista geologico-tecnico nell'area omogenea Pg, avente le seguenti caratteristiche:

Area Pg

Caratteristiche litotecniche: sabbie debolmente limose e limi passanti a ghiaie medio grossolane a supporto clastico e di matrice limoso-sabbiosa.

CF e P.Iva e Registro Imprese di Milano 09422240961 - Capitale sociale € 30.000 i.v.

Vulnerabilità degli acquiferi: vulnerabilità di grado estremamente elevato.

Problematiche specifiche: caratteristiche portanti discrete, localmente scadenti, per presenza di terreni fini coesivi che possono essere interessati da saturazione. Area soggetta o potenzialmente soggetta a fenomeni di esondazione del Torrente Seveso.

Dal punto di vista della vulnerabilità idraulica, il sito è prossimo agli ambiti ribassati della piana alluvionale, potenzialmente esondabili.

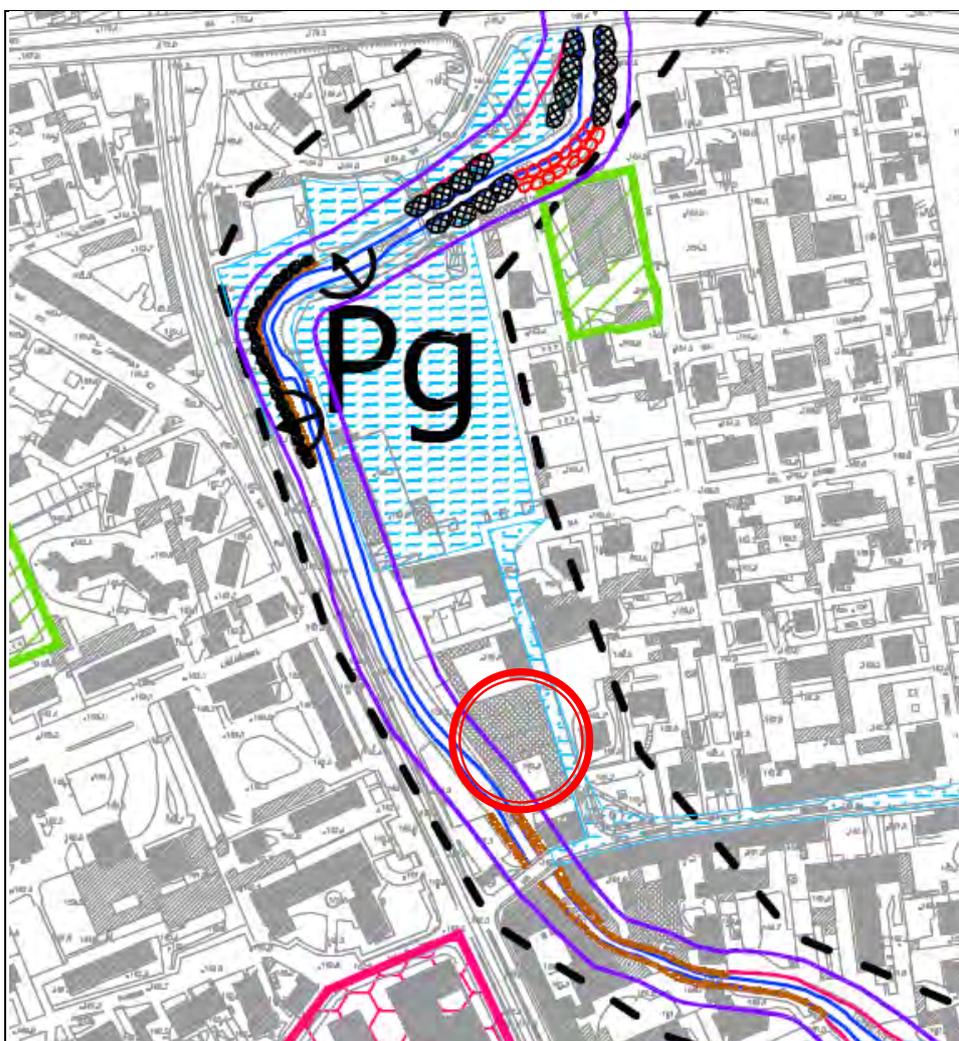


Figura 2-3 - Estratto dalla carta della sintesi degli elementi conoscitivi della componente geologica, idrogeologica e sismica del comune di Paderno Dugnano

2.1.4 Fattibilità

L'area, come visibile in Figura 2-4, rientra in parte nella classe di fattibilità geologica 4rf (gravi limitazioni) - aree di salvaguardia con finalità idraulica del torrente Seveso, e in parte nella classe 3d (consistenti limitazioni) - aree di protezione fluviale.

La classi di fattibilità, in cui rientra l'area oggetto di studio, vengono così descritte:

Classe 4rf – Aree di salvaguardia con finalità idraulica del torrente Seveso

Principali caratteristiche: alveo del torrente Seveso ed area di rispetto fluviale del corso d'acqua costituente reticolo idrico principale.

Problematiche generali: aree interessate da esondazione/allagamenti, definite come aree di rispetto necessarie a consentire l'accessibilità al corso d'acqua ai fini della sua manutenzione, fruizione e riqualificazione ambientale.

Parere sull'edificabilità: non favorevole per gravi limitazioni legate al rischio idraulico e alla presenza di fasce di rispetto di corso d'acqua soggetto ad attività di polizia idraulica.

Tipo di intervento ammissibile: è vietata qualsiasi nuova opera edificatoria, ad eccezione di eventuali infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico solo se non altrimenti localizzabili, corredati da uno studio di compatibilità degli interventi con la situazione di rischio idraulico.

Nel caso in cui, oltre alla classe di fattibilità 4, sussista in concomitanza la fascia di rispetto del corso d'acqua, devono essere considerate anche le limitazioni previste dal R.D. 523/1904 art. 59, 96, 97, 98 (divieto di edificazione ad una distanza minima di 10 metri dalle sponde dei corpi idrici/piede arginale esterno) o le limitazioni del Regolamento comunale di Polizia Idraulica ai sensi della d.g.r. IX/4287/2012 (quest'ultimo solo a seguito della approvazione da parte dello STER di competenza e al recepimento dello stesso nello strumento urbanistico mediante apposita variante urbanistica). Valgono gli indirizzi e le prescrizioni di cui agli articoli 23 e 24 delle Nda del PTCP ai fini della salvaguardia e tutela dell'ambito fluviale.

Classe 3d – Aree di protezione fluviale

Principali caratteristiche: porzioni di piana alluvionale del torrente Seveso, litologicamente costituite da ghiaie sciolte passanti a sabbie debolmente limose, potenzialmente soggette a fenomeni di esondazione.

Problematiche generali: zone potenzialmente esondabili (comprendenti quelle per tempo di ritorno $T_R = 100$ anni) e/o ambiti di riqualificazione fluviale

Parere sull'edificabilità: favorevole con consistenti limitazioni legate alla verifica del rischio idraulico, alla riqualificazione degli ambiti fluviali e alla verifica dei caratteri geotecnici.

Tipo di intervento ammissibile: sono ammesse tutte le categorie di opere edificatorie ed infrastrutturali ad esclusione dell'edilizia produttiva di significativa estensione areale, corredati da uno studio di compatibilità degli interventi con la situazione di rischio idrogeologico. Per le opere esistenti sono ammessi gli interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria, restauro, risanamento conservativo e di ristrutturazione edilizia come definiti dall'art. 27, comma 1, lettere a), b), c) e d) (con esclusione di quelli comportanti demolizione con ricostruzione) della l.r. 12/05. È vietata la realizzazione di vani interrati. Il rilascio del permesso di costruire è subordinato alla presentazione di un progetto edilizio supportato da una verifica di compatibilità idraulica che attesti l'ottimale distribuzione delle volumetrie in considerazione del rischio idraulico e all'attuazione dei necessari interventi di mitigazione del rischio. Ciò al fine di consentire l'edificazione in aree aventi condizioni di rischio accettabili.

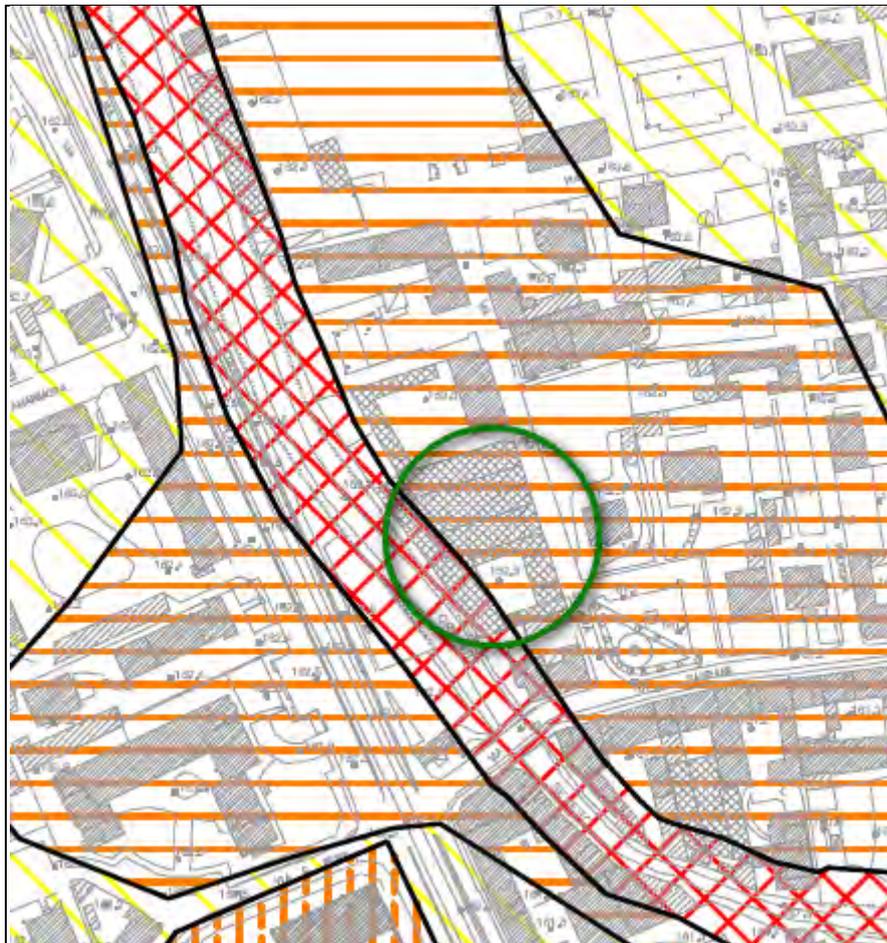


Figura 2-4 - Estratto della carta di fattibilità della componente geologica, idrogeologica e sismica del comune di Paderno Dugnano

CF e P.Iva e Registro Imprese di Milano 09422240961 - Capitale sociale € 30.000 i.v.

2.1.5 Direttiva Alluvioni

Il Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del Fiume Po, con deliberazione n. 2 del 3 marzo 2016, ha approvato il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (PGRA).

Il Piano di Gestione Rischio Alluvioni è lo strumento operativo previsto dal d.lgs. 49/2010, in attuazione alla Direttiva Europea 2007/60/CE, per individuare e programmare le azioni necessarie a ridurre le conseguenze negative delle alluvioni per la salute umana, per il territorio, per i beni, per l'ambiente, per il patrimonio culturale e per le attività economiche e sociali.

Il PGRA-Po contiene in sintesi:

- la mappatura delle aree potenzialmente interessate da alluvioni, classificate in base alla pericolosità (aree allagabili) e al rischio, con particolare riferimento alle situazioni a maggiore criticità;
- il quadro attuale dell'organizzazione del sistema di protezione civile in materia di rischio alluvioni;
- le misure da attuare per ridurre il rischio nelle fasi di prevenzione e protezione e nelle fasi di preparazione, ritorno alla normalità ed analisi.

Le mappe di pericolosità evidenziano le aree potenzialmente interessate da eventi alluvionali secondo gli scenari di bassa probabilità (P1 - alluvioni rare con T=500 anni), di media probabilità (P2 - alluvioni poco frequenti T=100-200 anni) e alta probabilità (P3 - alluvioni frequenti T=20-50 anni), distinte con tonalità di blu, la cui intensità diminuisce in rapporto alla diminuzione della frequenza di allagamento.

Le mappe identificano ambiti territoriali omogenei distinti in relazione alle caratteristiche e all'importanza del reticolo idrografico e alla tipologia e gravità dei processi di alluvioni prevalenti ad esso associati, secondo la seguente classificazione:

- Reticolo idrografico principale (RP)
- Reticolo idrografico secondario collinare e montano (RSCM)
- Reticolo idrografico secondario di pianura artificiale (RSP)
- Aree costiere lacuali (ACL).

Le mappe di rischio classificano secondo 4 gradi di rischio crescente (R1 - rischio moderato o nullo, R2 - rischio medio, R3 - rischio elevato, R4 - rischio molto elevato) gli elementi che ricadono entro le aree allagabili.

Le mappe di pericolosità e rischio contenute nel PGRA rappresentano un aggiornamento e integrazione del quadro conoscitivo rappresentato dagli elaborati del PAI.

Tra le misure di prevenzione previste nel PGRA vi è quella di associare, alle aree che risultano allagabili, un'idonea normativa d'uso del territorio, coerente con quella già presente nel PAI per i fenomeni alluvionali ivi considerati.

È con questo obiettivo che è stata avviata (giugno 2015) la procedura di adozione di una Variante alle Norme di Attuazione del PAI con la quale viene introdotto il Titolo V contenente "Norme in materia di coordinamento tra il PAI e il Piano di Gestione Rischio di Alluvioni (PGRA)".

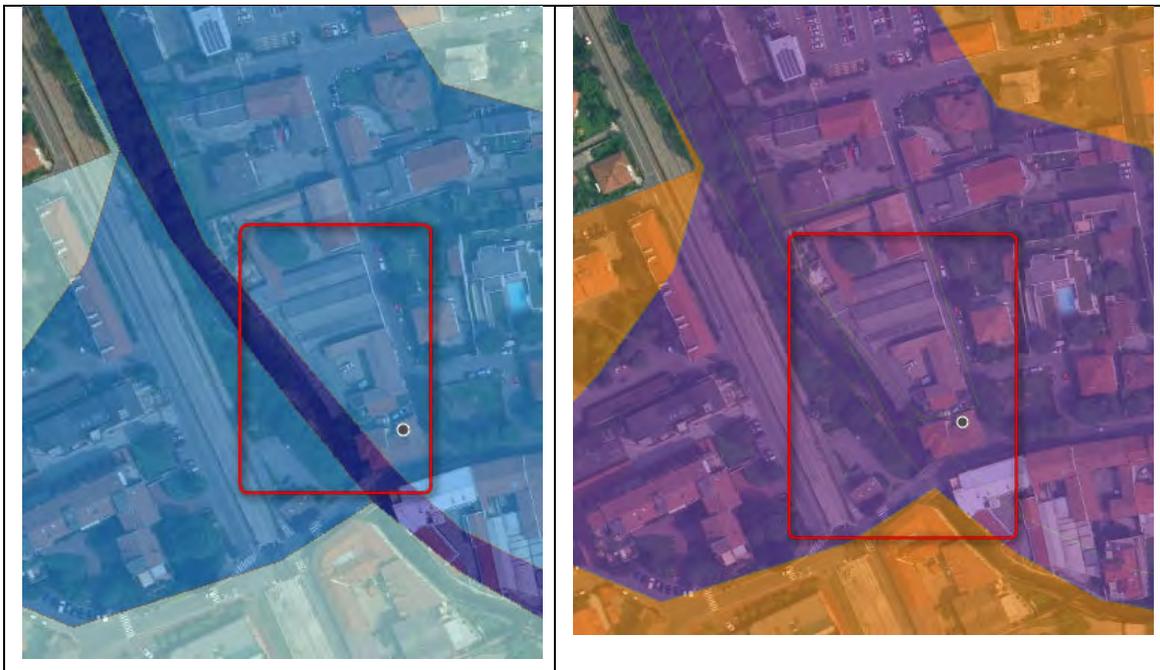
Con deliberazione 5/2016, nella seduta del 7 dicembre 2016, il Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del F. Po adotta il Progetto di Variante alle Norme di Attuazione del PAI e del PAI Delta.

Regione Lombardia, con D.G.R. X/6738 del 19.06.2017, ha approvato le "*Disposizioni regionali concernenti l'attuazione del Piano di Gestione del Rischio di Alluvione (PGRA) nel settore urbanistico e di pianificazione dell'emergenza, ai sensi dell'art. 58 delle Norme di Attuazione del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) del bacino del fiume Po così come integrate dalla Variante adottata in data 07.12.2016 con deliberazione n. 5 dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del fiume Po*".

Le disposizioni di cui al punto 3 dell'allegato A della suddetta DGR costituiscono integrazione a quelle dei Criteri e indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica approvati con DGR IX/2616 del 30.11.2011, relativamente all'attuazione della variante normativa al PAI nel settore urbanistico alla scala comunale.

2.1.5.1 Relazioni con l'intervento

L'area oggetto di studio è inserita nelle aree allagabili per la piena poco frequente (P2/M) per il reticolo principale (RP) con rischio R4, come si evince dalle mappe della pericolosità e del rischio relative al PGRA.



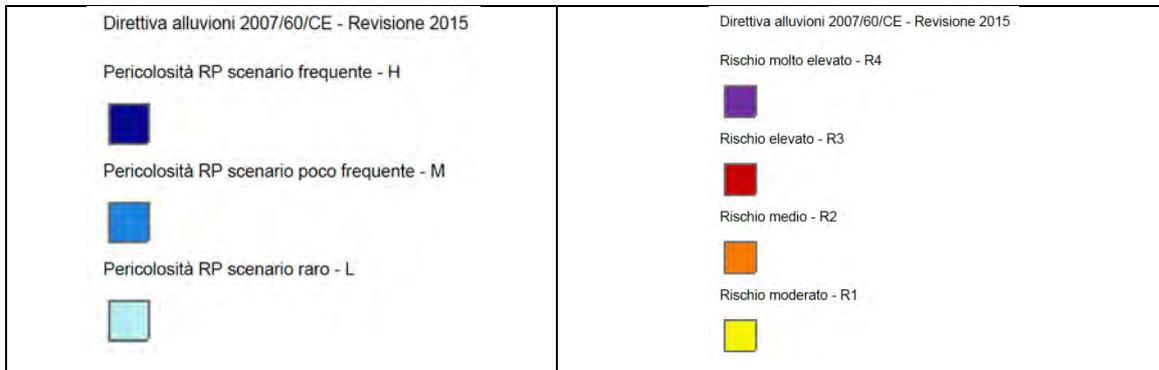


Figura 2-5 - Stralcio delle fasce di pericolosità RP (sinistra) e del rischio (destra) della Direttiva Alluvioni

Secondo il comma 2 dell'art. 58, titolo V delle "Norme in materia di coordinamento tra il PAI e il Piano di Gestione dei Rischi di Alluvione", "le Regioni individuano, ove necessario, eventuali ulteriori misure ad integrazione di quelle già assunte in sede di adeguamento dello strumento urbanistico al PAI".

Secondo la D.G.R. X/6738/2017, par. 3.1.3, emanata da Regione Lombardia, per le aree interessate da alluvioni frequenti (P2/M) si applicano le limitazioni e prescrizioni previste per la fascia B.

La stessa DGR precisa, inoltre, al punto 4 par 3.1.3, che "*ai sensi dell'art. 59 delle N.d.A. del PAI, tutti i comuni provvedono ad adeguare i rispettivi strumenti urbanistici adeguandoli alla normativa sopracitata*". Fino al recepimento, nello strumento urbanistico comunale, della valutazione di dettaglio della pericolosità e del rischio, è facoltà del comune richiedere che gli interventi edilizi siano supportati da uno studio di compatibilità idraulica che utilizzi come dati tecnici di input tutte le informazioni del PGRA.

Si evidenzia che in data giugno 2023 è stato redatto dallo Scrivente una verifica di compatibilità idraulica ai sensi dell'allegato 4 alla D.G.R. IX/2616 del 30.11.2011 e della D.G.R. X/6738 del 19.06.2017 a supporto dell'intervento edilizio.

2.2 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

2.2.1 Lineamenti geomorfologici, idrografici e geologici

Il sito di progetto, ubicato nel settore centro occidentale del territorio comunale di Paderno Dugnano, si posiziona nel contesto morfologico dell'alta pianura lombarda, in Via Arboriana, a ridosso della sponda idrografica sinistra del T. Seveso, ad una quota altimetrica di 161,9 m s.l.m.

L'assetto morfologico del territorio è costituito da estese piane fluvioglaciali e fluviali di età quaternaria, dove non si rilevano particolari evidenze morfologiche. L'intensa urbanizzazione ha inoltre modificato o cancellato la struttura originaria della pianura,

CF e P.Iva e Registro Imprese di Milano 09422240961 - Capitale sociale € 30.000 i.v.

rendendo scarsamente distinguibili caratteri ed elementi morfologici già di per sé poco evidenti (orli di terrazzo e paleoalvei relitti).

Gli elementi morfologici di maggiore interesse sono legati al reticolo idrografico superficiale, qui caratterizzato dal torrente Seveso, che attraversa longitudinalmente il territorio comunale, e dalla rete dei canali artificiali del Consorzio di Bonifica Est Ticino - Villorresi (il cui canale principale è situato nella porzione N del comune). Nel settore NW del comune è inoltre presente il Canale Scolmatore delle Piene di Nord Ovest – Ramo Seveso, opera idraulica (recentemente soggetto ad ampliamento) realizzata con lo scopo di regolare le portate di piena del torrente Seveso e quindi per ridurre gli episodi di esondazione all'interno della città di Milano.

Da un punto di vista geologico, le unità presenti in affioramento sono le seguenti, dalla più recente alla più antica (fonte dati: Regione Lombardia - Progetto CARG - Foglio 118 Milano):

POI - Sintema del PO (Pleistocene superiore - Olocene)

L'unità è costituita da depositi fluviali e di esondazione privi di alterazione superficiale, caratterizzati ghiaie a supporto clastico e di matrice limoso-sabbiosa passanti a sabbie debolmente limose generalmente sciolte, con locali intercalazioni di limi in superficie.

Tali depositi sono presenti lungo il corso del torrente Seveso ed in corrispondenza del sito in esame; il limite dell'unità è tuttavia incerto a causa della sua difficile definizione, dovuta alla discontinuità dei lineamenti morfologici spesso cancellati dall'azione antropica.

LCN - Sintema di Cantù (Pleistocene superiore)

E' costituito da depositi fluvioglaciali con ghiaie a prevalente supporto clastico con matrice sabbiosa, ghiaie sabbiose, sabbie, sabbie limose, limi sabbioso argillosi massivi. La superficie limite superiore è caratterizzata da suoli moderatamente evoluti.

BEZ - Supersintema di Besnate – Unità di Guanzate (Pleistocene medio – Pleistocene superiore)

Si tratta di depositi fluvioglaciali costituiti da ghiaie a supporto clastico, con matrice sabbiosa o sabbioso limosa, localmente sabbie limose con clasti residuale. Il profilo di alterazione è da moderatamente evoluto a evoluto, con spessore inferiore a 2 m.



Figura 2-6 - Caratteri geologici

2.2.2 Unità idrogeologiche

Sulla base delle caratteristiche litologiche dedotte dalle stratigrafie dei pozzi dell'area, si riconoscono nel sottosuolo tre principali unità idrostratigrafiche, la cui denominazione fa riferimento alla classificazione 2002 proposta dalla Regione Lombardia, Eni-Divisione Agip e ripresa nelle elaborazioni del nuovo PTUA 2016 (vedi figure seguenti).

La loro distribuzione è sintetizzata nelle sezioni idrogeologiche di riferimento passanti per i pozzi pubblici/privati dell'area, in cui tali unità si succedono, dalla più superficiale alla più profonda, secondo il seguente schema:

- A - Gruppo Acquifero A**, dello spessore medio di circa 40-45 m, è presente con continuità in tutto il territorio ed è costituito da depositi di ambiente continentale in facies fluvio-glaciale/fluviale di tipo braided ad alta energia. Dal punto di vista litologico sono presenti sedimenti prevalentemente grossolani ad elevata porosità e permeabilità costituiti 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 D.). 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. 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) ed è caratterizzata nell'area di progetto da soggiacenze medie di circa 27 m dal p.c..

CF e P.Iva e Registro Imprese di Milano 09422240961 - Capitale sociale € 30.000 i.v.

- B -** Gruppo Acquifero B, dello spessore medio di circa 45-50 m, E' presente con continuità in tutto il territorio esaminato ed è costituito da depositi di ambiente continentale in facies fluvio-glaciale/fluviale di tipo braided. Litologicamente è composta prevalentemente da sedimenti grossolani rappresentati da sabbie medio-grossolane, sabbie ciottolose e ghiaie a matrice sabbiosa ad elevata porosità e permeabilità; verso il basso diminuisce la granulometria dei sedimenti e diventano più frequenti gli orizzonti cementati (arenarie e conglomerati) e i livelli di sedimenti fini argilloso-limosi. L'unità, congiuntamente alla precedente Unità A, è sede dell'acquifero superiore con carattere da libero a semiconfinato, tradizionalmente captata dai pozzi di captazione a scopo idropotabile più profondi. In virtù della presenza di strati a bassa permeabilità dotati di una certa continuità laterale, tali falde risultano maggiormente protette e indipendenti dalle strutture idriche superiori.
- C -** Gruppo Acquifero C, costituito da depositi in facies continentale/transizionale deltizia litologicamente caratterizzati da sabbie da fini a medie e argille limose con orizzonti torbosi a cui si intercalano livelli ghiaioso-sabbiosi a maggiore permeabilità. Lo spessore complessivo è sconosciuto in quanto il limite inferiore non è stato raggiunto dalle perforazioni dei pozzi più profondi presenti nell'area. Nei livelli permeabili sono presenti acquiferi intermedi e profondi, di tipo confinato, la cui vulnerabilità è mitigata dalla presenza a tetto di strati argillosi arealmente continui, ma non sono da escludere collegamenti ed alimentazione da parte dell'acquifero libero superiore ad alta vulnerabilità.

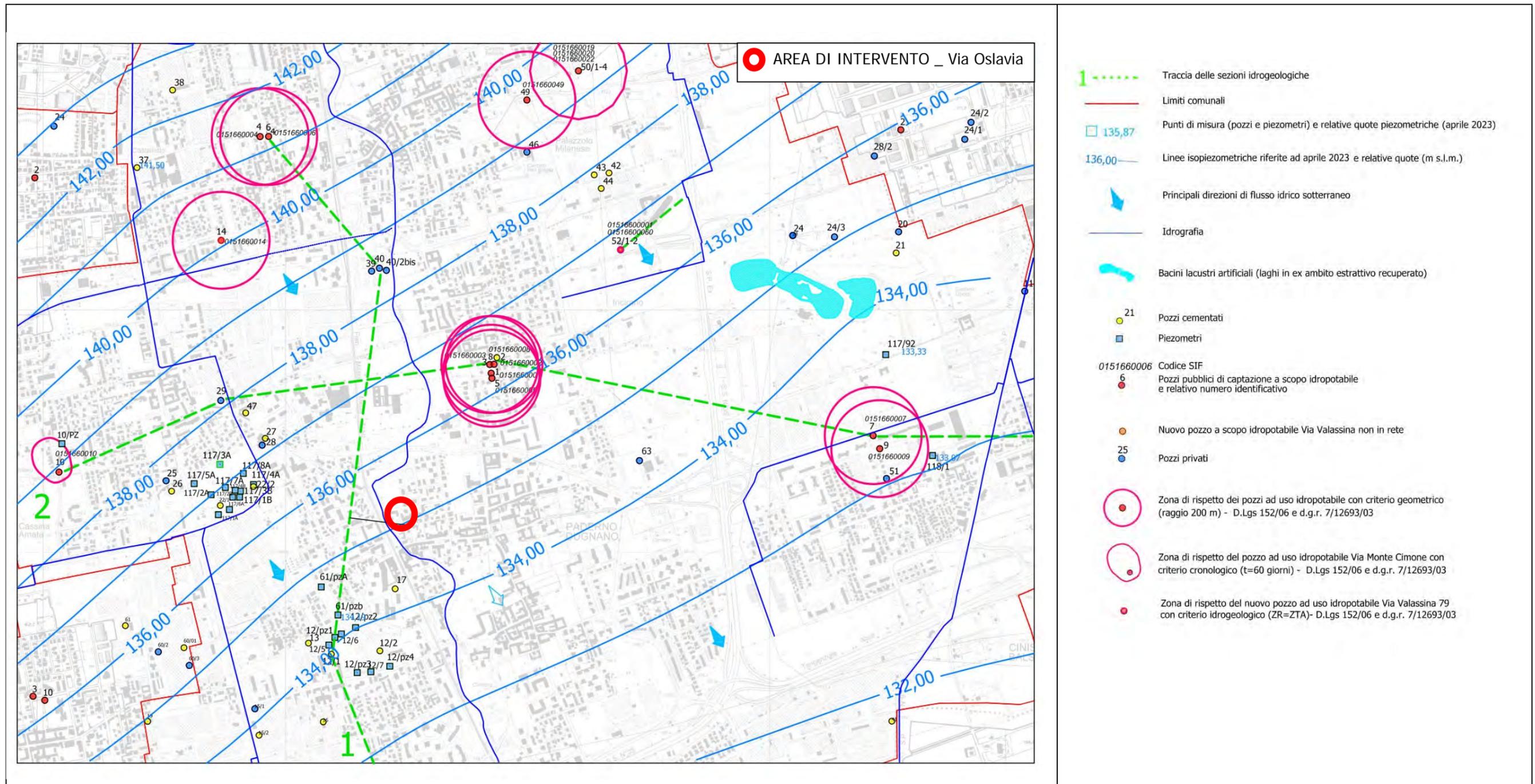


Figura 2-7 Inquadramento idrogeologico

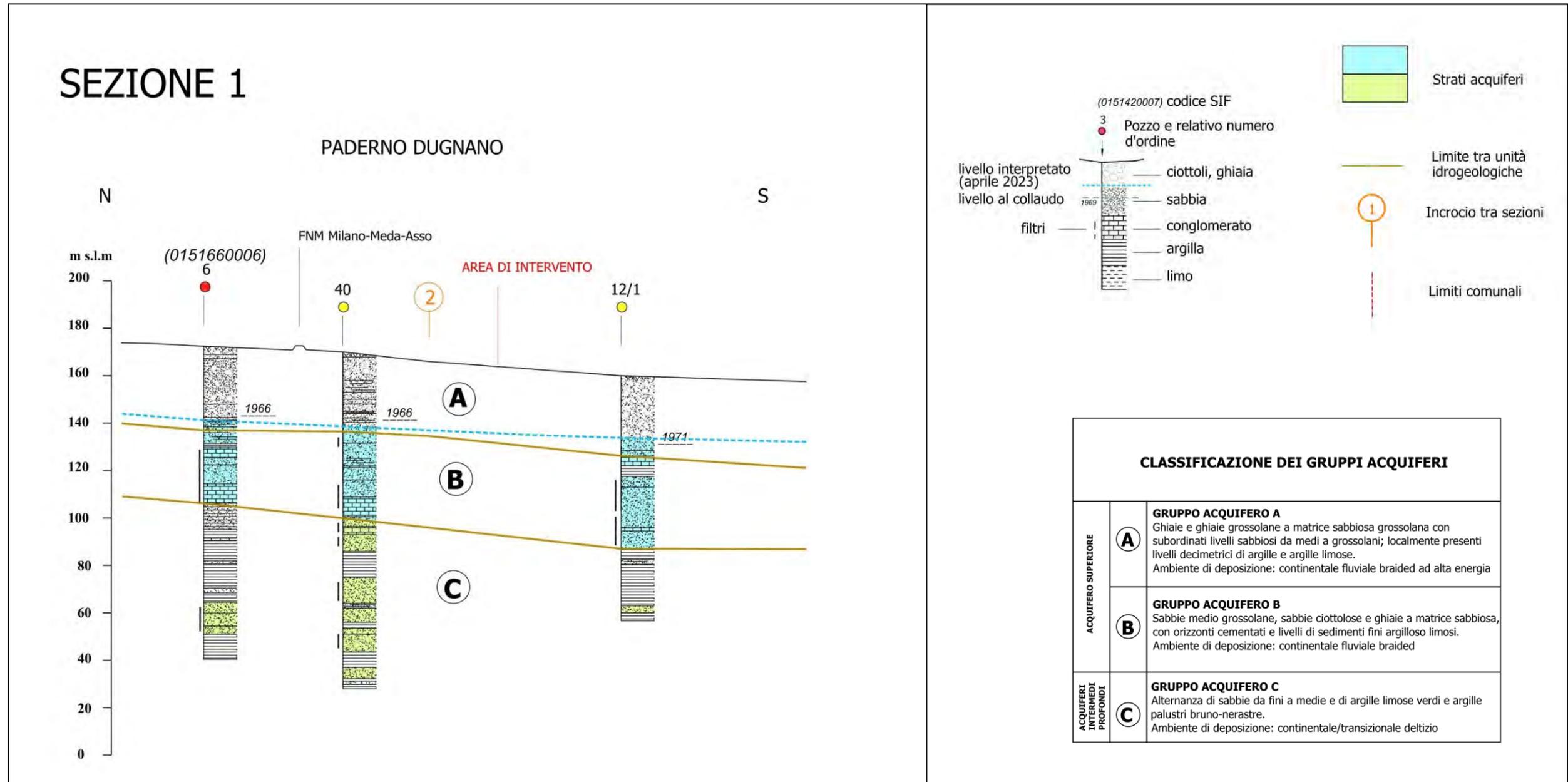


Figura 2-8 Sezioni Idrogeologiche

CF e P.Iva e Registro Imprese di Milano 09422240961 - Capitale sociale € 30.000 i.v.

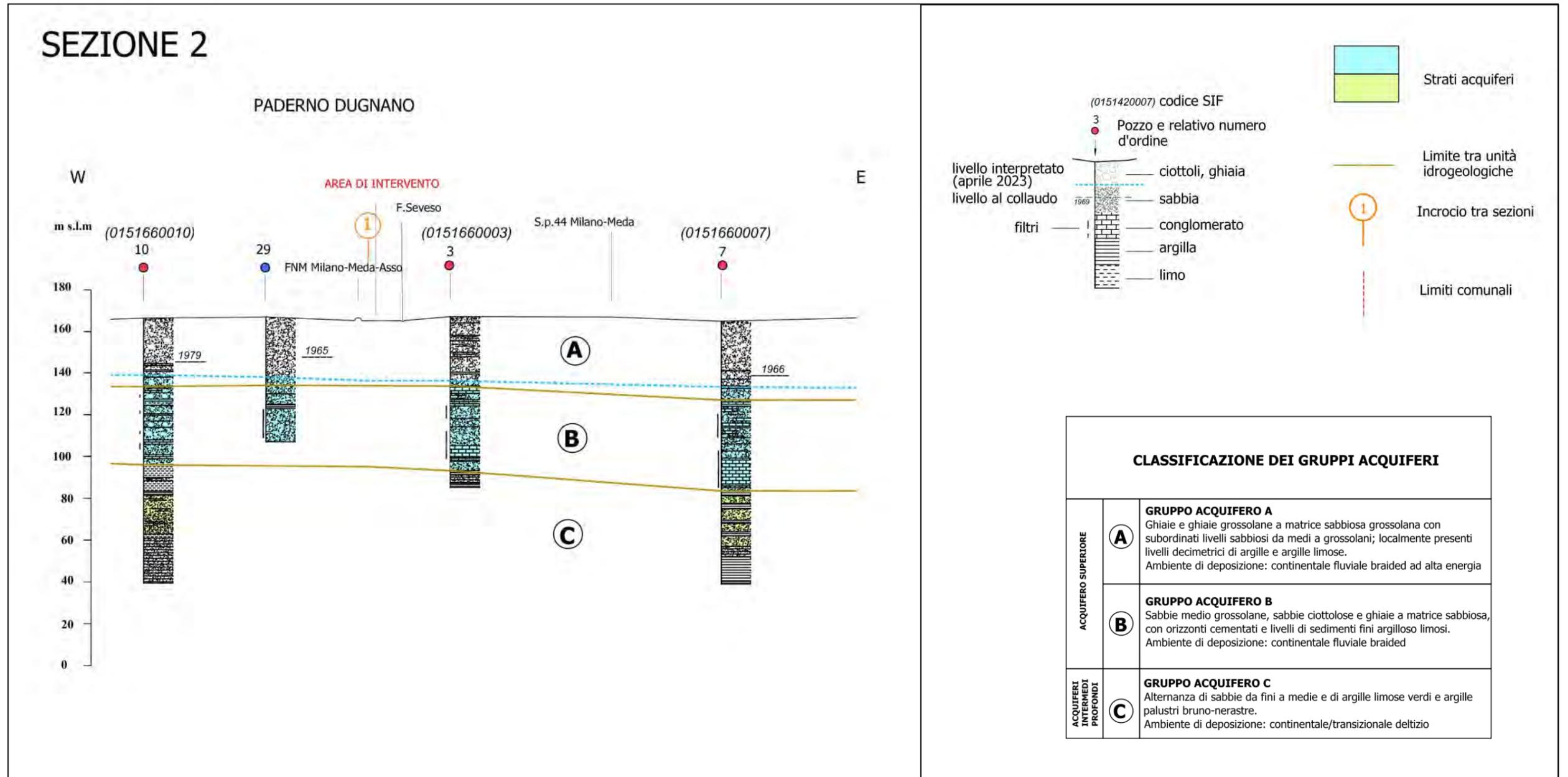


Figura 2-9 Sezioni idrogeologiche

2.2.3 Piezometria

La morfologia della superficie piezometrica della falda superiore fa riferimento alle misurazioni del livello statico effettuate in data Aprile 2023 su pozzi e piezometri del territorio, in occasione della campagna di indagini idrogeologiche eseguite dallo scrivente Studio (Fig. 2.7).

Nell'area di studio, si evidenzia una falda di tipo radiale debolmente convergente, con quote comprese tra 132 e 143 m s.l.m. e un gradiente idraulico medio del 3,2 ‰.

Le principali direzioni del flusso idrico sotterraneo sono mediamente orientate NW-SE.

La dinamica, nel tempo, delle variazioni della superficie piezometrica è illustrata dal grafico seguente ottenuto dalle misure di livello effettuate a cadenza mensile e/o trimestrale dal CAP di Milano sui pozzi CAP 007 di Calderara, 003 di Incirano e 019 (50/2) di Palazzolo, punti più prossimi al sito di progetto.

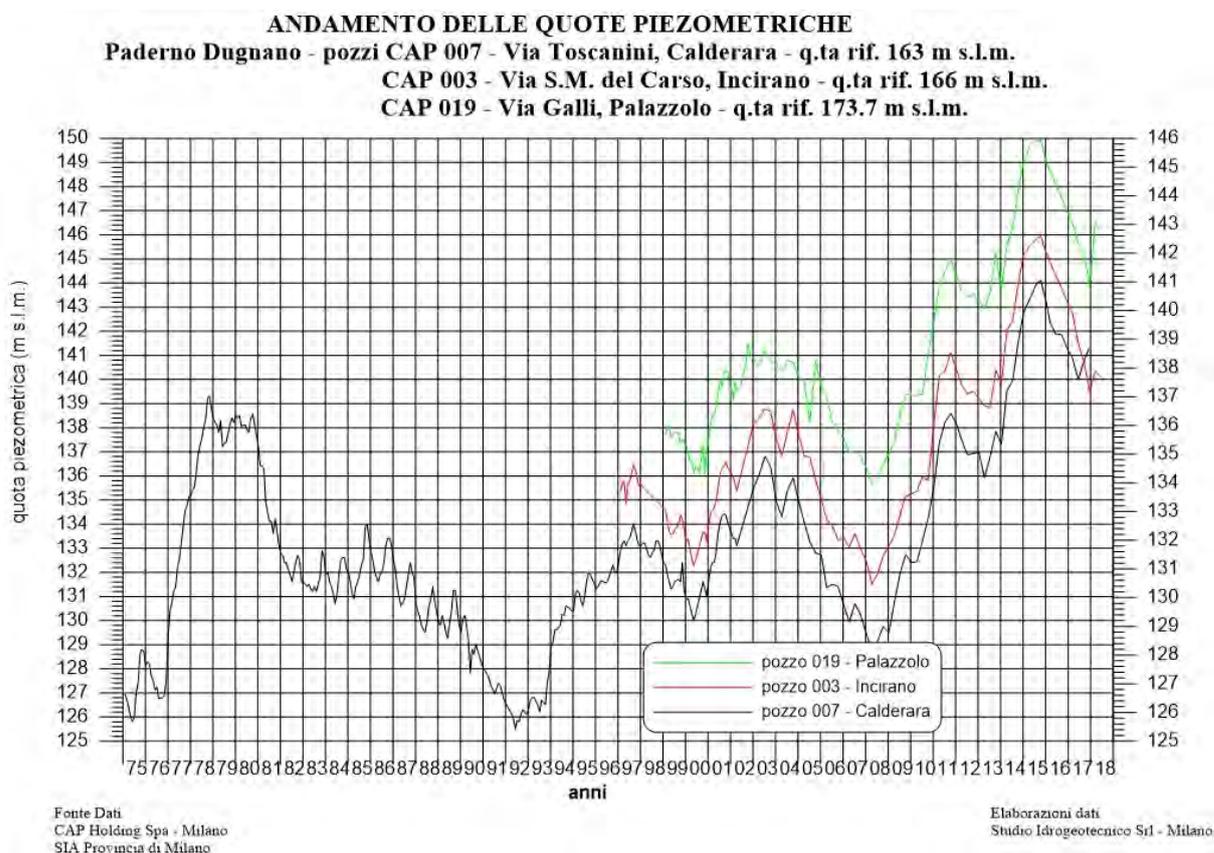


Figura 2-10 Andamento delle quote piezometriche

Come è possibile osservare, la superficie piezometrica subisce considerevoli variazioni nel tempo, con cicli sia a scala annuale che pluriennale.

Durante il periodo investigato (1975/2018) si registrano tre massimi piezometrici, il primo dei quali relativo agli anni 1978-1980 e che ha interessato l'intera pianura milanese, causato

dalle abbondanti precipitazioni del 1976-1977. Il secondo massimo si è verificato nel biennio 2003-2004 e il terzo nel corso del 2015.

Dopo il 1980 si è registrato un progressivo e costante abbassamento del livello piezometrico medio fino al primo semestre del 1992, il quale evidenzia l'instaurarsi di un periodo di magra, il quale ha avuto il suo apice nel 1992/1993, con approfondimento piezometrico rispetto al 1980 pari a circa 13 m.

Dal 1994 fino al 1997 si assiste ad un sensibile recupero delle quote piezometriche, in relazione ad un aumento della ricarica efficace (maggiore piovosità) che ha generalmente interessato l'alta e media pianura lombarda.

L'andamento successivo evidenzia un decremento delle quote piezometriche tra il 1997 e il 2000 (circa 4 m), interrotto dagli innalzamenti piezometrici conseguenti agli eventi alluvionali dell'ottobre 2000 e del novembre 2002, osservabile anche nei grafici relativi ai pozzi 003 di Incirano e 019 di Palazzolo.

Le scarse precipitazioni che hanno caratterizzato il regime pluviometrico dal 2003 hanno determinato un nuovo abbassamento dei livelli di falda registrato nel 2008.

L'aumento delle precipitazioni registrato dal 2008-09, e in particolare nel biennio 2013-15, ha determinato una sensibile risalita dei livelli, fino a raggiungere valori di massimo storico nel corso del 2015 (giugno e settembre).

Le misure successive, in relazione alla diminuzione delle precipitazioni, evidenziano una nuova tendenza alla decrescita dei livelli piezometrici, pur meno marcata, riscontrata nel 2017, apparentemente invertita nelle ultime misurazioni disponibili (giugno 2018).

L'alimentazione della falda superiore è localmente legata, oltre che all'afflusso da monte ed al regime meteorico, anche alla presenza del sistema irriguo del Canale Villoresi e dei suoi canali secondari e terziari, che, con l'alternanza dei periodi irrigui e di asciutta, condizionano il regime oscillatorio della falda superiore.

A scala annuale si evidenziano infatti cicliche oscillazioni stagionali legate ai periodi irrigui, che determinano massimi piezometrici tardo estivi o autunnali (agosto/settembre) e minimi primaverili (marzo/maggio), con escursioni variabili in funzione dell'andamento climatico della stagione irrigua.

A stagioni piovose corrispondono escursioni più limitate, determinate dal minor ricorso all'irrigazione per le necessità colturali; viceversa, irrigazioni più frequenti nelle stagioni maggiormente siccitose provocano maggiori escursioni piezometriche.

2.2.4 Piezometria sito specifica

L'area di intervento, in base alla ricostruzione piezometrica di Aprile 2023, si attesta ad una quota piezometrica media attuale di circa 134,9 m s.l.m. corrispondente ad una soggiacenza di 27 m da p.c. ($161,9 - 134,9$ m s.l.m. = 27 m da p.c.).

Come sopra indicato, dal grafico di Figura 2-10 è possibile dedurre che il massimo piezometrico storico nel cinquantennio si è registrato nel corso del 2014/inizio 2015.

La morfologia della superficie piezometrica al settembre 2014 (Figura 2-11), ricostruita tramite campagne di misurazioni dirette effettuate dagli Scriventi sui pozzi e piezometri del

territorio nell'ambito dello studio a carattere regionale¹ finalizzato alla revisione dei corpi idrici sotterranei introdotta dal PTUA 2016, si può considerare rappresentativa della condizione di massimo piezometrico storico dell'ultimo cinquantennio.

La quota piezometrica al settembre 2014 per il sito di interesse è pari a circa 143,2 m s.l.m..

Ne consegue che il sito di progetto, posto ad una quota topografica media di 161,9 m s.l.m., risulta caratterizzato da una soggiacenza in condizioni di massimo piezometrico pari a circa 18,7 m da p.c..

Sulla base dei disegni progettuali, la quota pavimento finito sarà a -1,95 m dallo 0 di progetto (Via Oslavia, quota di circa 162 m s.l.m.), per cui si evidenzia la non interferenza con la falda, sia nelle condizioni recenti sia sul lungo periodo.

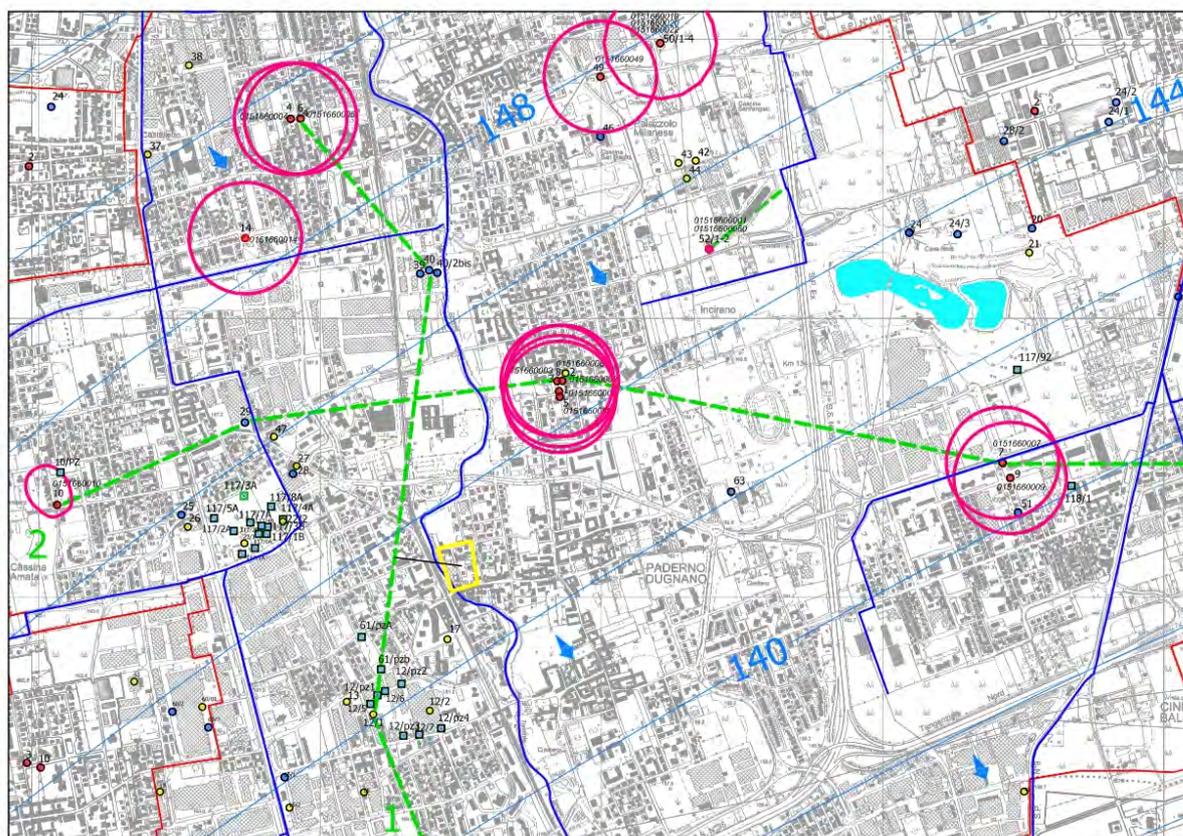


Figura 2-11 – *Piezometria settembre 2014*

2.3 ASPETTI SISMICI

2.3.1 Pericolosità sismica locale

In adempimento a quanto previsto dal D.M. 17Gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" e in accordo con la D.G.R. 30 marzo 2016 n. X/5001 "Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica", viene richiesta l'analisi della sismicità secondo le modalità indicate in All. 5 della D.G.R. IX/2616/2011.

Per la valutazione degli effetti di amplificazione sismica sito specifica, la procedura di cui al punto 1.4.4 dell'Allegato B alla d.g.r. 30 novembre 2011 n. IX/2616 "*Sintesi delle procedure*", prevede l'applicazione di tre livelli di approfondimento sismico con grado di dettaglio crescente in funzione della zona sismica di appartenenza, come illustrato nella tabella seguente.

Tabella 1- Livelli di approfondimento e sintesi delle procedure - D.G.R. IX/2616/2011

	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 Z1 e 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

Secondo la classificazione sismica vigente (Delibera Giunta regionale 11 luglio 2014 - n. X/2129), il comune di Paderno Dugnano risulta inserito in **zona sismica 4**.

Ricadendo il comune in **zona sismica 4**, in fase pianificatoria il 1° livello è obbligatorio ed esteso a tutto il territorio comunale, mentre gli approfondimenti di 2° livello sono obbligatori negli scenari PSL Z3 e Z4 solo per edifici strategici e rilevanti di nuova previsione secondo l'elenco di cui al D.d.u.o. n. 19904/03.

Per quanto concerne la determinazione dei parametri di scuotimento sismico dell'area di progetto, facendo riferimento al D.M. 14/01/08 *Norme tecniche per le costruzioni*, ed al successivo D.M. 17/01/18 *Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni* la sismicità di base del sito 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 D.M. 14/01/08 in corrispondenza dei nodi di un reticolo di riferimento nazionale, le cui coordinate sono le seguenti:

Sito in esame:

latitudine: 45,569053

longitudine: 9,16101

CF e P.Iva e Registro Imprese di Milano 09422240961 – Capitale sociale € 30.000 i.v.

Classe: 2
Vita nominale: 50

Siti di riferimento:

Sito 1 ID: 11816 Lat: 45,5566 Lon: 9,1390 Distanza: 2201,570
Sito 2 ID: 11817 Lat: 45,5592 Lon: 9,2101 Distanza: 3979,755
Sito 3 ID: 11595 Lat: 45,6091 Lon: 9,2066 Distanza: 5691,338
Sito 4 ID: 11594 Lat: 45,6066 Lon: 9,1353 Distanza: 4625,927

Per l'opera in progetto, considerando una vita nominale $V_N = 50$ anni ed un coefficiente di utilizzo $C_U = 1.0$, i parametri sismici di base al bedrock sismico assumono i seguenti valori:

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,18	2,56	0,16
S.L.D.	50,0	0,23	2,54	0,19
S.L.V.	475,0	0,46	2,66	0,28
S.L.C.	975,0	0,56	2,69	0,3

2.3.2 Approfondimento sismico di primo livello

La procedura di **1° livello** è un approccio di tipo qualitativo e consente l'individuazione, a partire dalle informazioni già acquisite nella fase di analisi territoriale di base (caratterizzazione geologica e geologico-tecnica), di ambiti areali caratterizzati da specifici scenari di pericolosità sismica locale in cui gli effetti della sollecitazione sismica di base attesa sono prevedibili con sufficiente approssimazione.

Per l'individuazione degli scenari di pericolosità sismica locale si è fatto riferimento alla *Tabella 1* di cui all'Allegato 5 alla D.G.R. 30 novembre 2011 n. IX/2616 di seguito riportata.

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 dell'izio-lacustre	
Z4c	Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi (compresi le coltri loessiche)	
Z4d	Zone 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

2.3.2.1 Scenari di pericolosità sismica locale e possibili effetti indotti

Per quanto attiene agli scenari di pericolosità sismica del sito di intervento, il citato studio geologico di PGT non individua scenari di pericolosità sismica locale in corrispondenza del sito di intervento; tuttavia, l'esame della documentazione analitica di base e l'osservazione dettagliata dell'assetto morfologico del territorio, ha consentito l'individuazione del seguente scenario di pericolosità sismica locale, in grado di dar luogo ad apprezzabili modificazioni dello spettro di risposta elastica di base:

Z4a – Zona di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi

L'intero territorio comunale di Paderno Dugnano è attribuibile allo scenario Z4a ove sono prevedibili effetti di amplificazione della sollecitazione sismica attesa, conseguenti a fenomeni di amplificazione litologica e geometrica.

→ Nel caso specifico, considerando che l'opera in progetto non riguarda un edificio strategico e rilevante di cui al d.d.u.o. n. 19904/03, non viene richiesto alcun approfondimento sismico di livello superiore al 1°.

2.3.3 Individuazione della categoria di suolo di fondazione (D.M. 17/01/2018)

L'azione sismica di progetto tiene inoltre conto della categoria di sottosuolo di riferimento (3.2.2 – NTC2018); sono previste cinque classi di terreni, identificabili sulla base delle caratteristiche stratigrafiche e delle proprietà geotecniche rilevate nei primi 30 metri, e definite dalla velocità delle onde S.

Tabella 2: Categorie di suolo di fondazione (tab. 3.2.II del D.M. 17.01.2018)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> 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	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , 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	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , 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	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Le NTC2018 raccomandano la misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s ; a tale scopo è stata eseguita una prova sismica MASW, il cui risultato è stato:

$$V_{s30} = 424 \text{ m/s}$$

L'area oggetto di indagine presenta quindi terreni rientranti nella **categoria B**, definiti nel DM come "*Depositi di terreni a grana grossa molto addensati e terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s*".

Come condizione topografica al contorno, dovrà essere considerata la categoria T1, propria dei terreni pianeggianti.

2.3.4 Suscettibilità alla liquefazione

Il fenomeno della liquefazione interessa depositi sabbiosi e sabbioso-limosi saturi che durante e immediatamente dopo una sollecitazione di tipo ciclico subiscono una drastica riduzione della resistenza al taglio, a seguito della quale le condizioni di stabilità non sono più garantite e la massa di terreno interessata dal fenomeno comincia ad assestarsi fino a che la nuova configurazione del terreno non è compatibile con la diminuita resistenza al taglio.

I parametri che governano il fenomeno sono rappresentati in generale da:

- condizioni di drenaggio e grado di saturazione del deposito;
- granulometria del deposito;
- stato di addensamento;
- intensità, forma spettrale e durata delle sollecitazioni cicliche;
- stato tensionale iniziale;
- storia tensionale e deformativa del deposito;
- fenomeni di aging.

Durante un evento sismico vengono indotte nel terreno sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione delle onde sismiche verso la superficie, mentre la tensione geostatica rimane invariata. In conseguenza dell'applicazione di sollecitazioni cicliche, la struttura granulare del terreno tende a diventare più compatta, ma essendo molto più compressibile dell'acqua, la sollecitazione viene trasmessa all'acqua interstiziale. Se l'incremento della pressione interstiziale è tale da raggiungere il valore della tensione geostatica di confinamento, il terreno inizia a subire deformazioni, la cui entità dipende essenzialmente dal suo grado di addensamento.

Se il terreno ha una modesta densità relativa la pressione interstiziale aumenterà molto rapidamente fino a valori prossimi a quelli della tensione geostatica di confinamento e il terreno comincerà a subire grosse deformazioni, con totale annullamento della resistenza a taglio.

Se il terreno viceversa è addensato, esso potrà avere alla fine dei cicli di carico una pressione interstiziale pari alla tensione geostatica di confinamento ma, poiché i terreni addensati si deformano con aumento di volume per il fenomeno della dilatanza, la pressione interstiziale subirà una brusca caduta e il terreno riuscirà a sviluppare una resistenza a taglio sufficiente a sostenere le sollecitazioni applicate.

Poiché la tensione geostatica aumenta con la profondità mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio indotto dal sisma diminuisce, ne consegue che la resistenza alla liquefazione di un terreno cresce con la profondità. Numerose evidenze sperimentali dimostrano infatti che il fenomeno della liquefazione può generarsi fino a profondità massime di circa 20 m.

Occorre inoltre considerare che il terreno può essere soggetto a sforzi di taglio statici dovuti alla presenza di strutture in superficie; in tali condizioni l'innescò del fenomeno della liquefazione è condizionato anche dal rapporto tra le tensioni di taglio indotte dalla sollecitazione sismica e quelle statiche preesistenti.

La resistenza alla liquefazione è infine influenzata dall'entità dei legami intergranulari e di cementazione connessi a fenomeni di aging che si sviluppano nel tempo. Inoltre, la struttura di un deposito antico è in genere più stabile per gli effetti di ripetute sollecitazioni cicliche

subite nel tempo che, qualora non abbiano dato luogo a fenomeni di liquefazione, avranno prodotto un significativo incremento della resistenza a taglio ciclica.

In caso di accertata liquefacibilità del terreno di fondazione occorrerà valutare le deformazioni indotte e le conseguenze delle stesse sulla funzionalità delle opere previste in progetto.

Ai sensi del D.M. 17/01/18 i terreni di fondazione sono da non ritenersi suscettibili a fenomeni di liquefazione in occasione dell'evento sismico e la verifica a liquefazione può essere omessa quando si verifichi almeno una delle seguenti condizioni:

1. l'accelerazione massima attesa a piano campagna in condizioni di free-field è inferiore a 0.1 g;
2. la profondità media stagionale della falda è superiore a 15 m da p.c.;
3. sono presenti depositi sabbiosi puliti con resistenza penetrometrica dinamica normalizzata $(N_1)_{60}$ superiore a 30 o con resistenza penetrometrica statica normalizzata $q_{c1N} > 180$;
4. sono presenti terreni con distribuzione granulometrica esterna ai limiti indicati nel grafico seguente

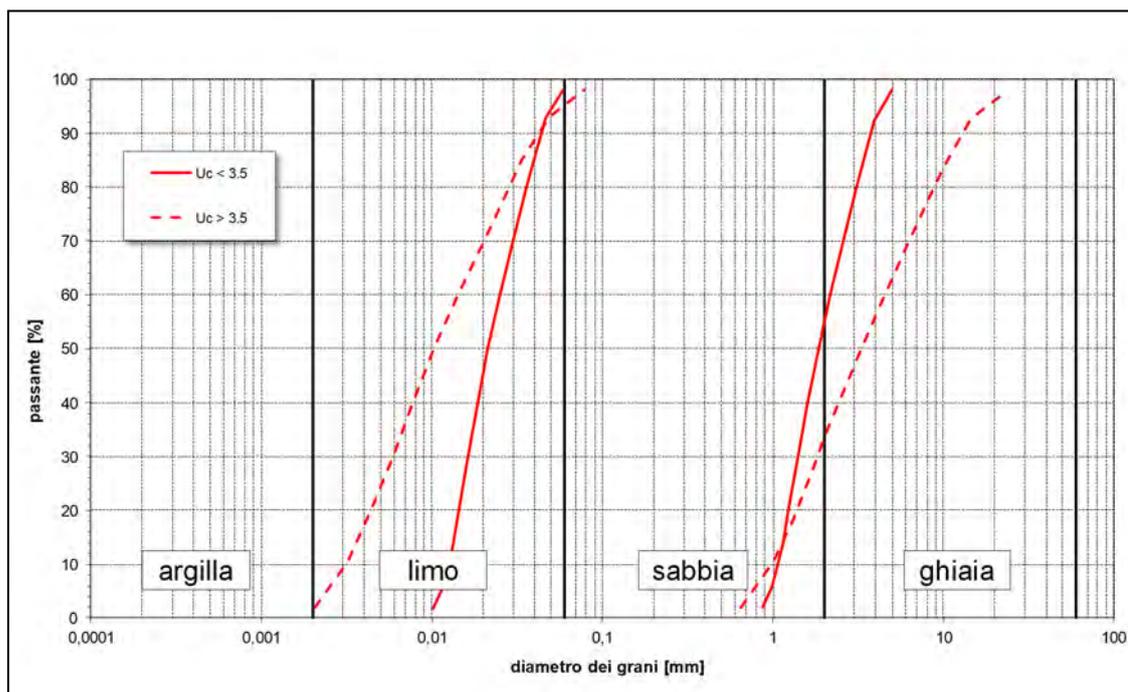


Figura 2-12 – Campo di liquefacibilità potenziale

Nel caso in esame, i terreni di fondazione sono da non ritenersi suscettibili a fenomeni di liquefazione e la verifica a liquefazione può essere omessa in accordo al punto 7.11.3.4.2 del D.M. 17/01/18 in quanto:

- la profondità media stagionale della falda è superiore a 15 m da p.c.

3 RELAZIONE GEOTECNICA (R2)

3.1 RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

Normative

- D.M. Infrastrutture e trasporti 17.01.18 – Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"
- D.M. Infrastrutture e trasporti 14.01.08 – Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 02.02.09 n°617 Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14.01.08
- D.G.R. 30.11.2011 n° IX/2616 – Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio
- D.G.R. 11.07.2014 – n° X/2129 – Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia
- L.R. 12/10/2015 n° 33 – Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche
- D.G.R. 30.03.2016 – n° X/5001 – Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica.

Riferimenti bibliografici

- Skempton A.W. (1986). "Standard Penetration Test Procedures and Effects in Situ Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation" Géotechnique 36, n°2.
- Cestelli Guidi C. (1980). "Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni". Settima Edizione, Hoepli. Vol. 2, pp. 144-188.
- Cestari F. (1990). "Prove Geotecniche in Sito". Geo-Graph. Pagg. 207-284.
- R. Lancellotta (1993). "Geotecnica". Zanichelli.

3.2 INDAGINE GEOGNOSTICA

La caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione dell'area di via Oslavia è stata ottenuta mediante le seguenti indagini eseguite in data 21.05.2018:

- n. 2 prove penetrometriche dinamiche continue SCPT spinte a rifiuto strumentale, raggiunto a – 9 metri;
- n. 1 prova sismica MASW.

L'ubicazione planimetrica delle indagini eseguite è riportata in **AII. 1** alla presente relazione; in **AII. 2, 3** sono riportate le risultanze delle indagini.

3.2.1 Prove penetrometriche dinamiche continue SCPT

La prova penetrometrica standard (Standard Cone Penetration Test) consiste nel misurare il numero di colpi necessario ad infiggere per 30 cm nel terreno una punta conica collegata alla superficie da una batteria di aste.

Le misure vengono fatte senza soluzione di continuità a partire da piano campagna: ogni 30 cm di profondità si rileva perciò un valore del numero di colpi necessario all'infissione.

Caratteristiche tecniche:

- altezza di caduta della mazza: 75 cm;
- peso della mazza: 73 kg;
- punta conica: conicità 60°, $\phi = 51$ mm;
- aste: $\phi = 34$ mm.

Il risultato viene dato in forma di grafico, con una linea rappresentante la resistenza che il terreno ha opposto alla penetrazione alla punta (RP).

Il risultato viene dato in forma di grafico, con una linea rappresentante la resistenza che il terreno ha opposto alla penetrazione alla punta (RP).



Figura 3-1 esecuzione delle prove penetrometriche

3.2.2 Prova sismica MASW

Lo scopo dell'indagine è stata quella di ottenere la stratigrafia di velocità delle onde trasversali Vs, da cui ricavare il parametro Vs30.

Le caratteristiche della prova sono:

Stendimento geofonico (m)	Energizzazioni (n.)	Geofoni
46	8	24



Figura 3-2 Prova MASW - sismografo e stendimento geofoni

Analisi multicanale delle onde superficiali

Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde compressive, più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, la componente principale delle onde superficiali. Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale ha una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) che, a sua volta, corrisponde ad una diversa lunghezza d'onda per ciascuna frequenza che si propaga. Questa proprietà si chiama dispersione.

Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di corpo (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali.

L'intero processo comprende tre passi: l'acquisizione delle onde superficiali (groundroll), la costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza) e l'inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle Vs.

Le onde di superficie sono facilmente generate da una sorgente sismica quale, ad esempio, una mazza battente, come è stato nel nostro caso.

In All. 3 sono riportati i risultati della prova MASW. Nel riquadro principale si osserva la stratigrafia delle Vs ricavata dalla prova, nonché le curve di dispersione misurate e calcolate. A destra è visibile il sismogramma mentre in basso è riportato il valore del parametro **Vs30** calcolato.

3.3 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO – TECNICA DEI TERRENI

Le prove penetrometriche SCPT hanno rilevato il seguente andamento geo-meccanico: dal piano della pavimentazione esistente a circa - 1,5/2 metri, il terreno, costituito prevalentemente da riporto con limo sabbioso, presenta un grado di addensamento scarso; da tale profondità a circa - 3 metri, aumenta la frazione ghiaiosa e con essa il grado di addensamento, che risulta medio; da circa - 3 metri al termine delle prove (rifiuto strumentale raggiunto a - 9 metri), il terreno è costituito prevalentemente da ghiaia sabbiosa con ciottoli di origine fluviale e possiede un grado di addensamento buono.

I parametri geotecnici indicati nel seguito sono stati ottenuti indirettamente, mediante correlazioni empiriche, a partire dai risultati delle prove penetrometriche.

I valori adottati come rappresentativi delle caratteristiche geotecniche dei terreni investigati sono quelli consigliati da diversi Autori (Peck, Hanson 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.

I valori delle resistenze all'avanzamento delle prove penetrometriche dinamiche sono stati correlati ai valori di N_{SPT} , utilizzati per la valutazione dei parametri di resistenza e deformabilità, mediante la seguente relazione:

$$N_{SPT} = 1,5 \times N_{SCPT}$$

I valori di resistenza alla penetrazione dinamica ricavati dalle prove in sito sono stati normalizzati in funzione della profondità, del tipo di attrezzatura utilizzata e delle caratteristiche granulometriche generali dei terreni, secondo la seguente equazione:

$$N'(60) = N_{SPT} \times 1.08 \times C_r \times C_d \times C_n$$

dove: $N'(60)$ = valore di resistenza normalizzato

C_r = fattore di correzione funzione della profondità

C_d = fattore di correzione funzione del diametro del foro

Cn = fattore di correzione funzione della granulometria del terreno

1.08 =valore di correzione funzione delle caratteristiche di restituzione dell'energia sviluppata dall'attrezzatura

La stima del valore della densità relativa (D_r) è stata eseguita secondo le equazioni proposte da Skempton (1986):

$$D_r \cong \sqrt{N_{60}/60}$$

La valutazione del valore dell'angolo d'attrito mobilizzabile, in termini di sforzi efficaci, è stata effettuata sulla base delle correlazioni proposte da Shmertmann, 1977.

Sono state quindi riconosciute tre unità geotecniche, suddivise per spessore e aventi le seguenti caratteristiche meccaniche:

UNITA' A - Da 0 metri a circa – 1,5/2 metri

$N_{SPT} = 6-7$

$\Phi = 28^\circ$

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

$D_r = 22 \%$

$c', c_u = 0 \text{ kN/m}^2$

UNITA' B - Da circa – 1,5/2 metri a circa – 3 metri

$N_{SPT} = 9-10$

$\Phi = 30^\circ$

$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

$D_r = 35 \%$

$c', c_u = 0 \text{ kN/m}^2$

UNITA' C - Da circa – 3 metri a – 9 metri

$$N_{SPT} = 40$$

$$\Phi = 35^\circ$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$D_r = 70 \%$$

$$c', c_u = 0 \text{ kN/m}^2$$

N.B.

N_{SP} = numero colpi/10 cm;

Φ =angolo di attrito del materiale;

γ = peso di volume;

D_r = densità relativa;

c', c_u = coesione efficace, coesione non drenata.

3.4 CARATTERISTICHE DEL PROGETTO

Sulla base delle indicazioni fornite dai progettisti, riportiamo le caratteristiche principali dell'intervento edilizio.

Il progetto prevede la ristrutturazione di un edificio esistente (non si toccano le fondazioni) e la realizzazione di un nuovo edificio in adiacenza all' esistente.

L'edificio di nuova costruzione sarà costituito da vari piani, così suddivisi:

- piano seminterrato, adibito ad autorimessa;
- piano rialzato; civile abitazione;
- piano primo/secondo, civile abitazione;
- piano copertura in legno.

Le strutture per la nuova costruzione saranno a telaio con pilastri e solette in c.a.

La quota di imposta delle fondazioni sarà a circa – 1,95 metri dal piano di inizio indagini.

Le fondazioni saranno di tipo "dirette continue" e avranno le seguenti dimensioni minime:

- Larghezza → 1,20/1,50 metri;
- Spessore → 0,40 metri.

3.5 CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO

Per il calcolo della resistenza di progetto R_d , la normativa impone l'utilizzo di coefficienti parziali riduttivi, da applicare ai valori caratteristici dei parametri meccanici del terreno, secondo due approcci (6.4.2.1 – NTC2018).

Le verifiche devono essere effettuate nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e SLU di tipo strutturale (STR), accertando che la condizione $E_d \leq R_d$, dove E_d è il valore di progetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica della suddetta condizione 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.

Si è scelto di utilizzare l'approccio 2, dove è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Approccio 2: (azioni A1 + materiali M1 + resistenze R3)

I coefficienti parziali dei parametri di resistenza del terreno (M) sono unitari e la resistenza globale del sistema (R) è ridotta tramite il coefficiente del gruppo R3, pari a 2,3.

Una volta conosciuti ed elaborati i parametri geotecnici, calcoliamo la resistenza di progetto; la valutazione è eseguita sulla base dell'equazione proposta da *Vesic (1975)*; l'equazione adottata, nella sua forma più generale, è la seguente:

$$R_k = 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma + c N_c s_c d_c + q N_q s_q d_q$$

dove:

R_k	[kPa]	= resistenza allo stato limite ultimo;
γ	[kN/mc]	= peso di volume;
B	[m]	= larghezza della fondazione;
c	[kPa]	= coesione;
q	[kPa]	= $\gamma \times D$ = 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.

Per il calcolo alle condizioni sismiche si è utilizzato il metodo di Paolucci & Pecker (1997).

Alla quota di imposta considerata, i risultati sia in condizioni statiche che in condizioni dinamiche (sismiche) sono i seguenti.

- Condizioni statiche → Resistenza a rottura **Rk = 5,87 kg/cm²**;
- Condizioni sismiche → Resistenza a rottura **Rk = 5,80 kg/cm²**.

Per il calcolo del valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico, l'approccio impone il coefficiente parziale R3 = 2,3.

Ne consegue che la resistenza di progetto Rd, che non deve essere superata dalle azioni di progetto Ed, è:

- Cond. statiche → Res. di progetto **Rd (SLU) = 2,55 kg/cm² (deve essere Rd > Ed)**;
- Cond. sismiche → Res. di progetto **Rd (SLU) = 2,52 kg/cm² (deve essere Rd > Ed)**.

Per il calcolo dei cedimenti, prendiamo in considerazione il carico di esercizio (Stato Limite di Esercizio).

Dividiamo quindi il valore di progetto Rd per il valore medio dei coefficienti di amplificazione delle azioni (A1), che, nel caso dell'approccio considerato, possiamo quantificare in 1,4.

Verificheremo quindi i cedimenti per le seguenti pressioni all'esercizio sul terreno:

- **S.L.E. = 1,82 kg/cm²**.

3.6 CALCOLO DEI CEDIMENTI

Per il calcolo dei cedimenti utilizziamo il metodo di Burland & Burbidge, basato su un'analisi statistica di oltre 200 casi reali, comprendenti fondazioni di dimensioni variabili tra 0.8 e 135 m. L'espressione per il calcolo dei cedimenti è la seguente:

$$s = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{vo} \cdot B^{0.7} \cdot \frac{I_C}{3} + (q' - \sigma'_{vo}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right],$$

dove: q' = pressione efficace lorda (kPa),

σ'_{vo} = tensione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione (kPa),

B = larghezza della fondazione (m),

I_c = indice di compressibilità,

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

I valori dei cedimenti forniti dall'equazione sopra esposta sono espressi in mm.

Il valore medio di I_c è dato da:

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}},$$

dove N_{AV} rappresenta la media dei valori N_{SPT} all'interno di una profondità significativa, z_i , deducibile da dati tabulati da *Burland & Burbidge (1984)* e reperibili in letteratura tecnica.

Se lo strato compressibile ha uno spessore H inferiore ai valori di z_i , nell'equazione per il calcolo del cedimento se ne tiene conto tramite il fattore f_H dalla seguente relazione:

$$f_H = \frac{H}{z_i} \cdot \left(2 - \frac{H}{z_i} \right).$$

Il fattore di forma f_s è dato da:

$$f_s = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2.$$

Infine, il fattore correttivo f_t è dato da:

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right),$$

in cui t = tempo espresso in anni (≥ 3);

R_3 = costante pari a 0,3 nel caso di carichi statici.

Calcolo dei cedimenti - Burland&Burbidge (1984)		
	Tempo, 0 sec	Tempo, 15 anni
Pressione massima: 1,82 kg/cm ² (SLE)	$s_0 = 10$ mm	$s_t = 15$ mm

3.7 COEFFICIENTE DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO DI WINKLER

Il valore del coefficiente di Winkler è il parametro che permette di determinare la rigidezza di una fondazione; viene calcolato con il metodo di Bowles (1982), in funzione dei cedimenti massimi ammissibili (25 mm) e della pressione massima ammissibile sul terreno.

I risultati ottenuti attraverso il software utilizzato sono:

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)
Costante di Winkler 2.34 kg/cm³

Il Tecnico incaricato

Dott. Geol. Efrem Ghezzi



Stampa professionale del Dott. Geol. Efrem Ghezzi, iscritto all'Albo dei Geologi della Lombardia (Albo n. 640 AP, sezione A).

STUDIO TECNICO CATTANEO
Piazza Matteotti, 2
Paderno Dugnano (MI)

INTERVENTO VIA OSLAVIA
PADERNO DUGNANO (MI)

RELAZIONE GEOLOGICA e SISMICA (R1 + R3)
RELAZIONE GEOTECNICA (R2)
AI SENSI DELLE N.T.C. D.M. 17/01/2018
e D.G.R. X/5001/2016

ALLEGATI

All. 1 - Ubicazione delle indagini - scala 1:1.000

All. 2 - Grafici prove penetrometriche SCPT

All. 3 - Prova sismica MASW

MODULO 9 D.G.R. X/5001/2016

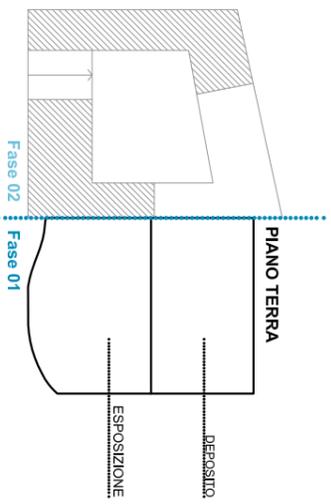
MODULO 10 D.G.R. X/5001/2016

Milano, settembre 2023



STUDIO IDROGEOTECNICO S.r.l.
Società di Ingegneria

Bastioni di Porta Volta 7 - 20121 Milano
tel. 02/659.78.57 - fax 02/655.10.40
e-mail: stid@fastwebnet.it
www.studioidrogeotecnico.com

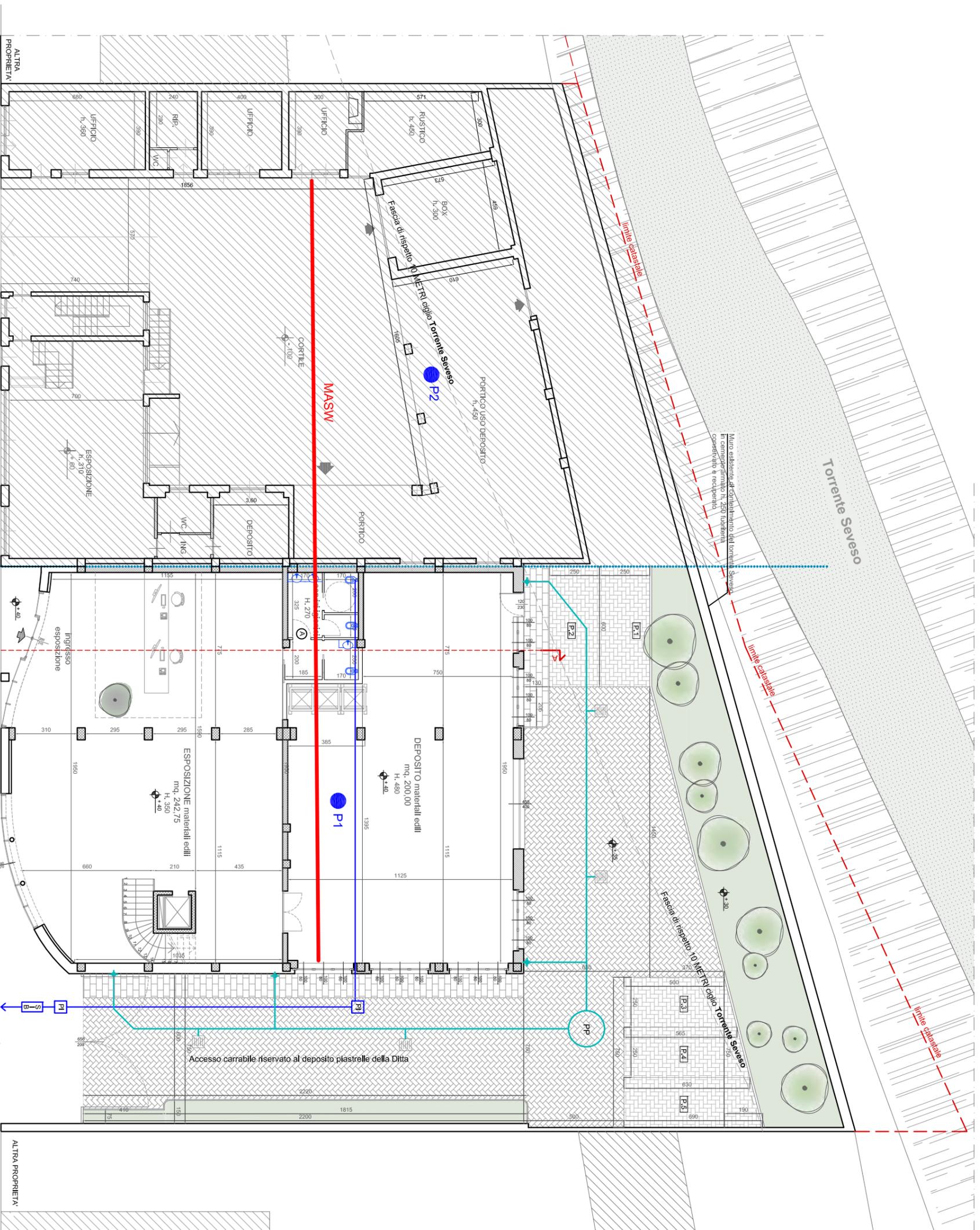


PROVE PENETROMETRICHE
DINAMICHE CONTINUE (scpt)

STENDIMENTO
SISMICO (MASW)

LEGENDA SCHEMA FOGNATURA	
	RETE ACQUE CHIARE tubazioni in p.v.c.
	RETE ACQUE SCURE tubazioni in p.v.c.
	POZZO PERDENTE diam. cm. 200 e h. cm. 300
	CADITOIE
	POZZETTO DI ISPEZIONE
	SIFONE ISPEZIONE BRAGA PRIMA DELL'IMMISSIONE IN FOGNATURA COMUNALE

INTERVENTO VIA OSLAVIA
PADERNO DUGNANO (MI)
Ubicazione indagini geognostiche
Scala grafica
ALL.1



Limite fase 02
Limite fase 01

PIANTA PIANO TERRENO | stato di progetto

CANTIERE DI PADERNO - VIA OSLAVIA 5

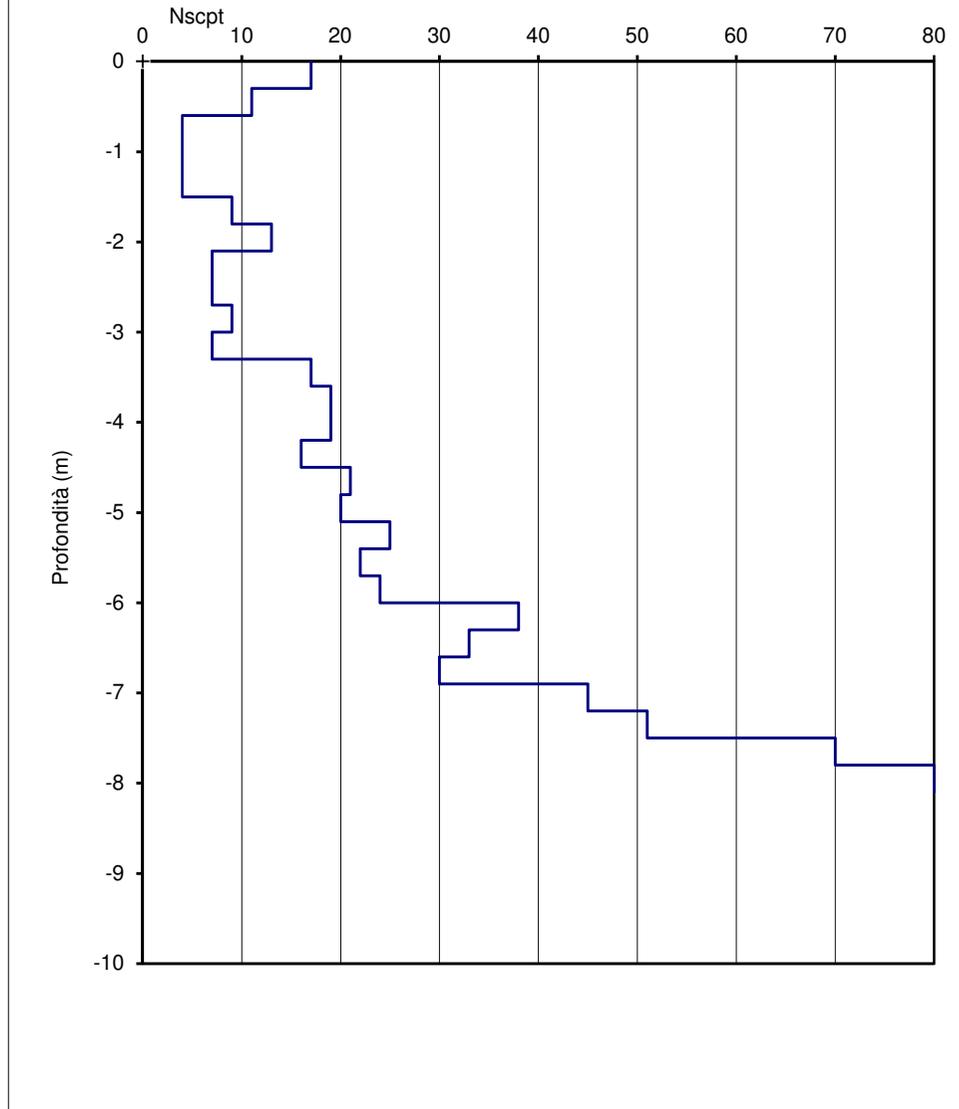
DATA DI ESECUZIONE DELLE PROVE: 14/05/2018

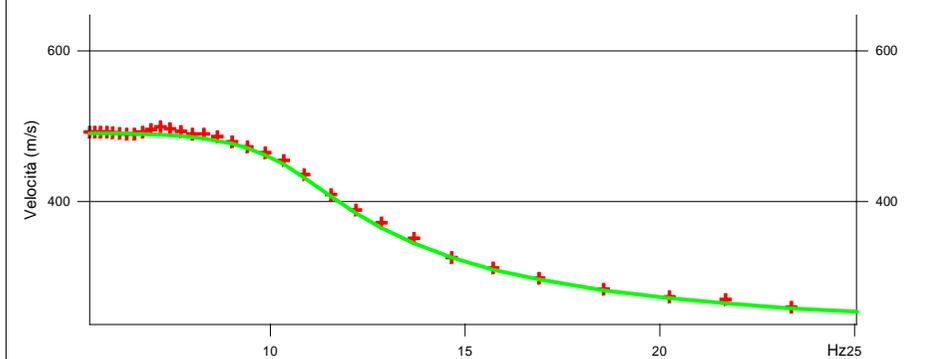
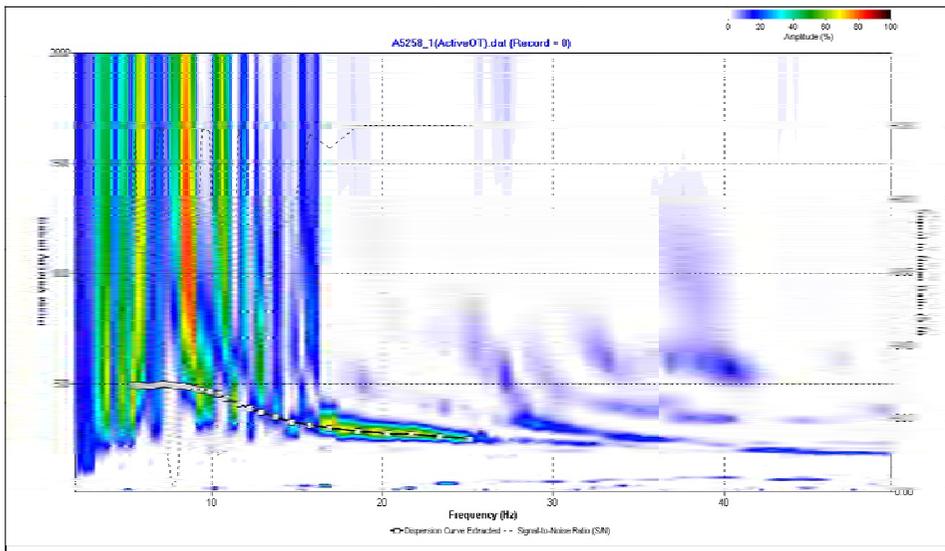
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA CONTINUA S.C.P.T. (STANDARD A.G.I.)

Profondità	RP	RL
0	17	
	11	
	4	
	4	
-1,5	4	
	9	
	13	
	7	
	7	
-3	9	
	7	
	17	
	19	
	19	
-4,5	16	
	21	
	20	
	25	
	22	
-6	24	
	38	
	33	
	30	
	45	
-7,5	51	

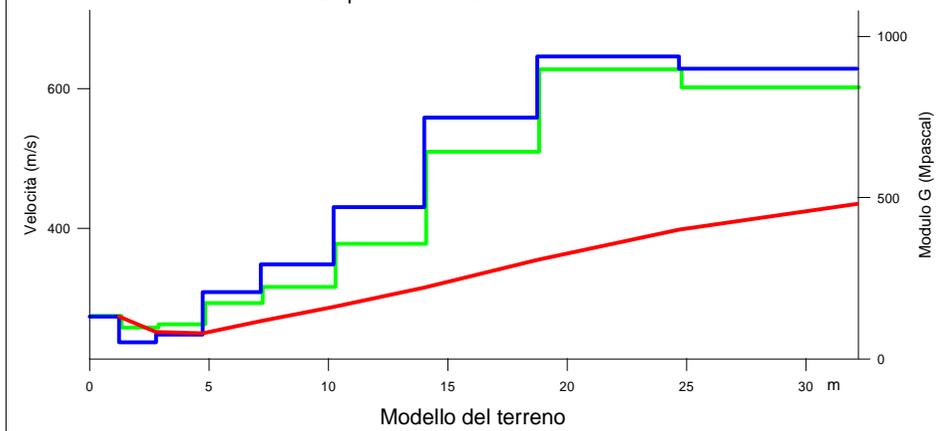
Profondità	RP	RL
	70	
	R	
-9		
-10,5		
-12		
-13,5		
-15		

PROVA PENETROMETRICA N.2





Dispersione misurata e calcolata

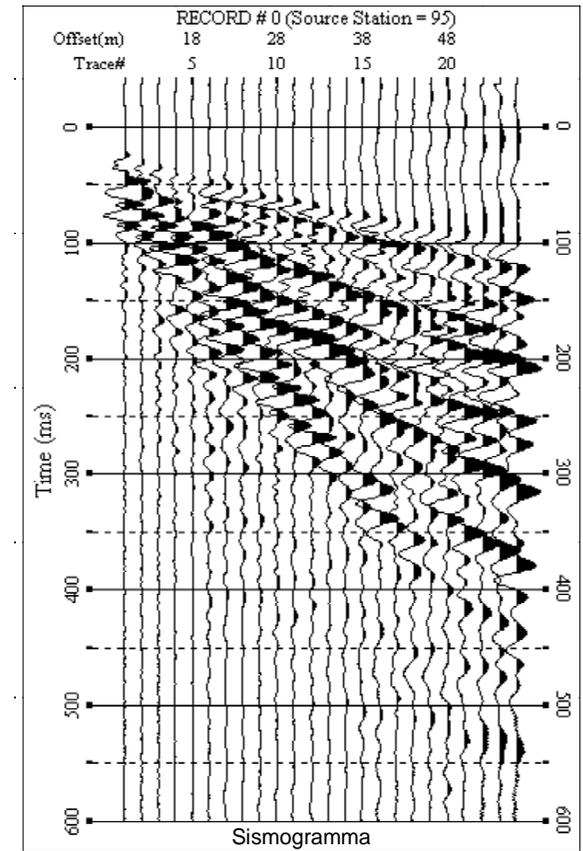


Modello del terreno

LEGENDA

- + Curva di dispersione misurata
- Curva di dispersione calcolata
- Velocità sismica delle onde S
- Modulo di taglio (Mpasca)
- VsX

Il valore approssimato del peso di volume per il calcolo del parametro G è dato dalla formula $D=1.5 + Vs/1000$



Sismogramma

TABELLA DI CALCOLO

Da Prof.	a Prof.	Vs	Hi/Vi	VsX	G
0	1.2	274	.0046	274	133
1.2	2.8	237	.0065	252	97
2.8	4.8	248	.0079	250	107
4.8	7.2	309	.0079	268	173
7.2	10.2	348	.0087	287	224
10.2	14	430	.0088	316	357
14	18.8	559	.0085	355	642
18.8	24.7	647	.0092	398	898
24.7	33.1	625	.0118	435	841

VALORE CALCOLATO VS30 = 424 m/s

PROVA SISMICA MASW	
Paderno Dugnano - via Oslavia 5	
Proprietà Croci	

VELOCITA' DELLE ONDE S	
Maggio 2018	



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

Sig. Flavio ASNAGHI



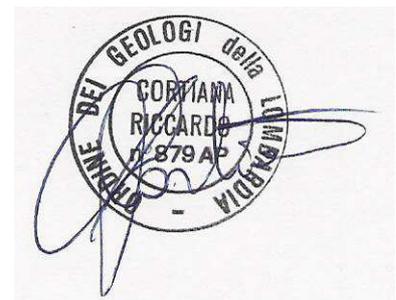
*RELAZIONE GEOLOGICA R1
RELAZIONE GEOTECNICA R2
RELAZIONE GEOLOGICA R3*

*ai sensi del p.to 6.2.1 del D.M. 17.01.08
ai sensi del p.to 6.2.2 del D.M. 17.01.08
ai sensi della DGR IX/2616/2011*

*PER LA REALIZZAZIONE DI NUOVI BOX AUTO
IN VIA SANT'AMBROGIO 19 NEL COMUNE DI PADERNO DUGNANO (MI)*

Monza, dicembre 2019

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

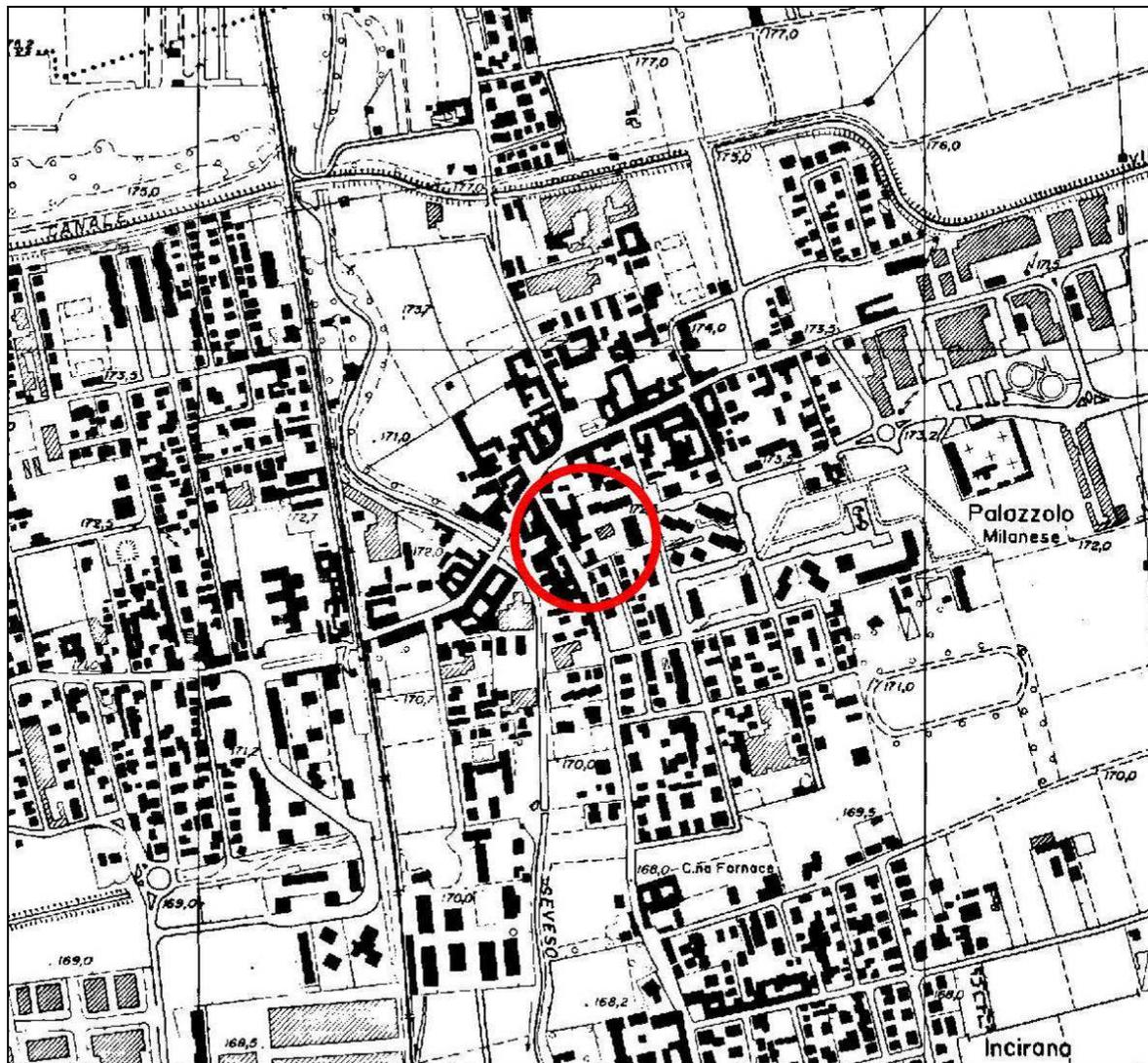


INDICE

1	PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO	3
2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOMORFOLOGICO.....	7
3	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	9
4	CLASSIFICAZIONE SISMICA.....	10
4.1	Classificazione nazionale	10
4.2	Classificazione regionale.....	11
4.3	Progettazione antisismica	11
5	ANALISI RISCHIO SISMICO	17
5.1	Analisi di I livello	17
6	INDAGINE GEOGNOSTICA	18
7	PARAMETRI GEOTECNICI	20
8	CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI SOTTOFONDO E DEI CEDIMENTI PREVEDIBILI.....	21
8.1	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	21
8.2	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)	25
9	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE.....	27
10	CONCLUSIONI.....	28

1 PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO

La presente relazione, redatta su incarico del sig. Flavio Asnagli residente in via Sant'Ambrogio 19 nel comune di Paderno Dugnano (MI), illustra i risultati di una campagna di indagini geognostiche realizzata presso l'area di proprietà del Committente in previsione della realizzazione di un nuovo intervento edilizio.

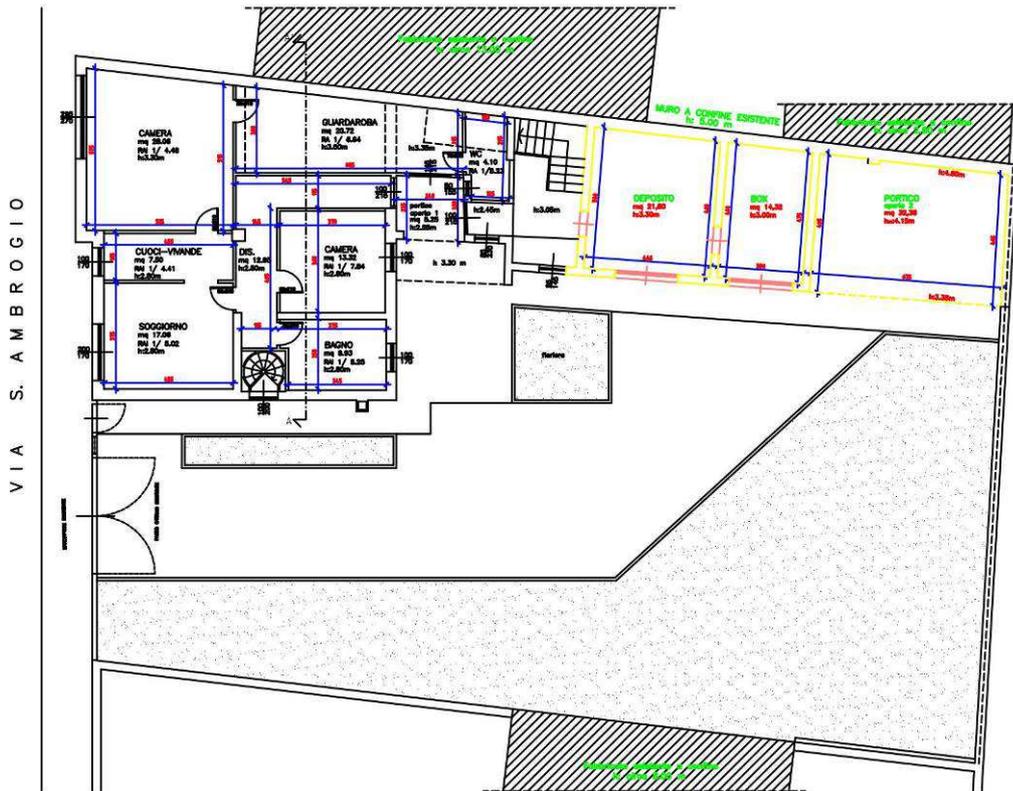


Corografia area di studio

Nell'area in esame, accatastato al foglio 12 particella 118/117 è prevista la demolizione del portico e della tettoia esistenti e la successiva realizzazione di nuovi box auto e annesso deposito attrezzi. La nuova struttura avrà forma rettangolare e dimensioni in pianta pari a circa 5 x 15 m.

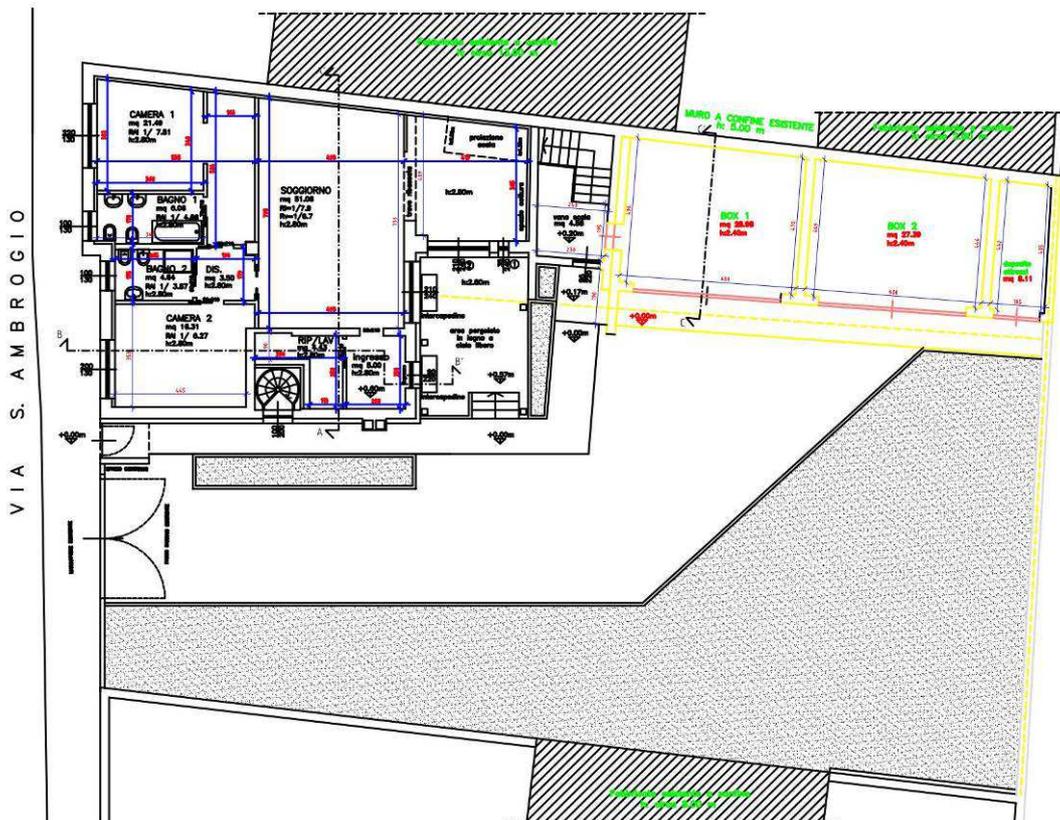
Per le nuove strutture, che come l'esistente saranno date da un solo piano fuori-terra, è previsto l'utilizzo di fondazioni dirette continue impostate ad una profondità di circa 0.80 m da piano campagna attuale. Si ipotizza l'utilizzo di fondazioni dirette continue che potranno essere del tipo a platea o del tipo a trave rovescia (la cui larghezza, considerando anche la presenza del magrone, sarà di circa 80 cm).

STATO DI FATTO



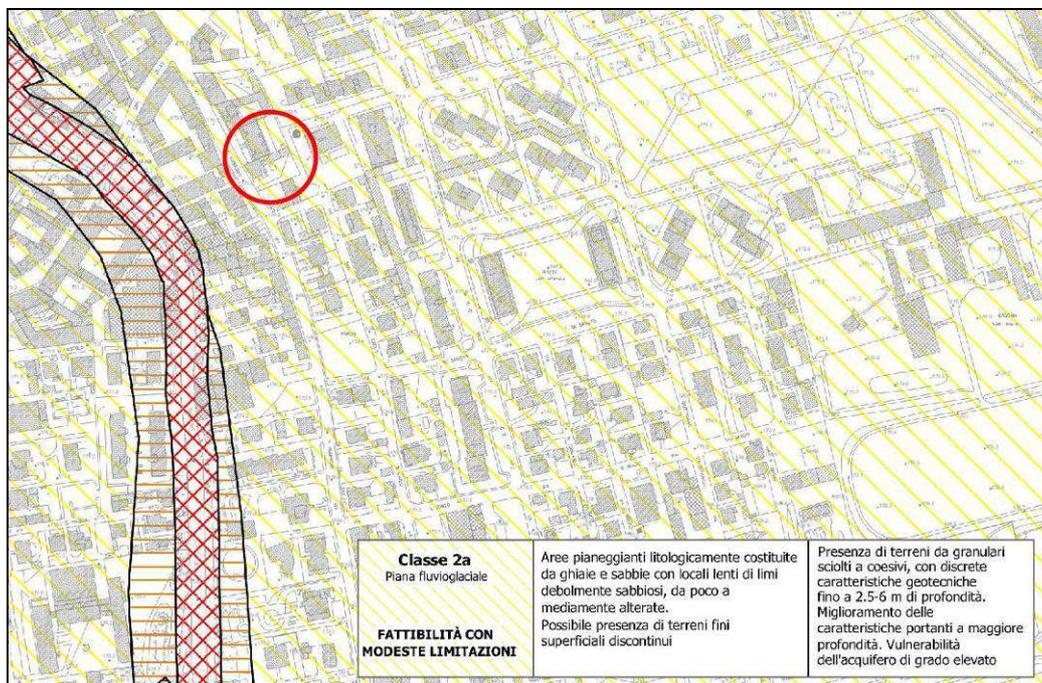
Planimetria stato di fatto

STATO DI PROGETTO



Planimetria stato di progetto

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



Estratto della carta di fattibilità allegata al PGT

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 fluvioglaciale

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.

Nel mese di dicembre 2019 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.

L'indagine geognostica è consistita nell'esecuzione di 2 prove penetrometriche di tipo dinamico.

Sulla base dei risultati delle suddette prove si sono individuati i parametri geotecnici dei terreni, secondo le nuove Norme Tecniche Costruzioni (D.M. 17/01/2018).

¹ 6.2.1. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

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 esposte 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

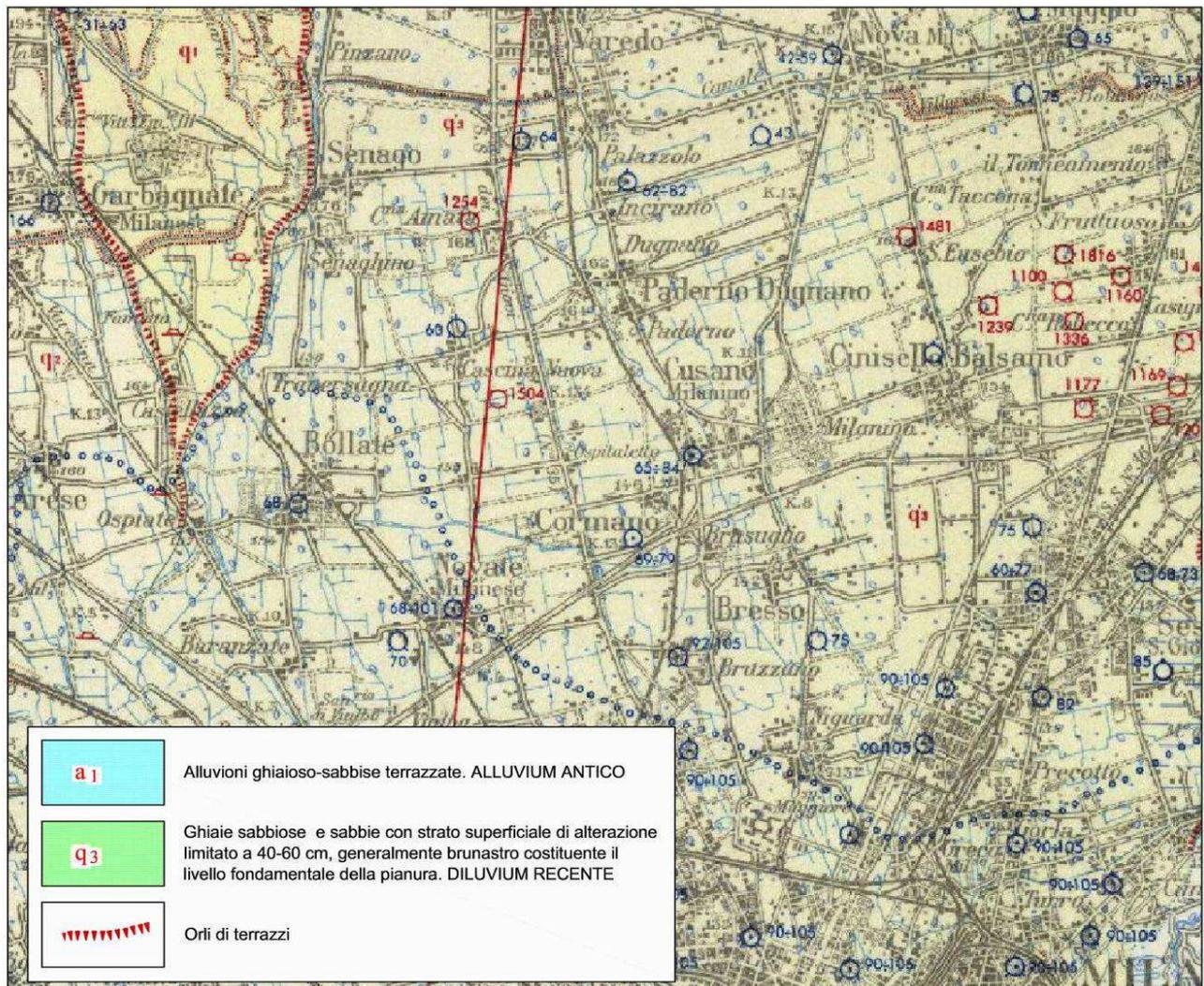
L'area lombarda ha subito le più importanti trasformazioni in un'epoca geologicamente recente, dal Miocene Superiore in poi, quando hanno avuto inizio intense fasi erosive culminate con la genesi di profondi canyons scavati allo sbocco nella Pianura Padana dai corpi glaciali che percorrevano le vallate 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.



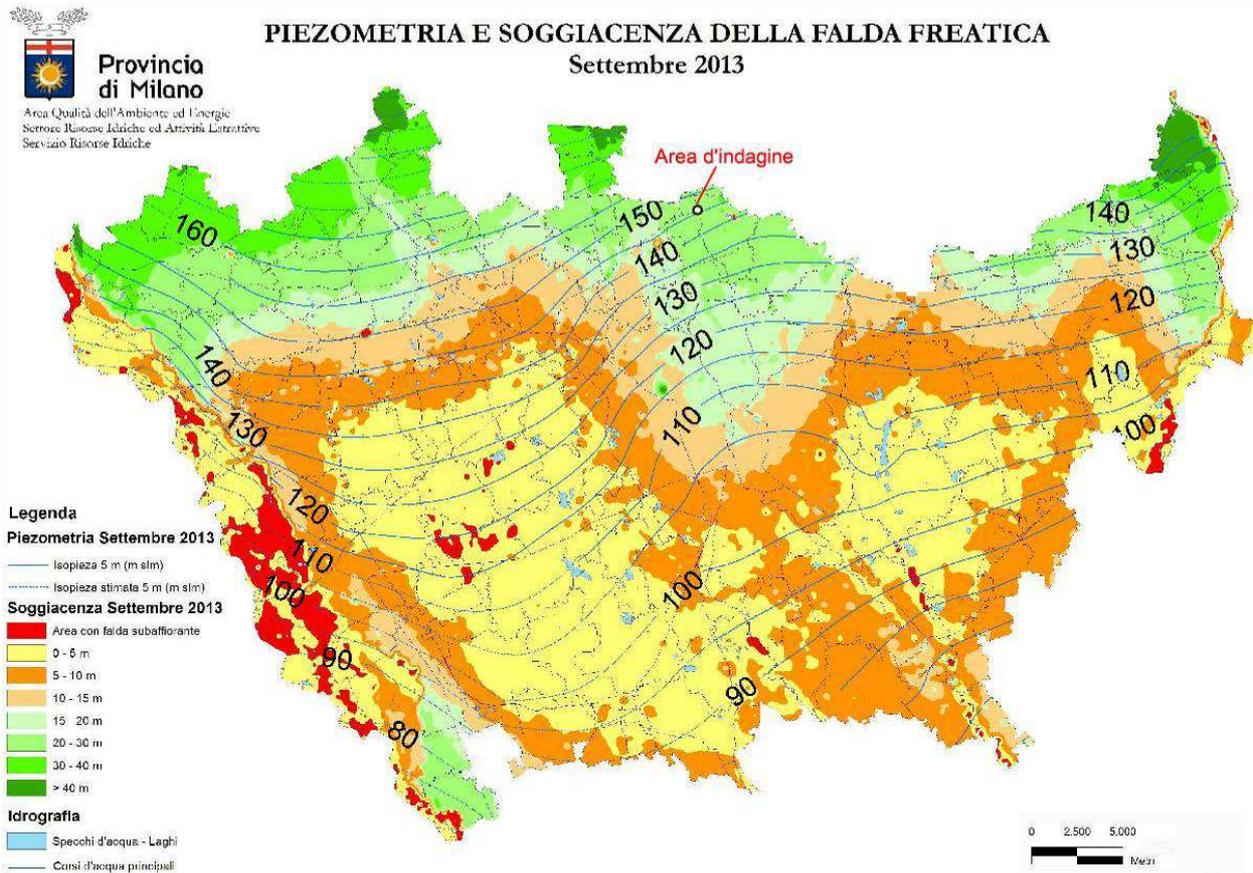
Estratto Carta Geologica d'Italia (Foglio 45 – Milano)

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).

Il fluvioglaciale Wurm è 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

Dai dati reperiti presso il SIF (Sistema Informativo Falda) della Provincia di Milano si evince che la quota della superficie freatica nell'area di studio è posta ad una profondità dell'ordine di 20-30 m rispetto alla quota di piano campagna (vedasi carta della soggiacenza sotto riportata); nella zona considerata quindi non si hanno problemi legati alla presenza di acqua di falda freatica.



Estratto della Carta della soggiacenza e della piezometria della falda freatica

4 CLASSIFICAZIONE SISMICA

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.

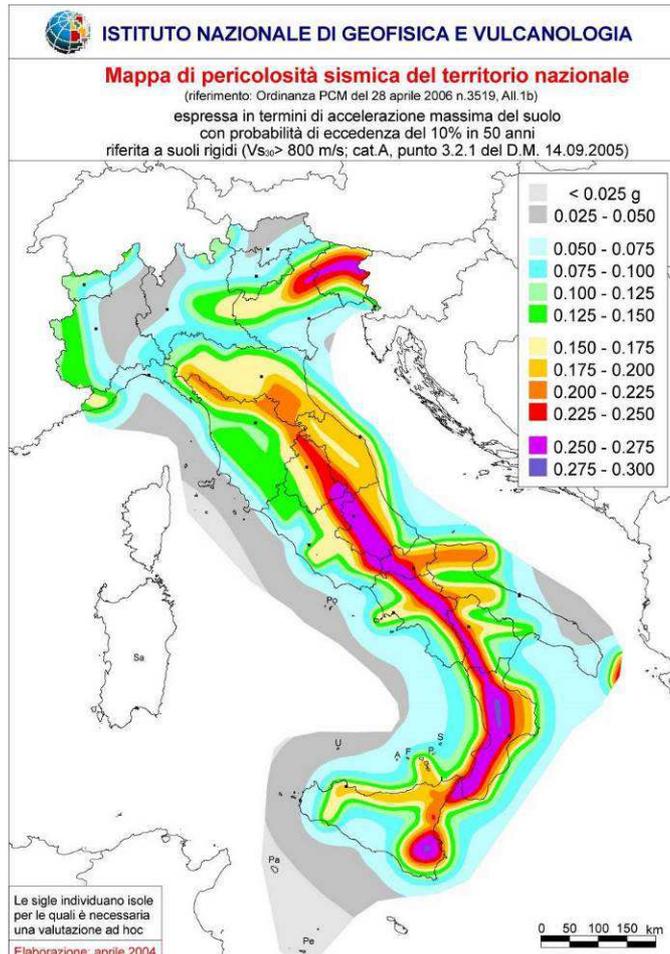
4.1 Classificazione nazionale

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.*

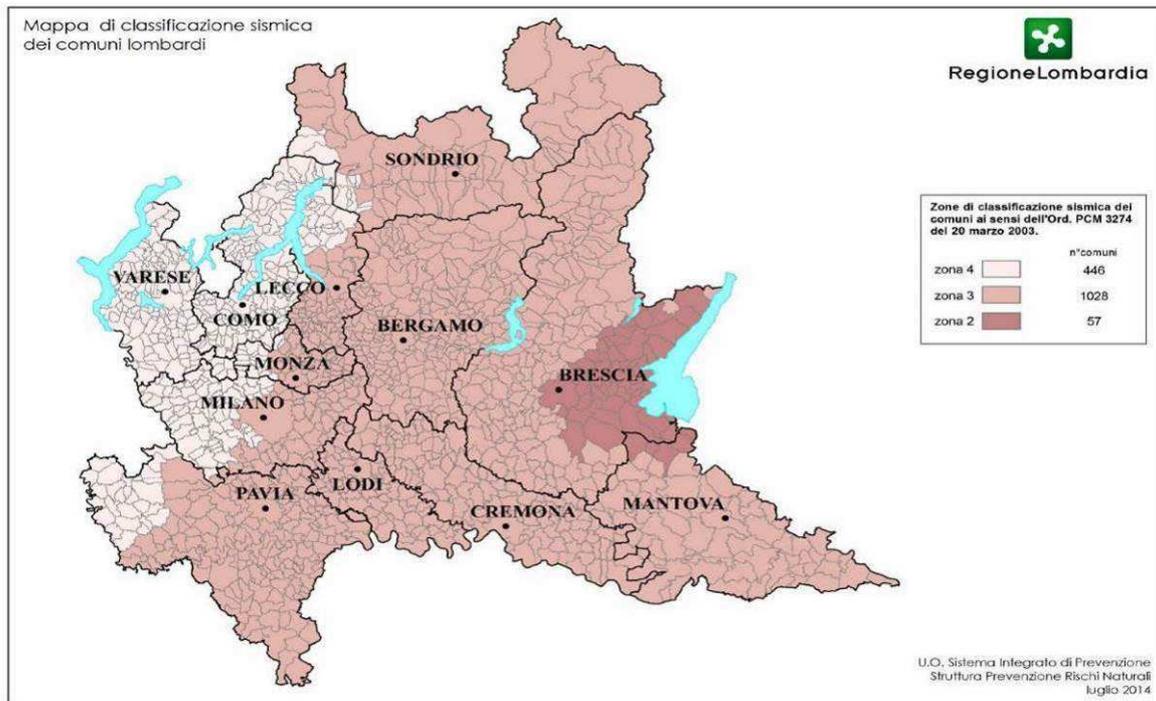
La mappa, riportata nell'Allegato 1B (vedasi figura di seguito riportata), rappresenta graficamente la pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione massima del suolo (a_g), con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi ($V_{S30} > 800$ m/s, cat.A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005).



4.2 Classificazione 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 Ag_{Max} pari a 0,049194.

4.3 Progettazione antisismica

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, si può affermare che il sottosuolo della stessa 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	Zone 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° 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:

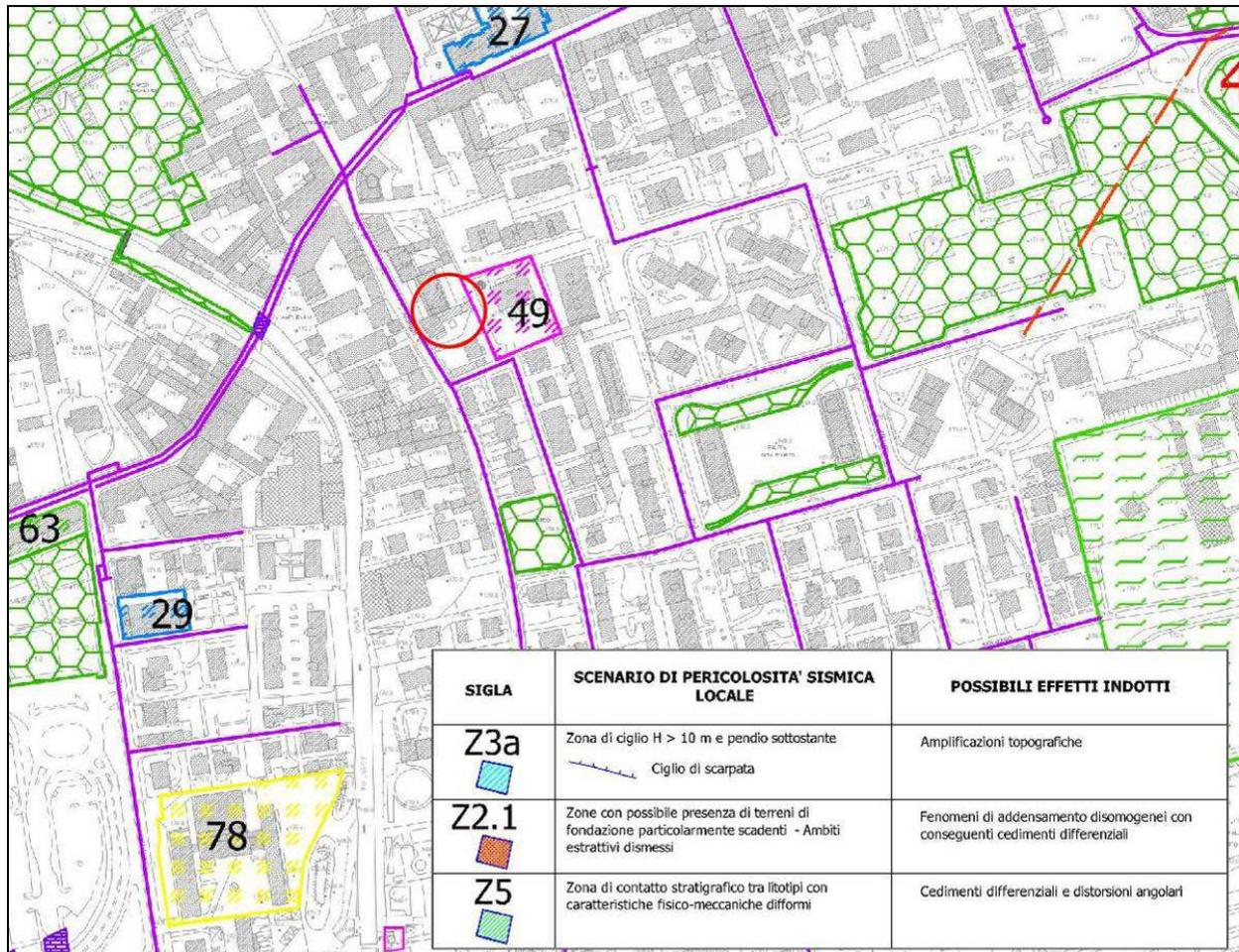
Consiste nella definizione degli effetti di amplificazioni tramite indagini e analisi più approfondite. Al fine di poter effettuare le analisi di 3^o livello la Regione Lombardia ha predisposto due banche dati, rese disponibili sul Geoportale della Regione Lombardia, il cui utilizzo è dettagliato nell'allegato 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 Z1 e 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



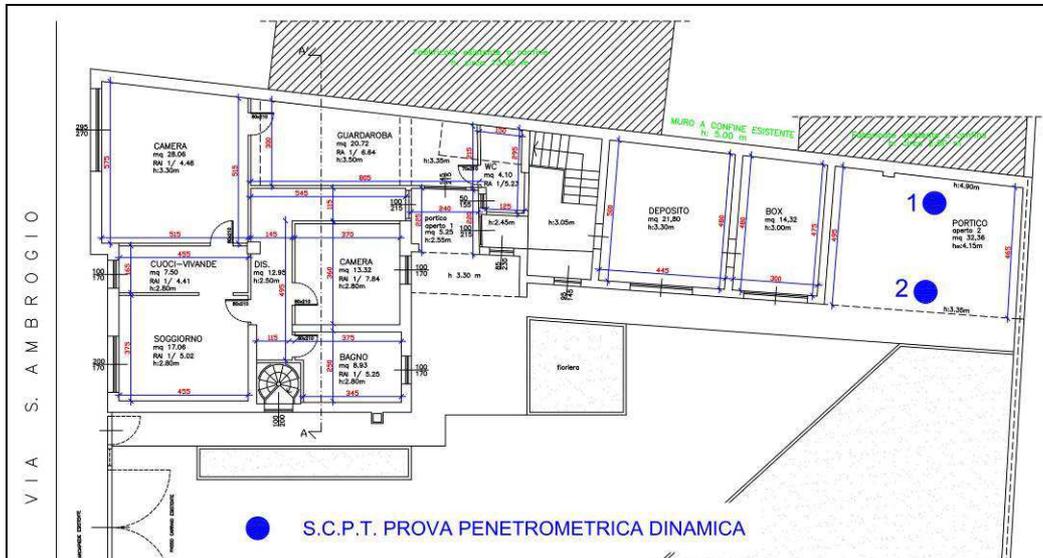
Estratto della carta di pericolosità sismica locale allegata al PGT

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. L'ubicazione dei punti di prova, di seguito riportata, è stata parzialmente ostacolata dalla presenza delle strutture esistenti da demolire.



Le indagini sono state eseguite 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



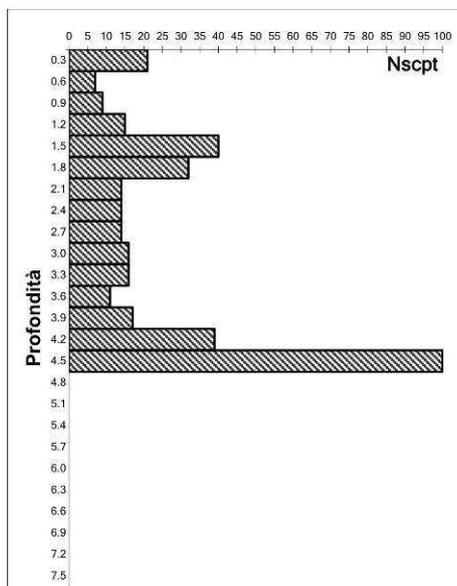
Penetrometro utilizzato tipo Meardi A.G.I.

Nei punti di prova è stato necessario, al fine di utilizzare la strumentazione indicata, rimuovere la copertura in lamiera esistente. Le verticali d'indagine sono state interrotte a profondità comprese tra 4.5 e 5.1 m per la presenza di livelli particolarmente resistenti alla penetrazione dinamica (ghiaia ben addensata).

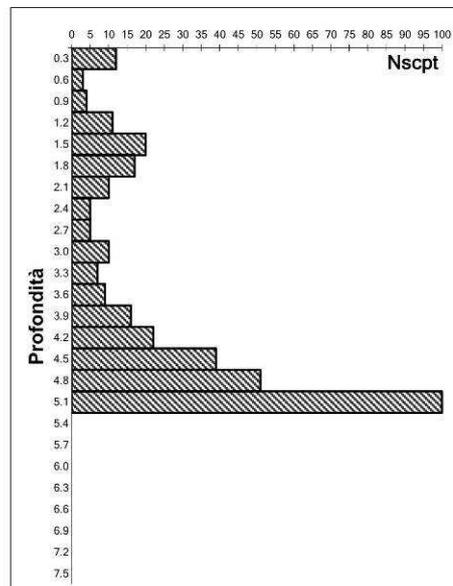
Nel corso delle prove non è stata rilevata presenza di acqua di falda a conferma dei dati idrogeologici idrogeologici in nostro possesso.

Profondità (m)	S.C.P.T. 1	S.C.P.T. 2	Profondità (m)
0.3	21	12	0.3
0.6	7	3	0.6
0.9	9	4	0.9
1.2	15	11	1.2
1.5	40	20	1.5
1.8	32	17	1.8
2.1	14	10	2.1
2.4	14	5	2.4
2.7	14	5	2.7
3.0	16	10	3.0
3.3	16	7	3.3
3.6	11	9	3.6
3.9	17	16	3.9
4.2	39	22	4.2
4.5	100	39	4.5
4.8		51	4.8
5.1		100	5.1
5.4			5.4
5.7			5.7
6.0			6.0

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:

- LITAZONA A: grado di addensamento basso con caratteristiche geotecniche scarse ($N_{scpt} < 5$)
- LITAZONA B: grado di addensamento medio-basso con caratteristiche geotecniche modeste ($5 < N_{scpt} < 10$)
- LITAZONA C: grado di addensamento medio-alto con caratteristiche geotecniche da discrete a buone ($10 < N_{scpt} < 20$)
- LITAZONA D: grado di addensamento alto con caratteristiche geotecniche da buone ad ottime ($N_{scpt} > 20$). Localmente il grado di addensamento è talmente elevato da determinare l'interruzione delle verticali di indagine a profondità comprese tra 4.5 e 5.1 m da p.c..

Il terreno è stato suddiviso in litozone in base ai parametri geotecnici medi degli orizzonti attraversati dalle verticali penetrometriche.

S.C.P.T. 1

Litozona	Profondità (m)	N_{SCPT}	N_{SPT}	γ (T/m^3)	ϕ ($^\circ$)	E (kg/cm^2)	K's (kN/m^3)
R	0.0 – 0.3	Terreno addensato dall'attività antropica					
B	0.3 – 0.9	7 – 9	12 – 15	1.75 – 1.80	30 – 31	225 – 300	$19.5 - 27.0 \times 10^3$
C	0.9 – 3.9	11 – 14	20 – 25	1.85	32.5 – 34	335 – 375	$38.5 - 47.5 \times 10^3$
D	3.9 – 4.5	> 20	> 33	> 1.90	> 36	> 445	$> 71.5 \times 10^3$

S.C.P.T. 2

Litozona	Profondità (m)	N_{SCPT}	N_{SPT}	γ (T/m^3)	ϕ ($^\circ$)	E (kg/cm^2)	K's (kN/m^3)
R	0.0 – 0.3	Terreno addensato dall'attività antropica					
A	0.3 – 0.9	3 – 4	5 – 7	1.70	26.5 – 27	75 – 115	$8.5 - 10.5 \times 10^3$
C	0.9 – 2.1	11 – 14	20 – 25	1.85	32.5 – 34	335 – 375	$38.5 - 47.5 \times 10^3$
B	2.1 – 3.6	6 – 8	10 – 14	1.75 – 1.80	29 – 30.5	195 – 270	$16.0 - 24.0 \times 10^3$
D	3.6 – 5.1	> 20	> 33	> 1.90	> 36	> 445	$> 71.5 \times 10^3$

dove:

N_{SCPT} = numero di colpi necessario per ottenere un avanzamento di 30 cm in una prova SCPT

N_{SPT} = numero di colpi SPT correlato

γ = peso di volume del terreno (T/m^3)

ϕ = angolo di attrito del terreno ($^\circ$)

E = modulo di deformazione (o di Young) in kg/cm^2

K's = stima del modulo di reazione del sottofondo (o di Winkler) in kN/m^3

La verticale penetrometrica 1 ha evidenziato la presenza di sedimenti scarsamente addensati fino alla profondità di 0.9 m da p.c.. Inferiormente si osserva un generale miglioramento delle caratteristiche geotecniche e la presenza di sedimenti ben addensati.

La verticale penetrometrica 2 ha evidenziato la presenza di sedimenti scarsamente addensati fino alla profondità di 0.9 m da p.c.. Inferiormente si osserva un miglioramento delle caratteristiche geotecniche e la presenza, fino alla profondità di 2.1 m da p.c., di sedimenti ben addensati. Inferiormente si osserva dapprima un peggioramento delle caratteristiche, poi oltre 3.6 m di profondità un nuovo miglioramento delle caratteristiche geotecniche.

8 CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI SOTTOFONDO 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 [6.2.2a] 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.II 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_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{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	Larghezza fondazione (m)	Profondità fondazione (m) da p.c.	Φ_m (°)	Φ_k (°)	γ_m (T/m ³)	γ_k (T/m ³)
Platea	5.0	0.8	32.5	31	1.80	1.80
Trave rovescia	0.8	0.8	32	30.5	1.80	1.80

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	Larghezza fondazione (m)	Profondità fondazione (m) da p.c.	Φ_k (°)	Φ_d (°)	γ_k (T/m ³)	γ_d (T/m ³)
Platea	5.0	0.8	31	31	1.80	1.80
Trave rovescia	0.8	0.8	30.5	30.5	1.80	1.80

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_γ sono fattori di forma

d_c d_q d_γ sono fattori di profondità

N_c N_q N_γ 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:

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

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	Larghezza fondazione (m)	Profondità fondazione (m) da p.c.	R_d (kg/cm ²)
Platea	5.0	0.8	1.60
Trave rovescia	0.8	0.8	3.25

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 $\gamma_R = 2.3$ 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 (nel caso di fondazione a trave rovescia) un valore di pressione di esercizio P_E pari a:

Tipo di fondazione	Larghezza fondazione (m)	Profondità fondazione (m) da p.c.	P_E (kg/cm ²)
Platea	5.0	0.8	1.40
Trave rovescia	0.8	0.8	0.75

Ottenendo cedimenti immediati, tra 9 e 14 mm, e cedimenti totali prossimi a 20 mm, assolutamente compatibili con le strutture in progetto.

9 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

La liquefazione delle sabbie è il comportamento dei suoli sabbiosi che, a causa di un aumento della pressione interstiziale, passano improvvisamente da uno stato solido ad un fluido, o con la consistenza di un liquido pesante.

La liquefazione avviene più frequentemente in depositi sabbiosi e/o sabbioso limosi sciolti, a granulometria uniforme, normalmente consolidati e saturi. Durante la fase di carico, le sollecitazioni indotte nel terreno, quali possono essere quelle derivanti da un evento sismico, possono causare un aumento delle pressioni interstiziali fino a eguagliare la tensione soprastante. Viene così annullata la resistenza al taglio del terreno secondo il principio delle pressioni efficaci di Terzaghi, e si assiste così a un fenomeno di fluidificazione del suolo.

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 $U_c > 3,5$.

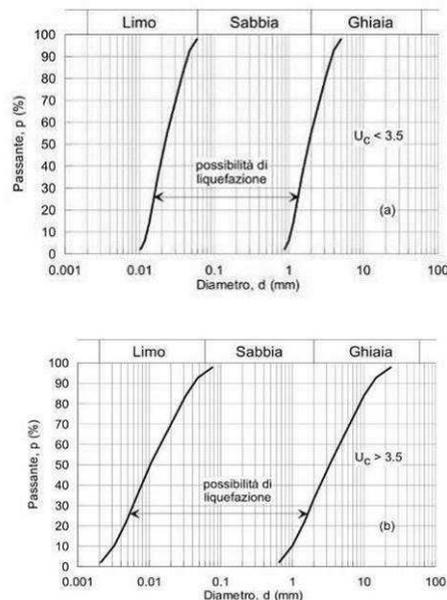


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Nell'area in esame la superficie della falda freatica è situata ad una profondità media superiore a 15 m da p.c.; 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 Sant'Ambrogio nel comune di Paderno Dugnano (MI) è caratterizzata dalla presenza, in affioramento, di un terreno di fondazione appartenente dal punto di vista geologico alle alluvioni fluvio-glaciali del periodo Würm (DILUVIUM RECENTE), caratterizzate 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.

Nell'area in esame è prevista la demolizione delle strutture esistenti (portico e tettoia) e la successiva realizzazione di nuovi box auto e annesso deposito attrezzi. La nuova struttura avrà forma rettangolare e dimensioni in pianta pari a circa 5 x 15 m e sarà data da un piano fuori-terra. Si ipotizza l'utilizzo di fondazioni dirette continue che potranno essere del tipo a platea o del tipo a trave rovescia (la cui larghezza, considerando anche la presenza del magrone, sarà di circa 80 cm).

Nel mese di dicembre 2019 è stata condotta un'analisi dell'area con esecuzione di 2 prove penetrometriche di tipo dinamico (S.C.P.T.).

Le verticali penetrometriche hanno evidenziato la presenza, alla profondità di 0.80 m da p.c., di sedimenti caratterizzati da un grado di addensamento medio-alto e buoni parametri geotecnici. Si osserva, in corrispondenza della prova 2, un peggioramento delle caratteristiche geotecniche a profondità comprese tra 2.1 e 3.6 m da p.c..

I calcoli hanno dimostrato che sarà possibile utilizzare fondazioni dirette continue utilizzando il valore della pressione di esercizio riportato precedentemente.

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

Il tecnico incaricato

Dott. Geol. Riccardo Cortiana



Comune di
PADERNO DUGNANO
(Provincia di Milano)

Committente:
Sig. Vincenzo Luchetta

Relazione Geologica

ai sensi della DGR 2616/2011 e del D.M. 17/01/18 - R1 e R3

**Indagine geologico-tecnica di supporto al progetto di
ristrutturazione di un edificio residenziale
in comune di Paderno Dugnano (MI), via Reali, 68.**

Lurago d'Erba (CO), ottobre 2020

Dott. Geol. Mario Villa



SOMMARIO

1. Premessa	2
2. Inquadramento geografico e vincoli esistenti ai sensi della DGR 2616/2011	4
3. Inquadramento geomorfologico, geologico ed idrogeologico	7
4. Indagini geotecniche	12
5. Risultati dell'indagine e modello geotecnico del sottosuolo	14
6. Parametri di progetto ed analisi della sismicità del sito	18
7. Conclusioni.....	22

ALLEGATI

- Tav. 1 – Inquadramento geografico**
- Tav. 2 – Fattibilità geologica**
- Tav. 3 – Vincoli**
- Tav. 4 – Inquadramento geologico**
- Tav. 5 – Inquadramento idrogeologico**
- Tav. 6 – Carta della pericolosità sismica locale**
- Tav. 7 – Ubicazione dei punti d'indagine**

Tabulati e grafici prove penetrometriche dinamiche

1. Premessa

Su incarico di Sig. Vincenzo Luchetta, viene redatta la seguente Relazione Geologica a supporto del progetto di ristrutturazione di un edificio residenziale in via Reali, 68 in comune di Paderno Dugnano (MI).

L'area in oggetto è individuabile al foglio 21 mappale 56, sub. 1 della locale planimetria catastale.

Nell'allegata **Tav. 1 – Inquadramento geografico** è visibile un inquadramento geografico dell'area in oggetto su Carta Tecnica regionale (Tav. B5b5).

La presente relazione contiene valutazioni in merito alla fattibilità ai sensi della DGR 2616/2011 (Componente geologica, idrogeologica e sismica dei PGT).

La relazione viene redatta inoltre ai sensi del D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento NTC2018, Norme tecniche per le Costruzioni) che fissa le norme tecniche per le indagini sui terreni con indicazioni geologiche e geotecniche riguardo alle scelte del progetto definitivo, considerando anche gli aspetti sismici per la progettazione.

In base ai risultati d'indagine la presente relazione contiene la descrizione delle condizioni geologico-idrogeologiche al contorno e una valutazione delle possibili soluzioni fondazionali che si potranno adottare per l'intervento edilizio in progetto.

L'indagine in sito è consistita nell'esecuzione di:

- *n° 1 prova penetrometrica dinamica continua necessaria alla valutazione dei parametri geotecnici del sottosuolo.*

L'ubicazione dei punti d'indagine è mostrata nella **Tav. 7 – Ubicazione dei punti d'indagine** allegata alla presente relazione.

Il progetto prevede la ristrutturazione di una porzione di edificio residenziale di corte costituito da 2 piani fuori terra.

Sulla base dei risultati acquisiti con l'indagine in sito e delle conoscenze geologiche, idrogeologiche e geotecniche locali, saranno affrontate nella presente relazione le seguenti tematiche:

- inquadramento geomorfologico, geologico ed idrogeologico del sito in esame;
- determinazione dei parametri geotecnici dei terreni di fondazione;
- determinazione dei parametri sismici dei terreni di fondazione;
- definizione del modello geotecnico del sottosuolo.

Normativa di riferimento:

- ✓ "Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio, in attuazione dell'art. 5, della l.r. 12 dell'11 marzo 2005 per il governo del territorio" (approvati con la D.G.R. n. 8/1566 del 22/12/2005, D.G.R. n. 8/7374 del 28.05.2008 e D.G.R. n. IX/2616 del 30/11/2011).
- ✓ Legge Regionale 12 ottobre 2015, n. 33 Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche (BURL n. 42, suppl. del 16 Ottobre 2015).
- ✓ D.g.r. 30 marzo 2016 - n. X/5001 - Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (art. 3, comma 1, e 13, comma 1, della l.r. 33/2015
- ✓ "Norme Tecniche per le Costruzioni" D.M. 14 gennaio 2008 (NTC 2008).
- ✓ Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 C.S.LL.PP contenente le Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni".
- ✓ Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" D.M. 17 gennaio 2018 (aggiornamento NTC 2008), pubblicato in G.U. il 20 febbraio 2018.
- ✓ Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP contenente le Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

2. Inquadramento geografico e vincoli esistenti ai sensi della DGR 2616/2011

Nella **Tav. 1 – Inquadramento geografico** è visibile un inquadramento geografico dell'area in oggetto su Carta Tecnica regionale (Tavv. B5b5).

L'area oggetto del presente documento è ubicata nella porzione occidentale del territorio comunale di Paderno Dugnano, in corrispondenza della località Cassina Amata.

L'area è inserita in un contesto prevalentemente ad uso residenziale.

I dintorni dell'area sono caratterizzati da superficie subpianeggiante con debole pendenza verso sud.

Il territorio comunale nell'intorno del sito si trova a quote comprese tra i 170 e i 163m s.l.m.; in particolare l'area si trova a circa 167 m s.l.m. (fonte CTR).

In Fig. 2.1 è visibile un estratto da ortofoto con evidenziata l'area oggetto di intervento.



Figura 2.1 – Estratto ortofoto. In rosso l'area in esame.

Come visibile si inserisce all'interno di una corte residenziale.

L'area in oggetto risulta in Classe di Fattibilità 2 – fattibilità con modeste limitazioni alla modifica delle destinazioni d'uso secondo quanto riportato nella componente Geologica

del PGT comunale (si veda l'allegata **Tav. 2 –Fattibilità geologica**) e pertanto non sussistono particolari limitazioni alle scelte urbanistiche. In particolare l'area ricade nella sottoclasse 2a – Piana Fluvioglaciale; si tratta di aree con modeste limitazioni legate alle caratteristiche portanti del terreno e alla salvaguardia dell'acquifero libero.

Nelle norme geologiche di piano allegate al PGT sono descritte come "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 possono essere la "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."

In sito è stata realizzata un'indagine per la verifica puntuale delle condizioni geotecniche ed idrogeologiche del sottosuolo.

Si sottolinea inoltre, che l'intervento edilizio in progetto (edificio residenziale) non comporta particolari problematiche per la salvaguardia della falda che comunque si trova ad oltre 30m di profondità.

L'area oggetto di edificazione non risulta gravata da particolari vincoli geologici, idrografici o di natura ambientale.

Per l'area in esame inoltre non sussistono particolari vincoli idrogeologici essendo l'area localizzata al di fuori delle fasce di rispetto dalle opere di captazione di acqua destinata al consumo umano, secondo quanto indicato dai DLgs 152/2006 e DGR 7/12693-042003. Si sottolinea a tal proposito come la natura stessa dell'intervento edificatorio in progetto escluda la possibilità di alterazione della situazione chimico-batterologica della falda sotterranea.

La situazione è riassunta nella **Tavola 3 – Vincoli** allegata alla presente relazione. In tale tavola è presente un estratto della Carta dei Vincoli riportata nella componente geologica di supporto al PGT comunale.

È segnalata la presenza, alcune decine di metri a N e ad E dell'area, di un canale derivatore secondario (Reticolo idrico minore). L'area risulta esterna alle fasce di rispetto del corso d'acqua.

Dal punto di vista idraulico l'area in esame si trova al di fuori delle fasce di rispetto per il Fiume Lambro stabilite dal PAI (Piano Assetto Idrogeologico) e dalle fasce del PGRA aggiornato al 2019 (Piano Gestione Rischi Alluvioni, Direttiva alluvioni 2007/60/CE).

3. Inquadramento geomorfologico, geologico ed idrogeologico

I dati utilizzati nella presente relazione sono ricavati dalle conoscenze del sito e dall'analisi della letteratura esistente (in particolar modo si fa riferimento alla componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT comunale vigente).

3.1 Geomorfologia

Il territorio del Comune di Paderno Dugnano si posiziona nel settore centrale dell'alta pianura milanese ed è caratterizzato da una morfologia sub pianeggiante, con quote da 178 m s.l.m. a 155 m s.l.m.

L'assetto morfologico del territorio si inserisce nel contesto di un paesaggio tipico del Livello fondamentale della Pianura e risulta pertanto caratterizzato da una morfologia pianeggiante, blandamente immersa a Sud, con un gradino morfologico metrico al passaggio con i terrazzi caratteristici dell'Alta pianura. Essi sono rappresentati dai terrazzi di origine fluvioglaciale incisi, in questa porzione di territorio, dal torrente Seveso.

I dintorni dell'area in esame sono circa pianeggianti. La quota della superficie topografica in corrispondenza dell'area in esame è di circa 167 m s.l.m.

Non esistono ulteriori evidenze morfologiche degne di nota, in particolare si segnala l'assenza nell'area e nell'immediato circondario di forme e/o depositi riconducibili all'esistenza di dissesti, sia attivi che quiescenti, quali accumuli di frana, orli di frana, orli di scarpata in erosione, tracce di ruscellamento etc., etc.

3.2 Geologia

L'area di studio può essere inquadrata nel settore della media pianura. Questo settore è costituito prevalentemente da materiali attribuibili al fluvioglaciale e fluviale wurmiano (Era: Quaternaria, Serie: Pleistocene superiore) e l'insieme di queste superfici viene chiamato Livello Fondamentale della Pianura (LFP). Secondo la classica e un po' semplicistica ricostruzione delle fasi glaciali Quaternarie, durante gli ultimi 1,75 Ma,

nella zona in esame, si sono succedute alcune fasi di avanzata e di successivo ritiro della coltre glaciale.

La geologia locale, come già detto, risulta essere prevalentemente costituita dai depositi fluviali e fluvioglaciali wurmiani caratterizzati essenzialmente da sabbie e ghiaie con ciottoli in percentuali variabili.

Da un punto di vista tessiturale vengono distinte da Nord a Sud delle fasce a granulometria decrescente, passando dalla fascia a ghiaie prevalenti, poi a sabbie e ghiaie e infine la fascia a sabbie prevalenti. In direzione Est-Ovest non si hanno differenze significative dal punto di vista granulometrico, mentre si hanno delle radicali differenze litologiche in quanto varia la natura delle zone d'alimentazione. Nel settore orientale della pianura lombarda prevalgono i sedimenti carbonatici derivanti dal disfacimento delle Alpi meridionali carbonatiche d'età mesozoica.

La dinamica evolutiva che ha caratterizzato questa porzione della pianura Padana, infatti, è avvenuta con l'inizio della fase erosiva di tutto l'arco alpino a partire dal piano Messiniano (5.2 Ma), piano in cui si è verificata l'essiccazione di tutti i bacini lacustri mediterranei.

E' iniziata così la deposizione dell'estesa copertura sedimentaria di depositi fluviali e in seguito fluvioglaciali che ha portato alla creazione dell'attuale pianura. L'area in esame è ubicata in corrispondenza di tali depositi noti classicamente anche come "diluvium".

Sulla pianura in formazione si sono formati gli apparati fluviali di smaltimento delle acque alpine. Molti apparati sono tuttora esistenti, come il torrente Seveso, il quale ha costituito una larga fascia di sedimenti fluviali, denominati dalla vecchia letteratura geologica come "alluvium antico". Tali sedimenti sono costituiti da ghiaie, sabbie e limi e formano i classici depositi terrazzati.

Nella **Tav. 4 – Inquadramento geologico**, allegata alla presente relazione, è riportato un estratto dalla tavola Geologia e geomorfologia della componente Geologica del PGT comunale.

Secondo tale tavola i depositi quaternari non cementati affioranti nell'area in oggetto d'intervento appartengono all'Allogruppo di Besnate (Pleistocene medio – superiore).

Si tratta di depositi in facies fluvioglaciale con profilo di alterazione da poco a mediamente evoluto e copertura loessica generalmente assente. Corrisponde al fluvioglaciale Riss-Wurm degli autori precedenti.

Sono descritti come ghiaie poligeniche a supporto clastico/di matrice, passanti localmente a limi. Si segnala la possibile presenza di strutture da trasporti da correnti trattive. Localmente può essere possibile trovare una coltre di limi debolmente sabbiosi compatti (loess).

Occupano l'intero territorio comunale ad esclusione delle porzioni in corrispondenza del T. Seveso dove affiorano depositi fluviali (Unità Postglaciale).

Dai dati ricavati dalla bibliografia e da quelli ottenuti delle indagini eseguite, si suppone una prevalenza delle frazioni granulari, a determinare un comportamento geotecnico prevalentemente di tipo frizionale, con resistenza al taglio in condizioni drenate e cedimenti di tipo istantaneo.

3.3 Idrogeologia

Idrografia

Per ciò che riguarda l'idrografia superficiale, in corrispondenza dell'area non si segnalano particolari elementi, vista anche la forte antropizzazione.

Il corso d'acqua del Reticolo principale più vicino è rappresentato dal torrente Seveso che scorre ad est dell'area di indagine senza interferire con essa.

Più a nord vi è il Canale Scolmatore delle piene di Nord Ovest (C.S.N.O.) che intercetta le acque del Seveso per limitare le esondazioni nel territorio della città di Milano, contenuto in argini artificiali e orientato circa NE-SW.

Nel territorio di Paderno Dugnano scorre anche il Canale Villaresi, che attraversa, a cielo aperto da ovest a est, il settore settentrionale del territorio comunale, con andamento E-W.

Il Comune di Paderno Dugnano è interessato anche da alcuni corsi denominati canali derivatori, di II ordine o secondari, e canali diramatori, quelli di III ordine o terziari.

Come già anticipato alcune decine di metri a N e ad E dell'area in esame scorre un canale derivatore secondario (Reticolo idrico minore).

Idrogeologia e caratteristiche piezometriche

Attraverso lo studio delle stratigrafie dei pozzi eseguiti per la captazione dell'acqua potabile, diversi autori hanno definito con una certa precisione la stratigrafia dei corpi alluvionali che storicamente costituiscono la Pianura Padana.

Dal punto di vista idrogeologico la ricostruzione della geometria e dei rapporti tra i diversi acquiferi presenti nel sottosuolo dell'area milanese è basata sull'identificazione di "unità idrogeologiche" identificate come:

- unità ghiaioso-sabbiosa: prevalenza di litotipi grossolani e lenti di argille di limitata estensione areale. Costituisce la sede del primo acquifero dell'area milanese (facies fluviali dell'Olocene-Pleistocene Sup.);
- unità sabbioso-ghiaiosa: alternanza di depositi sabbioso-ghiaiosi, sabbiosi e limoso - argillosi, con lenti cementate conglomeratiche o arenitiche. Costituisce la sede dell'acquifero tradizionale ed è separato dal primo acquifero da spessi ed estesi strati di materiale poco permeabile prevalentemente costituito da limi (facies fluviali del Pleistocene Medio);
- unità a conglomerati e arenarie: formata da litologie prevalentemente conglomeratiche, con arenarie in subordine, passanti localmente a ghiaie e sabbie (facies fluviali del Pleistocene Inf.);
- unità sabbioso-argillosa: in prevalenza da argille e limi di colore grigio e giallo con torbe. A questi litotipi sono intercalate lenti più o meno estese di sabbie e ghiaie che formano acquiferi con falde confinate, identificati con la denominazione di "terzo acquifero" o "acquiferi profondi" (facies continentale e transizionale, Pleistocene Inf. - Villafranchiano Sup. e Medio Auct.). La potenzialità di questo acquifero è molto limitata per via della scarsa potenzialità laterale degli strati permeabili. Se ne raccomanda quindi uno sfruttamento attento e riservato solo alle acque per uso potabile. Nel territorio in esame il tetto dell'unità 1 individuato dalla comparsa di argille franche, in corrispondenza di alcuni pozzi pubblici, è posta alle seguenti profondità:

- pozzo 6 di Paderno Dugnano:	66 m
- pozzo 4/2 di Cormano:	70 m
- pozzo 50/1-4 di Paderno Dugnano:	72 m
- pozzo 7 di Paderno Dugnano:	82 m
- pozzo 5 di Cusano Milanino:	90 m

- unità argillosa: formata prevalentemente da argille e limi di colore grigio-azzurro con fossili marini, alle quali sono subordinati livelli sabbiosi, generalmente di modesto spessore (facies marina, Pleistocene Inf. - Calabriano Auct.); è sede degli acquiferi profondi generalmente sconsigliati all'uso potabile per via di presenza di liquidi salati o salmastri. Nel territorio in esame tale unità si rinviene a circa 140-150 m dal p.c.

Idrogeologia dell'area in esame

Dal punto di vista idrogeologico il sito è posizionato in corrispondenza di depositi che costituiscono la parte superiore (primo acquifero) dell'acquifero tradizionale non confinato (unità ghiaioso-sabbiosa).

I dati riportati nella Carta Idrogeologica della Componente geologica, idrogeologica e sismica di supporto al PGT comunale di Paderno Dugnano riportano valori di soggiacenza per l'area in esame pari a circa 32 m (si veda l'allegata Tavola 5). La quota piezometrica in corrispondenza dell'area in oggetto è di circa 135 m s.l.m. (si veda l'allegata **Tav. 5 – Inquadramento idrogeologico**).

La falda scorre con direzione NW-SE.

Considerando le caratteristiche strutturali in progetto (assenza di piani interrati) e le condizioni idrogeologiche generali è da escludere un'interazione diretta della falda con le fondazioni.

4. Indagini geotecniche

Nel seguente capitolo si riassumono le indagini geognostiche eseguite in sito.

Le indagini eseguite sono:

- 1 prova penetrometrica dinamica (PPD o SCPT).

Valutata l'entità dell'intervento e l'assenza di particolari criticità si è ritenuto sufficiente realizzare una singola prova penetrometrica.

L'ubicazione dei punti d'indagine è mostrata nell'allegata **Tav. 7 – Ubicazione dei punti d'indagine.**

4.1 Prove penetrometriche dinamiche

Durante le indagini in situ è stata eseguita n. 1 prova penetrometrica dinamica (PPD, dcpt o scpt: standard cone penetration test); tali prove hanno permesso di caratterizzare il sottosuolo e di ricavare quei dati necessari al calcolo della capacità portante e dei cedimenti del terreno.

La prova penetrometrica dinamica viene eseguita infiggendo verticalmente nel terreno per mezzo di un maglio che cade da un'altezza nota, una punta conica posta all'estremità di una batteria di aste. Il dato risultante è quello della resistenza offerta dai terreni alla penetrazione, necessario per la parametrizzazione geotecnica del sottosuolo.

Le prove sono state effettuate con un penetrometro dinamico modello "Pagani TG 63-100", super - pesante (DPSH) del tipo Meardi, avente le seguenti caratteristiche tecniche:

peso massa battente	73 Kg
altezza di caduta	0.75 m
lunghezza aste	0.90 m
diametro aste	32 mm
diametro punta conica	51 mm
angolo del cono	60°



Figura 4.1 – Foto PPD1.

L'ubicazione delle prove è visibile in **Tav. 7 – Ubicazione dei punti d'indagine.**

La prova è stata eseguita nel cortile interno in prossimità della porzione di edificio in progetto.

La prova si è arrestata alla profondità massima di 6,3m dal p.c..

In corrispondenza di tutte le prove si raggiunge la condizione di rifiuto all'avanzamento delle aste indice di terreni dall'elevato grado di addensamento, della presenza di blocchi o di livelli cementati.

Nella seguente tabella vengono specificate le profondità investigate con le rispettive prove:

Prova	Profondità prova (m da p.c.)	Rifiuto meccanico
PPD1	- 6,3	SI

I diagrammi e le tabelle delle prove penetrometriche dinamiche vengono riportati in allegato alla presente relazione.

5. Risultati dell'indagine e modello geotecnico del sottosuolo

5.1 Risultati dell'indagine

Le caratteristiche del sottosuolo di interesse sono state definite in base ai risultati delle prove penetrometriche dinamiche (esame del trend della resistenza di punta) e dal confronto incrociato degli stessi con le caratteristiche geologiche note per il sito dall'analisi della bibliografia esistente.

Sulla base dei dati in possesso sono state individuate 2 unità litotecniche principali, ciascuna contraddistinta da omogenee proprietà geomeccaniche.

Nella seguente tabella sono riportati gli intervalli di profondità relativi a ciascuna unità individuata.

	PPD1
Unità 1	Da 0,0 a 1,5m
Unità 2	Da 1,5 a >6,3m

L'indagine ha messo in evidenza nei primi 1,5m terreni poco addensati (Unità litotecnica 1 - Nscpt 6÷7 colpi/30cm) seguiti da livelli da moderatamente addensati ad addensati (Unità litotecnica 2 - Nscpt 10÷39 colpi/30cm; Rifiuto) fino a raggiungere la condizione di rifiuto all'avanzamento delle aste. La litologia media di questi livelli è ipotizzata come una miscela di sabbie e ghiaie in variabile matrice limosa e presenza di ciottoli e blocchi.

Il grado di addensamento cresce velocemente con la profondità fino al raggiungimento della condizione di arresto dell'avanzamento della punta, indice di terreni dalle elevate proprietà geotecniche.

Sulla base dei dati disponibili si suppone una prevalenza delle frazioni granulari, a determinare un comportamento geotecnico prevalentemente di tipo frizionale, con resistenza al taglio in condizioni drenate e cedimenti di tipo istantaneo.

In fase di indagine non è stata individuata la presenza della falda nello spessore investigato.

Da un confronto tra i diagrammi penetrometrici è possibile constatare una buona correlabilità tra le verticali d'indagine.

5.2 Modello geotecnico del sottosuolo

Di seguito si riassume una prima suddivisione in unità litotecniche omogenee del sottosuolo con i principali parametri geotecnici ricavata dall'indagine in situ.

Ai livelli determinati si attribuiscono i seguenti parametri geotecnici (Tabella 5.1).

I parametri geotecnici vengono ricavati dalla bibliografia esistente e da correlazioni proposte in letteratura in funzione dei valori di N_{spt} , a loro volta ricavati dai valori della prova penetrometrica dinamica (N_{scpt}) tramite la seguente relazione: $N_{spt} = N_{scpt} \times 1,5$ che ben si adatta alle granulometrie individuate.

Tabella 5.1 - Riepilogo dei parametri geotecnici del sottosuolo			
Parametri geotecnici	Unità litotecniche identificate in sito		
	1	2	
Litologia presunta	Sabbia limoso-ghiaiosa; /poco addensato	Sabbia e ghiaia deb. Limosa con ciottoli e blocchi; moderatamente addensato/addensato	
N_{SCPT}	6 ÷ 7	10 ÷ 39 (Rifiuto)	
N_{SPT}	9 ÷ 10,5	15 ÷ >50 (Rifiuto)	
D_r (%)	10 ÷ 25	45 ÷ 85	
γ (KN/m ³)	17 ÷ 17,5	17,5 ÷ 19	
γ_w (KN/m ³)	18 ÷ 18,5	18,5 ÷ 20	
ϕ (°)	28,3 ÷ 29	30,9 ÷ >36	
ϕ_k (°)	28	35	
c e c_k (kg/cm ²)	0 ÷ 0,01	0	

Tabella 5.1 - Riepilogo dei parametri geotecnici del sottosuolo			
Parametri geotecnici	Unità litotecniche identificate in sito		
	1	2	
E (kg/cm ²)	78 ÷ 87	150 ÷ 500	
E _k (kg/cm ²)	80	300	

Nella tabella: N_{SCPT} è la resistenza penetrometrica dinamica riferita alle prove SCPT, N_{SPT} è la resistenza penetrometrica dinamica riferita alle prove SPT, D_r è la densità relativa, γ è il peso di volume naturale del terreno, γ_w è il peso di volume del terreno saturo, φ è l'angolo di attrito, c è la coesione, E è il modulo di elasticità. φ_k , c_k , E_k valori caratteristici dei parametri.

φ_k , c_k , E_k rappresentano i valori caratteristici dei parametri da utilizzare nelle verifiche, ricavati mediante analisi statistiche.

Il valore della densità relativa ($D_r\%$) è stato ricavato dalla bibliografia e dalle relazioni di Gibbs e Holtz.

Il grado di addensamento è stato valutato in riferimento alla Classificazione AGI.

I valori del peso di volume del terreno (γ) sono stati scelti nell'ambito degli usuali intervalli di variazione, compatibili con la natura granulometrica ed il grado di addensamento del terreno stesso.

L'angolo di attrito interno (φ) è stato ricavato dalla bibliografia e in particolare dalle correlazioni proposte da Meyerhof.: $\varphi = 23.7 + 0.57 N_{spt} - 0.006 (N_{spt})^2$.

φ_k = valore caratteristico dell'angolo d'attrito ricavato dalla formula $\varphi_k = \varphi_{medio}(1 - 1,645 \cdot COV_\varphi)$ con COV = covarianza.

Il valore della coesione (c), in mancanza di valori di laboratorio, è da considerarsi di prima approssimazione. Il valore è stato scelto nell'ambito dei normali intervalli di variazione proposti in bibliografia, in funzione della litologia presunta e del grado di consistenza del terreno stesso.

c_k = valore caratteristico della coesione ricavato dalla formula $c_k = c_{medio}(1 - 1,645 \cdot COV_c)$ con COV = covarianza. Viste le litologie individuate e le incertezze del calcolo del parametro, nel modello geotecnico a c e c_k sono stati attribuiti valori cautelativi o nulli.

Il valore del modulo elastico (E) è stato scelto nell'ambito dei normali intervalli di

variazione proposti in bibliografia; si sottolinea come tale parametro nella realtà dipende dalla storia di carico, dal contenuto d'acqua, dalla densità, etc..

E_k = valore caratteristico del modulo elastico = mediana dei valori di E.

Il modulo E è stato calcolato, a seconda della litologia presunta, attraverso le seguenti correlazioni che lo legano ai valori di resistenza penetrometrica e alla litologia predominante (da Bowles - Fondazioni):

$E = 300 (N+6)$ [valido per sabbie limose]

$E = 600 (N + 6)$ [valido per sabbie ghiaiose e ghiaie, con $N < 15$]

$E = 600 (N + 6) + 2000$ [valido per sabbie ghiaiose e ghiaie, con $N \geq 15$]

Dove $N = N_{spt} * 70 / 55$ (fattore correttivo).

6. Parametri di progetto ed analisi della sismicità del sito

Il territorio comunale ricade nell'ambito di una ampia zona della Regione Lombardia che non risulta essere stata oggetto in passato di eventi sismici di particolare entità. Essa, secondo quanto indicato nell'OPCM 3274/2003 e poi recepito dalla Regione Lombardia in data 7 novembre 2003, n.14964 "Disposizioni preliminari per l'attuazione dell'O.P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274", risultava inserita in zona sismica 4.

A seguito della revisione/aggiornamento della zonazione sismica lombarda (D.G.R. 11 luglio 2014 n.2129 e DGR n. 5001 del 30 marzo2016), il territorio comunale rimane classificato in zona **sismica 4** con valore di accelerazione massima (Ag max) pari a 0,049194.

Le presenti verifiche sono state eseguite già tenendo conto di questa variazione.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, secondo il D.M. 14/01/08 (NTC2008), e secondo l'aggiornamento delle NTC2018 (D.M. 17/01/18), si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione e in riferimento alle caratteristiche ed alla funzionalità dell'opera in progetto.

Secondo quanto indicato dal Progettista delle Strutture, per l'opera in esame è possibile assumere una Vita nominale (VN) pari a 50 anni ed una Classe d'uso II (coeff. D'uso $C_u=1$), secondo le tabelle di riferimento del D.M. 17/01/18.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Di conseguenza il Periodo di riferimento dell'opera (VR) corrisponde a 50anni ($VR=VN \cdot C_u$).

La categoria topografica di riferimento per il sito in esame è la categoria T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$).

Per quanto riguarda gli scenari di pericolosità sismica locale, nonostante lo studio geologico comunale non attribuisca alcuno scenario sismico, cautelativamente si ritiene

attribuibile lo scenario Z4a (Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/coesivi); a tale scenario si attribuiscono amplificazioni litologiche e geometriche.

Nell'allegata **Tav.6 – Carta della Pericolosità Sismica Locale** è visibile un estratto dalla Tav.5 - Carta Sismica della componente geologica del PGT vigente.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

La stratigrafia del terreno, emersa dai dati disponibili, è costituita prevalentemente da depositi ghiaioso-sabbiosi con variabile matrice fine con addensamento crescente con la profondità.

Il profilo del sottosuolo, ricostruito sulla base della litologia e dei valori di Vs30 ricavati dalle Nspt dell'indagine in sito, è classificabile cautelativamente in categoria C (dato indicativo in mancanza di indagini specifiche complete e mirate).

Ai fini della definizione delle azioni sismiche secondo l'aggiornamento NTC2018 (tabella 3.2.II), il profilo sismostratigrafico di **categoria C** è così descrivibile: depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiore a 30m, 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.

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

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> 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	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , 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	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , 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	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Sulla base dei dati tipici del progetto e del sito in esame sopra descritto, mediante apposito software (Geostru – Parametri sismici) sono stati ricavati i seguenti parametri sismici sito specifici secondo le procedure del D.M. 17/01/18.

Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Fondazioni

Sito in esame.

latitudine: 45,57456
longitudine: 9,148934
Classe: 2
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 11816	Lat: 45,5566	Lon: 9,1390	Distanza: 2138,734
Sito 2	ID: 11817	Lat: 45,5592	Lon: 9,2101	Distanza: 5062,873
Sito 3	ID: 11595	Lat: 45,6091	Lon: 9,2066	Distanza: 5903,788
Sito 4	ID: 11594	Lat: 45,6066	Lon: 9,1353	Distanza: 3713,224

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C
Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento: 50anni
Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 30 [anni]
ag: 0,018 g
Fo: 2,556
Tc*: 0,159 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 50 [anni]
ag: 0,023 g
Fo: 2,535
Tc*: 0,188 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 475 [anni]
ag: 0,047 g
Fo: 2,656
Tc*: 0,279 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 975 [anni]
ag: 0,057 g
Fo: 2,693
Tc*: 0,299 [s]

Coefficienti Sismici Fondazioni

SLO:

Ss: 1,500
Cc: 1,920
St: 1,000
Kh: 0,005
Kv: 0,003
Amax: 0,264

SLD: Beta: 0,200
 Ss: 1,500
 Cc: 1,820
 St: 1,000
 Kh: 0,007
 Kv: 0,003
 Amax: 0,334
 Beta: 0,200
SLV: Ss: 1,500
 Cc: 1,600
 St: 1,000
 Kh: 0,014
 Kv: 0,007
 Amax: 0,694
 Beta: 0,200
SLC: Ss: 1,500
 Cc: 1,560
 St: 1,000
 Kh: 0,017
 Kv: 0,009
 Amax: 0,837
 Beta: 0,200

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50

Coordinate WGS84

latitudine: 45.573628

longitudine: 9.147872

Ai sensi delle NTC2018 è da verificare se i terreni siano potenzialmente soggetti a liquefazione in caso di sisma. Viste le condizioni geologiche e idrogeologiche al contorno (profondità della falda >15m), la litologia presunta per il sottosuolo e le condizioni sismiche dell'area in esame si ritiene che il terreno possa essere considerato non soggetto a liquefazione, sulla base di quanto indicato nelle NTC2018.

7. Conclusioni

Sulla base dei dati raccolti e dei risultati dell'indagine in situ non esistono controindicazioni di natura geologica, geotecnica e idrogeologica in merito alla fattibilità dell'intervento edificatorio in esame.

In particolare si rileva quanto segue:

- l'area di intervento alle condizioni attuali non è a rischio idrogeologico, né esistono indizi in base ai quali si possa ipotizzare che in futuro l'area possa evolvere verso una condizione di dissesto idrogeologico;
- l'area risulta inserita in classe di **fattibilità 2** con modeste limitazioni legate alla verifica puntuale delle condizioni geotecniche;
- gli interventi edilizi non comporteranno sensibili variazioni nel contesto geologico-idrogeologico generale in cui l'area stessa è inserita;
- l'intervento non interferisce direttamente o indirettamente con il normale deflusso delle acque dei corsi d'acqua presenti nell'intorno dell'area;
- l'intervento non interferisce con la principale circolazione idrica sotterranea, né interferisce negativamente sulla qualità delle acque destinate al consumo umano; non si esclude tuttavia la possibilità che siano presenti occasionali venute d'acqua nel primo sottosuolo;
- il territorio comunale risulta inserito in **zona sismica 4**; lo scenario di pericolosità sismica è Z4a e il suolo classificabile in **categoria C**;
- non sono presenti dissesti in corrispondenza dell'area o nell'immediato circondario;
- l'esecuzione di scavi e riporti non dovrebbe essere di entità tale da comportare una sensibile modificazione della morfologia del sito;
- valutati gli scavi e riporti previsti e la situazione attuale dell'area, l'intervento non provoca una sostanziale modifica nell'equilibrio delle forze geostatiche agenti sull'area e pertanto non dovrebbe determinare una diminuzione della stabilità dell'area stessa;
- l'intervento previsto non andrà ad interferire in maniera significativa con gli edifici limitrofi esistenti.

Si considerano sufficienti le conoscenze dell'area per valutare positivamente la compatibilità del progetto con le strutture già esistenti e con l'assetto geologico e idrogeologico dell'area ai sensi della DGR 2616/2011.

- ✓ Le indagini realizzate hanno evidenziato la presenza di terreni con basso grado di addensamento fino a una profondità massima di 1,5m; al di sotto il grado di addensamento cresce rapidamente evidenziando livelli dalle buone/ottime caratteristiche geotecniche. La litologia del sottosuolo è stata ricostruita come una miscela di sabbia e ghiaia con variabile contenuto di ciottoli e matrice limosa. I terreni risultano idonei all'imposta di fondazioni dirette qualora esse siano adeguatamente dimensionate ai carichi di progetto.
- ✓ L'indagine non ha rilevato la presenza della falda freatica sino alle massime profondità investigate, in accordo con i dati bibliografici disponibili (falda a profondità maggiori di 30m).
- ✓ Ai sensi delle NTC 2018 sono stati individuati i parametri geotecnici e sismici del sottosuolo ed è stato ricostruito il modello geotecnico che dovrà essere utilizzato come base per le verifiche geotecniche che dovranno essere oggetto di una specifica Relazione Geotecnica ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018 (NTC 2018).

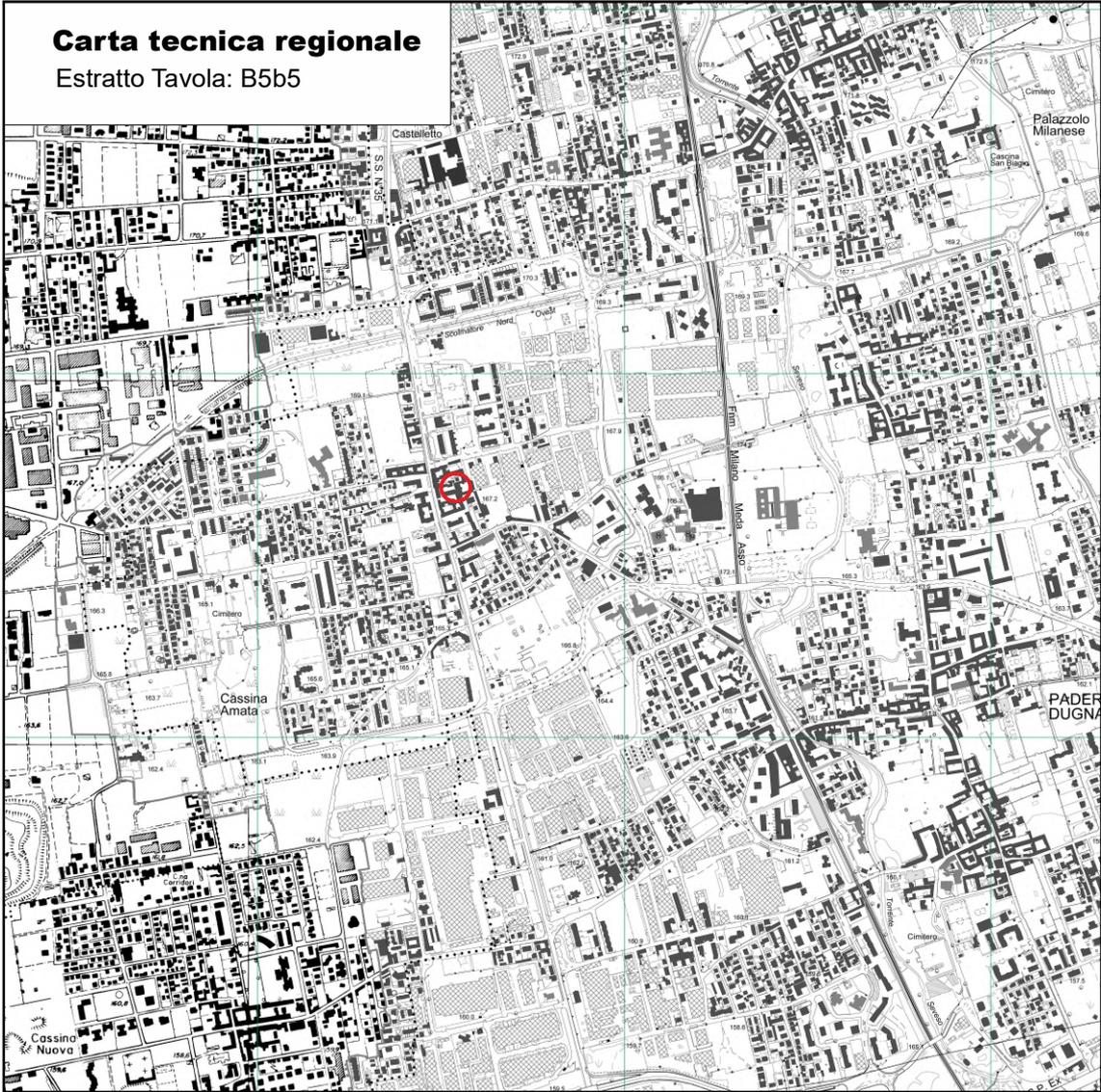
Sarà cura della D.L. avvisare lo scrivente qualora si dovessero rinvenire anomalie in merito alla granulometria, alla resistenza dei terreni e/o alle condizioni della falda freatica, riscontrabili durante le operazioni di scavo.

Lurago d'Erba (CO), ottobre 2020.

Dott. Geol. Mario Villa



ALLEGATI



LEGENDA

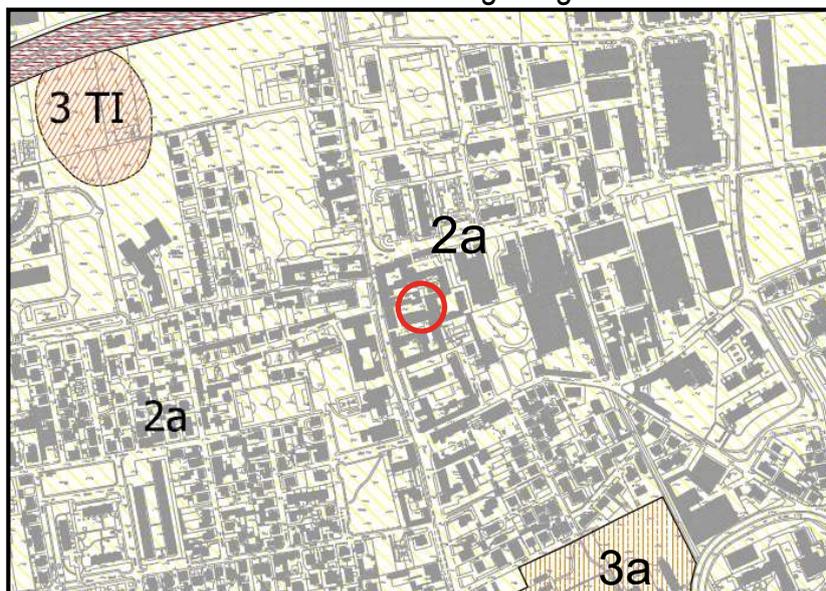
 Area in esame

Scala 1:20.000:  1 km

Committente: Vincenzo Luchetta
Località: Paderno Dugnano (MI) - Via Reali, 68
Tav. 1 - Inquadramento geografico

Estratto dalla componente geologica, idrogeologica e sismica di supporto al PGT comunale.

Tav. 9 - Fattibilità geologica



Legenda

CLASSE DI FATTIBILITA' GEOLOGICA D.G.R. IX/2616/2011	PRINCIPALI CARATTERISTICHE	PROBLEMATICHE GENERALI	PARERE SULLA EDIFICABILITÀ
<p>Classe 3a e 3a* Siti condizionati da attività antropica/industriale</p> <p>FATTIBILITÀ CON CONSISTENTI LIMITAZIONI</p>	<p>Aree ambientalmente degradate condizionate da attività antropica/industriale attuale e progressa, costituenti siti da sottoporre a verifica ambientale, siti in corso di verifica/bonifica o siti già oggetto di bonifica, in alcuni casi situate in zone potenzialmente allagabili (3a*)</p>	<p>Contaminazione accertata o potenziale dei suoli, potenziale rischio idraulico</p>	<p>Favorevole con consistenti limitazioni connesse alla verifica dello stato di salubrità dei suoli (Regolamento Locale di Igiene). La tipologia edificatoria può essere condizionata dall'entità di contaminazione dei suoli e dai limiti raggiunti al termine degli interventi di bonifica.</p>
<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 in esame
Estratto non in scala

Committente: Vincenzo Luchetta
Località: Paderno Dugnano (MI) - Via Reali, 68

Tav. 2 - Fattibilità geologica

Estratto dalla componente geologica, idrogeologica e sismica
di supporto al PGT comunale.

Tav. 6 - Carta dei vincoli



Legenda

RETICOLO IDRICO DI COMPETENZA DEI CONSORZI DI BONIFICA
(D.G.R. 25 ottobre 2012 n. IX/4287 - ALLEGATO D e D.G.R. 6 aprile 2011
n. IX/1542 - ALLEGATO A):

Canali derivatori (secondo ordine)

- Tratti a cielo aperto attivi
- Tratti tombinati/intubati/coperti attivi

FASCIA DI RISPETTO DEI CANALI DEL CONSORZIO
ai sensi della D.G.R. 6 aprile 2011 n. IX/1542

- Canali derivatori (secondari) - 6 m

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

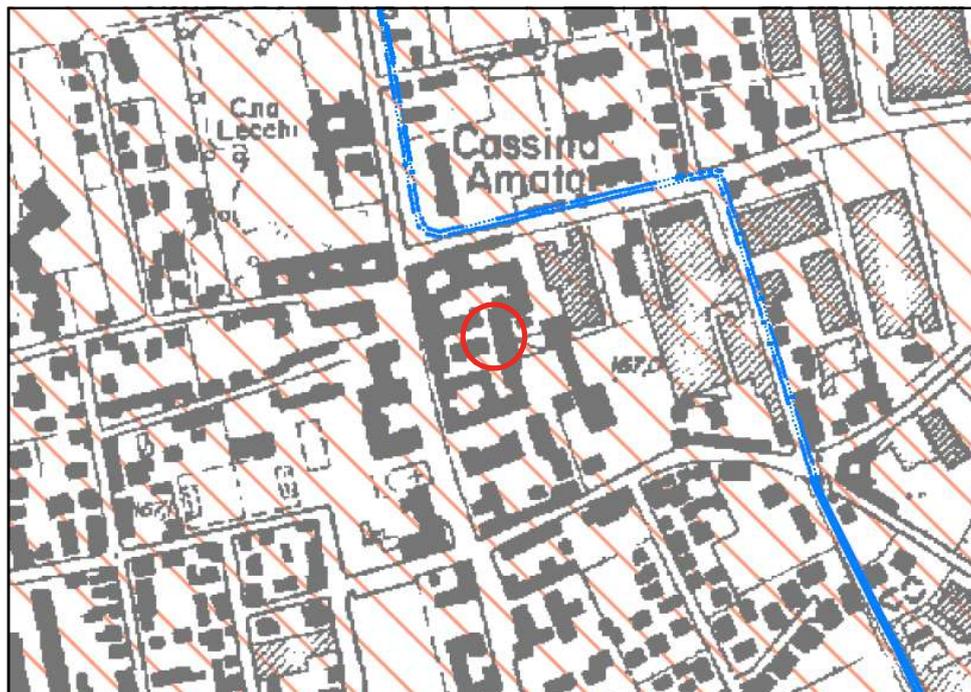
Area in esame
Estratto non in scala

Committente: Vincenzo Luchetta
Località: Paderno Dugnano (MI) - Via Reali, 68

Tav. 3 - Vincoli

Estratto dalla componente geologica, idrogeologica e sismica
di supporto al PGT comunale.

Tav.1 - Geologia e geomorfologia



Legenda

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).
---	--	--

ELEMENTI GEOMORFOLOGICI

Idrografia naturale ed artificiale

Area in esame

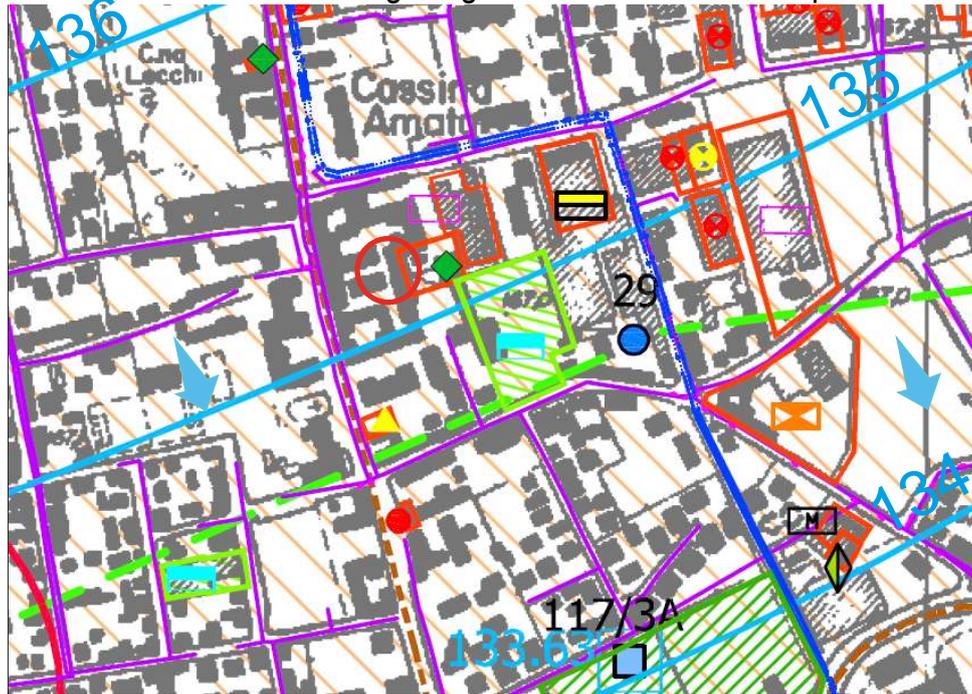
Estratto non in scala

Committente: Vincenzo Luchetta
Località: Paderno Dugnano (MI) - Via Reali, 68

Tav. 4 - Inquadramento geologico

Estratto dalla componente geologica, idrogeologica e sismica di supporto al PGT comunale.

Tav. 2 - Caratteri idrogeologici e vulnerabilità dell'acquifero



Legenda

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 isopiezometriche riferite ad aprile 2007 e relative quote (m s.l.m.)
- ↘ Principali direzioni di flusso idrico sotterraneo
- Idrografia

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

PRINCIPALI SOGGETTI AD INQUINAMENTO

- 0151660006 Codice SIF
- 6 ● Pozzi pubblici di captazione a scopo idropotabile e relativo numero identificativo
 - 25 ● Pozzi privati

PRODUTTORI REALI E POTENZIALI DI INQUINAMENTO DEI CORPI IDRICI SOTTERRANEI

- Principali dorsali della rete fognaria comunale
- ▨ Aree interessate da specifiche indagini ambientali (concluse e in corso)
- ▨ Aree oggetto di Piano di Caratterizzazione e/o bonifica ai sensi dell'ex D.M. 471/99 o del D.Lgs 152/06 e s.m.i.
- ▭ Perimetro delle attività produttive

○ Area in esame

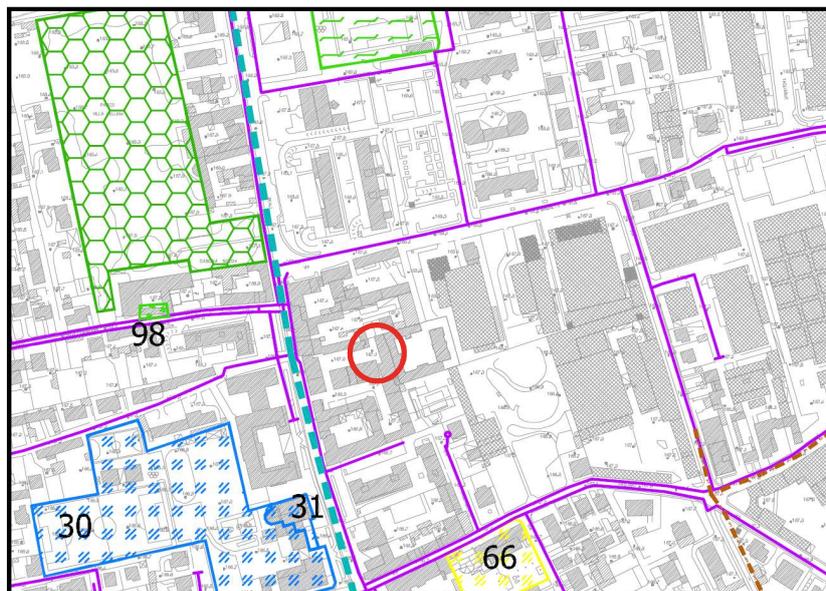
Estratto non in scala

Committente: Vincenzo Luchetta
Località: Paderno Dugnano (MI) - Via Reali, 68

Tav. 5 - Inquadramento idrogeologico

Estratto dalla componente geologica, idrogeologica e sismica di supporto al PGT comunale.

Tav. 5 - Carta sismica



Legenda

EDIFICI ED OPERE RILEVANTI

Asili nido e scuole, dalle materne alle superiori

Strutture sanitarie e/o socio-assistenziali con ospiti non autosufficienti

Strutture ricreative e di aggregazione, sportive e culturali, locali di spettacolo e intrattenimento in genere

Edifici aperti al culto, oratori, conventi, cimiteri

Edifici e strutture aperti al pubblico destinate alla erogazione di servizi, adibiti al commercio suscettibili di grande affollamento

OPERE INFRASTRUTTURALI

ACQUEDOTTO

— Rete acquedottistica

GAS

--- Rete di adduzione principale in alta pressione

--- Ferrovia, linea FNM Milano-Como

--- Strade di intenso traffico

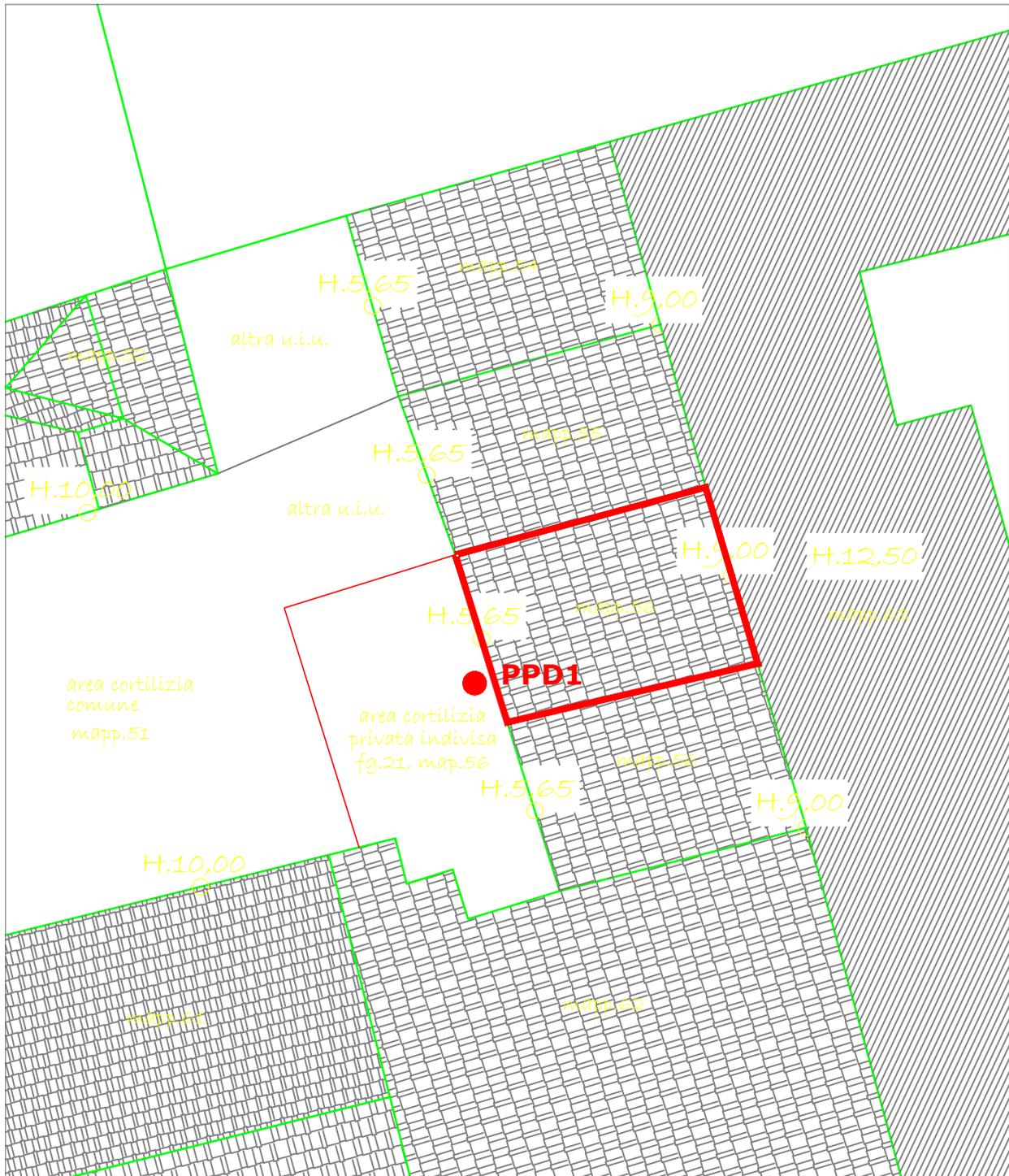
STIGLA	SCENARIO DI PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE	POSSIBILI EFFETTI INDOTTI	CLASSE DI PERICOLOSITA' SISMICA	LIVELLO DI APPROFONDIMENTO per edifici di cui al d.d.u.o. n. 19904 del 21 novembre 2003
Z3a 	Zona di ciglio H > 10 m e pendio sottostante Ciglio di scarpata	Amplificazioni topografiche	H2	2
Z2.1 	Zone con possibile presenza di terreni di fondazione particolarmente scendenti - Ambiti estrattivi dismessi	Fenomeni di addensamento disomogenei con conseguenti cedimenti differenziali	H2	3
Z5 	Zona di contatto stratigrafico tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche difformi	Cedimenti differenziali e distorsioni angolari	H2	3

Area in esame
Estratto non in scala

Committente: Vincenzo Luchetta
Località: Paderno Dugnano (MI) - Via Reali, 68

Tav. 6 - Carta della Pericolosità Sismica Locale

Planimetria generale (fornita dal Progettista)



LEGENDA

● **PPD1** Ubicazione prova penetrometrica dinamica



Scala 1:200 

 Area oggetto di intervento

Committente: Vincenzo Luchetta
Località: Paderno Dugnano (MI) - Via Reali, 68

Tav 7 - Ubicazione dei punti d'indagine

Tabulati e grafici
prove penetrometriche

Prova penetrometrica dinamica

PPD1

Committente: **Luchetta Vincenzo**

Data: **25 giugno 2020**

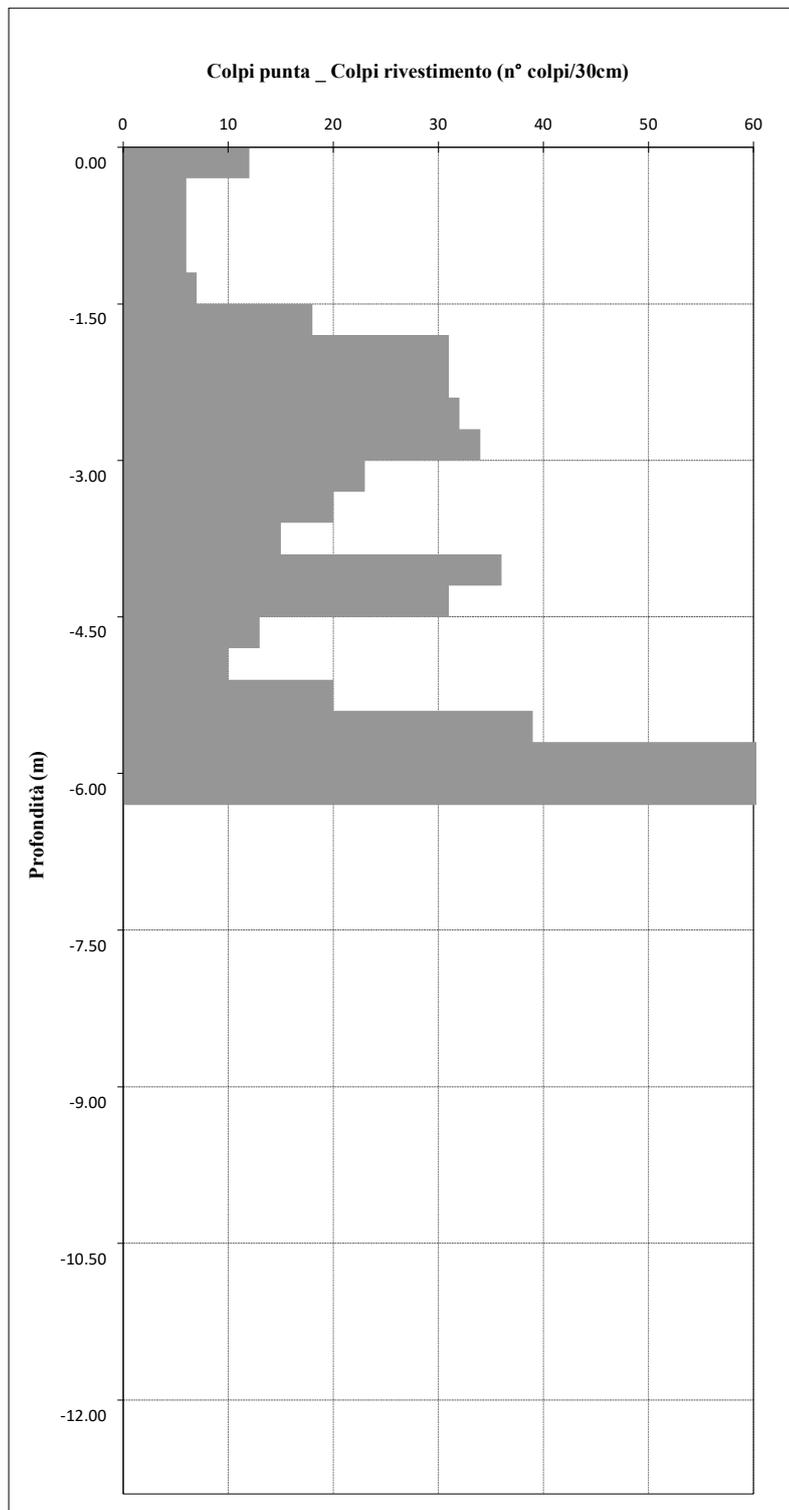
Località: **Paderno Dugnano (MI)**

Quota inizio: **p.c.**

Indirizzo: **via Reali, 68**

Falda: **-**

Attrezzatura: **Pagani TG 63/100**



Quota		Colpi Punta (Nscpt)	Colpi Rivestimento (Nscpt)
0.00	-0.30	12	
-0.30	-0.60	6	
-0.60	-0.90	6	
-0.90	-1.20	6	
-1.20	-1.50	7	
-1.50	-1.80	18	
-1.80	-2.10	31	
-2.10	-2.40	31	
-2.40	-2.70	32	
-2.70	-3.00	34	
-3.00	-3.30	23	
-3.30	-3.60	20	
-3.60	-3.90	15	
-3.90	-4.20	36	
-4.20	-4.50	31	
-4.50	-4.80	13	
-4.80	-5.10	10	
-5.10	-5.40	20	
-5.40	-5.70	39	
-5.70	-6.00	61	
-6.00	-6.30	100	
-6.30	-6.60		
-6.60	-6.90		
-6.90	-7.20		
-7.20	-7.50		
-7.50	-7.80		
-7.80	-8.10		
-8.10	-8.40		
-8.40	-8.70		
-8.70	-9.00		
-9.00	-9.30		
-9.30	-9.60		
-9.60	-9.90		
-9.90	-10.20		
-10.20	-10.50		
-10.50	-10.80		
-10.80	-11.10		
-11.10	-11.40		
-11.40	-11.70		
-11.70	-12.00		
-12.00	-12.30		
-12.30	-12.60		
-12.60	-12.90		

Dott. Geol. Mario Villa

Via delle Querce, 27 - 22040 Lurago d'Erba (CO)
 tel. 0312245181 - fax. 0312251886 - cell. 3407007749
 P.IVA 04963990967

Caratteristiche tecniche strumentali

Committente: **Luchetta Vincenzo**

Data: **25 giugno 2020**

Località: **Paderno Dugnano (MI)**

Indirizzo: **via Reali, 68**

Attrezzatura: **Pagani TG 63/100**

Peso maglio: 73 kg
Altezza di caduta: 75 cm
Diametro aste: 32 mm
Peso aste: 6,3 kg al m
Diametro rivestimento: 48 mm
Diametro punta conica: 51 mm
Angolo di apertura punta: 60°
Area di base punta: 20,43 cm²

Dott. Geol. Mario Villa

Via delle Querce, 27 - 22040 Lurago d'Erba (CO)
tel. 0312245181 - fax. 0312251886 - cell. 3407007749
P.IVA 04963990967

Comune di
PADERNO DUGNANO
(Provincia di Milano)

Committente:
Sig. Vincenzo Luchetta

Relazione Geotecnica

ai sensi del D.M. 17/01/18 - R2

**Indagine geologico-tecnica di supporto al progetto di
ristrutturazione di un edificio residenziale
in comune di Paderno Dugnano (MI), via Reali, 68.**

Lurago d'Erba (CO), ottobre 2020

Dott. Geol. Mario Villa



SOMMARIO

1. Premessa.....	2
2. Risultati dell'indagine e modello geotecnico del sottosuolo	3
3. Parametri di progetto ed analisi della sismicità del sito	5
4. Tipologie fondazionali verificate.....	8
5. Verifiche agli Stati Limite.....	13
6. Conclusioni.....	21

ALLEGATI

Tav. 1 – Inquadramento geografico

Parametri di calcolo e risultati portanza e cedimenti

1. Premessa

Su incarico di Sig. Vincenzo Luchetta, viene redatta la seguente Relazione Geologica a supporto del progetto di ristrutturazione di un edificio residenziale in via Reali, 68 in comune di Paderno Dugnano (MI).

L'area in oggetto è individuabile al foglio 21 mappale 56, sub. 1 della locale planimetria catastale.

Nell'allegata **Tav. 1 – Inquadramento geografico** è visibile un inquadramento geografico dell'area in oggetto su Carta Tecnica regionale (Tav. B5b5).

La relazione viene redatta ai sensi del D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento NTC2018, Norme tecniche per le Costruzioni) che fissa le norme tecniche per le indagini sui terreni con indicazioni geologiche e geotecniche riguardo alle scelte del progetto definitivo, considerando anche gli aspetti sismici per la progettazione.

In base ai risultati d'indagine la presente relazione contiene una valutazione delle possibili soluzioni fondazionali che si potranno adottare per l'intervento edilizio in progetto, in base alla capacità portante del terreno e ai cedimenti che il terreno stesso potrà subire in seguito alle sollecitazioni trasmesse dalla struttura.

Gli inquadramenti geologico, idrogeologico e sismico dell'area, la descrizione dell'indagine eseguita e la ricostruzione del modello geologico e geotecnico del sottosuolo sono riportati nella specifica Relazione Geologica già redatta a cura dello Scrivente.

A tale relazione si rimanda per i dettagli; nei successivi capitoli si farà riferimento agli elementi principali individuati.

L'indagine in sito è consistita nell'esecuzione di:

- *n° 1 prova penetrometrica dinamica continua necessaria alla valutazione dei parametri geotecnici del sottosuolo.*

L'ubicazione dei punti d'indagine è mostrata nella Tav. 7 – Ubicazione dei punti d'indagine allegata Relazione Geologica.

Il progetto prevede la ristrutturazione di una porzione di edificio residenziale di corte costituito da 2 piani fuori terra.

Sulla base dei risultati acquisiti con l'indagine in sito e delle conoscenze geologiche, idrogeologiche e geotecniche locali, saranno affrontate nella presente relazione le seguenti tematiche:

- descrizione dei parametri geotecnici e sismici dei terreni di fondazione;
- definizione del modello geotecnico del sottosuolo;
- definizione delle fondazioni previste;
- verifica della portanza del terreno di fondazione;
- stima dei cedimenti medi del terreno di fondazione;
- valutazione dei carichi di esercizio ammissibili per le strutture in progetto.

Normativa di riferimento:

- ✓ "Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio, in attuazione dell'art. 5, della l.r. 12 dell'11 marzo 2005 per il governo del territorio" (approvati con la D.G.R. n. 8/1566 del 22/12/2005, D.G.R. n. 8/7374 del 28.05.2008 e D.G.R. n.IX/2616 del 30/11/2011).
- ✓ Legge Regionale 12 ottobre 2015, n. 33 Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche (BURL n. 42, suppl. del 16 Ottobre 2015).
- ✓ D.g.r. 30 marzo 2016 - n. X/5001 - Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (art. 3, comma1, e 13, comma 1, della l.r. 33/2015
- ✓ "Norme Tecniche per le Costruzioni" D.M. 14 gennaio 2008 (NTC 2008).
- ✓ Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 C.S.LL.PP contenente le Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni".
- ✓ Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" D.M. 17 gennaio 2018 (aggiornamento NTC 2008), pubblicato in G.U. il 20 febbraio 2018.
- ✓ Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP contenente le Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

2. Risultati dell'indagine e modello geotecnico del sottosuolo

Le indagini eseguite e le informazioni bibliografiche raccolte hanno permesso di definire le principali caratteristiche geologiche, idrogeologiche, sismiche e geotecniche dell'area. Si rimanda alla Relazione Geologica per i dettagli e per i tabulati e i grafici delle prove. Di seguito si riassumono i dati di interesse per la ricostruzione del modello geotecnico di riferimento per le verifiche geotecniche.

I depositi quaternari non cementati affioranti nell'area in oggetto d'intervento appartengono all'Allogruppo di Besnate (Pleistocene medio – superiore).

Si tratta di depositi in facies fluvioglaciale con profilo di alterazione da poco a mediamente evoluto e copertura loessica generalmente assente. Corrisponde al fluvioglaciale Riss-Wurm degli autori precedenti.

Sono descritti come ghiaie poligeniche a supporto clastico/di matrice, passanti localmente a limi. Si segnala la possibile presenza di strutture da trasporti da correnti trattive. Localmente può essere possibile trovare una coltre di limi debolmente sabbiosi compatti (loess).

Secondo i dati presenti nella Componente geologica del PGT Comunale di Paderno Dugnano, la falda superficiale nell'area in esame presenta una soggiacenza >30m dal piano campagna.

2.1 Risultati dell'indagine

Si riportano di seguito i dati ricostruiti nella Relazione Geologica.

Le caratteristiche del sottosuolo di interesse sono state definite in base ai risultati delle prove penetrometriche dinamiche (esame del trend della resistenza di punta) e dal confronto incrociato degli stessi con le caratteristiche geologiche note per il sito dall'analisi della bibliografia esistente.

Sulla base dei dati in possesso sono state individuate 2 unità litotecniche principali, ciascuna contraddistinta da omogenee proprietà geomeccaniche.

Nella seguente tabella sono riportati gli intervalli di profondità relativi a ciascuna unità individuata.

	PPD1
Unità 1	Da 0,0 a 1,5m
Unità 2	Da 1,5 a >6,3m

L'indagine ha messo in evidenza nei primi 1,5m terreni poco addensati (Unità litotecnica 1 - Nscpt 6÷7 colpi/30cm) seguiti da livelli da moderatamente addensati ad addensati (Unità litotecnica 2 - Nscpt 10÷39 colpi/30cm; Rifiuto) fino a raggiungere la condizione di rifiuto all'avanzamento delle aste. La litologia media di questi livelli è ipotizzata come una miscela di sabbie e ghiaie in variabile matrice limosa e presenza di ciottoli e blocchi.

Il grado di addensamento cresce velocemente con la profondità fino al raggiungimento della condizione di arresto dell'avanzamento della punta, indice di terreni dalle elevate proprietà geotecniche.

Sulla base dei dati disponibili si suppone una prevalenza delle frazioni granulari, a determinare un comportamento geotecnico prevalentemente di tipo frizionale, con resistenza al taglio in condizioni drenate e cedimenti di tipo istantaneo.

In fase di indagine non è stata individuata la presenza della falda nello spessore investigato.

Da un confronto tra i diagrammi penetrometrici è possibile constatare una buona correlabilità tra le verticali d'indagine.

2.2 Modello geotecnico del sottosuolo

Di seguito si riassume una prima suddivisione in unità litotecniche omogenee del sottosuolo con i principali parametri geotecnici ricavata dall'indagine in situ.

Ai livelli determinati si attribuiscono i seguenti parametri geotecnici (Tabella 2.1).

I parametri geotecnici vengono ricavati dalla bibliografia esistente e da correlazioni proposte in letteratura in funzione dei valori di N_{spt} , a loro volta ricavati dai valori della prova penetrometrica dinamica (N_{scpt}) tramite la seguente relazione: $N_{spt} = N_{scpt} \times 1,5$ che ben si adatta alle granulometrie individuate.

Tabella 2.1 - Riepilogo dei parametri geotecnici del sottosuolo			
Parametri geotecnici	Unità litotecniche identificate in sito		
	1	2	
Litologia presunta	Sabbia limoso-ghiaiosa; /poco addensato	Sabbia e ghiaia deb. Limosa con ciottoli e blocchi; moderatamente addensato/addensato	
N_{SCPT}	6 ÷ 7	10 ÷ 39 (Rifiuto)	
N_{SPT}	9 ÷ 10,5	15 ÷ >50 (Rifiuto)	
D_r (%)	10 ÷ 25	45 ÷ 85	
γ (KN/m ³)	17 ÷ 17,5	17,5 ÷ 19	
γ_w (KN/m ³)	18 ÷ 18,5	18,5 ÷ 20	
φ (°)	28,3 ÷ 29	30,9 ÷ >36	
ϕ_k (°)	28	35	
c e c_k (kg/cm ²)	0 ÷ 0,01	0	
E (kg/cm ²)	78 ÷ 87	150 ÷ 500	
E_k (kg/cm ²)	80	300	

Nella tabella: N_{SCPT} è la resistenza penetrometrica dinamica riferita alle prove SCPT, N_{SPT} è la resistenza penetrometrica dinamica riferita alle prove SPT, D_r è la densità relativa, γ è il peso di volume naturale del terreno, γ_w è il peso di volume del terreno saturo, φ è l'angolo di attrito, c è la coesione, E è il modulo di elasticità. ϕ_k , c_k , E_k valori caratteristici dei parametri.

ϕ_k , c_k , E_k rappresentano i valori caratteristici dei parametri da utilizzare nelle verifiche, ricavati mediante analisi statistiche.

Il valore della densità relativa ($D_r\%$) è stato ricavato dalla bibliografia e dalle relazioni di Gibbs e Holtz.

Il grado di addensamento è stato valutato in riferimento alla Classificazione AGI.

I valori del peso di volume del terreno (γ) sono stati scelti nell'ambito degli usuali

intervalli di variazione, compatibili con la natura granulometrica ed il grado di addensamento del terreno stesso.

L'angolo di attrito interno (φ) è stato ricavato dalla bibliografia e in particolare dalle correlazioni proposte da Meyerhof.: $\varphi = 23.7 + 0.57 N_{spt} - 0.006 (N_{spt})^2$.

φ_k = valore caratteristico dell'angolo d'attrito ricavato dalla formula $\varphi_k = \varphi_{medio}(1 - 1,645 * COV_{\varphi})$ con COV = covarianza.

Il valore della coesione (c), in mancanza di valori di laboratorio, è da considerarsi di prima approssimazione. Il valore è stato scelto nell'ambito dei normali intervalli di variazione proposti in bibliografia, in funzione della litologia presunta e del grado di consistenza del terreno stesso.

c_k = valore caratteristico della coesione ricavato dalla formula $c_k = c_{medio}(1 - 1,645 * COV_c)$ con COV = covarianza. Viste le litologie individuate e le incertezze del calcolo del parametro, nel modello geotecnico a c e c_k sono stati attribuiti valori cautelativi o nulli.

Il valore del modulo elastico (E) è stato scelto nell'ambito dei normali intervalli di variazione proposti in bibliografia; si sottolinea come tale parametro nella realtà dipende dalla storia di carico, dal contenuto d'acqua, dalla densità, etc..

E_k = valore caratteristico del modulo elastico = mediana dei valori di E .

Il modulo E è stato calcolato, a seconda della litologia presunta, attraverso le seguenti correlazioni che lo legano ai valori di resistenza penetrometrica e alla litologia predominante (da Bowles - Fondazioni):

$E = 300 (N+6)$ [valido per sabbie limose]

$E = 600 (N + 6)$ [valido per sabbie ghiaiose e ghiaie, con $N < 15$]

$E = 600 (N + 6) + 2000$ [valido per sabbie ghiaiose e ghiaie, con $N \geq 15$]

Dove $N = N_{spt} * 70 / 55$ (fattore correttivo).

3. Parametri di progetto ed analisi della sismicità del sito

Si riportano di seguito i dati ricostruiti nella Relazione Geologica.

Il territorio comunale ricade nell'ambito di una ampia zona della Regione Lombardia che non risulta essere stata oggetto in passato di eventi sismici di particolare entità. Essa, secondo quanto indicato nell'OPCM 3274/2003 e poi recepito dalla Regione Lombardia in data 7 novembre 2003, n.14964 "Disposizioni preliminari per l'attuazione dell'O.P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274", risultava inserita in zona sismica 4.

A seguito della revisione/aggiornamento della zonazione sismica lombarda (D.G.R. 11 luglio 2014 n.2129 e DGR n. 5001 del 30 marzo2016), il territorio comunale rimane classificato in zona **sismica 4** con valore di accelerazione massima ($A_g \max$) pari a 0,049194.

Le presenti verifiche sono state eseguite già tenendo conto di questa variazione.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, secondo il D.M. 14/01/08 (NTC2008), e secondo l'aggiornamento delle NTC2018 (D.M. 17/01/18), si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione e in riferimento alle caratteristiche ed alla funzionalità dell'opera in progetto.

Secondo quanto indicato dal Progettista delle Strutture, per l'opera in esame è possibile assumere una Vita nominale (V_N) pari a 50 anni ed una Classe d'uso II (coeff. D'uso $C_u=1$), secondo le tabelle di riferimento del D.M. 17/01/18.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Di conseguenza il Periodo di riferimento dell'opera (V_R) corrisponde a 50anni ($V_R=V_N \cdot C_u$).

La categoria topografica di riferimento per il sito in esame è la categoria T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$).

Per quanto riguarda gli scenari di pericolosità sismica locale, nonostante lo studio geologico comunale non attribuisca alcuno scenario sismico, cautelativamente si ritiene attribuibile lo scenario Z4a (Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/coesivi); a tale scenario si attribuiscono amplificazioni litologiche e geometriche.

Nella Tav. 6 – Carta della pericolosità sismica locale allegata alla Relazione Geologica visibile un estratto dalla Tav.5 - Carta Sismica della componente geologica del PGT vigente.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

La stratigrafia del terreno, emersa dai dati disponibili, è costituita prevalentemente da depositi ghiaioso-sabbiosi con variabile matrice fine con addensamento crescente con la profondità.

Il profilo del sottosuolo, ricostruito sulla base della litologia e dei valori di Vs30 ricavati dalle Nspt dell'indagine in sito, è classificabile cautelativamente in categoria C (dato indicativo in mancanza di indagini specifiche complete e mirate).

Ai fini della definizione delle azioni sismiche secondo l'aggiornamento NTC2018 (tabella 3.2.II), il profilo sismostratigrafico di **categoria C** è così descrivibile: depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiore a 30m, 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.

Sulla base dei dati tipici del progetto e del sito in esame sopra descritto, mediante apposito software (Geostru – Parametri sismici) sono stati ricavati i seguenti parametri sismici sito specifici secondo le procedure del D.M. 17/01/18.

Parametri sismici	
Tipo di elaborazione:	Fondazioni
Sito in esame.	
latitudine:	45,57456
longitudine:	9,148934
Classe:	2
Vita nominale:	50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 11816	Lat: 45,5566	Lon: 9,1390	Distanza: 2138,734
Sito 2	ID: 11817	Lat: 45,5592	Lon: 9,2101	Distanza: 5062,873
Sito 3	ID: 11595	Lat: 45,6091	Lon: 9,2066	Distanza: 5903,788
Sito 4	ID: 11594	Lat: 45,6066	Lon: 9,1353	Distanza: 3713,224

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C
Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento: 50anni
Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 30 [anni]
ag: 0,018 g
Fo: 2,556
Tc*: 0,159 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 50 [anni]
ag: 0,023 g
Fo: 2,535
Tc*: 0,188 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 475 [anni]
ag: 0,047 g
Fo: 2,656
Tc*: 0,279 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 975 [anni]
ag: 0,057 g
Fo: 2,693
Tc*: 0,299 [s]

Coefficienti Sismici Fondazioni

SLO:

Ss: 1,500
Cc: 1,920
St: 1,000
Kh: 0,005
Kv: 0,003
Amax: 0,264
Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,500
Cc: 1,820
St: 1,000
Kh: 0,007
Kv: 0,003
Amax: 0,334
Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,500
Cc: 1,600
St: 1,000
Kh: 0,014
Kv: 0,007
Amax: 0,694
Beta: 0,200

SLC:

Ss: 1,500
Cc: 1,560
St: 1,000
Kh: 0,017
Kv: 0,009
Amax: 0,837
Beta: 0,200

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50
Coordinate WGS84
latitudine: 45.573628
longitudine: 9.147872

Ai sensi delle NTC2018 è da verificare se i terreni siano potenzialmente soggetti a liquefazione in caso di sisma. Viste le condizioni geologiche e idrogeologiche al contorno (profondità della falda >15m), la litologia presunta per il sottosuolo e le condizioni sismiche dell'area in esame si ritiene che il terreno possa essere considerato non soggetto a liquefazione, sulla base di quanto indicato nelle NTC2018.

4. Tipologie fondazionali verificate

Il progetto prevede la ristrutturazione di una porzione di edificio residenziale all'interno di una corte costituito da piano 2 piani fuori terra.

Nel prosieguo, in accordo col Progettista delle strutture, saranno verificate le principali fondazioni:

- ✓ Fondazioni a plinto (collegati da travi) impostate a circa -0,5m, con dimensioni pari a 0,6m x 1,2m, altezza di 0,3m e confinamento/rinterro di 0,5m;
- ✓ Fondazioni a plinto (collegati da travi) impostate a circa -0,5m, con dimensioni pari a 0,8m x 1,2m, altezza di 0,3m e confinamento/rinterro di 0,5m;
- ✓ Fondazioni a plinto (collegati da travi) impostate a circa -0,5m, con dimensioni pari a 1,0m x 1,0m, altezza di 0,3m e confinamento/rinterro di 0,5m;
- ✓ Fondazioni a plinto (collegati da travi) impostate a circa -0,5m, con dimensioni pari a 1,2m x 1,2m, altezza di 0,3m e confinamento/rinterro di 0,5m.

Si raccomanda di preparare in maniera idonea il piano d'imposta delle fondazioni prevedendo la stesa di uno strato di magrone, e di provvedere al confinamento laterale mediante un rinfranco attorno alle fondazioni con materiale grossolano/bocciame con peso specifico appropriato (non inferiore a 16-17 kN/m³).

Sono state effettuate le verifiche utili per il calcolo delle resistenze (R_d) e dei cedimenti (E_d) in riferimento alle varie combinazioni agli Stati Limite come previsto dalla normativa vigente NTC2018.

Il Progettista dovrà inoltre tenere conto dei possibili cedimenti differenziali che possono instaurarsi applicando carichi differenti localizzati e che possono generare lesioni in strutture collegate.

Per le verifiche delle fondazioni è stato utilizzato un modello geotecnico cautelativo di sottosuolo ricavato dalla prova eseguita.

5. Verifiche agli Stati Limite

Secondo le disposizioni del D.M. 17/01/18 le opere strutturali devono essere verificate:

- a) per gli stati limite ultimi (SLU) che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- b) per gli stati limite di esercizio (SLE) definiti in relazione alle prestazioni attese.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni espresso dalla seguente disequazione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d = è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto delle azioni (combinazioni dei carichi);

R_d = è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate.

Secondo le indicazioni e i dati forniti dal Progettista delle strutture nelle verifiche sono stati considerati i maggiori carichi in corrispondenza dei nodi di fondazione più significativi tenuto conto delle dimensioni delle stesse (carichi minori si considerano ovviamente verificati). I carichi sono stati forniti applicando i coefficienti parziali A previsti dall'approccio 2 (A1).

I carichi sono stati forniti dal Progettista comprensivi del peso proprio della fondazione:

	Plinto 0,6m x 1,2m	Plinto 0,8m x 1,2m
PRESSIONI SLE	0,57 kg/cm ²	0,77 kg/cm ²
PRESSIONI SLU	0,86 kg/cm ²	1,15 kg/cm ²
	Plinto 1,0m x 1,0m	Plinto 1,2m x 1,2m
PRESSIONI SLE	0,74 kg/cm ²	0,56 kg/cm ²
PRESSIONI SLU	1,11 kg/cm ²	0,84 kg/cm ²

5.1 Verifiche agli stati limite ultimo - Capacità portante

Nel caso di fondazioni superficiali, la sicurezza del complesso fondazione-terreno deve

essere verificata agli stati limite ultimo SLU ed in particolare in riferimento agli stati limite di salvaguardia della vita (SLV), nei confronti del collasso per carico limite.

Il progetto delle fondazioni deve prevedere una verifica agli stati limite ultimi per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (GEO) ed anche un'analisi agli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono la fondazione stessa (STR), in questo caso si considera il raggiungimento della resistenza negli elementi che costituiscono la fondazione.

Come previsto dalla normativa vigente D.M. 17/01/18 le verifiche sono state realizzate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle tabelle seguenti si riportano i coefficienti parziali A, M e R previsti dalla normativa.

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

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

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

Tab. 5.1 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

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	$\gamma_{c'}$	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

Tab. 5.2 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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	$\gamma_R = 1,1$

Tab. 5.3 Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Per il calcolo della capacità portante alla base delle fondazioni si è adottato il metodo di **Brinch – Hansen**, opportunamente modificato applicando i fattori correttivi che tengono in considerazione l'inerzia causata dalla presenza di sisma (solo per verifiche in condizioni dinamiche):

$$Q_{SLU} = (q \times N_q \times S_q \times D_q \times I_q \times B_q \times G_q \times Z_q) + (0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times S_\gamma \times D_\gamma \times I_\gamma \times B_\gamma \times G_\gamma \times Z_\gamma) + (c \times N_c \times S_c \times D_c \times I_c \times B_c \times G_c \times Z_c)$$

dove:

N_q, N_γ, N_c	=	Fattori adimensionali di portanza
S_q, S_γ, S_c	=	Fattori di forma
D_q, D_γ, D_c	=	Fattori di approfondimento
I_q, I_γ, I_c	=	Fattori di inclinazione carico
B_q, B_γ, B_c	=	Fattori di inclinazione base
G_q, G_γ, G_c	=	Fattori di pendio
Z_q, Z_γ, Z_c	=	Fattori di correzione in caso di sisma (solo condizioni dinamiche)
q	=	$\gamma_1 \times D_f$
γ_1	=	Peso di volume terreno sopra il piano di posa
D_f	=	Confinamento fondazione nel terreno
γ	=	Peso di volume terreno sotto il piano di posa
B	=	Larghezza fondazione
c	=	Coesione terreno sotto il piano di posa
Q_{SLU}	=	Capacità portante determinata agli stati limite ultimi

Per i valori numerici dei diversi parametri utilizzati si vedano le tabelle di calcolo in appendice alla presente relazione.

I valori calcolati si riferiscono agli sforzi verticali applicati al centro della fondazione. L'azione di eventuali momenti e/o carichi inclinati comporta una penalizzazione dei carichi ammissibili e dovrà essere computata a parte.

Nelle seguenti tabelle si riportano i valori delle resistenze (Q_{SLU} e R_{dSLU}) calcolati utilizzando i parametri di progetto.

Fondazione	Plinto 0,6m x 1,2m		Plinto 0,8m x 1,2m	
VERIFICA	Q _{SLU} (kg/cm ²)	Rd _{SLU} (kg/cm ²)	Q _{SLU} (kg/cm ²)	Rd _{SLU} (kg/cm ²)
APP 2	2,56	1,11	2,74	1,19
SISMA	2,45	1,06	2,62	1,14
Fondazione	Plinto 1,0m x 1,0m		Plinto 1,2m x 1,2m	
VERIFICA	Q _{SLU} (kg/cm ²)	Rd _{SLU} (kg/cm ²)	Q _{SLU} (kg/cm ²)	Rd _{SLU} (kg/cm ²)
APP 2	2,98	1,30	3,11	1,35
SISMA	2,84	1,24	2,96	1,29

I valori di Rd sono stati ricavati utilizzando i coefficienti parziali R (si veda tabella 5.3). L'effetto del sisma è stato calcolato utilizzando il metodo di Paolucci e Pecker (1997). Considerando i coefficienti parziali R (si veda tabella 5.3) le verifiche al collasso per carico limite SLU sono le seguenti:

Plinto 0,6m x 1,2m

APP 2 Ed (0,86 kg/cm²) ≤ Rd (1,11 kg/cm²) condizione verificata

Plinto 0,8m x 1,2m

APP 2 Ed (1,15 kg/cm²) ≤ Rd (1,19 kg/cm²) condizione verificata

Plinto 1,0m x 1,0m

APP 2 Ed (1,11 kg/cm²) ≤ Rd (1,30 kg/cm²) condizione verificata

Plinto 1,2m x 1,2m

APP 2 Ed (0,84 kg/cm²) ≤ Rd (1,35 kg/cm²) condizione verificata

5.2 Verifiche agli stati limite di esercizio - Cedimenti

Nelle verifiche agli stati limite di esercizio SLE devono essere valutati gli spostamenti permanenti indotti dal sisma, verificando che essi siano accettabili per la fondazione e

siano compatibili con la funzionalità dell'intera opera.

La disequazione di riferimento è la seguente:

$$E_d \leq C_d$$

E_d = valore di progetto dell'effetto delle azioni (cedimento calcolato);

C_d = prescritto valore limite dell'effetto delle azioni (cedimento ammissibile).

Analisi dei cedimenti

Anche se la pressione esercitata sul terreno di fondazione non supera il valore di collasso, si possono, in alcuni casi, manifestare delle deformazioni nel terreno non tollerabili dall'opera.

L'applicazione del sovraccarico della fondazione conduce ad una variazione dello stato tensionale del terreno. Il carico applicato tende a diffondersi fino al suo completo assorbimento. E' importante eseguire una stima di come il carico si diffonde negli strati di fondazione, in quanto indispensabile per il successivo calcolo dei cedimenti.

Tale stima si effettua utilizzando la teoria di Boussinesq che assimila il terreno di fondazione ad uno spazio semiinfinito a comportamento perfettamente elastico, omogeneo e isotropo. Tale metodo è ampiamente utilizzato e fornisce generalmente risultati a favore della sicurezza. Dopo di che si può procedere al calcolo dei cedimenti. I cedimenti sono dovuti alla deformazione elastica e plastica del terreno e, nel caso di terreni poco permeabili (argille e limi), al processo di lenta espulsione dell'acqua contenuta al loro interno (consolidazione).

Poiché le caratteristiche geotecniche del terreno variano da punto a punto, così come spesso variano da punto a punto anche le condizioni di carico, i cedimenti possono assumere localmente valori differenti. Il cedimento calcolato in un punto prende il nome di cedimento assoluto; la differenza fra i cedimenti assoluti misurati in due o più punti prende il nome di cedimento differenziale.

Secondo Bowles i cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni $B \times L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951):

$$\Delta H = q_0 B \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto,

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ = Parametri elastici del terreno.

I_i = Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson m , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da Steinbrenner (1934) (V. Bowles), in funzione del rapporto L'/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di Fox (1948), che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di Poisson e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera di norma una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

Il valore di modulo elastico caratteristico deve essere considerato come la mediana dei valori ottenuti dalle singole prove.

Il cedimento calcolato va visto come il massimo cedimento teorico prevedibile in funzione del carico netto applicato; questo viene considerato pari al carico di esercizio

unitario depurato del valore del carico del terreno asportato sino alla quota del piano di posa.

In fase di verifica nei carichi deve essere computato anche il peso stesso delle fondazioni.

Nelle verifiche si valuta il cedimento ottenuto applicando lo specifico carico agente nei vari stati limite (combinazione SLE; si veda tabella a inizio capitolo).

Considerando 1,0/1,5cm come cedimento massimo assoluto per strutture residenziali impostate su fondazioni a plinto la verifica agli SLE è la seguente:

Plinto 0,6m x 1,2m

SLE Ed (0,29 cm) ≤ Cd (1,00 cm) condizione verificata

Plinto 0,8m x 1,2m

SLE Ed (0,52 cm) ≤ Cd (1,00 cm) condizione verificata

Plinto 1,0m x 1,0m

SLE Ed (0,56 cm) ≤ Cd (1,00 cm) condizione verificata

Plinto 1,2m x 1,2m

SLE Ed (0,49 cm) ≤ Cd (1,00 cm) condizione verificata

Il Progettista delle strutture dovrà poi verificare che le azioni reali (Ed=cedimenti calcolati), ricavate in funzione dei carichi effettivi di progetto sulla base della precedente tabella, non eccedano i valori tollerabili (Cd=cedimenti ammissibili) dalla struttura in esame (verifica agli stati limite di esercizio): **Ed ≤ Cd**.

Ciò non toglie tuttavia facoltà al Progettista di considerare come accettabili per le strutture in oggetto differenti valori limite di cedimento, previa verifica della condizione precedente (Ed ≤ Cd).

Ai fini della scelta del carico di esercizio, oltre ai cedimenti assoluti, si devono considerare i cedimenti differenziali tra le diverse fondazioni, sulla base delle caratteristiche progettuali definitive. L'accettabilità o meno di un dato cedimento differenziale dovrà tenere conto delle caratteristiche strutturali della nuova costruzione,

in quanto strettamente legata all'entità delle distorsioni angolari che il cedimento stesso induce tra due elementi strutturali contigui.

Per distorsione angolare si intende il rapporto $\Delta H / L$ (con ΔH = cedimento differenziale tra due elementi strutturali e L = distanza tra gli elementi). Il Progettista dovrà pertanto garantire la giusta rigidità in modo che i cedimenti risultino uniformati entro valori tollerabili dalla specifica struttura.

6. Conclusioni

- ✓ Le indagini indagini realizzate hanno evidenziato la presenza di terreni con basso grado di addensamento fino a una profondità massima di 1,5m; al di sotto il grado di addensamento cresce rapidamente evidenziando livelli dalle buone/ottime caratteristiche geotecniche. La litologia del sottosuolo è stata ricostruita come una miscela di sabbia e ghiaia con variabile contenuto di ciottoli e matrice limosa. I terreni risultano idonei all'imposta di fondazioni dirette qualora esse siano adeguatamente dimensionate ai carichi di progetto.
- ✓ L'indagine non ha rilevato la presenza della falda freatica sino alle massime profondità investigate, in accordo con i dati bibliografici disponibili (falda a profondità maggiori di 30m).
- ✓ Le analisi condotte agli stati limite (NTC 2018) per portanza e cedimenti del terreno di fondazione, sulla base di un modello geotecnico di riferimento e sulla base dei carichi forniti dal Progettista delle strutture, hanno permesso di determinare le resistenze R_d e di effettuare le verifiche secondo le combinazioni previste dalla normativa (previo verifica da parte del Progettista dei cedimenti differenziali).

Si rimane a disposizione per la verifica di nuove situazioni o configurazioni fondazionali non analizzate nella presente relazione.

Sarà cura della D.L. avvisare lo scrivente qualora si dovessero rinvenire anomalie in merito alla granulometria, alla resistenza dei terreni e/o alle condizioni della falda freatica, riscontrabili durante le operazioni di intervento.

Lurago d'Erba (CO), ottobre 2020.

Dott. Geol. Mario Villa



ALLEGATI



LEGENDA

 Area in esame

Scala 1:20.000:  1 km

Committente: Vincenzo Luchetta
Località: Paderno Dugnano (MI) - Via Reali, 68
Tav. 1 - Inquadramento geografico

Parametri di calcolo e
Risultati portanza e cedimenti

1	A1+M1+R3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	2.45 Kg/cm ²
Resistenza di progetto[Rd]	1.06 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	--

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	0.98 Kg/cm ³
---------------------	-------------------------

A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1700.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1800.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	28.0 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	14.72
Fattore [Nc]	25.8
Fattore [Ng]	14.59
Fattore forma [Sc]	1.25
Fattore profondità [Dc]	1.27
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.23
Fattore profondità [Dq]	1.25
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.85
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	2.56 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.11 Kg/cm ²

SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1700.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1800.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	28.0 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	14.72
Fattore [Nc]	25.8
Fattore [Ng]	14.59
Fattore forma [Sc]	1.25
Fattore profondità [Dc]	1.27
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.23
Fattore profondità [Dq]	1.25
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.85
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.96
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.95
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.98

Carico limite	2.45 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.06 Kg/cm ²

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	0.57 Kg/cm ²
Spessore strato	3.0 m
Profondità substrato roccioso	30.0 m
Modulo Elastico	80.0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0.35

Coefficiente di influenza I1	0.64
Coefficiente di influenza I2	0.03
Coefficiente di influenza Is	0.65

Cedimento al centro della fondazione	2.94 mm
--------------------------------------	---------

Coefficiente di influenza I1	0.53
Coefficiente di influenza I2	0.06
Coefficiente di influenza Is	0.55
Cedimento al bordo	1.24 mm

1	A1+M1+R3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult] 2.62 Kg/cm²
 Resistenza di progetto[Rd] 1.14 Kg/cm²
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] --

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 1.05 Kg/cm³

A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 1700.0 Kg/m³
 Peso unità di volume saturo 1800.0 Kg/m³
 Angolo di attrito 28.0 °
 Coesione 0.0 Kg/cm²

Fattore [Nq] 14.72
 Fattore [Nc] 25.8
 Fattore [Ng] 14.59
 Fattore forma [Sc] 1.34
 Fattore profondità [Dc] 1.2
 Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0
 Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0
 Fattore inclinazione base [Bc] 1.0
 Fattore forma [Sq] 1.31
 Fattore profondità [Dq] 1.19
 Fattore inclinazione carichi [Iq] 1.0
 Fattore inclinazione pendio [Gq] 1.0
 Fattore inclinazione base [Bq] 1.0
 Fattore forma [Sg] 0.8
 Fattore profondità [Dg] 1.0
 Fattore inclinazione carichi [Ig] 1.0
 Fattore inclinazione pendio [Gg] 1.0
 Fattore inclinazione base [Bg] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

Carico limite 2.74 Kg/cm²
 Resistenza di progetto 1.19 Kg/cm²

SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1700.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1800.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	28.0 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	14.72
Fattore [Nc]	25.8
Fattore [Ng]	14.59
Fattore forma [Sc]	1.34
Fattore profondità [Dc]	1.2
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.31
Fattore profondità [Dq]	1.19
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.8
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.96
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.95
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.98

Carico limite	2.62 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.14 Kg/cm ²

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	0.77 Kg/cm ²
Spessore strato	4.0 m
Profondità substrato roccioso	30.0 m
Modulo Elastico	80.0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0.35

Coefficiente di influenza I1	0.58
Coefficiente di influenza I2	0.02
Coefficiente di influenza Is	0.6

Cedimento al centro della fondazione	5.24 mm
--------------------------------------	---------

Coefficiente di influenza I1	0.5
Coefficiente di influenza I2	0.04
Coefficiente di influenza Is	0.52
Cedimento al bordo	2.27 mm

1	A1+M1+R3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	2.84 Kg/cm ²
Resistenza di progetto[Rd]	1.24 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	--

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	1.14 Kg/cm ³
---------------------	-------------------------

A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1700.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1800.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	28.0 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	14.72
Fattore [Nc]	25.8
Fattore [Ng]	14.59
Fattore forma [Sc]	1.5
Fattore profondità [Dc]	1.16
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.47
Fattore profondità [Dq]	1.15
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.7
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	2.98 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.3 Kg/cm ²

SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1700.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1800.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	28.0 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	14.72
Fattore [Nc]	25.8
Fattore [Ng]	14.59
Fattore forma [Sc]	1.5
Fattore profondità [Dc]	1.16
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.47
Fattore profondità [Dq]	1.15
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.7
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.96
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.95
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.98

Carico limite	2.84 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.24 Kg/cm ²

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	0.74 Kg/cm ²
Spessore strato	5.0 m
Profondità substrato roccioso	30.0 m
Modulo Elastico	80.0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0.35

Coefficiente di influenza I1	0.5
Coefficiente di influenza I2	0.02
Coefficiente di influenza Is	0.51

Cedimento al centro della fondazione	5.63 mm
--------------------------------------	---------

Coefficiente di influenza I1	0.44
Coefficiente di influenza I2	0.03
Coefficiente di influenza Is	0.45
Cedimento al bordo	2.52 mm

1	A1+M1+R3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult] 2.96 Kg/cm²
 Resistenza di progetto[Rd] 1.29 Kg/cm²
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] --

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 1.19 Kg/cm³

A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 1700.0 Kg/m³
 Peso unità di volume saturo 1800.0 Kg/m³
 Angolo di attrito 28.0 °
 Coesione 0.0 Kg/cm²

Fattore [Nq] 14.72
 Fattore [Nc] 25.8
 Fattore [Ng] 14.59
 Fattore forma [Sc] 1.5
 Fattore profondità [Dc] 1.13
 Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0
 Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0
 Fattore inclinazione base [Bc] 1.0
 Fattore forma [Sq] 1.47
 Fattore profondità [Dq] 1.12
 Fattore inclinazione carichi [Iq] 1.0
 Fattore inclinazione pendio [Gq] 1.0
 Fattore inclinazione base [Bq] 1.0
 Fattore forma [Sg] 0.7
 Fattore profondità [Dg] 1.0
 Fattore inclinazione carichi [Ig] 1.0
 Fattore inclinazione pendio [Gg] 1.0
 Fattore inclinazione base [Bg] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

Carico limite 3.11 Kg/cm²
 Resistenza di progetto 1.35 Kg/cm²

SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1700.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1800.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	28.0 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	14.72
Fattore [Nc]	25.8
Fattore [Ng]	14.59
Fattore forma [Sc]	1.5
Fattore profondità [Dc]	1.13
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.47
Fattore profondità [Dq]	1.12
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.7
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.96
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.95
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.98

Carico limite	2.96 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.29 Kg/cm ²

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	0.56 Kg/cm ²
Spessore strato	6.0 m
Profondità substrato roccioso	30.0 m
Modulo Elastico	80.0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0.35

Coefficiente di influenza I1	0.5
Coefficiente di influenza I2	0.02
Coefficiente di influenza Is	0.51

Cedimento al centro della fondazione	4.9 mm
--------------------------------------	--------

Coefficiente di influenza I1	0.44
Coefficiente di influenza I2	0.03
Coefficiente di influenza Is	0.45
Cedimento al bordo	2.19 mm

IGT36

Sigg. ANDREOLI – DALL'AGLIO - SCURATI

Via CARBONARI, SNC
20037 - PADERNO DUGNANO (MI)

RELAZIONE GEOLOGICA

ai sensi del D.M. 14/01/2008 – N.T.C. 2018 e della DGR IX/2616 DEL 30-11-2011
(ELABORATI R1 + R3)

E

RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA

ai sensi del D.M. 17/01/2018 – N.T.C. 2018
(ELABORATO R2)

**RELATIVA ALLA DEFINIZIONE DEI CARATTERI GEOLOGICI, GEOMORFOLOGICI,
SISMICI E GEOTECNICI DI UN'AREA SITA NEL TERRITORIO DI PADERNO DUGNANO
(MI) - LOCALITA' VIA CARBONARI DOVE E' PREVISTA LA REALIZZAZIONE DI UN
NUOVO INSEDIAMENTO RESIDENZIALE**

LA COMMITTENZA

Sigg Andreoli / Dall'Aglio / Scurati

Via Carbonari Snc
20030 – PADERNO DUGNANO (MI)

Progetto: NUOVO INSEDIAMENTO RESIDENZIALE
Località: PADERNO DUGNANO (MI) – VIA CARBONARI

IL GEOLOGO

Dott. F. A. CRIPPA



DICEMBRE 2019

INDICE

PREMESSA	pag.	04
CAPITOLO I – RELAZIONE GEOLOGICA		
AI SENSI DEL D.M. 17/01/2018		
1.0 – DEFINIZIONE DELL’ASSETTO GEOLOGICO TERRITORIALE		08
1.1 – INQUADRAMENTO GENERALE: STORIA GEOLOGICA DEL TERRITORIO		08
1.2 – INQUADRAMENTO DI DETTAGLIO		09
1.2.1 - CARATTERI GEOMORFOLOGICI SETTORE D'INTERESSE		09
1.2.2 – UNITÀ FORMAZIONALI AFFIORANTI		10
1.2.3 - STRUTTURA IDROGEOLOGICA LOCALE		12
1.3 – STORIA SISMICA DEL TERRITORIO		20
CAPITOLO II – RELAZIONE GEOLOGICA		
AI SENSI DELLA D.G.R. n IX/2616 del 30/11/2011		
2.0 – CARTA PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE		28
2.1 – CARTA DEI VINCOLI		31
2.2 – CARTA DI SINTESI		31
2.3 – CARTA DI FATTIBILITA' GEOLOGICA		34
CAPITOLO III – RELAZIONE GEOTECNICA		
AI SENSI DEL D.M. 17/01/2018		
3.0 – INDAGINI GEOLOGICO-TECNICHE IN SITO		37
3.1 - PROVE PENETROMETRICHE STANDARDIZZATE		37
3.2 – CARATTERIZZAZIONE CATEGORIALE SUOLO DI FONDAZIONE		39
3.3 – ANALISI SISMICA II LIVELLO		40
3.4 – MODELLO GEOLOGICO-TECNICO DEL SOTTOSUOLO		43
3.5 – PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO		45
3.6 – AZIONE SISMICA		46
3.7 - LIQUEFACIBILITÀ DEL TERRENO		47
3.8 - TIPOLOGIA DEGLI INTERVENTI FONDAZIONALI		53
CONCLUSIONI		58

FIGURE NEL TESTO

Figura 01a: INQUADRAMENTO COROGRAFICO DELL'AREA D'INTERESSE

Figura 01b: UBICAZIONE CATASTALE DELL'AREA D'INTERESSE

Figura 02: CARTA GEOLOGICA E GEOMORFOLOGICA DI DETTAGLIO

Figura 03: CARTA IDROGEOLOGICA DI DETTAGLIO

Figura 04a/c: INGV - STORIA SISMICA DESIO, PADERNO D. E MILANO

Figura 05: CARTA PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE - PSL

Figura 06: CARTA DEI VINCOLI

Figura 07: CARTA DI SINTESI

Figura 08: CARTA DI FATTIBILITA'

Figura 09: UBICAZIONE PLANIMETRICA INDAGINI ESEGUITE

ALLEGATI

ALLEGATO N.01: CERTIFICATI PROVE PENETROMETRICHE DPSH

ALLEGATO N.02: SEZIONI GEOTECNICHE INTERPRETATIVE

PREMESSA

Il presente lavoro, gentilmente commissionato dai **Sigg. Andreoli / Dall'Aglio / Scurati** residenti in Paderno Dugnano (MI) – Via Carbonari Snc, è costituito da un'indagine geologica e geologico-tecnica relativa alla definizione dei caratteri geologici, geomorfologici, idrogeologici, sismici e geotecnici del settore d'interesse progettuale sito all'interno del territorio comunale di Paderno Dugnano (MI) – Località Via Carbonari, dove è prevista la realizzazione di un nuovo insediamento residenziale. L'area viene catastalmente identificata al **Foglio 7 – Mappali 134 – 128 – 133 - 127** del catasto censuario del comune di Paderno Dugnano.

Verranno qui brevemente illustrate le fasi realizzative dell'indagine: la prima fase è stata rappresentata dall'analisi dell'assetto geologico a scala territoriale, finalizzata alla delineazione dei caratteri geologici, geomorfologici, idrogeologici e sismici, necessari per un corretto inquadramento del sito d'interesse progettuale.

In particolare sono state realizzate:

- *analisi dei caratteri geologici di superficie*
- *analisi del contesto geomorfologico*
- *analisi dei caratteri idrogeologici*
- *ricostruzione della storia sismica del sito*
- *analisi della carta di pericolosità sismica locale*
- *analisi della carta di sintesi geologica e dei vincoli esistente*
- *analisi della carta di fattibilità geologica alle azioni di piano*

La seconda fase delle indagini, condotta a completamento dell'analisi a carattere territoriale di cui sopra, è consistita nell'esecuzione di una serie di indagini geologico-tecniche in sito rappresentate da:

- *esecuzione n. 06 prove penetrometriche standard DPSH*
- *analisi di dati sismici per la delineazione del parametro Vs-eq*

Nella **Figura 01** viene riportato l'inquadramento corografico territoriale dell'area di specifico interesse. Nella **Figura 02** viene riportata la carta geologica di dettaglio dell'area di specifico interesse. L'ubicazione planimetrica delle indagini realizzate viene altresì riportata in **Figura 09**.

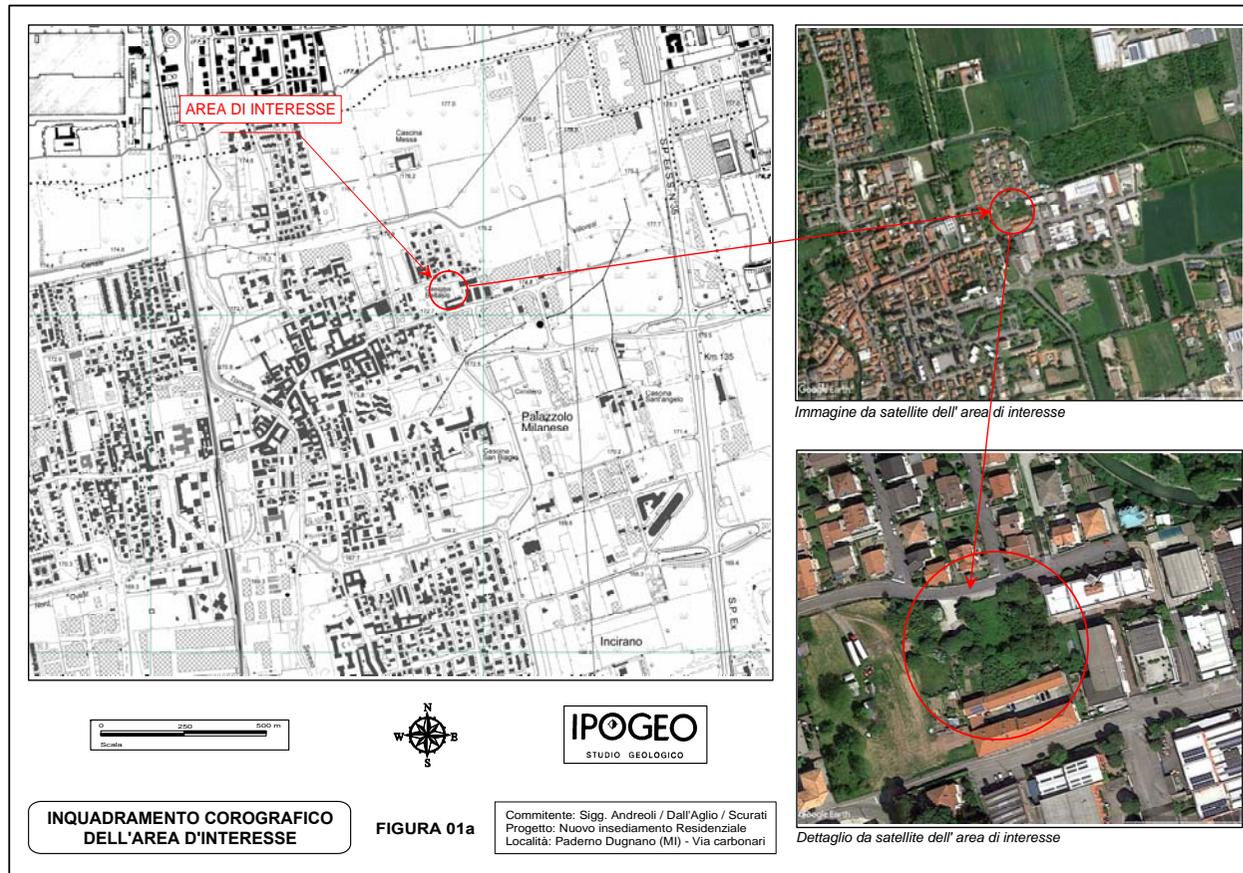


Figura 01a : Inquadramento corografico dell'area di interesse

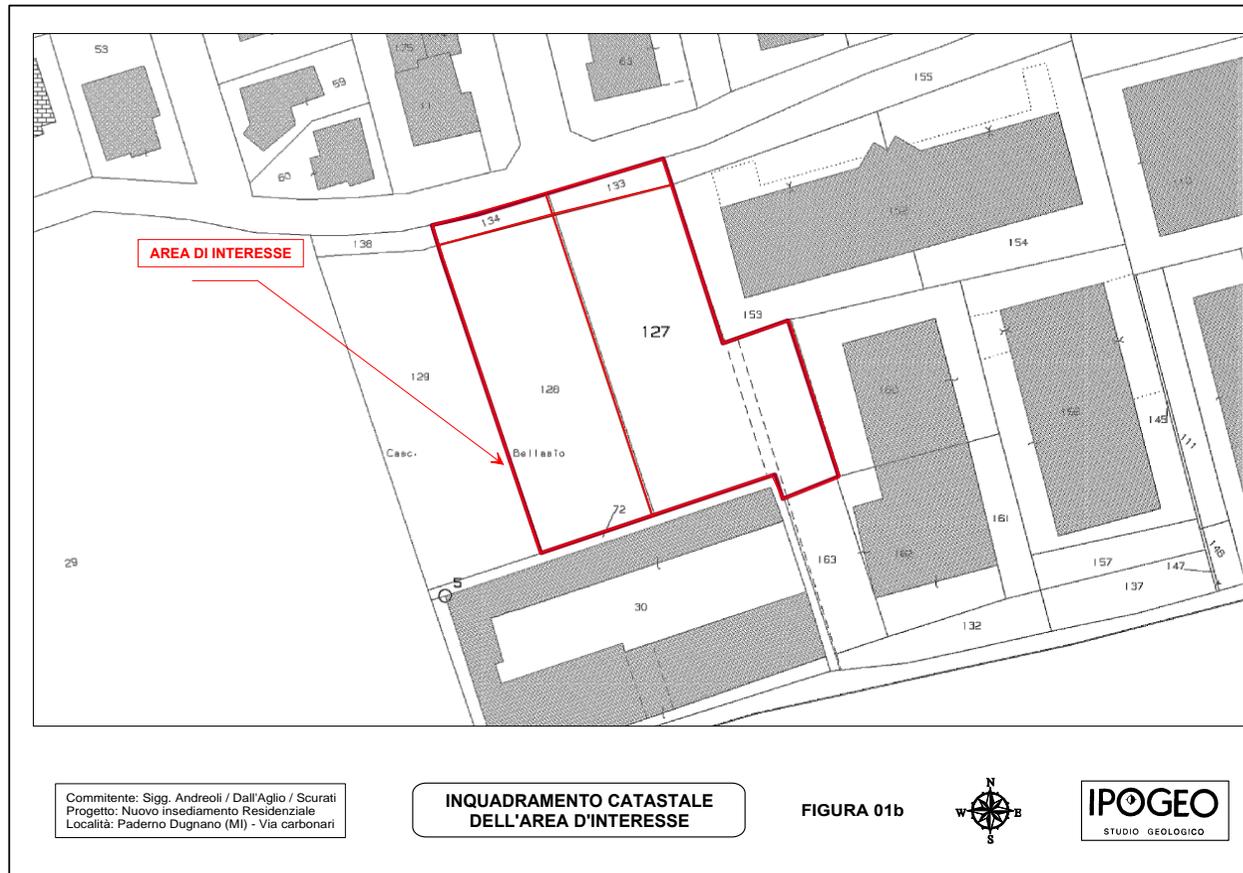


Figura 01b : Inquadramento catastale dell'area di interesse

CAPITOLO I

RELAZIONE GEOLOGICA

AI SENSI DEL D.M. 17/01/2018 – N.T.C. 2018

(Elaborato R1)

1.0 - DEFINIZIONE DELL'ASSETTO GEOLOGICO TERRITORIALE

1.1 – INQUADRAMENTO GENERALE

Storia geologica del territorio

La caratterizzazione geologica e geomorfologica dell'area in esame deriva dai principali avvenimenti geologici verificatisi dal Pliocene superiore fino a tutto il Quaternario. Uno sguardo d'insieme alla carta geologica allegata consente di osservare le principali caratteristiche per interpretare l'assetto geologico della zona. Procedendo da Nord a Sud si osserva un decremento dei livelli di altitudine e rispettivamente una variazione morfologica da ambiente collinare e terrazzato a zona di pianura.

L'insieme degli elementi mette in risalto due aspetti morfologici principali e successivi nel tempo, costituiti da un ambiente tipicamente glaciale con cordoni morenici eterocroni disposti a semicerchio procedendo da Nord a Sud che progrediscono in una piana fluvioglaciale e, sovrainposta, una morfologia di tipo fluviale connessa allo sviluppo dei corsi d'acqua principali.

Prima dell'era quaternaria la linea di costa marina lambiva i bordi prealpini fino al Pliocene superiore - Pleistocene inferiore, momento in cui si assiste ad una importante fase di regressione marina con conseguente inizio della sedimentazione di depositi di pertinenza continentale fluvio-lacustri, deltizi e di piana costiera, prevalentemente costituiti da materiale a granulometria non grossolana (sabbie fini, limi ed argille). Questa unità sedimentaria, attribuibile al Villafranchiano, a causa di un sollevamento successivo alla sua deposizione, risulta fortemente erosa nella parte sommitale e sostituita da sedimenti marini e continentali depositati a seguito della successione ciclica di fasi trasgressive.

Nei solchi vallivi così creati si deposero ghiaie e sabbie localmente anche in grandi spessori, che col tempo hanno subito fenomeni di cementazione, ed attualmente sono rilevabili in affioramento nel settore settentrionale della Provincia di Milano ("Ceppo" Auct.). Successivamente ebbero inizio le glaciazioni, convenzionalmente distinte in tre fasi principali: Mindel, Riss, Wurm, che diedero luogo alla deposizione di una vasta coltre di sedimenti di natura glaciale nella zona pedemontana e fluvioglaciale nella media e bassa pianura.

Si riconosce uno sviluppo "centripeto" dei rilievi morenici, con i terreni più recenti ai piedi dell'anfiteatro morenico posti a quota inferiore e più interni rispetto a quelli più

antichi. La morfologia glaciale attualmente rilevabile è consequenziale ad agenti principali, quali l'erosione, il trasporto e la deposizione ad opera della massa glaciale (Glaciale Riss e Wurm) e l'azione di lisciviazione e di deposito ad opera delle acque di fusione dei ghiacci e delle fiumane glaciali (Fluvioglaciale Mindel, Riss e Wurm). Dal Pleistocene superiore all'Olocene si è verificato un lento sollevamento dell'alta pianura con il conseguente affioramento in superficie dei depositi più antichi e, nelle zone in cui si è manifestato in maggior entità, con la formazione di dorsali, specialmente nel settore nord-orientale della provincia, e di depositi alluvionali di spessore consistente nei settori compresi tra quelli sollevati.

1.2 – INQUADRAMENTO DI DETTAGLIO

1.2.1 - Caratteri geomorfologici del settore territoriale d'interesse

Il territorio comunale di Paderno Dugnano si posiziona nel settore centrale dell'alta pianura milanese ed è caratterizzato da una morfologia sub pianeggiante, con quote topografiche digradanti verso S da circa 178 m s.l.m. a 155 m s.l.m.

L'assetto morfologico del territorio è costituito da estese piane fluvioglaciali e fluviali di età quaternaria, dove non si rilevano particolari evidenze morfologiche. L'intensa urbanizzazione ha inoltre modificato o cancellato la struttura originaria della pianura, rendendo scarsamente distinguibili caratteri ed elementi morfologici già di per sé poco evidenti (orli di terrazzo e paleovalvei relitti).

La regolarità della morfologia è interrotta dalla presenza di depressioni artificiali dovute all'attività estrattiva svolta in alcune cave di ghiaia e sabbia (Cava Nord e Cava Eges) presenti nel settore orientale del territorio comunale. L'attività estrattiva ha comportato un'evidente modificazione morfologica del territorio e in alcuni casi ha causato la messa a giorno della falda sotterranea con conseguente formazione di laghi artificiali.

Gli elementi morfologici di maggiore interesse sono legati al reticolo idrografico superficiale, qui caratterizzato dal torrente Seveso, che attraversa longitudinalmente il territorio comunale, e dalla rete dei canali artificiali del Consorzio di Bonifica Est Ticino - Villorosi (il cui canale principale è situato nella porzione N del comune). Nel settore NW del comune è inoltre presente il Canale Scolmatore delle Piene di Nord Ovest – Ramo Seveso, opera idraulica (recentemente soggetto ad ampliamento) realizzata con lo scopo di regolare le portate di piena del torrente Seveso e quindi per ridurre gli episodi di esondazione all'interno della città di Milano.

1.2.2 – Unità Formazionali affioranti

Nell'area in esame sono state rilevate, concordemente a quanto espresso dalla bibliografia ufficiale, le seguenti unità formazionali quaternarie:

Allogruppo di Besnate (*Pleistocene medio – Pleistocene superiore; corrisponde al Riss-Würm degli autori precedenti*).

L'unità è costituita da depositi fluvioglaciali 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

Lungo il corso del torrente Seveso sono presenti depositi fluviali privi di alterazione superficiale ascrivibili all'Unità Postglaciale, costituiti da ghiaie a supporto clastico e di matrice limoso-sabbiosa passanti a sabbie debolmente limose generalmente sciolte, con locali intercalazioni di limi in superficie. Il limite di tale unità è incerto per via delle discontinuità dei lineamenti morfologici spesso rimodellati dall'azione antropica.

Nella pagine a seguire viene riportata in **Figura 02** viene restituita la carta geologica e geomorfologica dell'area di interesse e di un significativo intorno (tratta e modificata da PGT comunale). In tale elaborato grafico si evince come l'area di specifico interesse si sviluppa sui depositi appartenenti all' **Unità di Besnate** (ghiaie poligeniche a supporto clastico/ di matrice, passanti localmente a limi).

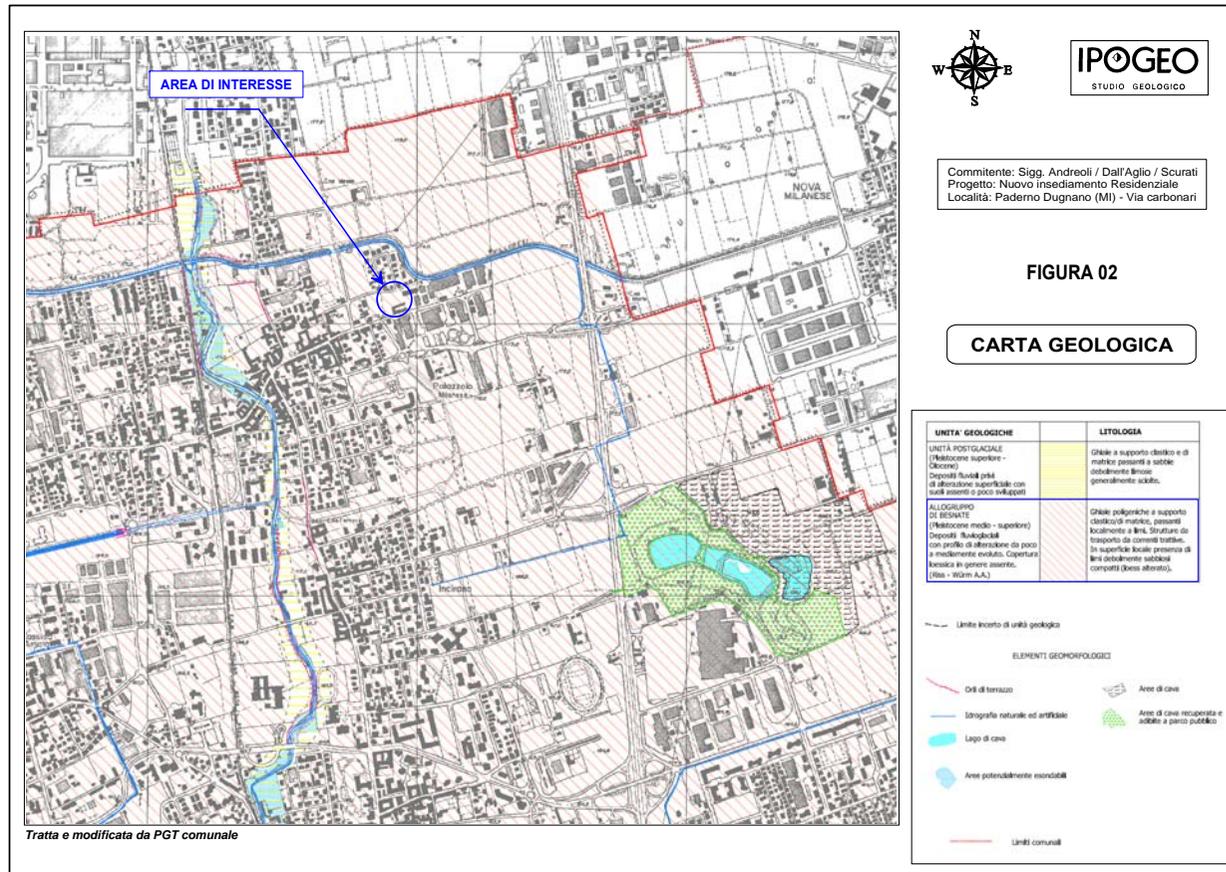


Figura 02 : carta geologica e geomorfologica

1.2.3 – Struttura idrogeologica locale

Il sottosuolo della Pianura Padana, ed in particolare il settore milanese, è caratterizzato da una successione di sedimenti di età plio-pleistocenica di notevole interesse per la loro potenzialità di sfruttamento acquifero. Nella loro sequenza stratigrafica presentano alla base un'alternanza di limi e argille di origine marina (Pliocene-Pleistocene inf.) che si modifica, nella parte sommitale della successione, in depositi di natura alluvionale e fluvioglaciale costituiti da ghiaie, sabbie, limi e argille (Pleistocene medio-sup., Olocene). La causa di questa variazione di facies, da marina a continentale, è da ascrivere all'evento di regressione marina connessa con il sollevamento dell'area alpina verificatasi a partire dal Pliocene inf., momento in cui le modalità di sedimentazione cambiarono originando sedimenti di tipo deltizio lagunare con alternanze di depositi a granulometria fine (in prevalenza) e grossolana. I successivi eventi di glaciazione (Mindel, Riss, Wurm) hanno consentito la deposizione di materiale alluvionale a granulometria prevalentemente ghiaioso-sabbiosa (Quaternario continentale), all'interno del quale si ritrovano acquiferi di notevole estensione areale e potenzialità idrica. In sintesi si osserva una prevalenza di materiale fine (limi e argille) in profondità e lungo la direttrice meridionale, a causa delle variazioni ambientali avvenute nel tempo ed al progressivo allontanamento dell'influsso del trasporto fluvioglaciale, proveniente da Nord, con conseguente deposizione di materiale a granulometria ridotta. Si possono individuare una serie di agenti che hanno determinato l'attuale assetto idrogeologico, quali:

- *sequenza di eventi glaciali connessi all'apparato del Lario (Mindel, Riss, Wurm);*
- *eventi alluvionali legati all'attività dei corsi d'acqua e, più a settentrione, lo spostamento della sede del loro alveo;*
- *andamento irregolare dell'unità villafranchiana*

Per la definizione delle caratteristiche idrogeologiche del settore territoriale d'interesse è stato necessario raccogliere tutti gli elementi geologici rilevabili in superficie e tutti i dati dei pozzi censiti nella zona, al fine di ottenere un modello geologico coerente mediante il quale definire nel dettaglio la serie idrogeologica esistenti. Un altro elemento fondamentale è stata l'analisi dell'idrografia superficiale, mediante la quale è possibile valutare la distribuzione delle acque in superficie e raffrontarle con quelle in profondità. In questo contesto si rinvengono nella parte sommitale del Quaternario continentale (generalmente nei primi 100 metri) gli acquiferi con maggior potenzialità idrica, la cui alimentazione avviene mediante infiltrazione delle acque superficiali meteoriche e irrigue; più in profondità, intercalate a depositi limoso-argillosi, sono ubicate lenti ghiaioso-sabbiose isolate e talvolta coalescenti che traggono alimentazione dalle aree poste più a settentrione e dagli acquiferi superficiali nei settori in cui i livelli argillosi di separazione sono discontinui. Rispetto agli acquiferi soprastanti si rileva una netta riduzione di trasmissività e talvolta si sono riscontrate caratteristiche chimiche negative, quali la presenza di sostanze di ambiente riducente come idrogeno

solforato, ferro, manganese e ammoniaca, a causa della decomposizione della sostanza organica - in particolare la torba - contenuta nei sedimenti. Tuttavia il degrado progressivo della qualità delle acque più superficiali a causa della presenza di nitrati, cromo, composti organo-alogenati, fitofarmaci, etc., ha spinto alla ricerca ed allo sfruttamento di acquiferi posti a maggior profondità, anche fino a 300 metri, ed a prendere in maggior considerazione gli acquiferi più ridotti di volume e con un tempo di ricarica decisamente superiori rispetto a quelli tradizionalmente sfruttati, ma più protetti dagli agenti inquinanti superficiali. Perforazioni più recenti infatti, hanno permesso di individuare risorse idriche sfruttabili al di sotto della litozona ghiaioso-sabbiosa nella parte sommitale dell'unità sabbioso-argillosa attribuita al Villafranchiano. La disposizione areale e verticale delle successioni stratigrafiche presenti è stata condizionata anche da importanti eventi tettonici di scala regionale precedenti e sincroni alla deposizione dei litotipi che costituiscono il suolo padano-lombardo. Inerenti a questo argomento vi sono significativi lavori riguardanti lo studio del "basamento magnetico", coincidente, nella zona di Milano, con le serie pre-mesozoiche e correlabile con la "Serie dei Laghi" (Cassano e al., 1988). Esso è posto ad una profondità di circa 8000 m e presenta un quadro tettonico di stile compressivo costituito da una serie di faglie e sovrascorrimenti con andamento circa SSW-NNE, dislocate da un ulteriore lineamento con direttrice N-S. L'interazione degli effetti deformativi ha causato un sollevamento del basamento verso E con una zona di massimo nei pressi della città di Monza (circa 5000 m) per poi approfondirsi bruscamente sia ad oriente che ad occidente di questo alto strutturale. Un quadro strutturale così delineato ha inevitabilmente vincolato lo spessore dei sedimenti depositatisi successivamente (Pieri e Groppi, 1981), che interessano direttamente gli acquiferi della zona lombarda. Queste indicazioni trovano ulteriore conferma nella analisi delle anomalie del campo gravimetrico, che risultano coerenti con una strutturazione generale simile a quella interpretata mediante le anomalie magnetometriche (Cassano e al., 1990). Vi sono studi effettuati nelle zone attigue (Pieri e Groppi, 1981) che indicano un coinvolgimento tettonico dei sedimenti posteriori all'orogenesi alpina e in parte a quella appenninica, con esempi di azione tettonica anche nei litotipi di età pliocenica (pozzo AGIP di Settala) e quaternaria (Ambrosetti e al., 1983; Arca e Beretta, 1985; Orombelli, 1976). Ai fini di una caratterizzazione idrogeologica, le zone di alto strutturale presentano una minore possibilità di presenza di acquiferi in quanto caratterizzate da un minor spessore dei litotipi permeabili di natura alluvionale; la base dell'acquifero tradizionalmente sfruttato verrebbe a trovarsi a minore profondità del piano campagna, inoltre si avrebbero spessori inferiori degli acquiferi posti a maggiore profondità.

Unità idrogeologiche

Al fine di fornire un'adeguata descrizione dei litotipi presenti nel sottosuolo della provincia Milanese, nel presente lavoro è stato utilizzato il criterio di classificazione delle **unità idrogeologiche**. Con tale nomenclatura s'intende una associazione di

litotipi che presentano simili condizioni di circolazione idrica sotterranea, simile rapporto alimentazione-deflusso delle falde e disposizione geometrica. Dalla più antica alla più recente si distinguono le seguenti unità:

- * *unità argillosa* (Età: Pleistocene inf.-Calabriano Auct.)
- * *unità sabbioso-argillosa* (Età: Pleistocene inf.-Villafranchiano medio-sup. Auct.)
- * *unità a conglomerati e arenarie* (Età: Pleistocene inf.)
- * *unità sabbioso-ghiaiosa* (Età: Pleistocene medio)
- * *unità ghiaioso-sabbiosa* (Età: Olocene-Pleistocene sup.).

Unità argillosa - facies marina (Età: Pleistocene inf.-Calabriano Auct.)

Si tratta di argille e limi di colore grigio-azzurro contenenti fossili marini subordinati a livelli sabbiosi, generalmente di modesto spessore, talvolta cementati. Questa unità si rileva nei pozzi per acqua a profondità di oltre 220-280 m nella media pianura, a oltre 130 m nelle zone di alta pianura. L'approfondito studio relativo al contenuto paleontologico (microfossili e macrofossili) ha consentito di individuare dei livelli guida che consentono di seguire con discreto dettaglio l'andamento del tetto della unità nella zona di indagine. Questa ricostruzione ha una grande importanza per la ricerca idrica delle falde profonde, e mostra come il tetto della unità argillosa abbia un andamento controllato sia dai processi erosivi che dalla tettonica contemporanea e successiva alla sua deposizione. Nelle zone in cui l'attività tettonica si è manifestata in modo più incisivo si osserva una deformazione di tipo plastico-duttile nei litotipi argillosi e rigido-fragile in litologie competenti (faglie nel "Ceppo" lungo la valle del Lambro). A prescindere dalle suddette complicazioni tettoniche, è possibile individuare un approfondimento di questa unità verso Sud, con pendenze medie variabili tra 0.6 e 1.5%. Il tetto delle argille in facies marina è rilevabile a 200 m s.l.m. nel settore più settentrionale della provincia di Milano, a quote di -200 m s.l.m. all'altezza dell'area meridionale del capoluogo lombardo. Lo spessore varia da poche centinaia di metri nella parte settentrionale a oltre 1000 m a Sud di Milano.

Unità sabbioso-argillosa - facies continentale e di transizione (Età: Pleistocene inf.-Villafranchiano medio-sup. Auct.). Si tratta di una unità idrogeologica costituita da argille e limi di colore grigio e giallo (con frequenti alternanze nella colorazione) con torbe, che generalmente forma il substrato della falda tradizionalmente sfruttata. Questi sedimenti rappresentano antichi depositi litorali, lagunari, palustri e alluvionali che si formarono in seguito alla regressione marina che ebbe inizio nell'ambito del Pleistocene inferiore. In questi litotipi si trovano intercalate lenti sabbiose, ghiaiose, di varia estensione, che vengono a costituire acquiferi con falde confinate, riconosciute da Francani, 1980 e Francani e Pozzi, 1981 come *terzo acquifero*. Sono state utilizzate ulteriori terminologie quali *Argille sotto il Ceppo* ed *Argille Villafranchiane*, intendendo gli elementi argillosi sia di natura marina che di natura continentale. Questa nomenclatura viene spesso utilizzata nelle zone comprese tra il pedemonte e la media pianura, dove la sedimentazione di questi litotipi avveniva in ambienti differenti (glaciale, palustre-lacustre e transizionale). Il

contenuto paleontologico non consente una datazione precisa, tuttavia permette di effettuare alcune valutazioni paleoambientali. E' presumibile che l'unità in esame risulti parzialmente eteropica con i sedimenti fluvioglaciali più antichi (riferibili ai termini Donau e Gunz Auct. non affioranti e quelli Mindel e Riss Auct. affioranti), costituendo la zona fluviolacustre o di piana alluvionale in ambienti a bassa energia. Nelle aree pedemontane il tetto di questa unità ha un andamento irregolare conseguente ai fenomeni erosivi successivi alla sua deposizione ed alla morfologia del substrato, oltre ai fenomeni di natura tettonica che hanno interferito su tutta la successione stratigrafica. Nella zona di media pianura, in particolare nel settore tra Milano ed il Ticino, la morfologia del tetto di questa unità diventa più regolare evidenziando un'inclinazione verso meridione variabile tra 0.5-0.8%; le quote variano da circa 250 m s.l.m. nella zona settentrionale della provincia di Milano (Comuni di Giussano, Brioso e Besana B.za) a 10 m nel settore meridionale del capoluogo lombardo. Nei settori di alta pianura non è possibile riconoscere il tetto dell'unità, poiché si ha la predominanza di livelli e litozone ghiaiose. Lo spessore di questa unità nell'area occidentale della provincia milanese raggiunge i valori massimi di 100-200 m, mentre nei settori centrale e occidentale varia da 0 a 160 metri. I limiti stratigrafici con la sottostante unità marina non sono facilmente rilevabili, mentre quelli con la soprastante unità sono facilmente riconoscibili nelle zone di media pianura (100-110 m di profondità media a Milano) e indefinibili nei settori di alta pianura dove si ha una predominanza dei termini a granulometria grossolana. Anche nelle zone di bassa pianura a Sud di Milano si riscontrano analoghe difficoltà a causa della omogeneità dei caratteri litologici del sottosuolo ed alla scarsità dei dati ottenibili dai pozzi esistenti.

Unità a conglomerati e arenarie - "Ceppo" Auct. (Età: Pleistocene inf.)

Si tratta di conglomerati e arenarie in subordine passanti localmente a ghiaie e sabbie.

Questa unità viene correlata per analogia di caratteristiche con l'orizzonte più conosciuto ed esteso noto come "Ceppo d'Adda" affiorante lungo il corso d'acqua omonimo. Essa presenta una discreta permeabilità, sia primaria che per fratturazione, consentendo l'accumulo ed il deflusso sotterraneo delle acque. Arealmente presenta il suo massimo sviluppo nel settore pedemontano e nella medio-alta pianura tra il terrazzo delle Groane ed il fiume Adda ad una profondità di 50-100 metri dal piano campagna, dove forma una roccia serbatoio del primo acquifero; nelle zone pedemontane inoltre affiora in corrispondenza delle zone più incise alla base dei versanti. All'altezza del settore più meridionale di Milano questa unità perde la sua consistenza passando lateralmente a terreni sabbioso-ghiaiosi non cementati a minore granulometria, che vanno ad accorparsi con i soprastanti terreni costituendo un'unica unità sabbioso-ghiaiosa. Nei pozzi di Milano infatti non è possibile associare il tetto della litozona sabbioso-ghiaiosa all'unità del "Ceppo d'Adda", poiché essa può essere anche riferibile come parte dei sedimenti fluvioglaciali Mindel e Riss Auct. Nel settore occidentale della provincia di Milano presenta caratteristiche differenti dove, contrariamente alle

aree precedenti, l'unità viene rinvenuta solo sporadicamente. Lo spessore varia da qualche metro sino a circa 80 metri.

Unità dei depositi glaciali - Morenico Mindel-Riss-Wurm (Età: Pleistocene medio-sup.)

Si tratta di depositi costituiti da massi, ghiaie e sabbie immerse in matrice limoso-argillosa rilevabili nelle zone collinari pedemontane. Le unità più antiche sono costituite da sedimenti prevalentemente più fini che talora in superficie presentano uno strato di alterazione pedogenetica dallo spessore variabile da 1 a oltre 10 m. Dal punto di vista idrogeologico risultano improduttivi, anche se nei livelli più permeabili sono presenti falde di modesto volume ed interesse; dal punto di vista geomorfologico invece costituiscono dei rilievi collinari a scarsa permeabilità che favoriscono il deflusso superficiale delle acque meteoriche. Gli spessori variano da pochi metri ad un massimo di 80 m.

Unità ghiaioso-sabbioso-limosa - Fluvioglaciali Mindel-Riss Auct. (Età: Pleistocene medio). Si tratta di un'alternanza di depositi ghiaioso-sabbiosi, sabbiosi e limoso-argillosi, con lenti cementate conglomeratiche o arenitiche. Si trova ben estesa nelle zone pedemontane e di alta pianura, con la caratteristica di dar luogo ai terrazzi morfologicamente più elevati generalmente ricoperti da uno strato di alterazione superficiale poco permeabile (tipo Vetusol nel Mindel Auct.) così da favorire il deflusso superficiale delle acque. Procedendo a Sud questa unità si immerge sotto quella fluvioglaciale più recente del Wurm Auct. (Cavallin e al., 1983), ed in alcune zone, come ad esempio nell'area di Muggiò e Cinisello Balsamo, rimane indistinguibile dalla soprastante unità più recente a causa della forte affinità litologica. In corrispondenza della media pianura forma la parte basale dell'acquifero tradizionale, definito anche *secondo acquifero* da Francani e Pozzi, 1981. All'altezza di Milano si trova ad una profondità di circa 100-110 m, con spessori il cui valore varia da pochi metri nei punti in cui vi è stata una forte azione erosiva, fino ad un massimo di 40-60 metri. Nel settore della bassa pianura (nella zona del basso lodigiano) questo complesso risale in superficie affiorando in corrispondenza del Colle S. Colombano al Lambro (Coggi e Di Napoli Alliata, 1950, AA.VV., 1988). Procedendo verso sud le caratteristiche litologiche subiscono una diminuzione di granulometria accomunandosi a quelle dell'unità sabbioso-argillosa in facies continentale con la quale risulta in presumibile parziale eteropia. Gli acquiferi presenti in questa unità risultano separati da quelli soprastanti mediante setti limoso-argillosi poco permeabili il cui spessore raggiunge valori spesso elevati e la cui estensione planimetrica è generalmente molto estesa. Queste caratteristiche consentono scambi di acqua limitati tra la falda libera e quella contenuta nel secondo acquifero, per cui le falde di quest'ultimo risultano semi confinate e localmente possono assumere caratteristiche prossime a quelle confinate. La produttività risulta essere analoga e talvolta leggermente inferiore a quella che caratterizza il primo acquifero; in linea generale il miglior rendimento di produttività e la massima estensione areale è localizzabile nella porzione

sommitale dell'unità fluvioglaciale, ed attualmente sono gli acquiferi sfruttati dalle maggiori opere di captazione.

Unità ghiaioso-sabbiosa - Fluvioglaciali Wurm, Wurm tardivo e alluvioni recenti Auct. (Età: Olocene-Pleistocene sup.). Si tratta di depositi costituiti per lo più da litotipi ghiaioso-sabbiosi grossolani con locali lenti limoso-argillose di limitato spessore ed estensione areale, che nella terminologia corrente vengono chiamati "litozona ghiaioso-sabbiosa" (Martinis e Mazzarella, 1971,1976; Cavallin e al., 1983). Va tuttavia precisato che questa definizione non corrisponde ad un criterio di valutazione stratigrafica, poiché in essa sono presi in considerazione anche i litotipi di natura fluvioglaciale dell'unità fluvioglaciale Mindel-Riss Auct. Nella zona di alta pianura l'unità contiene una falda libera che localmente è in contatto con quella del "Ceppo" in prossimità di strutture sepolte riferibili a paleoalvei. Nella zona della media pianura, in prossimità dell'avvicinamento del livello piezometrico alla superficie, l'unità viene a costituire il *primo acquifero* (Francani e Pozzi, 1981). Gli elevati valori di permeabilità di questi depositi consentono una forte ricarica degli acquiferi per infiltrazione di corsi d'acqua, canali e precipitazioni (Francani e Pozzi, 1981; De Wrachien e Savi, 1993). L'insieme degli acquiferi contenuti in queste ultime due unità descritte costituiscono l'*acquifero tradizionale*, che in realtà è l'insieme di più acquiferi distinti considerati un monostrato acquifero in una valutazione a grande scala. Nella zona di bassa pianura questa configurazione assume aspetto ancora più marcato a causa della diminuzione della granulometria dei terreni; già a livello piano campagna compaiono in prevalenza litotipi limoso-argillosi ai quali si alternano terreni più grossolani (sabbie e sabbie con ghiaia), dando origine ad acquiferi con falde semi-confinare o confinate. Lo spessore medio varia da 20 ad oltre 50 metri.

Strutturazione dei complessi acquiferi

Dalle indicazioni delle unità sopra menzionate, è possibile costruire la struttura idrogeologica della zona, in cui si distinguono tre complessi acquiferi principali:

- **il primo corpo acquifero**, quello più superficiale, è costituito da depositi relativamente recenti, riferibili ai litotipi morenico-fluvioglaciali wurmiani ed alle coperture alluvionali generate dai corsi d'acqua attuali. A causa dell'esigua soggiacenza della falda risulta essere poco protetto dagli agenti inquinanti; trae alimentazione dalle acque di infiltrazione che possono trasportare eventuali elementi di contaminazione. A questo acquifero appartengono anche le principali strutture produttive, impostate sui paleoalvei dei corsi d'acqua nella zona pedemontana, caratterizzati da antiche valli fluviali e fluvioglaciali successivamente colmate da depositi ad elevata permeabilità;

- **il secondo corpo acquifero**, intermedio, è costituito dai livelli meno cementati dei conglomerati del Ceppo e da orizzonti ghiaioso-sabbiosi ("acquifero sotto il Ceppo") che spesso costituiscono la base del Ceppo stesso. Il contatto, a letto,

con i limi del Villafranchiano, delimita in profondità l'estensione dell'acquifero, che trae alimentazione indirettamente dalle acque di infiltrazione.

- **il terzo corpo acquifero** è costituito da una serie di limi argillosi grigi con intercalate lenti ghiaioso-sabbiose appartenenti alle unità del Villafranchiano. Data la sua profondità e le caratteristiche di bassa permeabilità dei depositi limosi, l'acquifero risulta ben protetto dagli agenti inquinanti, tuttavia denuncia una scarsa attività di rialimentazione ed una limitata possibilità di sfruttamento, a causa anche della estensione limitata delle lenti ghiaioso-sabbiose che fungono da serbatoio. La base di questa unità è costituita dal substrato roccioso impermeabile della Gonfolite.

Tutti gli acquiferi presentano un gradiente dell'ordine del 2‰, con caratteri specifici variabili a livello locale. I processi erosionali di natura meteorica e fluviale, localmente hanno messo a contatto l'acquifero superficiale con la superficie topografica, specialmente in corrispondenza di incisioni vallive. In questo modo si ha un'alimentazione diretta derivante dalle precipitazioni meteoriche e dalle acque dei corsi d'acqua. I vari acquiferi sono collegati mediante superfici erosionali difficilmente ricostruibili, dato il loro andamento estremamente irregolare. Il primo ed il secondo acquifero sono comunicanti mediante le paleovalli create dalle incisioni fluviali, mentre il terzo viene alimentato mediante la filtrazione d'acqua attraverso i livelli e le zone più permeabili dell'unità limoso-argillosa villafranchiana.

In **Figura 03**, viene restituita la carta idrogeologica di dettaglio del settore di specifico interesse (tratta e modificata da PGT comunale). Da essa si evince come nell'area di interesse *la profondità di sviluppo del primo complesso acquifero risulta prossima a 137 m s.l.m.*; ovvero nel settore considerato *la soggiacenza del primo complesso acquifero* viene stimata pari a circa **36-37 m** di profondità dal piano campagna naturale.

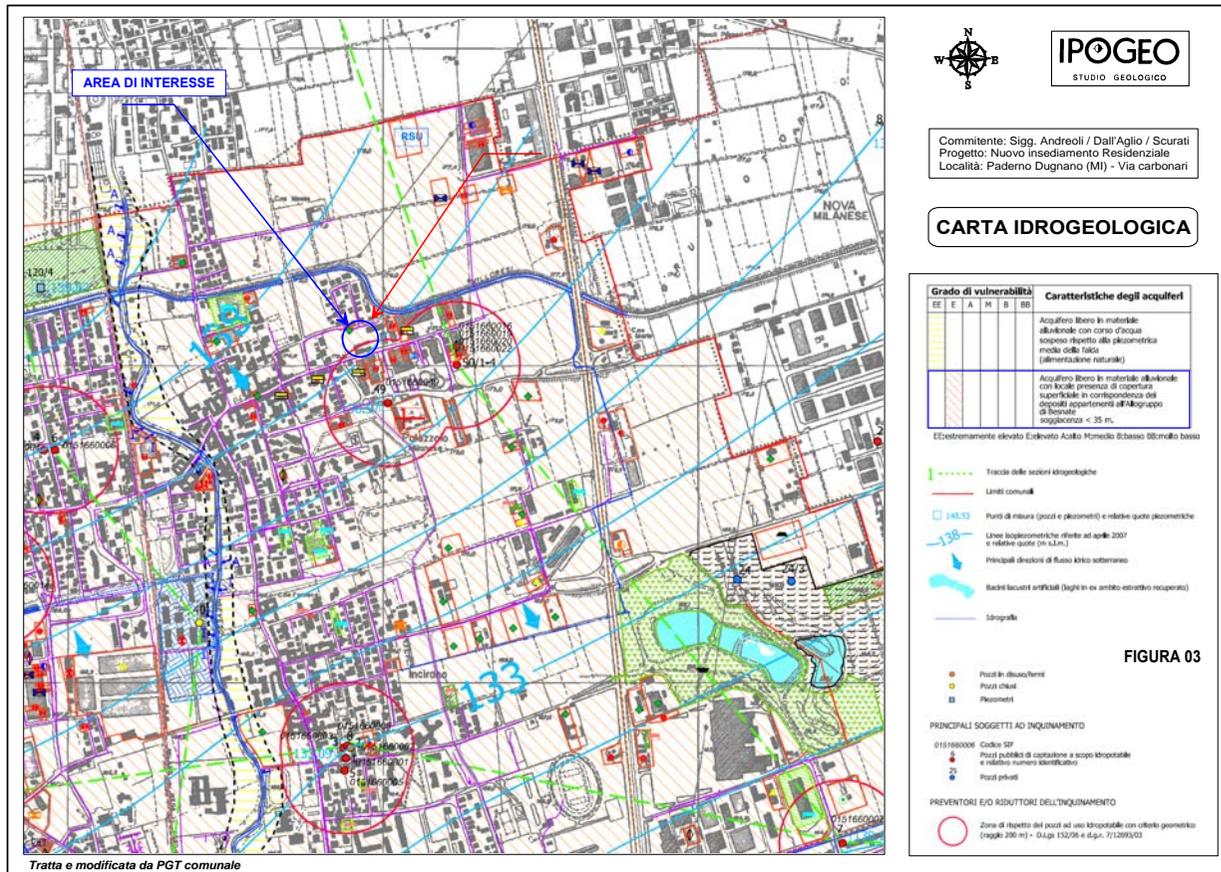


Figura 03 : carta idrogeologica

1.3 – STORIA SISMICA DEL TERRITORIO

L'analisi della sismicità, intesa come distribuzione spazio-temporale dei terremoti in una determinata area, costituisce il primo tassello per gli studi di valutazione della pericolosità sismica di base. Trattandosi di modelli probabilistici, infatti, le caratteristiche sismotettoniche e le modalità di rilascio dell'energia sismica pregressa consentono la messa a punto di modelli previsionali dell'attività sismica attraverso una quantificazione dei livelli di accelerazione attesi.

Nella classificazione definita dai Decreti emessi fino al 1984 (D.M. 05.03.1984) la sismicità è definita attraverso il "grado di sismicità" S.

Nella proposta di riclassificazione del GdL del 1998 si utilizzano 3 categorie sismiche più una categoria di Comuni Non Classificati (NC) di cui il comune di Paderno Dugnano faceva parte. Nella nuova classificazione 2003 e s.m.i., il grado di sismicità territoriale viene definita mediante quattro zone, numerate da 1 a 4 e Paderno Dugnano rientra nella zona 4.

La recente D. G. R. n. X/2129 dell' 11 luglio 2014 - Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d) ha ridefinito la classificazione sismica del territorio Lombardo sia in termini di classe sismica di appartenenza, sia in termini di accelerazione massima attesa. Il territorio di **Paderno Dugnano** permane nella **zona sismica 4**.

Dalla consultazione dei cataloghi sismici redatti dall'Istituto di Geofisica e Vulcanologia per gli studi di pericolosità risulta che:

- l'area comunale di **Paderno Dugnano** e quella Milanese, nel suo complesso, sono caratterizzate da eventi sismici piuttosto sporadici e di intensità massima rilevata dell'ordine del V-VI grado della scala Mercalli;
- le località epicentrali per gli eventi che hanno prodotto i maggiori risentimenti/danni (osservazioni macrosismiche) provengono da zone territorialmente limitrofe (Monza, Lodigiano, Piacenza e zone appenniniche) con eventi maggiormente significativi rilevati in epoca storica.
- - Risulta chiaramente osservabile un evento sismico di particolare interesse, ovvero il terremoto di Monza, avvenuto il 26 novembre 1396 con intensità epicentrale del VII-VIII grado della scala Mercalli.
- - Dal catalogo parametrico dei terremoti italiani non si rileva attività sismica con epicentro all'interno del territorio comunale di Paderno Dugnano.

Tali osservazioni sono chiaramente rilevabili dalla storia sismica locale così come deducibile dal catalogo DBMI15, il database utilizzato per la compilazione del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI15) aggiornato al Luglio 2016 (a cura di Mario Locati, Romano Camassi, Andrea Rovida, Emanuela Ercolani, Filippo Bernardini, Viviana Castelli, Carlos Hector Caracciolo, Andrea Tertulliani, Antonio Rossi, Raffaele Azzaro, Salvatore D'Amico.), nel quale sono riportate le osservazioni macrosismiche relative al Comune di **Desio, Paderno Dugnano e Milano**. (Figure 04a/b/c).

Seismic history of Desio

PlaceID : IT_13119
 Coordinates (lat, lon) : 45.618, 9.206
 Municipality (ISTAT 2015) : Desio
 Province : Monza e della Brianza
 Region : Lombardia

Total number of earthquakes: 5

Intensity	Year Mo Da Ho Mi Se	Epicentral area	NMDP	Io	Mw
NF	1905 04 29 01 46 45.00	Haute-Savoie, Vallorcine	267	7-8	5,1
NF	1960 02 19 02 30	Valli Giudicarie	50	6	4,81
5	1979 02 09 14 44	Bergamasco	73	6	4,78
NF	2000 08 21 17 14	Monferrato	595	6	4,94
NF	2002 11 13 10 48 03.19	Franciacorta	768	5	4,21

This file has been downloaded from INGV – DBMI15

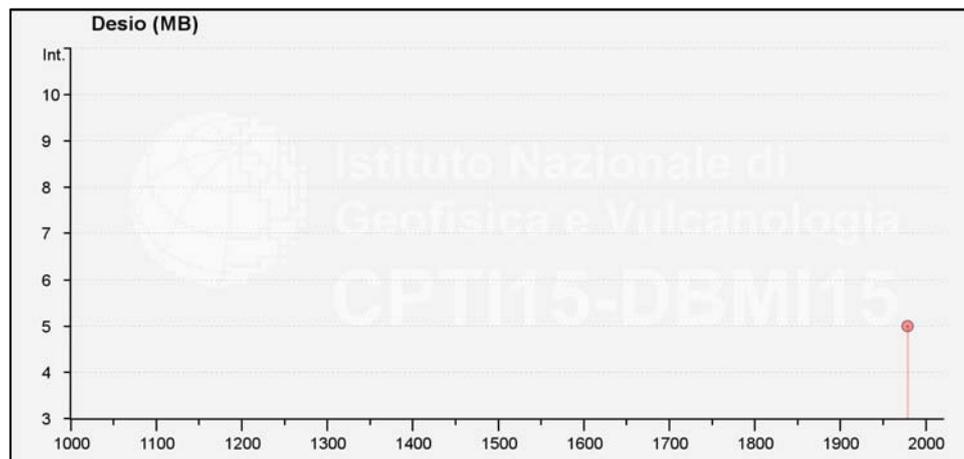


Figura 04 a

Seismic history of Paderno Dugnano

PlaceID : IT_13581
 Coordinates (lat, lon) : 45.569, 9.159
 Municipality (ISTAT 2015) : Paderno Dugnano
 Province : Milano
 Region : Lombardia

Total number of earthquakes: 1

Intensity	Year Mo Da Ho Mi Se	Epicentral area	NMDP	Io	Mw
5	1894 11 27 05 07	Bresciano	183	6	4,89

This file has been downloaded from INGV – DBMI15

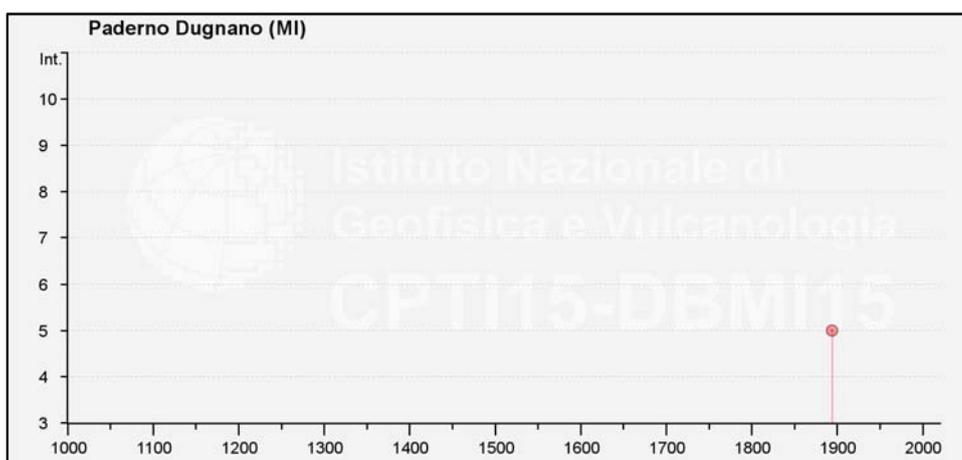


Figura 04 b

Seismic history of Milano

PlaceID : IT_13462
 Coordinates (lat, lon) : 45.464, 9.191
 Municipality (ISTAT 2015) : Milano
 Province : Milano
 Region : Lombardia

Total number of earthquakes: 109

Intensity	Year Mo Da Ho Mi Se	Epicentral area	NMDP	Io	Mw
F	1065 03 27	Brescia	2	7	5,1
7	1117 01 03 15 15	Veronese	55	9	6,52
6	1222 12 25 12 30	Bresciano-Veronese	18	7-8	5,68
F	1295 09 03	Grigioni, Churwalden	17	8	6,2
D	1348 01 25	Alpi Giulie	89	9	6,63
5	1473 05 07 07 45	Milanese	5	4	3,7
NF	1511 03 26 15 30	Friuli-Slovenia	120	9	6,32
F	1522 10 05 00 10	Pianura Padana	6	5	4,71
F	1570 11 17 19 10	Ferrarese	58	7-8	5,44
5	1642 06 13	Pianura lombarda	8	6	4,92
F	1653 04 19 04 15	Reggiano	4	5-6	4,4
F	1661 03 12	Prealpi bergamasche	4	6-7	4,86
4	1695 02 25 05 30	Asolano	107	10	6,4
2	1703 01 14 18	Valnerina	197	11	6,92
2	1703 02 02 11 05	Aquilano	69	10	6,67
4	1738 11 05 00 30	Emilia occidentale	10	7	5,1
4	1740 03 06 05 40	Garfagnana	32	8	5,64
2-3	1743 02 20	Ionio settentrionale	84	9	6,68
F	1751 11 21	Liguria	6	4	3,7
F	1779 07 14 19 30	Bolognese	17		
3	1780 02 06 04	Bolognese	9	6-7	5,06
4-5	1781 09 10 11 30	Pianura lombarda	11	6-7	4,93
4	1786 04 07 00 15	Pianura lombarda	10	6-7	5,22
3	1796 10 22 04	Emilia orientale	27	7	5,45
5	1802 05 12 09 30	Valle dell'Oglio	94	8	5,6
5-6	1806 02 12	Reggiano	28	7	5,21
2	1808 04 02 16 43	Val Pellice	105	8	5,64
5	1810 12 25 00 45	Pianura emiliana	33	6	5,06
F	1811 07 15 22 44	Modenese-Reggiano	19	6-7	5,13
3	1818 02 23 18 10	Liguria occidentale	45	7	5,32
3	1818 12 09 18 55	Parmense	26	7	5,24
F	1826 06 24 12 15	Garda occidentale	20	5	4,62
4-5	1828 10 09 02 20	Oltrepò Pavese	110	8	5,72
F	1831 09 11 18 15	Pianura emiliana	25	7-8	5,48

2-3	1831 09 13 05 30	Pianura emiliana	7		
2-3	1832 03 11 06 45	Carpi	14	5	4,51
3	1832 03 11 08 45	Parmense	14		
3	1832 03 13 03 30	Reggiano	97	7-8	5,51
4	1834 02 14 13 15	Val di Taro-Lunigiana	112	9	5,96
3	1834 07 04 00 45	Val di Taro-Lunigiana	24	6-7	5,08
3	1836 06 12 02 30	Asolano	26	8	5,53
NF	1840 08 27 12 05	Tuhinj Valley	49	7	5,28
2	1846 08 14 12	Colline Pisane	121	9	6,04
5-6	1851 02 05 09 50	Valtellina	30	5	4,72
3	1851 08 03	Valli Giudicarie	15	6	4,92
3	1854 12 29 01 45	Liguria occidentale	86	7-8	5,72
3	1857 02 01	Parmense-Reggiano	22	6-7	5,11
2	1873 03 12 20 04	Appennino marchigiano	196	8	5,85
5	1873 06 29 03 58	Alpago Cansiglio	197	9-10	6,29
3-4	1873 09 17	Appennino toско-ligure	64	6-7	5,26
NF	1875 03 17 23 51	Costa romagnola	144	8	5,74
3	1879 02 14	Garda occidentale	13	5	4,62
4	1884 09 12 07 23	Pianura lombarda	34	6	4,7
4	1885 02 26 20 48	Pianura Padana	78	6	5,01
F	1886 09 05	Torinese	101	7	5,22
4-5	1887 02 23 05 21 50.00	Liguria occidentale	1511	9	6,27
4-5	1891 06 07 01 06 14.00	Valle d'Ilasi	403	8-9	5,87
3	1892 01 05	Garda occidentale	93	6-7	4,96
3	1894 11 27 05 07	Bresciano	183	6	4,89
2	1895 08 07 19 49 32.00	Appennino toско-emiliano	84	5	4,67
4	1898 03 04 21 05	Parmense	313	7-8	5,37
5	1901 10 30 14 49 58.00	Garda occidentale	289	7-8	5,44
3	1909 01 13 00 45	Emilia Romagna orientale	867	6-7	5,36
3	1913 12 07 01 28	Valle Scrivia	56	5	4,57
3-4	1914 10 26 03 43 22.00	Torinese	63	7	5,24
2	1914 10 26 16 22	Torinese	4	3	4,46
2	1914 10 27 01 12	Torinese	5	4	4,74
5	1914 10 27 09 22	Lucchesia	660	7	5,63
F	1915 01 13 06 52 43.00	Marsica	1041	11	7,08

2	1915 10 10 23 10	Reggiano	30	6	4,87
F	1916 08 16 07 06 14.00	Riminese	257	8	5,82
3	1918 01 13 12	Pianura lombarda	24	4	4,62
NC	1918 04 24 14 21	Lecchese	34	6	4,95
4	1920 09 07 05 55 40.00	Garfagnana	750	10	6,53
NF	1920 10 06 22 47	Mantovano	19	4-5	4,14
2	1926 01 01 18 04 03.00	Carniola interna	63	7-8	5,72
2	1927 10 28 21 49	Alta Val di Taro	39	6	4,66
3-4	1929 04 19 04 16	Bolognese	82	6-7	5,13
3-4	1929 04 20 01 10	Bolognese	109	7	5,36
3	1929 04 29 18 36	Bolognese	45	6	5,2
3	1929 05 11 19 23	Bolognese	64	6-7	5,29
5-6	1951 05 15 22 54	Lodigiano	179	6-7	5,17
3	1960 02 19 02 30	Valli Giudicarie	50	6	4,81
4	1960 03 23 23 10	Vallese	178	7	5
3	1961 11 23 01 12 05.00	Prealpi bergamasche	119	6-7	4,86
F	1963 07 19 05 46 01.50	Mar Ligure	412		5,95
3	1967 04 03 16 36 18.00	Reggiano	45	5	4,44
2-3	1968 06 22 12 21 37.00	Val Lagarina	27	6-7	4,74
3	1970 04 19 18 16 32.00	Garda occidentale	65	5	4,55
2-3	1971 01 06 11 10 55.00	Oltrepò Pavese	23	4-5	3,85
3-4	1971 07 15 01 33 23.00	Parmense	228	8	5,51
4	1972 10 25 21 56 11.31	Appennino settentrionale	198	5	4,87
4	1975 11 16 13 04 25.14	Appennino piacentino	10	4-5	4,93
4	1976 05 06 20	Friuli	770	9-10	6,45
3-4	1976 09 15 09 21 19.01	Friuli	54	8-9	5,95
3	1977 09 16 23 48 07.64	Friuli	94	6-7	5,26
5	1979 02 09 14 44	Bergamasco	73	6	4,78
3-4	1979 11 17 20 53	Lago d'Iseo	17	5-6	4,37
3	1980 01 05 14 32 26.00	Torinese	120	6-7	4,82
4	1980 12 23 12 01 06.00	Piacentino	69	6-7	4,57
4	1983 11 09 16 29 52.00	Parmense	850	6-7	5,04
3	1987 05 02 20 43 53.32	Reggiano	802	6	4,71
4	1996 10 15 09 55 59.95	Pianura emiliana	135	7	5,38
2-3	2000 08 21 17 14	Monferrato	595	6	4,94

3-4	2003 09 14 21 42 53.18	Appennino bolognese	133	6	5,24
4	2004 11 24 22 59 38.55	Garda occidentale	176	7-8	4,99
4-5	2008 12 23 15 24 21.77	Parmense	291	6-7	5,36
3	2011 07 17 18 30 27.31	Pianura lombardo-veneta	73	5	4,79
3	2011 07 25 12 31 20.46	Torinese	105	5	4,67

This file has been downloaded from INGV – DBMI15

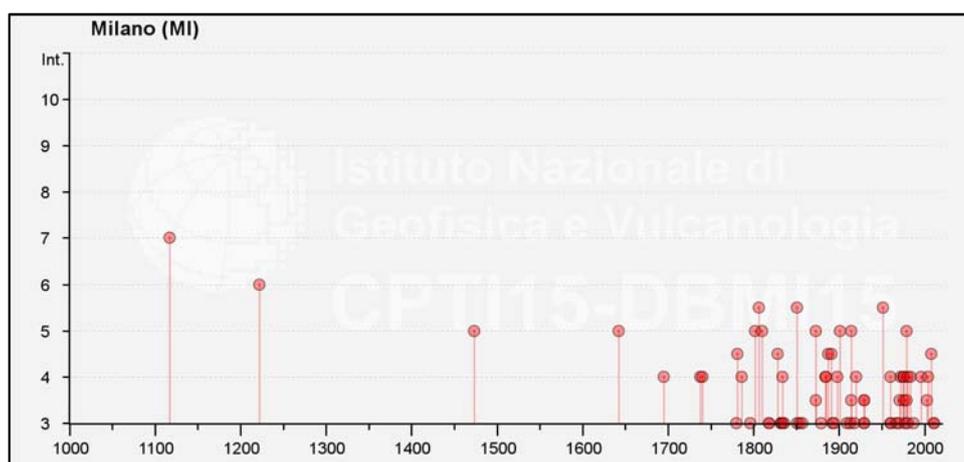


Figura 04 c

LEGENDA

Parametro	Descrizione	Provenienza
Is	Intensità percepita al sito (scala MCS)	CPT15
Anno	Tempo origine: anno	CPT15
Me	Tempo origine: mese	CPT15
Gi	Tempo origine: giorno	CPT15
Or	Tempo origine: ora	CPT15
nMDP	Numero osservazioni macrosismiche	CPT15
Io	Intensità macrosismica epicentrale nella scala MCS	CPT15
Mw	Magnitudo momento sismico	CPT15

CAPITOLO II

RELAZIONE GEOLOGICA

AI SENSI DELLA D.G.R. n IX/2616 del 30/11/2011

(Elaborato R3)

2.0 – CARTA PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE

La carta della pericolosità sismica locale (PSL) relativa alla componente geologica alle azioni di piano del PGT di Paderno Dugnano, individua il territorio comunale come appartenente alla zona sismica 4. Come in precedenza definito, la recente riclassificazione sismica del territorio lombardo *DGR X/2129 del 11 Luglio 2014* ha ridefinito il rischio sismico relativo al territorio Lombardo nel suo complesso, facendo permanere l'area cittadina Milanese alla **zona sismica 4**.

Nella **Figura 05** viene restituita la carta di pericolosità sismica locale (tratta e modificata da PGT comunale). Nel territorio comunale di Paderno Dugnano sono individuati i seguenti scenari di pericolosità:

Z2 – Zone con terreni di fondazione potenzialmente particolarmente scadenti

Z2.a – Ambiti estrattivi dismessi

Z3a – Zone di ciglio con altezza superiore a 10 m

Z5 – Zona di contatto tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche molto diverse

In tale elaborato grafico il territorio di Paderno Dugnano viene definito come appartenente *allo scenario di pericolosità sismica Z2 (zone con terreni di fondazione potenzialmente particolarmente scadenti)*

Analisi critica relativa allo scenario di Pericolosità Sismica Locale

In riferimento all'attribuzione del settore d'interesse progettuale allo scenario di Pericolosità Sismica Locale Z2, alla luce delle indagini condotte, sono state analizzati gli elementi di valutazione territoriale sito specifici dell'area di intervento.

Condizioni morfologiche: l'area d'interesse si situa in un contesto tipicamente pianeggiante privo di strutture morfologiche di rilievo sia di tipo naturale che antropico. Risultano del tutto assenti evidenze di rimodellamento antropico o di settori interessati da attività di conferimento e/o accumulo di terreni di riporto.

Condizioni litostratigrafiche: il un primo sottosuolo del settore d'interesse viene contraddistinto da terreni a litologia granulare predominante rappresentati da ghiaie di varia pezzatura associate ad abbondante matrice sabbiosa debolmente limosa, solo localmente limosa ricoperti, in superficie, da una coltre di depositi di alterazione superficiale naturali.

Condizioni idrogeologiche: il settore territoriale considerato si caratterizza per condizioni superficie piezometrica relativa al primo complesso acquifero sviluppata ad una profondità dell'ordine di 30 m circa dall'attuale piano campagna. Risulta pertanto ragionevole escludere l'instaurazione di possibili condizioni di interferenza idrogeologica connesse a soggiacenza piezometrica a piccola profondità nel settore di futuro intervento.

Condizioni geotecniche: l'area investigata si caratterizza nel suo complesso dalla presenza di terreni con caratteri geotecnici più che soddisfacenti ricoperti da una coltre superficiale naturale di terreni di alterazione. Tale condizione viene chiaramente definita dal modello geologico-tecnico riportato nei paragrafi a seguire. Sulla base delle verifiche geotecniche condotte, unitamente all'assetto idrogeologico di cui sopra, risulta pertanto possibile escludere l'insorgenza di fenomeni di liquefacibilità dei terreni.

Sulla base di quanto sopra si evince come, per il settore considerato, si individuino condizioni geologiche, idrogeologiche e geologico tecniche assai differenti da quelle che hanno condotto, nell'ambito della componente geologica alle azioni di piano, all'attribuzione del settore d'interesse allo scenario di pericolosità sismica locale Z2. Le valutazioni oggettive di cui sopra dimostrano come l'area d'interesse progettuale considerata rientri a pieno titolo nei parametri attributivi tipici dello scenario di pericolosità sismica locale Z4a.

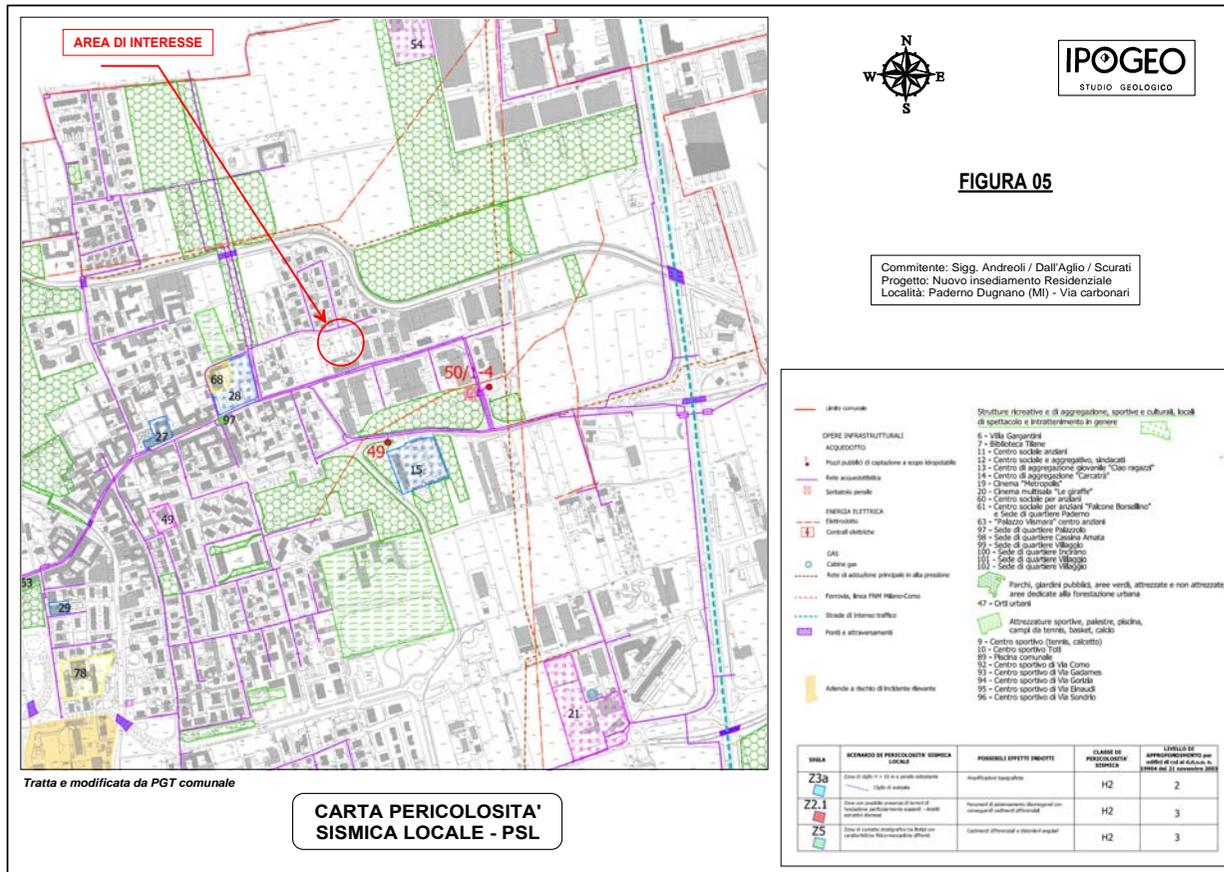


Figura 05: carta della pericolosità sismica locale - PSL

2.1 – CARTA DEI VINCOLI

L'analisi della **carta dei vincoli** relativa alla componente geologica alle azioni di piano del PGT del comune di Paderno Dugnano ha permesso di delineare l'assetto vincolistico territoriale relativo al settore di specifico interesse e ad un significativo intorno del medesimo.

Nella **Figura 06** viene restituito stralcio della **carta dei vincoli** (tratta e modificata da PGT comunale) completa degli elementi di valutazione vincolistica relativi al territorio di specifico interesse e di un significativo intorno.

Dall'osservazione degli elaborati di cui sopra si evince come **parte dell'area di interesse (porzione meridionale) rientra nella fascia di rispetto dei pozzi idropotabili**.

2.2 – CARTA DI SINTESI

La carta di sintesi, evidenzia le aree omogenee da un punto di vista della pericolosità geologico-tecnica e della vulnerabilità idraulica e idrogeologica.

Di seguito sono elencati gli ambiti di pericolosità e di vulnerabilità che si possono riscontrare sul territorio di Paderno Dugnano:

- Vincoli sul reticolo idrico minore e principale
- Aree vulnerabili dal punto di vista idrogeologico
- Aree che presentano scadenti caratteristiche geotecniche
- Aree con particolari limitazioni
- Aree vulnerabili dal punto di vista idraulico

Nella **Figura 07** sopra richiamata viene restituita la carta di Sintesi del settore di specifico interesse e di un significativo intorno (tratta e modificata da PGT comunale). Dall'osservazione di tale elaborato grafico si evince come l'area di interesse sorga in un contesto caratterizzato da **assenza di condizioni di pericolosità geologico-tecnica e/o di vulnerabilità idraulica e idrogeologica**. Si ribadisce come **parte dell'area di interesse (porzione meridionale) rientra nella fascia di rispetto dei pozzi idropotabili**

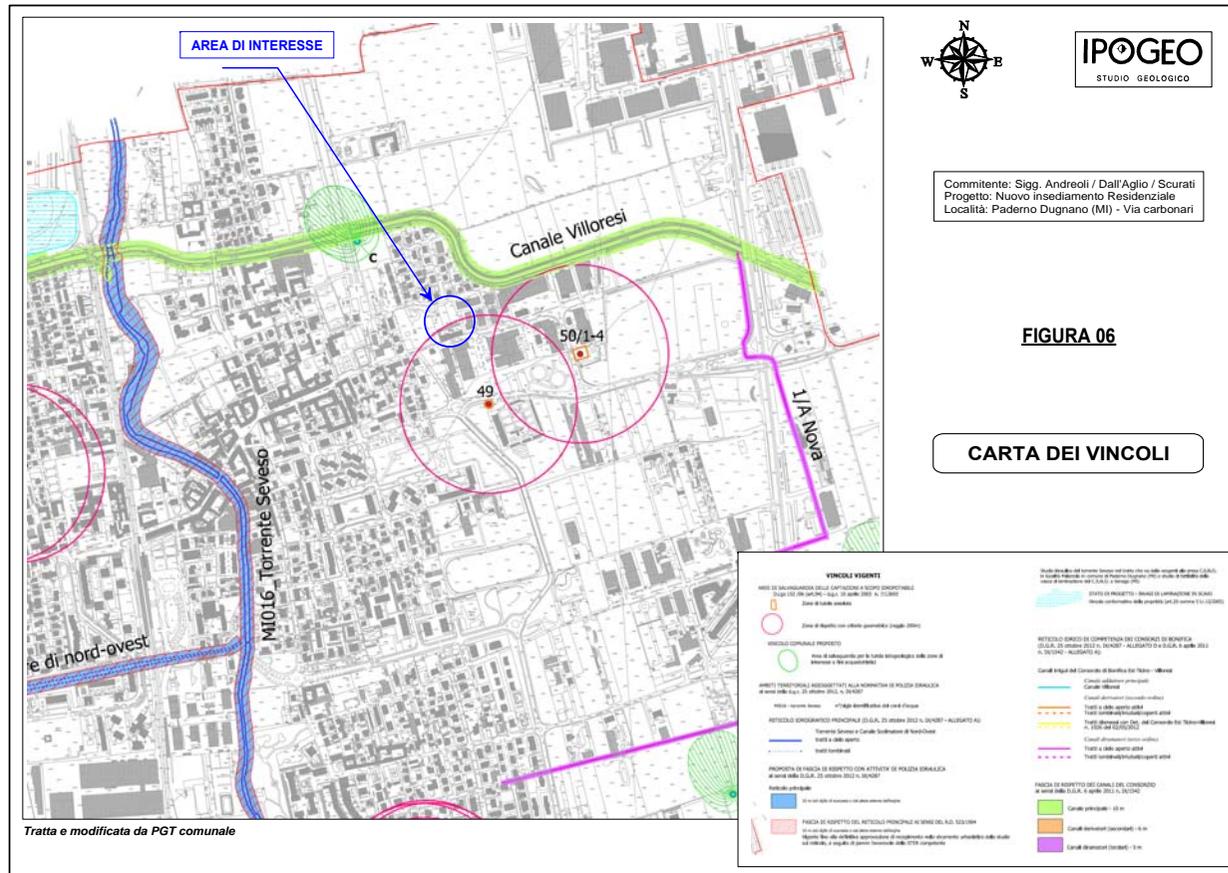


Figura 06: carta dei vincoli

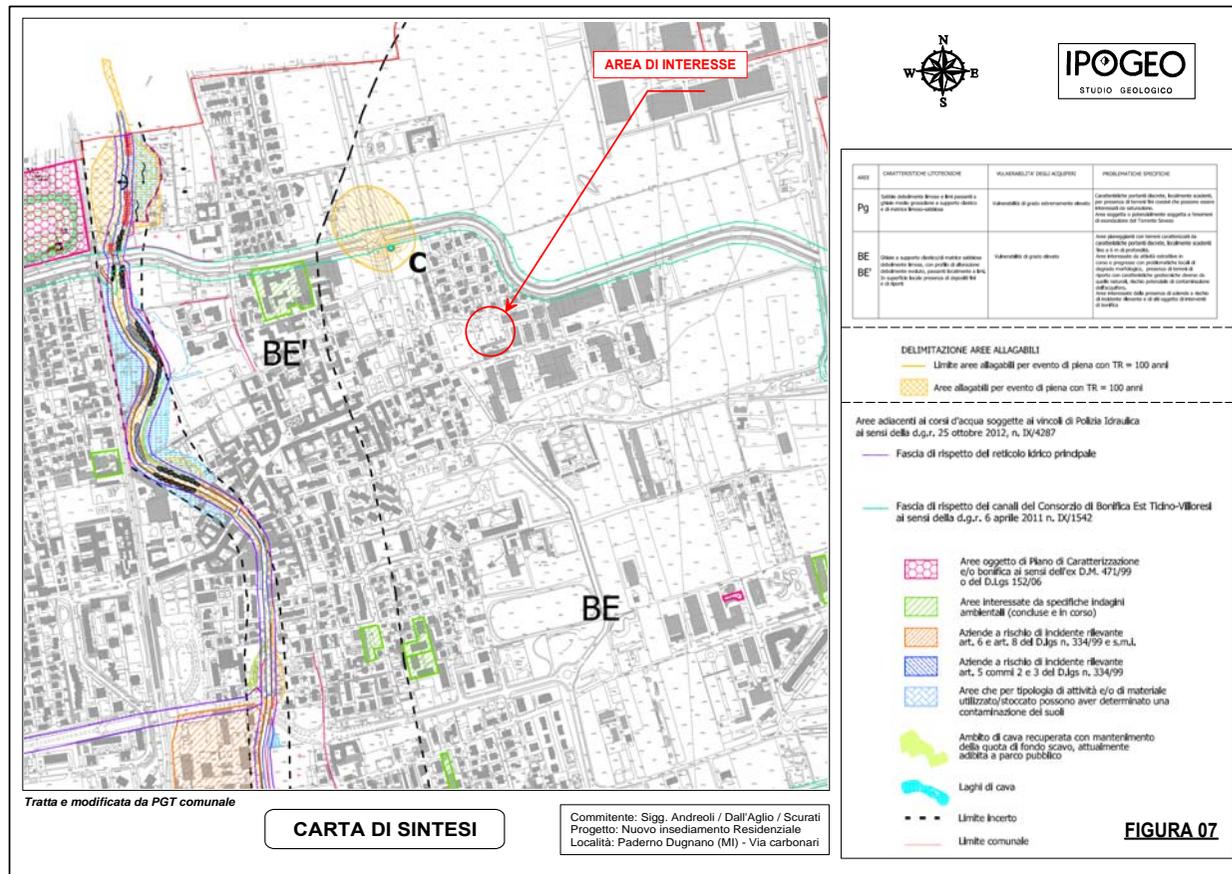


Figura 07: carta di sintesi

2.3 – CARTA DI FATTIBILITA' GEOLOGICA

La carta di fattibilità geologica alle azioni di piano evidenzia le aree omogenee in funzione del grado e del tipo di rischio ambientale cui è sottoposto

Per il territorio comunale di Voghera sono state riconosciute 4 classi di fattibilità di seguito riportate

- *Classe I*: fattibilità senza particolari limitazioni
- *Classe II*: fattibilità con modeste limitazioni
- *Classe III*: fattibilità con consistenti limitazioni
- *Classe IV*: fattibilità con gravi limitazioni

Nella **Figura 08** viene restituita la carta di Fattibilità del settore di specifico interesse e di un significativo intorno (tratta e modificata da PGT comunale). Dall'osservazione di tale elaborato grafico si evince come l'area di interesse appartiene alla **Classe 2**, ovvero fattibilità con modeste limitazioni connesse alla presumibile presenza di depositi ad elevata componente limoso-argillosa con scadenti caratteri geotecnici a comporre i primi metri di sottosuolo – **Sottoclasse 2a** (Piana Fluvioglaciale).

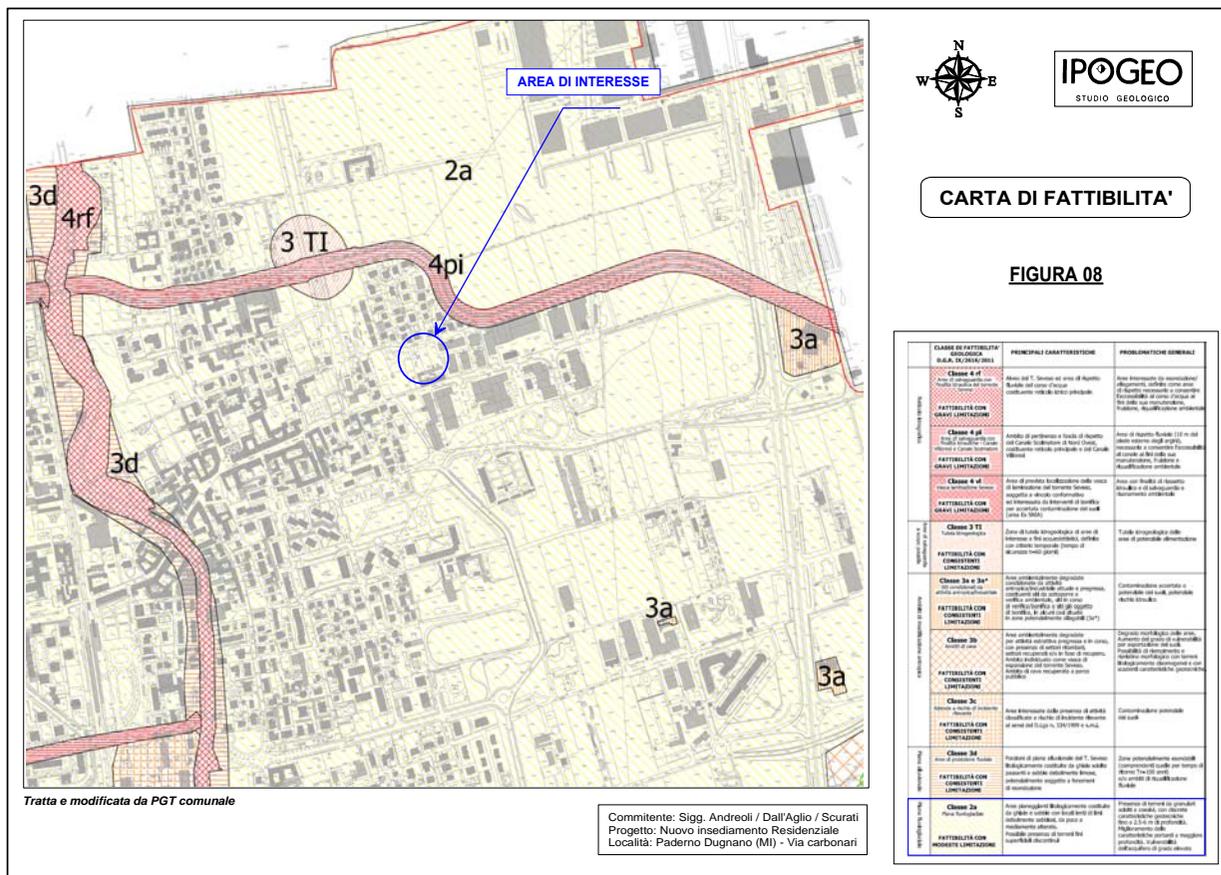


Figura 08 : carta di fattibilità

CAPITOLO III

RELAZIONE GEOTECNICA

AI SENSI DEL D.M. 17/01/2018 – N.T.C. 2018

(Elaborato R2)

3.0 – INDAGINI GEOLOGICO TECNICHE IN SITO

3.1 - PROVE PENETROMETRICHE STANDARDIZZATE

Sono state realizzate n. **06** prove penetrometriche dinamiche standardizzate la cui ubicazione viene riportata nella planimetria allegata. Lo strumento utilizzato per le prove dinamiche corrisponde alla categoria di standard internazionale **D.P.S.H.** (**Dynamic Probing Super Heavy**) presentando le seguenti specifiche tecniche:

PENETROMETRO DINAMICO SUPER PESANTE (D.P.S.H.)

- passo di lettura	20 cm
- peso del maglio	63.5 Kg
- volata	0.75 m
- superficie della punta	20 cmq
- angolo al vertice della punta	90 gradi
- peso delle aste	6.30 Kg
- massa passiva	4.20 Kg

La profondità raggiunta nelle singole verticali di indagine è stata la seguente:

Prova DIN-1	picchetto n.01	05.20 m da p.c.
Prova DIN-2	picchetto n.02	13.00 m da p.c.
Prova DIN-3	picchetto n.03	12.60 m da p.c.
Prova DIN-4	picchetto n.04	13.00 m da p.c.
Prova DIN-5	picchetto n.05	14.00 m da p.c.
Prova DIN-6	picchetto n.06	14.00 m da p.c.

Tutte le prove sono state eseguite in data 20/11/2019. L'ubicazione dei punti d'indagine, su specifica richiesta della committenza, è stata concepita al fine di garantire la massima copertura dell'area d'interesse (vedi **Figura 09**) compatibilmente con le condizioni logistiche rilevate in sito.

La stesura e l'elaborazione dei dati di campagna è stata suddivisa in parti distinte (vedi **Allegato 01**):

- 1 - tabulazione dati cantiere
- 2 - diagrammi di avanzamento penetrometrica

Questi elementi costituiscono il supporto fondamentale per la successiva elaborazione del modello geologico-tecnico del sottosuolo e delle conseguenti valutazioni pre-progettuali.

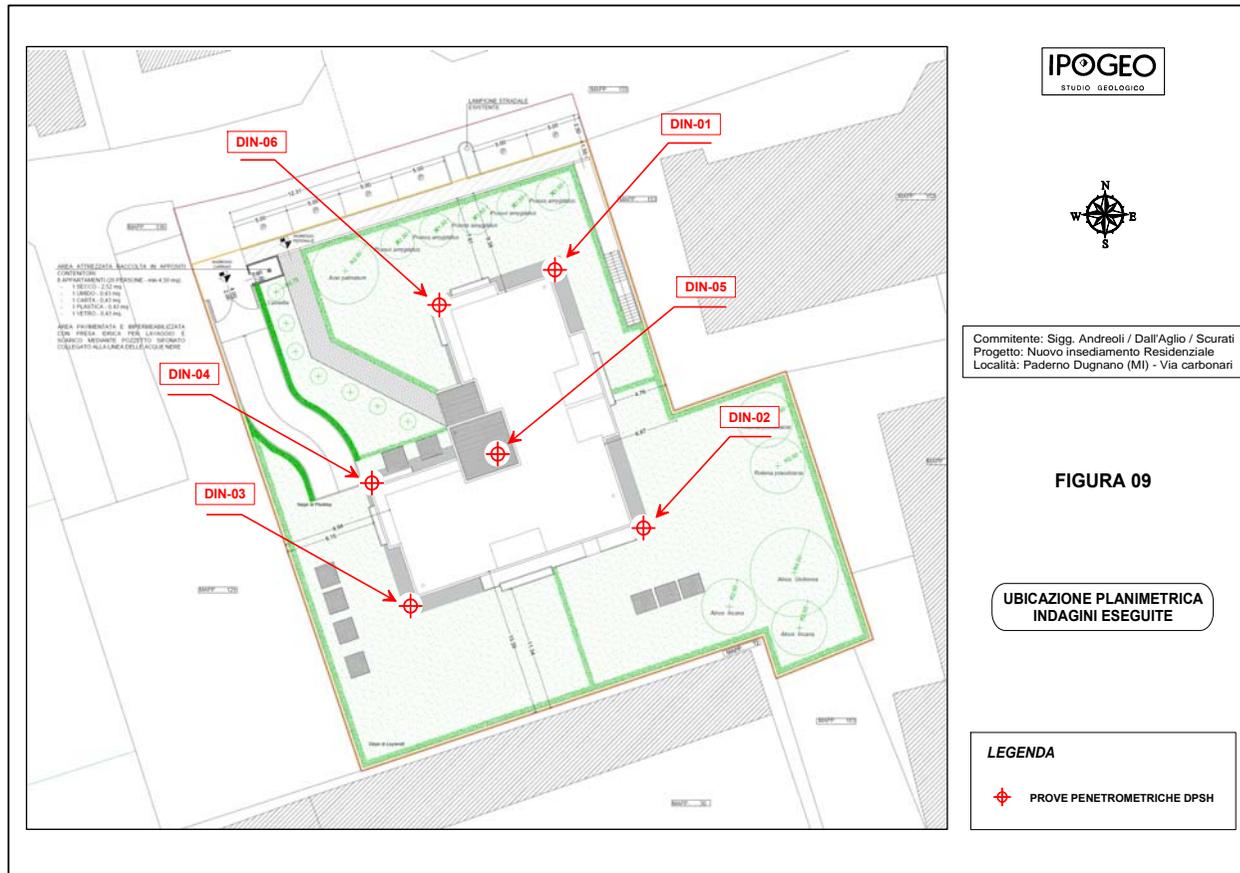


Figura 09 : ubicazione planimetrica indagini eseguite

3.2 – CARATTERIZZAZIONE CATEGORIALE DEL SUOLO DI FONDAZIONE

Come previsto dalla normativa sismica vigente (**Testo Unico – D.M. 17/01/2018**) è stata attuata la classificazione categoriale del terreno di fondazione dell'area di specifico interesse. La categorizzazione sismica del primo sottosuolo è stata attuata definendo l'andamento del parametro V_s con la profondità attraverso metodi correlativi $N_{spt}-V_s$ (formulazioni di Ohta & Goto, 1978) incrociati con dati sismici a disposizione. In particolare per la prima porzione di sottosuolo sono state utilizzate le risultanze della verticale penetrometrica 06 completate da prospezioni sismiche masw realizzate nello stretto intorno. I risultati ottenuti vengono riassunti nella **Figura 10** di seguito riportata.

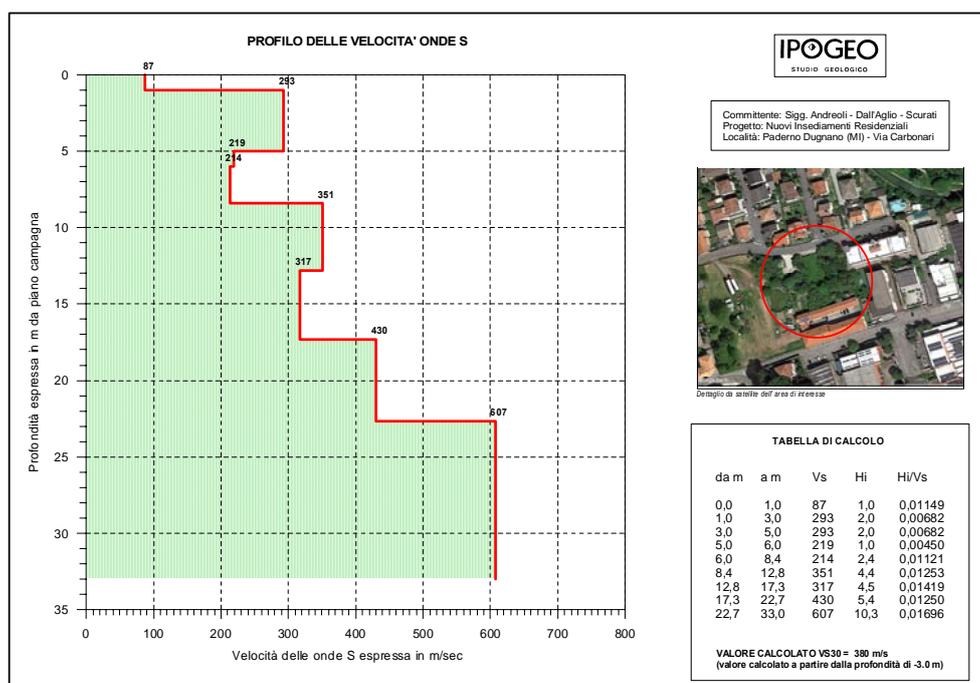


Figura 10 : restituzione parametro V_s 30

Come osservabile, il valore V_s -eq, calcolato a partire da 3,0 m da piano campagna attuale (piano di posa fondazionale), risulta essere pari a **380 m/sec**. Sulla base delle elaborazioni attuate, i terreni di posa fondazionale rientrano pertanto nella classe categoriale di suolo di **tipo B** rappresentati da "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360÷800 m/s"

3.3 - ANALISI SISMICA DI SECONDO LIVELLO

PROCEDURE PER L'ANALISI DELLA SISMICITÀ DEL TERRITORIO

La metodologia per l'analisi sismica del territorio è basata sulla valutazione dell'influenza delle condizioni stratigrafiche, morfologiche e geotecniche sito specifiche, nella risposta sismica locale e prevede, come in precedenza accennato, tre livelli di approfondimento progressivo: *il primo è obbligatorio nella pianificazione territoriale di tutti i comuni, indipendentemente dalla loro classificazione sismica*; il secondo e il terzo vengono implementati solo in presenza di precise situazioni, durante la fase pianificatoria e quella progettuale.

L' **analisi di secondo livello** attuata consiste nella caratterizzazione semi-quantitativa degli effetti di amplificazione attesi per l'area in oggetto e si concretizza con la stima della risposta sismica dei terreni in termini di **Fattore di Amplificazione (Fa)**.

La valutazione del **fattore Fa** è stata condotta "quantificando" l'effetto delle condizioni locali, in grado di modificare l'intensità delle onde sismiche generate da un terremoto (pericolosità di base). La procedura consiste nell'attuare il confronto tra il valore di Fa caratteristico sito specifico dell'area di interesse progettuale ed il valore di Fa caratteristico per il territorio comunale in cui l'area è inserita.

Il valore di Fa caratteristico sito specifico dell'area di interesse progettuale viene definito attraverso indagini sismiche in sito secondo le metodiche indicate dalla normativa di riferimento rappresentata D.G.R. n° IX / 2616 (vedi paragrafi successivi).

Il valore di Fa caratteristico per il territorio comunale, detto "valore di soglia", viene invece fornito dall'apposito elenco redatto a cura della Regione Lombardia. Nei capitoli successivi e nella determinazione dei valori di **Fa** si è sempre fatto riferimento a quanto contenuto ed indicato nell'Allegato 5 della D.G.R. n° IX / 2616 del 19 gennaio 2012.

VALUTAZIONI FINALI ANALISI SIMICA DI SECONDO LIVELLO

Analisi comparativa tra valori di soglia sito specifici e valori di soglia Regione Lombardia

Per il Comune di Paderno Dugnano i **valori di soglia** di **Fa** riferiti al periodo 0.1-0.5 s, 0.5-1.5 s, per le diverse categorie di suolo soggette ad amplificazioni litologiche (B, C, D e E) sono i seguenti:

	Fa per Suoli B	Fa per Suoli C	Fa per Suoli D	Fa per Suoli E
Periodo 0,1 - 0,5	1.4	1.9	2.2	2.0
Periodo 0,5 - 1,5	1.7	2.4	4.2	3.1

Si è quindi proceduto alla scelta della scheda litologica, (**scheda litologia terreni sabbiosa**), rappresentativa per l'area di specifico interesse; tale scheda permette di delineare gli effetti litologici con particolare riferimento al calcolo dei **valori di Fa**.

La scelta della scheda di valutazione di riferimento è stata attuata sulla base della velocità delle onde sismiche di taglio desunte dalle indagini sismiche M.A.S.W. condotte (Scheda litologica terreni sabbiosi).

I **valori del periodo T** sono stati ricavati mediante la seguente espressione:

$$T = \frac{4 * \sum_1^n h_i}{\frac{\sum_1^n V_{si} * h_i}{\sum_1^n h_i}}$$

Dall'applicazione della formula sopra citata sono stati ottenuti i valori di ingresso di "T" relativi alla **scheda litologica** prescelta permettendo il calcolo dei valori di **Fa (0.1 – 0.5)** e **Fa (0.5 – 1.5)** relativi all'area di specifico interesse. A seguire vengono riportati i risultati ottenuti.

I valori di **Fa caratteristici sito specifico dell'area di interesse progettuale** ottenuti sono pertanto i seguenti

SITO	Scheda	Periodo T	Fa (0.1 –0.5)	Fa (0.5 –1.5)
Via Carbonari	sabbiosa	0.27	1.68	1.37

I **valori di Fa sito specifici** sopra elencati sono stati quindi confrontati con i **valori di Fa di soglia** definiti per il territorio comunale di Paderno Dugnano.

Come sopra accennato i valori di Fa da confrontare sono quelli relativi al **tipo di suolo (classe categoriale)** individuato attraverso le valutazioni effettuate.

In particolare l'analisi sismica condotta individua la **classe categoriale di tipo B** come quella indicativa per l'area di specifico interesse. Nella tabella riportata nella pagina precedente vengono restituiti i valori di **Fa di soglia** forniti dalla Regione Lombardia per il territorio comunale di **Paderno Dugnano**.

Dall'applicazione della procedura risulta che il valore di **Fa sito specifico** valutato per la categoria di suolo B risulta **superiore** al valore **Fa di Soglia**, definito dalla Regione Lombardia, per il Periodo 0.1-0.5 s.

Altresì, per il Periodo 0.5 – 1.5 s il valore di Fa sito specifico calcolato risulta **inferiore** a quello di soglia.

Alla luce di quanto sopra, è stata valutata come rappresentativa per l'assetto sito-specifico, la condizione $FAC > FAS$ per il periodo di oscillazione 0.1-0.5 s.

Pertanto, come previsto da normativa, in sede progettuale dovrà essere attuata l'analisi sismica di terzo livello e/o in alternativa considerare come **progettualmente rappresentativa la classe categoriale superiore, ovvero la classe categoriale di tipo C.**

3.4 - MODELLO GEOLOGICO-TECNICO DEL SOTTOSUOLO

Sono stati rilevati differenti orizzonti caratterizzati ognuno da parametri litologici (di massima) e geomeccanici. In particolare:

Orizzonte Ao: depositi di alterazione superficiale costituiti da limi sabbiosi di colore bruno intenso inglobanti subordinate frazioni ghiaiose disperse nella matrice. L'orizzonte viene ricoperto da terreni di vegeto coltivo di spessore variabile da 0.20-0.3 m e costituiti da limi e limi sabbiosi di colore bruno intenso con rari inclusi ghiaiosi. Lo spessore complessivo dell'orizzonte varia da un minimo di 1.0 m circa ad un massimo di 1.6/2.0 m circa, sviluppandosi sino alla massima profondità compresa tra 1.2 e 2.4 m circa dall'attuale piano campagna. Terreni non definibili da un punto di vista geotecnico.

Orizzonte Ro: presumibili terreni di riporto costituiti da ghiaie in abbondante matrice limosa e sabbioso-limosa individuabili nel settore occidentale dell'area progettuale dove sono state realizzate le verticali penetrometriche 03 e 04. Tale ambito risulta morfologicamente rilevato rispetto alla restante parte dell'area con un dislivello stimato in 0.8-1.0 m circa. Questo strato si sviluppa al di sopra dell'orizzonte Ao in precedenza definito. Lo spessore dell'orizzonte risulta pari a 1.0-1.2 m circa sviluppandosi sino alla massima profondità di 1.2 m circa dall'attuale piano campagna. (prove 03 e 04). Terreni non definibili da un punto di vista geotecnico.

Orizzonte B: presumibili depositi incoerenti costituiti da ghiaie di varia pezzatura in subordinata matrice sabbiosa. Presenta spessore variabile da 3.0 a 4.0 m circa sviluppandosi sino alla profondità di 4.6/5.0 m circa dal piano campagna naturale. Terreni da mediamente addensati ad addensati (solo localmente molto addensati – picchi di resistenza penetrometrica) con buoni caratteri geotecnici. In questo orizzonte ha avuto termine la verticale penetrometrica 01 in seguito a raggiungimento di condizioni limite di rifiuto strumentale in corrispondenza del picco di resistenza penetrometrica individuato ad una quota di 5.0 m di profondità dall'attuale piano campagna.

Orizzonte C: presumibili depositi incoerenti, costituiti da sabbie e ghiaie mediamente addensate con caratteri di densità nettamente inferiori rispetto

all'orizzonte sovrastante. L'orizzonte presenta spessore variabile da 1.0 a 2.4 m circa a seconda della verticale considerata, sviluppandosi sino alla massima profondità compresa tra 6.0 ed oltre 7.0 m dall'attuale piano campagna naturale. Depositi con discreti caratteri geotecnici.

Orizzonte D: presumibili depositi incoerenti, costituiti da sabbie da limose a molto limose inglobanti subordinate frazioni ghiaiose. L'orizzonte presenta spessore variabile da 1.0 a 2.4 m circa sviluppandosi sino alla massima profondità compresa tra 6.6 e 9.6 m dall'attuale piano campagna naturale. Depositi da sciolti a mediamente addensati con mediocri / scadenti caratteri geotecnici.

Orizzonte E: presumibili depositi incoerenti, costituiti da ghiaie e sabbie mediamente addensate con caratteri di densità migliorativi rispetto all'orizzonte sovrastante. L'orizzonte presenta spessore variabile da 3.4 a 4.8 m circa a seconda della verticale considerata, sviluppandosi sino alla massima profondità compresa tra 10.0 ad oltre 13.0 m dall'attuale piano campagna naturale. Depositi con discreti/buoni caratteri geotecnici.

Orizzonte F: presumibili depositi incoerenti (ghiaie e sabbie) mediamente addensati , localmente molto addensati. All'interno di tale orizzonte è terminata, per raggiungimento di condizione limite di rifiuto all'avanzamento, la verticale di prova 03. Depositi con buoni caratteri geotecnici

Per una chiara restituzione del modello sopra descritto sono state realizzate *n. 04 sezioni geotecniche* interpretative riportate in ***Allegato 02*** a fine lavoro.

3.5 – PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO

1) Valutazione della sicurezza dell'opera

Vita nominale dell'opera (paragrafo 2.4.1) = 50 anni

Classe d'uso (paragrafo 2.4.2) = II

Vita di riferimento dell'opera (paragrafo 2.4.3) ($VR = VN \cdot CU$) = 50 anni

Coefficiente d'uso CU (tabella 2.4.II) = 1,0

Tempi di ritorno da utilizzarsi nelle verifiche per azioni sismiche

Probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR (tabella 3.2.I)

SLE-SLO	SLE-SLD	SLU-SLV	SLU-SLC
81%	63%	10%	5%

Tempi di ritorno [$VR/\ln(1-PVR)$] (anni):

SLE-SLO	SLE-SLD	SLU-SLV	SLU-SLC
30	50	475	975

2) Parametri geotecnici utilizzati per l'analisi corrente (paragrafo 6.4.2.1):

Parametri derivati da prova penetrometrica dinamica continua DIN-06

Dati stratigrafici e parametri geotecnici caratteristici dei terreni in fondazione

Quota falda da p.c. (m): 15.0 (cautelativo)

Verifica agli stati limite - Approccio 1 - Combinazione 1 [A1+M1+R1]

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (M1) = 1.0

Strato	Classificazione USCS	z	N60	gamma	phi	c	Md	Id	Vs	CF
1	ML	1	3	17,7	0,0	9,7	1,9	0,0	87	60
2	GM	5	35	18,6	34,0	0,0	45,7	57,4	293	20
3	SM	6	11	17,8	28,0	0,0	15,0	38,6	219	20
4	SC	8,4	7	17,2	25,0	0,0	10,8	30,3	214	20
5	GM	12,8	12	17,8	28,0	0,0	37,3	34,0	351	20
6	GM	14	17	17,9	30,0	0,0	47,2	40,3	399	20

Legenda

z = profondità dal p.c. (m); N60 = numero dei colpi SPT standardizzato

gamma = peso di volume (kN/mc); phi = angolo d'attrito (°) a volume costante

c = coesione (kPa); Md = modulo di deformabilità (MPa);

Id = indice di densità relativa (%); Vs = velocità onde sismiche di taglio (m/s)

CF = contenuto di fini (%)

3.6 – AZIONE SISMICA

Come in precedenza definito Il terreno di fondazione viene attribuito alla classe categoriale C - Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza. I parametri di base, relativi al sito di riferimento per i vari stati limite, sono i seguenti (software Geostu PS):

Stato limite	SLE-SLO	SLE-SLD	SLU-SLV	SLU-SLC
Ag	0,018	0,023	0,049	0,057
Fo	2,557	2,536	2,652	2,690
Tc*	0,159	0,188	0,279	0,299

Legenda

Stati limite di esercizio:

SLE-SLO - Stato limite di operatività

SLE-SLD - Stato limite di danno

Stati limite ultimi:

SLU-SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

SLU-SLC - Stato limite di prevenzione del collasso

Ag = Accelerazione orizzontale massima del terreno (g)

Fo = Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (-)

Tc* = Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (s)

Amplificazione stratigrafica

I fattori di amplificazione stratigrafica SS (tabella 3.2.V) sono pari a:

Stato limite	SLE-SLO	SLE-SLD	SLU-SLV	SLU-SLC
SS	1,500	1,500	1,500	1,500

I fattori di amplificazione stratigrafica CC (tabella 3.2.V) sono pari a:

Stato limite	SLE-SLO	SLE-SLD	SLU-SLV	SLU-SLC
CC	1,926	1,823	1,600	1,564

Il fattore di amplificazione topografico ST (tabella 3.2.VI) è pari a: 1,000

Le accelerazioni massime orizzontali attese al sito (amax) per i vari stati limite sono:

Stato limite	SLE-SLO	SLE-SLD	SLU-SLV	SLU-SLC
ag	0,027 g	0,035 g	0,074 g	0,086 g

L'accelerazione massima orizzontale attesa al sito (amax) per SLU-SLV è: **0,074** a/g.

3.7 - LIQUEFACIBILITÀ DEL TERRENO

In base al catalogo del Rischio Sismico Nazionale, la magnitudo di riferimento per un tempo di ritorno di 475 anni è pari a 5,0. Il metodo di verifica adottato, accettato dall'ingegneria geotecnica, è quello basato su correlazioni di campagna tra misure in sito e valori critici dello sforzo ciclico di taglio.

Analisi della liquefazione da prova DP - Metodo I

Dati di riferimento per l'analisi:

Magnitudo: 5,0

Accelerazione: 0,074 g

Il valore della Domanda di Resistenza alla Liquefazione CSR è calcolata con l'equazione semi empirica proposta da Seed & Idriss (1971, 1997), il valore della Capacità di Resistenza alla Liquefazione CRR è calcolata secondo il metodo di Blake (1997).

Il fattore di scala della magnitudo applicato è calcolato secondo le raccomandazioni NCEER (1997) dalle equazioni di Idriss (1990) e di Andrus & Stokoe (2001).

Il valore del fattore scala è pari a: 3,320.

I risultati delle elaborazioni sono esposti di seguito:

z	N	CF	N60cs	CSR	CRR	Fs
0,2	2	60	7	0,048	0,083	>2.0
0,4	2	60	7	0,048	0,083	>2.0
0,6	2	60	7	0,048	0,083	>2.0
0,8	2	60	7	0,048	0,083	>2.0
1,0	6	60	12	0,048	0,132	>2.0
1,2	16	20	21	0,048	0,225	>2.0
1,4	24	20	30	0,047	0,367	>2.0
1,6	24	20	30	0,047	0,367	>2.0
1,8	31	20	37	0,047	0,748	>2.0
2,0	34	20	40	0,047	1,372	>2.0
2,2	44	20	51	0,047	2,000	>2.0
2,4	44	20	51	0,047	2,000	>2.0
2,6	51	20	59	0,047	2,000	>2.0
2,8	46	20	53	0,047	2,000	>2.0
3,0	38	20	45	0,047	2,000	>2.0
3,2	23	20	28	0,047	0,341	>2.0
3,4	19	20	24	0,047	0,266	>2.0
3,6	28	20	34	0,047	0,516	>2.0

3,8	35	20	41	0,047	1,908	>2.0
4,0	56	20	64	0,046	2,000	>2.0
4,2	56	20	64	0,046	2,000	>2.0
4,4	52	20	60	0,046	2,000	>2.0
4,6	36	20	42	0,046	2,000	>2.0
4,8	27	20	33	0,046	0,467	>2.0
5,0	20	20	25	0,046	0,282	>2.0
5,2	15	20	20	0,046	0,214	>2.0
5,4	12	20	17	0,046	0,178	>2.0
5,6	12	20	17	0,046	0,176	>2.0
5,8	9	20	13	0,046	0,141	>2.0
6,0	8	20	12	0,046	0,129	>2.0
6,2	5	20	9	0,046	0,095	>2.0
6,4	7	20	11	0,046	0,116	>2.0
6,6	7	20	11	0,046	0,115	>2.0
6,8	3	20	7	0,045	0,074	>2.0
7,0	6	20	10	0,045	0,103	>2.0
7,2	11	20	15	0,045	0,156	>2.0
7,4	8	20	12	0,045	0,123	>2.0
7,6	6	20	10	0,045	0,101	>2.0
7,8	8	20	12	0,045	0,122	>2.0
8,0	8	20	12	0,045	0,121	>2.0
8,2	7	20	11	0,045	0,110	>2.0
8,4	6	20	10	0,045	0,099	>2.0
8,6	10	20	14	0,045	0,140	>2.0
8,8	10	20	14	0,045	0,139	>2.0
9,0	10	20	14	0,045	0,138	>2.0
9,2	9	20	13	0,045	0,127	>2.0
9,4	14	20	19	0,044	0,177	>2.0
9,6	11	20	15	0,044	0,146	>2.0
9,8	17	20	22	0,044	0,207	>2.0
10,0	9	20	13	0,044	0,124	>2.0
10,2	13	20	18	0,043	0,163	>2.0
10,4	16	20	21	0,043	0,193	>2.0
10,6	13	20	18	0,043	0,161	>2.0
10,8	13	20	18	0,042	0,161	>2.0
11,0	11	20	15	0,042	0,141	>2.0
11,2	14	20	19	0,042	0,169	>2.0
11,4	11	20	15	0,042	0,139	>2.0
11,6	9	20	13	0,041	0,120	>2.0
11,8	13	20	18	0,041	0,157	>2.0
12,0	11	20	15	0,041	0,138	>2.0

12,2	12	20	17	0,041	0,146	>2.0
12,4	12	20	17	0,040	0,146	>2.0
12,6	14	20	19	0,040	0,164	>2.0
12,8	10	20	14	0,040	0,126	>2.0
13,0	13	20	18	0,040	0,153	>2.0
13,2	15	20	20	0,039	0,171	>2.0
13,4	20	20	25	0,039	0,226	>2.0
13,6	17	20	22	0,039	0,190	>2.0
13,8	17	20	22	0,039	0,189	>2.0
14,0	18	20	23	0,038	0,199	>2.0

Legenda

z = profondità(m); N = Numero dei colpi riportato alla prova SPT
CF = contenuto di fini (%); N60cs = Numero dei colpi corretto per i fini
CSR = Cyclic stress ratio (Domanda); CRR = Cyclic resistance ratio (Capacità)
Fs = Fattore di sicurezza

I terreni analizzati risultano quindi non soggetti a fenomeni di liquefazione ($F_s > 2$).

La correzione per i fini viene fatta secondo Idriss & Seed (1997).

Il cedimento in fase sismica viene calcolato dalle equazioni di Tokimatsu & Seed (1987) e risulta pari a circa 0,0 cm.

Il cedimento post liquefazione dovuto alla dissipazione dell'eccesso di pressioni interstiziali viene calcolato dalle equazioni di Ishihara e Yosemine (1990) e risulta pari a circa 0,0 cm.

Il cedimento totale risultante in sisma è di circa 0,0 cm.

Analisi della liquefazione da prova DP - Metodo II

Dati di riferimento per l'analisi:

Magnitudo: 5,0

Accelerazione: 0,074g

Il valore della Domanda di Resistenza alla Liquefazione CSR è calcolata con l'equazione semi empirica proposta da Seed & Idriss (1971, 1997), il valore della Capacità di Resistenza alla Liquefazione CRR è calcolata secondo il metodo di Juang, Chen, Jiang, Andrus (2000).

Il fattore di scala della magnitudo applicato è calcolato secondo le raccomandazioni NCEER (1997) dalle equazioni di Idriss (1990) e di Andrus & Stokoe (2001).

Il valore del fattore scala è pari a: 3,320

I risultati delle elaborazioni sono esposti di seguito:

z	N	CF	N60cs	CSR	CRR	Fs
0,2	2	60	7	0,048	0,106	>2.0
0,4	2	60	7	0,048	0,106	>2.0
0,6	2	60	7	0,048	0,106	>2.0
0,8	2	60	7	0,048	0,106	>2.0
1,0	6	60	12	0,048	0,156	>2.0
1,2	16	20	21	0,048	0,255	>2.0
1,4	24	20	30	0,047	0,382	>2.0
1,6	24	20	30	0,047	0,382	>2.0
1,8	31	20	37	0,047	2,000	>2.0
2,0	34	20	40	0,047	2,000	>2.0
2,2	44	20	51	0,047	2,000	>2.0
2,4	44	20	51	0,047	2,000	>2.0
2,6	51	20	59	0,047	2,000	>2.0
2,8	46	20	53	0,047	2,000	>2.0
3,0	38	20	45	0,047	2,000	>2.0
3,2	23	20	28	0,047	0,362	>2.0
3,4	19	20	24	0,047	0,296	>2.0
3,6	28	20	34	0,047	0,522	>2.0
3,8	35	20	41	0,047	2,000	>2.0
4,0	56	20	64	0,046	2,000	>2.0
4,2	56	20	64	0,046	2,000	>2.0
4,4	52	20	60	0,046	2,000	>2.0
4,6	36	20	42	0,046	2,000	>2.0

4,8	27	20	33	0,046	0,467	>2.0
5,0	20	20	25	0,046	0,311	>2.0
5,2	15	20	20	0,046	0,243	>2.0
5,4	12	20	17	0,046	0,203	>2.0
5,6	12	20	17	0,046	0,202	>2.0
5,8	9	20	13	0,046	0,165	>2.0
6,0	8	20	12	0,046	0,153	>2.0
6,2	5	20	9	0,046	0,119	>2.0
6,4	7	20	11	0,046	0,140	>2.0
6,6	7	20	11	0,046	0,139	>2.0
6,8	3	20	7	0,045	0,096	>2.0
7,0	6	20	10	0,045	0,126	>2.0
7,2	11	20	15	0,045	0,179	>2.0
7,4	8	20	12	0,045	0,146	>2.0
7,6	6	20	10	0,045	0,124	>2.0
7,8	8	20	12	0,045	0,144	>2.0
8,0	8	20	12	0,045	0,143	>2.0
8,2	7	20	11	0,045	0,132	>2.0
8,4	6	20	10	0,045	0,121	>2.0
8,6	10	20	14	0,045	0,162	>2.0
8,8	10	20	14	0,045	0,161	>2.0
9,0	10	20	14	0,045	0,160	>2.0
9,2	9	20	13	0,045	0,149	>2.0
9,4	14	20	19	0,044	0,201	>2.0
9,6	11	20	15	0,044	0,168	>2.0
9,8	17	20	22	0,044	0,233	>2.0
10,0	9	20	13	0,044	0,146	>2.0
10,2	13	20	18	0,043	0,186	>2.0
10,4	16	20	21	0,043	0,218	>2.0
10,6	13	20	18	0,043	0,184	>2.0
10,8	13	20	18	0,042	0,183	>2.0
11,0	11	20	15	0,042	0,162	>2.0
11,2	14	20	19	0,042	0,192	>2.0
11,4	11	20	15	0,042	0,160	>2.0
11,6	9	20	13	0,041	0,140	>2.0
11,8	13	20	18	0,041	0,179	>2.0
12,0	11	20	15	0,041	0,158	>2.0
12,2	12	20	17	0,041	0,167	>2.0
12,4	12	20	17	0,040	0,167	>2.0
12,6	14	20	19	0,040	0,186	>2.0
12,8	10	20	14	0,040	0,146	>2.0
13,0	13	20	18	0,040	0,175	>2.0

13,2	15	20	20	0,039	0,194	>2.0
13,4	20	20	25	0,039	0,249	>2.0
13,6	17	20	22	0,039	0,214	>2.0
13,8	17	20	22	0,039	0,213	>2.0
14,0	18	20	23	0,038	0,223	>2.0

Legenda

z = profondità(m)

N = Numero dei colpi riportato alla prova SPT

CF = contenuto di fini (%)

N60cs = Numero dei colpi corretto per i fini

CSR = Cyclic stress ratio (Domanda)

CRR = Cyclic resistance ratio (Capacità)

Fs = Fattore di sicurezza

I terreni analizzati risultano quindi non soggetti a fenomeni di liquefazione ($F_s > 2$).

La correzione per i fini viene fatta secondo Idriss & Seed (1997).

Il cedimento in fase sismica viene calcolato dalle equazioni di Tokimatsu & Seed (1987) e risulta pari a circa 0,0 cm.

Il cedimento post liquefazione dovuto alla dissipazione dell'eccesso di pressioni interstiziali viene calcolato dalle equazioni di Ishihara e Yosemine (1990) e risulta pari a circa 0,0 cm.

Il cedimento totale risultante in sisma è di circa 0,0 cm.

Si sottolinea come la presente verifica alla liquefazione sia stata redatta per semplice completezza restituita documentale: nella realtà le condizioni idrogeologiche sito specifiche individuate costituiscono di per sé un chiaro elemento di valutazione in termini di non liquefacibilità dei depositi.

3.8 - TIPOLOGIA DEGLI INTERVENTI FONDAZIONALI

3.8.1- Analisi della Capacità Portante

Capacità Portante Limite - Terreno incoerente

$$Q_{lim} = (c N_c s_c d_c i_c b_c z_c r_c) + (q N_q s_q d_q i_q b_q z_q r_q) + 0.5 (y B N_g s_g d_g i_g b_g g_q z_g r_g r_b)$$

in cui:

Nc,Nq,Ng	= Fattori di capacità portante
sc,sq,sg	= Fattori di forma
dc,dq,dg	= Fattori di profondità
rb	= Fattore di larghezza di Bowles
ic, iq, ig, bc, bq, bg, gc, gq, gg	= Fattori di inclinazione
zc,zq,zg	= Coefficienti correttivi di Paolucci-Pecker (1995) in caso di sisma
rc,rq,rg	= Fattori di rigidità del terreno
q	= peso di volume del terreno*Df
gamma	= Peso di volume efficace
Df	= Profondità d'imposta

I valori dei vari fattori adimensionali sono stati calcolati secondo le formulazioni di Vésic a partire dalla teoria della cavità espansa sferica o cilindrica (Vésic, 1970 - 1975), parzialmente modificate da Davis & Booker (1971) e da Kulhawy & al. (1984). L'utilizzo di tali valori ha guadagnato una accettazione universale nell'ingegneria delle fondazioni ed è raccomandato internazionalmente (Poulos & al, 2002).

Il calcolo della portanza è stato condotto considerando i dati della verticale penetrometrica maggiormente cautelativa (prova DIN-06) considerando **tipologie fondazionali dirette a reticolo fitto di travi** posate ad una profondità di 3,20 – 3,50 m circa dal piano campagna naturale attuale

Nei calcoli condotti è stato utilizzato un valore di soggiacenza del primo complesso acquifero cautelativamente pari a 15 m dal piano campagna attuale.

Verifica allo stato limite ultimo - GEO

Approccio 2 - Combinazione Unica

Tipologia della fondazione = reticolo fitto di travi rovesce (la lunghezza della fondazione indicata è fittizia, solo per i fini del calcolo)

Geometria della fondazione e carichi strutturali

B	L	Df	Hf	N	MB	ML	H	b	a
1,50	15,00	3,20	15,00	0	0	0	0	0	0

B = Larghezza della fondazione (m); L = Lunghezza della fondazione (m);
 Df = Profondità d'appoggio (m); Hf = Profondità della falda (m); N = Carico verticale (kN)
 MB = Momento parallelo a B (kNm); ML = Momento parallelo a L (kNm)
 H = Forza di Taglio (kN); b = Inclinazione del piano di posa (°)
 a = Inclinazione del pendio (°)

La stratigrafia introdotta riconduce al caso classico; viene applicata la formula trinomia di Vésic & al. secondo il metodo di calcolo di Vésic modificato (Vésic, 1967-1975 - Davis & Booker, 1971 - Kulhawy & al., 1984).

L'indice di rigidità è superiore alla rigidità critica, la rottura è di tipo generale.

Parametri di calcolo

B'	L'	gamma'	phi	c
1,5	15,0	18,6	28,3	0,0

B' = Larghezza effettiva della fondazione (m)
 L' = Lunghezza effettiva della fondazione (m)
 gamma = peso di volume efficace (kN/mc)
 phi = angolo d'attrito medio efficace ponderale(°)
 c = Coesione media efficace ponderale o Coesione non drenata (kPa)

Fattori di capacità portante

Nc	Nq	Ng
26,40	15,21	15,31

Fattori di rigidezza 'r'

rc	rq	rg
1,00	1,00	1,00

Fattori di forma 's'

sc	sq	sg
1.00	1.00	1.00

Fattori di profondità 'd'

dc	dq	dg
1,12	1,11	1,00

Capacità portante (A2 + M2 + R2)

Rd	R3	Rd/R3
411,2	2,3	178,7

Rd = Resistenza di calcolo (kPa)

R3 = Coefficiente di riduzione della resistenza

Rd/R3 = Resistenza massima di progetto (kPa)

Analisi dei cedimenti - Stato Limite di Servizio

Al fine di ovviare possibili problematiche connesse allo sviluppo di fenomeni di cedimenti eccessivi, soprattutto in termini differenziali, si è proceduto ad un calcolo dei fenomeni di cedimento secondo i metodi di calcolo di seguito riportati utilizzando la pressione di contatto pari a 178 kPa. I cedimenti così calcolati, sono riportati nelle tabelle a seguire:

sl	sE	sT
1,28	3,69	3,89

Cedimenti espressi in cm

Legenda

sl = cedimento immediato dalla Teoria dell'Elasticità (Timoshenko & Goodier, 1951) secondo la procedura proposta da Bowles (1988)

sE = cedimento totale secondo il metodo di Egorov (1949)

sT = cedimento totale secondo il metodo di Tsytovich (1951)

Poichè i cedimenti calcolati risultano eccessivi per la struttura, si è proceduto al calcolo della capacità portante limitando il cedimento massimo al valore di 25 mm.

La corrispondente portata ammissibile è pari a **151 kPa**.

I cedimenti calcolati con tale valore di carico netto sulla fondazione risultano:

sl	sE	sT
0,85	2,52	2,57

Cedimenti espressi in cm

Nel paragrafo a seguire verrà attuata la stima previsionale dei cedimenti relativi a tutte le verticali di indagine condotte secondo differenti metodologie di calcolo.

Stima dei fenomeni di cedimento

La stima dei fenomeni di cedimento è stata condotta utilizzando differenti metodi e considerando geometrie fondazionali (di tentativo) di dimensioni B = 1,5 m ed L = 15,0 m ed pressioni di contatto pari a 170, 150 e 130 kPa. I risultati ottenuti vengono riassunti negli abachi di seguito riportati:

Pressione di contatto: 170 kPa

	Prova 01	Prova 02	Prova 03	Prova 04	Prova 05	Prova 06
Burland	1,68	2,42	3,51	2,41	1,94	2,16
Parry	0,96	1,22	1,61	1,23	1,05	1,13
Peck-Hanson	1,29	1,66	2,18	1,67	1,43	1,54
Sherif	1,57	1,90	2,48	1,97	1,72	1,83
Anagnostopoulos	0,86	1,15	1,60	1,16	0,96	1,05

Pressione di contatto: 150 kPa

	Prova 01	Prova 02	Prova 03	Prova 04	Prova 05	Prova 06
Burland	1,51	2,17	3,14	2,42	1,74	1,93
Parry	0,84	1,08	1,42	1,23	0,93	1,00
Peck-Hanson	1,14	1,46	1,93	1,67	1,26	1,35
Sherif	1,39	1,67	2,19	1,97	1,51	1,61
Anagnostopoulos	0,77	1,03	1,44	1,16	0,87	0,94

Pressione di contatto: 130 kPa

	Prova 01	Prova 02	Prova 03	Prova 04	Prova 05	Prova 06
Burland	1,33	1,92	2,77	1,91	1,54	1,71
Parry	0,73	0,94	1,23	0,94	0,81	0,87
Peck-Hanson	0,99	1,27	1,67	1,28	1,09	1,17
Sherif	1,20	1,45	1,89	1,50	1,31	1,40
Anagnostopoulos	0,68	0,91	1,27	0,92	0,76	0,83

I risultati ottenuti individuano cedimenti teorici assoluti da centimetrici a pluricentimetrici in tutte le verticali considerate. Da evidenziare inoltre come i cedimenti differenziali giungano ad assumere, a livello locale, valori di ordine centimetrico.

Ne deriva la necessità di attuare un approccio chiaramente cautelativo al futuro intervento, ovvero:

- provvedere, preliminarmente alla messa in opera delle strutture fondazionali, alla realizzazione di interventi di miglioramento dei terreni di sottofondo (con

asportazione e bonifica dei terreni non idonei) al fine di raggiungere condizioni di esercizio geotecnicamente chiaramente migliorative ai fini progettuali.

- adottare strutture fondazionali adeguatamente dimensionate e ad elevato grado di rigidità in grado di garantire un comportamento tipo monoblocco della futura struttura ed assorbire condizioni di distorsione angolare relative a cedimenti differenziali teorici anche superiori a quelli sopra stimati;

- adottare un valore di portanza (pressione di contatto) non superiore a **130 kPa**.

Non disponendo dei carichi strutturali, non noti in questa fase, non è stato possibile sviluppare la verifica agli SLE. Il valore Rd_{PRO} (dove $Rd_{PRO} = Rd/R3$) rappresenta la resistenza teorica massima di progetto del complesso terreno-struttura verificata per la fondazione da adottarsi alla quota di imposta; ovvero la configurazione di un sistema al quale potrebbero essere associati elevati cedimenti. Emerge pertanto la necessità di verificare il valore risultante di Rd teorica nei confronti dei cedimenti ammissibili.

La sollecitazione effettivamente agente in fondazione dovrà quindi rispettare la seguente espressione:

$$q_{med} \leq Rd_{PRO}$$

dove

Rd_{PRO} = resistenza di progetto del terreno ($Rd/R3$), tale da indurre cedimenti compatibili con quelli tollerabili dalla struttura in progetto (condizioni di esercizio)

q_{med} = pressione media all'imposta calcolata tenendo conto anche delle azioni definite applicando i coefficienti parziali sulle azioni (A1) di cui alla Tabella 6.2.I delle NTC 2018.

Viene ribadita la necessità di provvedere, nel caso di adozione di soluzioni fondazionali dirette, all'attuazioni di adeguati interventi di miglioramento geotecnico dei terreni di posa fondazionale al fine di ovviare qualsivoglia tipologia di sviluppo eccessivo e disarmonico di fenomeni di cedimento.

CONCLUSIONI

Le indagini geotecniche commissionate dai **Sigg. Andreoli / Dall'Aglio / Scurati** residenti in Paderno Dugnano (MI) – Via Carbonari Snc,- hanno permesso di identificare la struttura geologico-tecnica del sottosuolo dell'area sita in comune di Paderno Dugnano (MI) – Località Via Carbonari, dove è prevista la realizzazione di interventi di ampliamento ed adeguamento dell' edificio residenziale attualmente in essere. L'area viene catastalmente identificata al **Foglio 7 – Mappali 134 – 128 – 133 - 127** del catasto censuario del comune di Paderno Dugnano.

[Delineazione dell'assetto geologico](#) **(Elaborati R1 + R3)**

Geologia di superficie: l'area di interesse si sviluppa sui depositi fluvioglaciali appartenenti all' **Unità di Besnate** costituiti da ghiaie poligeniche a supporto clastico / di matrice, passanti localmente a limi. Tale unità corrisponde al Riss-Wurm Auct..

Idrogeologia di dettaglio: nell' area di interesse *la profondità di sviluppo del primo complesso acquifero risulta compresa tra 137 m s.l.m.; con soggiacenza del primo complesso acquifero stimata pari a circa 36-37 m di profondità dal piano campagna attuale.*

Classificazione sismica del territorio: la recente D.G.R. n. X/2129 dell' 11 luglio 2014 - Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d) attribuisce il territorio comunale di Paderno Dugnano alla **zona sismica 4.**

Carta Pericolosità Sismica Locale: l'area di interesse si sviluppa in un contesto caratterizzato da uno scenario di *Pericolosità sismica locale (PSL) di tipo Z2 (zone con terreni di fondazione potenzialmente particolarmente scadenti).* Tuttavia le

indagini condotte hanno permesso di riclassificare il settore d'interesse come appartenente **scenario di pericolosità sismica locale Z4a**.

Carta dei Vincoli: tale elaborato grafico evidenzia come parte dell'area di interesse (**porzione meridionale**) rientra nella fascia di rispetto dei pozzi idropotabili.

Carta di Sintesi: l'area di interesse sorge in un contesto caratterizzato da **assenza** di condizioni di pericolosità geologico-tecnica e/o della vulnerabilità idraulica e idrogeologica. Si ribadisce come parte dell'area di interesse (**porzione meridionale**) rientra nella fascia di rispetto dei pozzi idropotabili

Carta di Fattibilità Geologica: l'area appartiene alla **classe di fattibilità 2** ovvero fattibilità con modeste limitazioni connesse alla presumibile presenza di depositi ad elevata componente limoso-argillosa con scadenti caratteri geotecnici a costituire i primi metri di sottosuolo. – **Sottoclasse 2a** (Piana Fluvioglaciale).

Caratterizzazione geotecnica **(Elaborato R2)**

Sono state attuate indagini geologico-tecniche in sito finalizzate alla caratterizzazione geotecnica del primo sottosuolo del settore di specifico interesse.

Nell'area di interesse sono state realizzate n 04 prove penetrometriche dinamiche continue DPSH spinte sino alla profondità di:

Prova DIN-1	picchetto n.01	05.20 m da p.c.
Prova DIN-2	picchetto n.02	13.00 m da p. c.
Prova DIN-3	picchetto n.03	12.60 m da p.c.
Prova DIN-4	picchetto n.04	13.00 m da p.c.
Prova DIN-5	picchetto n.05	14.00 m da p.c.
Prova DIN-6	picchetto n.06	14.00 m da p.c.

Le verifiche sismiche attuate hanno portato ad identificare **la classe categoriale di tipo C** come quella di riferimento progettuale per il settore d'interesse progettuale.

La struttura del sottosuolo individuata costituisce l'elemento di valutazione primario per la definizione del problema geotecnico. I risultati delle indagini condotte hanno permesso di individuare condizioni geotecniche favorevoli rappresentate dalla presenza di sedimenti con caratteristiche generali soddisfacenti a partire da 2,0 m circa di profondità dall'attuale piano campagna.

Sono state analizzate le condizioni di esercizio fondazionale considerando fondazioni a ***reticolo fitto di travi*** di impostate ad una profondità di 3,20 – 3,50 m circa dall'attuale piano campagna.

Al fine di ovviare lo sviluppo di eccessivi fenomeni di cedimenti sia di tipo totale che differenziale si raccomanda di attuare un approccio chiaramente cautelativo al futuro intervento, ovvero:

- provvedere, preliminarmente alla messa in opera delle strutture fondazionali, alla realizzazione di interventi di miglioramento dei terreni di sottofondo (con asportazione e bonifica dei terreni non idonei) al fine di raggiungere condizioni di esercizio geotecnicamente chiaramente migliorative ai fini progettuali.

- adottare strutture fondazionali adeguatamente dimensionate e ad elevato grado di rigidità in grado di garantire un comportamento tipo monoblocco della futura struttura ed assorbire condizioni di distorsione angolare relative a cedimenti differenziali teorici anche superiori a quelli sopra stimati;

- adottare un valore di portanza (pressione di contatto) non superiore a **130 kPa**.

ALLEGATO N.01

CERTIFICATI PROVE PENETROMETRICHE

IPOGEO Studio Geologico

Dr. Geol. Fausto A. Crippa

Riferimento: 40-19

PENETROMETRO DINAMICO IN USO : DPSH (S. Heavy)

Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici		
TIPO	Sigla riferimento	Peso Massa Battente M (kg)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

CARATTERISTICHE TECNICHE : DPSH (S. Heavy)

PESO MASSA BATTENTE	M = 63,50 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0,75 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms = 30,00 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 50,50 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 20,00 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 90^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 1,00 m
PESO ASTE PER METRO	Ma = 8,00 kg
PROF. GIUNZIONE 1 ^a ASTA	P1 = 0,80 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0,20$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(20) \Rightarrow Relativo ad un avanzamento di 20 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	SI
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q = (MH)/(A δ) = 11,91 kg/cm ² (prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm ²)
COEFF. TEORICO DI ENERGIA	$\beta_t = Q/Q_{spt} = 1,521$ (teoricamente : Nspt = β_t N)

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

$$R_{pd} = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]
e = infissione per colpo = δ / N

M = peso massa battente (altezza caduta H)
P = peso totale aste e sistema battuta

UNITA' di MISURA (conversioni)

1 kg/cm² = 0.098067 MPa \approx 0,1 MPa
1 MPa = 1 MN/m² = 10.197 kg/cm²
1 bar = 1.0197 kg/cm² = 0.1 MPa
1 kN = 0.001 MN = 101.97 kg

IPOGEO Studio Geologico

Dr. Geol. Fausto A. Crippa

Riferimento: 40-19

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 1

- committente :	Sigg. ANDREOLI - DALL'AGLIO - SCURATI	- data :	20/11/2019
- lavoro :	NUOVO INSEDIAMENTO RESIDENZIALE	- quota inizio :	Piano campagna
- località :	PADERNO DUGNANO (MI) - VIA CARBONARI snc	- prof. falda :	Falda non rilevata
- note :	Prova perinata per rifiuto all'avanzamento	- pagina :	1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,20	1	7,4	1	2,80 - 3,00	45	271,1	4
0,20 - 0,40	1	7,4	1	3,00 - 3,20	69	415,7	4
0,40 - 0,60	1	7,4	1	3,20 - 3,40	75	451,8	4
0,60 - 0,80	1	7,4	1	3,40 - 3,60	42	253,0	4
0,80 - 1,00	1	6,9	2	3,60 - 3,80	38	228,9	4
1,00 - 1,20	1	6,9	2	3,80 - 4,00	25	141,6	5
1,20 - 1,40	1	6,9	2	4,00 - 4,20	27	152,9	5
1,40 - 1,60	2	13,8	2	4,20 - 4,40	24	135,9	5
1,60 - 1,80	5	34,5	2	4,40 - 4,60	33	186,9	5
1,80 - 2,00	6	38,6	3	4,60 - 4,80	29	164,2	5
2,00 - 2,20	15	96,5	3	4,80 - 5,00	25	133,6	6
2,20 - 2,40	13	83,6	3	5,00 - 5,20	48	256,5	6
2,40 - 2,60	19	122,3	3	5,20 - 5,40	52	277,8	6
2,60 - 2,80	33	212,3	3	5,40 - 5,60	60	320,6	6

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPSH (S. Heavy)**
- M (massa battente)= **63,50 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,00 cm²** - D(diam. punta)= **50,50 mm**
- Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm] - Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

IPOGEO Studio Geologico - Via S. Gottardo, 71 - 20052 MONZA (MI) - Tel / Fax 039 - 36.70.94

IPOGEO Studio Geologico

Dr. Geol. Fausto A. Crippa

Riferimento: 40-19

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

DIN 2

- committente :	Sigg. ANDREOLI - DALL'AGLIO - SCURATI	- data :	20/11/2019
- lavoro :	NUOVO INSEDIAMENTO RESIDENZIALE	- quota inizio :	Piano campagna
- località :	PADERNO DUGNANO (MI) - VIA CARBONARI snc	- prof. falda :	Falda non rilevata
- note :		- pagina :	1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,20	1	7,4	1	6,60 - 6,80	25	126,4	7
0,20 - 0,40	2	14,9	1	6,80 - 7,00	14	67,2	8
0,40 - 0,60	2	14,9	1	7,00 - 7,20	25	120,0	8
0,60 - 0,80	2	14,9	1	7,20 - 7,40	21	100,8	8
0,80 - 1,00	2	13,8	2	7,40 - 7,60	24	115,2	8
1,00 - 1,20	1	6,9	2	7,60 - 7,80	28	134,4	8
1,20 - 1,40	3	20,7	2	7,80 - 8,00	14	64,0	9
1,40 - 1,60	15	103,6	2	8,00 - 8,20	33	150,8	9
1,60 - 1,80	23	158,8	2	8,20 - 8,40	22	100,5	9
1,80 - 2,00	31	199,5	3	8,40 - 8,60	13	59,4	9
2,00 - 2,20	52	334,6	3	8,60 - 8,80	15	68,5	9
2,20 - 2,40	29	186,6	3	8,80 - 9,00	17	74,1	10
2,40 - 2,60	38	244,5	3	9,00 - 9,20	20	87,2	10
2,60 - 2,80	56	360,3	3	9,20 - 9,40	26	113,3	10
2,80 - 3,00	87	524,1	4	9,40 - 9,60	18	78,4	10
3,00 - 3,20	86	518,1	4	9,60 - 9,80	17	74,1	10
3,20 - 3,40	65	391,6	4	9,80 - 10,00	20	83,3	11
3,40 - 3,60	37	222,9	4	10,00 - 10,20	13	54,2	11
3,60 - 3,80	32	192,8	4	10,20 - 10,40	34	141,6	11
3,80 - 4,00	57	322,8	5	10,40 - 10,60	35	145,8	11
4,00 - 4,20	58	328,5	5	10,60 - 10,80	34	141,6	11
4,20 - 4,40	64	362,4	5	10,80 - 11,00	31	123,7	12
4,40 - 4,60	36	203,9	5	11,00 - 11,20	24	95,8	12
4,60 - 4,80	22	124,6	5	11,20 - 11,40	22	87,8	12
4,80 - 5,00	14	74,8	6	11,40 - 11,60	34	135,6	12
5,00 - 5,20	15	80,1	6	11,60 - 11,80	31	123,7	12
5,20 - 5,40	28	149,6	6	11,80 - 12,00	24	91,9	13
5,40 - 5,60	17	90,8	6	12,00 - 12,20	28	107,2	13
5,60 - 5,80	23	122,9	6	12,20 - 12,40	25	95,7	13
5,80 - 6,00	23	116,3	7	12,40 - 12,60	24	91,9	13
6,00 - 6,20	13	65,7	7	12,60 - 12,80	22	84,2	13
6,20 - 6,40	9	45,5	7	12,80 - 13,00	23	84,6	14
6,40 - 6,60	15	75,9	7				

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPSH (S. Heavy)**
 - M (massa battente)= **63,50 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,00 cm²** - D (diam. punta)= **50,50 mm**
 - Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20 \text{ cm}$] - Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

IPOGEO Studio Geologico - Via S. Gottardo, 71 - 20052 MONZA (MI) - Tel / Fax 039 - 36.70.94

IPOGEO Studio Geologico

Dr. Geol. Fausto A. Crippa

Riferimento: 40-19

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

DIN 3

- committente :	Sigg. ANDREOLI - DALL'AGLIO - SCURATI	- data :	20/11/2019
- lavoro :	NUOVO INSEDIAMENTO RESIDENZIALE	- quota inizio :	+0.8 m da P.C.
- località :	PADERNO DUGNANO (MI) - VIA CARBONARI snc	- prof. falda :	Falda non rilevata
- note :	Prova terminata per rifiuto all'avanzamento.	- pagina :	1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,20	4	29,8	1	6,40 - 6,60	15	75,9	7
0,20 - 0,40	3	22,3	1	6,60 - 6,80	13	65,7	7
0,40 - 0,60	1	7,4	1	6,80 - 7,00	8	38,4	8
0,60 - 0,80	3	22,3	1	7,00 - 7,20	12	57,6	8
0,80 - 1,00	3	20,7	2	7,20 - 7,40	9	43,2	8
1,00 - 1,20	3	20,7	2	7,40 - 7,60	13	62,4	8
1,20 - 1,40	2	13,8	2	7,60 - 7,80	11	52,8	8
1,40 - 1,60	2	13,8	2	7,80 - 8,00	19	86,8	9
1,60 - 1,80	2	13,8	2	8,00 - 8,20	9	41,1	9
1,80 - 2,00	1	6,4	3	8,20 - 8,40	20	91,4	9
2,00 - 2,20	1	6,4	3	8,40 - 8,60	12	54,8	9
2,20 - 2,40	3	19,3	3	8,60 - 8,80	14	64,0	9
2,40 - 2,60	11	70,8	3	8,80 - 9,00	13	56,6	10
2,60 - 2,80	20	128,7	3	9,00 - 9,20	17	74,1	10
2,80 - 3,00	25	150,6	4	9,20 - 9,40	23	100,2	10
3,00 - 3,20	34	204,8	4	9,40 - 9,60	18	78,4	10
3,20 - 3,40	36	216,9	4	9,60 - 9,80	16	69,7	10
3,40 - 3,60	31	186,8	4	9,80 - 10,00	12	50,0	11
3,60 - 3,80	35	210,8	4	10,00 - 10,20	16	66,6	11
3,80 - 4,00	14	79,3	5	10,20 - 10,40	24	100,0	11
4,00 - 4,20	34	192,6	5	10,40 - 10,60	13	54,2	11
4,20 - 4,40	31	175,6	5	10,60 - 10,80	13	54,2	11
4,40 - 4,60	21	118,9	5	10,80 - 11,00	18	71,8	12
4,60 - 4,80	37	209,5	5	11,00 - 11,20	16	63,8	12
4,80 - 5,00	29	154,9	6	11,20 - 11,40	18	71,8	12
5,00 - 5,20	26	138,9	6	11,40 - 11,60	15	59,8	12
5,20 - 5,40	23	122,9	6	11,60 - 11,80	17	67,8	12
5,40 - 5,60	20	106,9	6	11,80 - 12,00	17	65,1	13
5,60 - 5,80	20	106,9	6	12,00 - 12,20	25	95,7	13
5,80 - 6,00	15	75,9	7	12,20 - 12,40	58	222,0	13
6,00 - 6,20	19	96,1	7	12,40 - 12,60	60	229,7	13
6,20 - 6,40	14	70,8	7				

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPSH (S. Heavy)**
 - M (massa battente)= **63,50 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,00 cm²** - D (diam. punta)= **50,50 mm**
 - Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20 \text{ cm}$] - Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

IPOGEO Studio Geologico - Via S. Gottardo, 71 - 20052 MONZA (MI) - Tel / Fax 039 - 36.70.94

IPOGEO Studio Geologico

Dr. Geol. Fausto A. Crippa

Riferimento: 40-19

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

DIN 4

- committente :	Sigg. ANDREOLI - DALL'AGLIO - SCURATI	- data :	20/11/2019
- lavoro :	NUOVO INSEDIAMENTO RESIDENZIALE	- quota inizio :	+0,8 m da P.C.
- località :	PADERNO DUGNANO (MI) - VIA CARBONARI snc	- prof. falda :	Falda non rilevata
- note :		- pagina :	1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,20	1	7,4	1	6,60 - 6,80	18	91,0	7
0,20 - 0,40	1	7,4	1	6,80 - 7,00	16	76,8	8
0,40 - 0,60	1	7,4	1	7,00 - 7,20	16	76,8	8
0,60 - 0,80	3	22,3	1	7,20 - 7,40	13	62,4	8
0,80 - 1,00	3	20,7	2	7,40 - 7,60	13	62,4	8
1,00 - 1,20	5	34,5	2	7,60 - 7,80	10	48,0	8
1,20 - 1,40	3	20,7	2	7,80 - 8,00	10	45,7	9
1,40 - 1,60	3	20,7	2	8,00 - 8,20	14	64,0	9
1,60 - 1,80	6	41,4	2	8,20 - 8,40	13	59,4	9
1,80 - 2,00	11	70,8	3	8,40 - 8,60	11	50,3	9
2,00 - 2,20	10	64,3	3	8,60 - 8,80	10	45,7	9
2,20 - 2,40	6	38,6	3	8,80 - 9,00	8	34,9	10
2,40 - 2,60	6	38,6	3	9,00 - 9,20	9	39,2	10
2,60 - 2,80	12	77,2	3	9,20 - 9,40	8	34,9	10
2,80 - 3,00	11	66,3	4	9,40 - 9,60	10	43,6	10
3,00 - 3,20	9	54,2	4	9,60 - 9,80	12	52,3	10
3,20 - 3,40	7	42,2	4	9,80 - 10,00	26	108,3	11
3,40 - 3,60	9	54,2	4	10,00 - 10,20	18	75,0	11
3,60 - 3,80	13	78,3	4	10,20 - 10,40	19	79,1	11
3,80 - 4,00	36	203,9	5	10,40 - 10,60	13	54,2	11
4,00 - 4,20	28	158,6	5	10,60 - 10,80	15	62,5	11
4,20 - 4,40	15	84,9	5	10,80 - 11,00	18	71,8	12
4,40 - 4,60	11	62,3	5	11,00 - 11,20	16	63,8	12
4,60 - 4,80	19	107,6	5	11,20 - 11,40	26	103,7	12
4,80 - 5,00	56	299,2	6	11,40 - 11,60	19	75,8	12
5,00 - 5,20	62	331,3	6	11,60 - 11,80	19	75,8	12
5,20 - 5,40	47	251,1	6	11,80 - 12,00	16	61,2	13
5,40 - 5,60	61	325,9	6	12,00 - 12,20	22	84,2	13
5,60 - 5,80	33	176,3	6	12,20 - 12,40	21	80,4	13
5,80 - 6,00	21	106,2	7	12,40 - 12,60	22	84,2	13
6,00 - 6,20	12	60,7	7	12,60 - 12,80	24	91,9	13
6,20 - 6,40	10	50,6	7	12,80 - 13,00	22	80,9	14
6,40 - 6,60	8	40,5	7				

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPSH (S. Heavy)**
 - M (massa battente)= **63,50 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,00 cm²** - D(diam. punta)= **50,50 mm**
 - Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20 \text{ cm}$] - Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

IPOGEO Studio Geologico - Via S. Gottardo, 71 - 20052 MONZA (MI) - Tel / Fax 039 - 36.70.94

IPOGEO Studio Geologico

Dr. Geol. Fausto A. Crippa

Riferimento: 40-19

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

DIN 5

- committente :	Sigg. ANDREOLI - DALL'AGLIO - SCURATI	- data :	20/11/2019
- lavoro :	NUOVO INSEDIAMENTO RESIDENZIALE	- quota inizio :	Piano Campagna
- località :	PADERNO DUGNANO (MI) - VIA CARBONARI snc	- prof. falda :	Falda non rilevata
- note :		- pagina :	1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,20	1	7,4	1	7,00 - 7,20	5	24,0	8
0,20 - 0,40	1	7,4	1	7,20 - 7,40	10	48,0	8
0,40 - 0,60	1	7,4	1	7,40 - 7,60	9	43,2	8
0,60 - 0,80	1	7,4	1	7,60 - 7,80	11	52,8	8
0,80 - 1,00	1	6,9	2	7,80 - 8,00	12	54,8	9
1,00 - 1,20	1	6,9	2	8,00 - 8,20	10	45,7	9
1,20 - 1,40	5	34,5	2	8,20 - 8,40	9	41,1	9
1,40 - 1,60	6	41,4	2	8,40 - 8,60	12	54,8	9
1,60 - 1,80	16	110,5	2	8,60 - 8,80	11	50,3	9
1,80 - 2,00	19	122,3	3	8,80 - 9,00	14	61,0	10
2,00 - 2,20	22	141,6	3	9,00 - 9,20	15	65,4	10
2,20 - 2,40	30	193,0	3	9,20 - 9,40	18	78,4	10
2,40 - 2,60	28	180,2	3	9,40 - 9,60	15	65,4	10
2,60 - 2,80	23	148,0	3	9,60 - 9,80	22	95,9	10
2,80 - 3,00	15	90,4	4	9,80 - 10,00	16	66,6	11
3,00 - 3,20	18	108,4	4	10,00 - 10,20	19	79,1	11
3,20 - 3,40	32	192,8	4	10,20 - 10,40	21	87,5	11
3,40 - 3,60	51	307,2	4	10,40 - 10,60	18	75,0	11
3,60 - 3,80	82	494,0	4	10,60 - 10,80	16	66,6	11
3,80 - 4,00	95	538,0	5	10,80 - 11,00	16	63,8	12
4,00 - 4,20	56	317,1	5	11,00 - 11,20	19	75,8	12
4,20 - 4,40	44	249,2	5	11,20 - 11,40	16	63,8	12
4,40 - 4,60	34	192,6	5	11,40 - 11,60	15	59,8	12
4,60 - 4,80	22	124,6	5	11,60 - 11,80	22	87,8	12
4,80 - 5,00	16	85,5	6	11,80 - 12,00	14	53,6	13
5,00 - 5,20	14	74,8	6	12,00 - 12,20	14	53,6	13
5,20 - 5,40	12	64,1	6	12,20 - 12,40	18	68,9	13
5,40 - 5,60	14	74,8	6	12,40 - 12,60	20	76,6	13
5,60 - 5,80	10	53,4	6	12,60 - 12,80	21	80,4	13
5,80 - 6,00	11	55,6	7	12,80 - 13,00	20	73,6	14
6,00 - 6,20	10	50,6	7	13,00 - 13,20	22	80,9	14
6,20 - 6,40	6	30,3	7	13,20 - 13,40	26	95,7	14
6,40 - 6,60	7	35,4	7	13,40 - 13,60	29	106,7	14
6,60 - 6,80	5	25,3	7	13,60 - 13,80	27	99,3	14
6,80 - 7,00	7	33,6	8	13,80 - 14,00	28	99,2	15

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPSH (S. Heavy)**
 - M (massa battente)= **63,50 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,00 cm²** - D(diam. punta)= **50,50 mm**
 - Numero Colpi Punta N = N(20) [δ = 20 cm] - Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

IPOGEO Studio Geologico - Via S. Gottardo, 71 - 20052 MONZA (MI) - Tel / Fax 039 - 36.70.94

IPOGEO Studio Geologico

Dr. Geol. Fausto A. Crippa

Riferimento: 40-19

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

DIN 6

- committente :	Sigg. ANDREOLI - DALL'AGLIO - SCURATI	- data :	20/11/2019
- lavoro :	NUOVO INSEDIAMENTO RESIDENZIALE	- quota inizio :	Piano Campagna
- località :	PADERNO DUGNANO (MI) - VIA CARBONARI snc	- prof. falda :	Falda non rilevata
- note :		- pagina :	1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,20	1	7,4	1	7,00 - 7,20	14	67,2	8
0,20 - 0,40	1	7,4	1	7,20 - 7,40	9	43,2	8
0,40 - 0,60	1	7,4	1	7,40 - 7,60	7	33,6	8
0,60 - 0,80	1	7,4	1	7,60 - 7,80	11	52,8	8
0,80 - 1,00	4	27,6	2	7,80 - 8,00	10	45,7	9
1,00 - 1,20	10	69,0	2	8,00 - 8,20	9	41,1	9
1,20 - 1,40	16	110,5	2	8,20 - 8,40	7	32,0	9
1,40 - 1,60	16	110,5	2	8,40 - 8,60	14	64,0	9
1,60 - 1,80	22	151,9	2	8,60 - 8,80	14	64,0	9
1,80 - 2,00	27	173,7	3	8,80 - 9,00	14	61,0	10
2,00 - 2,20	36	231,6	3	9,00 - 9,20	13	56,6	10
2,20 - 2,40	38	244,5	3	9,20 - 9,40	20	87,2	10
2,40 - 2,60	47	302,4	3	9,40 - 9,60	16	69,7	10
2,60 - 2,80	44	283,1	3	9,60 - 9,80	24	104,6	10
2,80 - 3,00	37	222,9	4	9,80 - 10,00	14	58,3	11
3,00 - 3,20	24	144,6	4	10,00 - 10,20	18	75,0	11
3,20 - 3,40	20	120,5	4	10,20 - 10,40	22	91,6	11
3,40 - 3,60	31	186,8	4	10,40 - 10,60	19	79,1	11
3,60 - 3,80	40	241,0	4	10,60 - 10,80	18	75,0	11
3,80 - 4,00	58	328,5	5	10,80 - 11,00	16	63,8	12
4,00 - 4,20	59	334,1	5	11,00 - 11,20	20	79,8	12
4,20 - 4,40	57	322,8	5	11,20 - 11,40	16	63,8	12
4,40 - 4,60	40	226,5	5	11,40 - 11,60	14	55,9	12
4,60 - 4,80	31	175,6	5	11,60 - 11,80	20	79,8	12
4,80 - 5,00	24	128,2	6	11,80 - 12,00	16	61,2	13
5,00 - 5,20	18	96,2	6	12,00 - 12,20	18	68,9	13
5,20 - 5,40	14	74,8	6	12,20 - 12,40	19	72,7	13
5,40 - 5,60	15	80,1	6	12,40 - 12,60	22	84,2	13
5,60 - 5,80	12	64,1	6	12,60 - 12,80	16	61,2	13
5,80 - 6,00	11	55,6	7	12,80 - 13,00	21	77,3	14
6,00 - 6,20	5	25,3	7	13,00 - 13,20	24	88,3	14
6,20 - 6,40	8	40,5	7	13,20 - 13,40	32	117,7	14
6,40 - 6,60	8	40,5	7	13,40 - 13,60	28	103,0	14
6,60 - 6,80	3	15,2	7	13,60 - 13,80	28	103,0	14
6,80 - 7,00	7	33,6	8	13,80 - 14,00	30	106,2	15

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPSH (S. Heavy)**
 - M (massa battente)= **63,50 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,00 cm²** - D (diam. punta)= **50,50 mm**
 - Numero Colpi Punta N = N(20) [δ = 20 cm] - Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

IPOGEO Studio Geologico - Via S. Gottardo, 71 - 20052 MONZA (MI) - Tel / Fax 039 - 36.70.94

IPOGEO Studio Geologico
Dr. Geol. Fausto A. Crippa

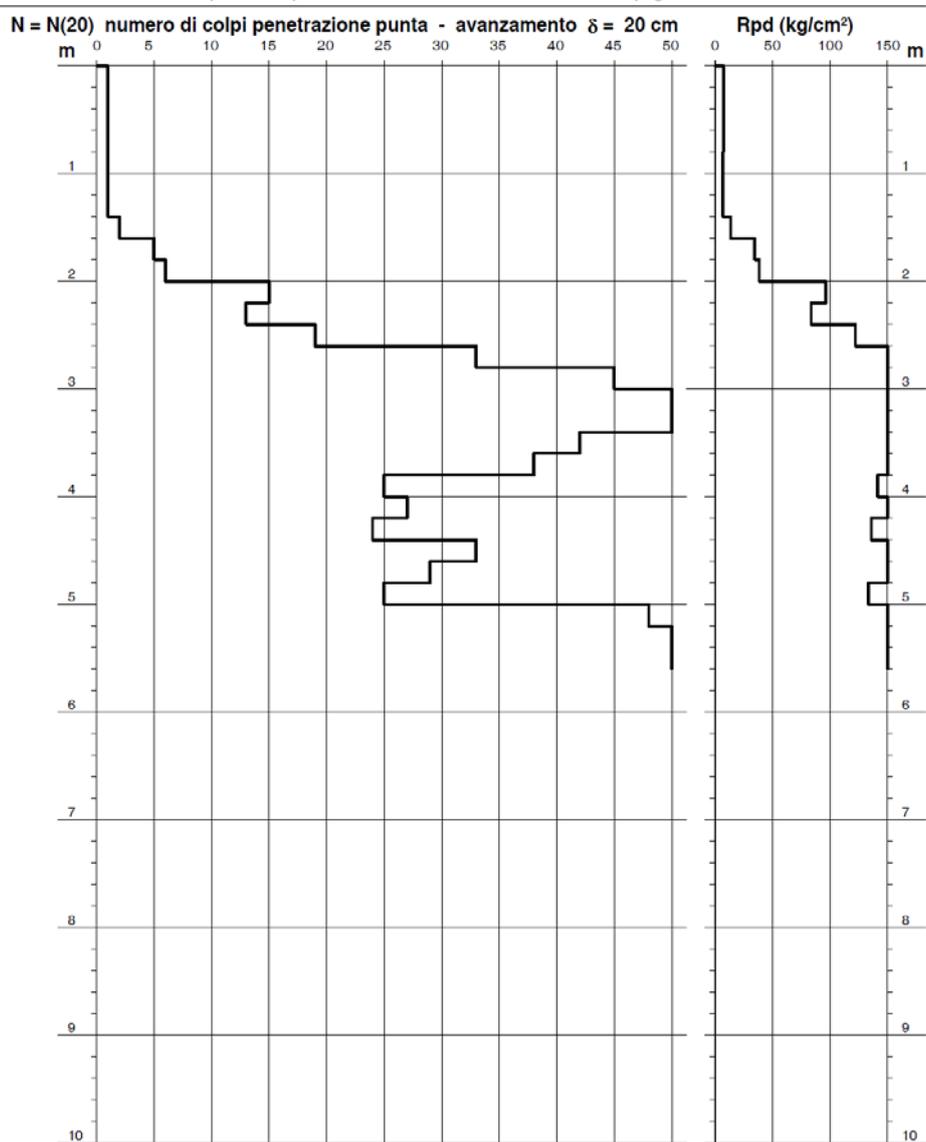
Riferimento: 40-19

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 1

Scala 1: 50

- committente :	Sigg. ANDREOLI - DALL'AGLIO - SCURATI	- data :	20/11/2019
- lavoro :	NUOVO INSEDIAMENTO RESIDENZIALE	- quota inizio :	Piano campagna
- località :	PADERNO DUGNANO (MI) - VIA CARBONARI snc	- prof. falda :	Falda non rilevata
- note :	Prova perminata per rifiuto all'avanzamento	- pagina :	1



IPOGEO Studio Geologico

Dr. Geol. Fausto A. Crippa

Riferimento: 40-19

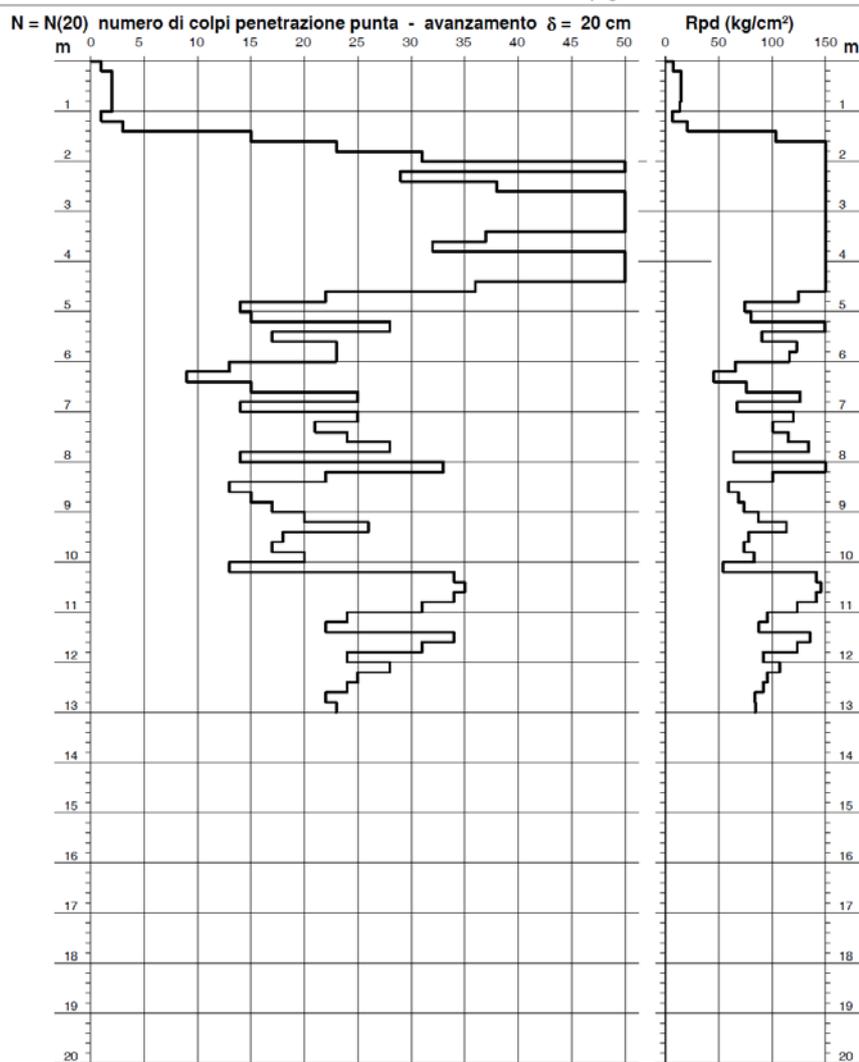
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd**

DIN 2

Scala 1: 100

- committente : Sigg. ANDREOLI - DALL'AGLIO - SCURATI
- lavoro : NUOVO INSEDIAMENTO RESIDENZIALE
- località : PADERNO DUGNANO (MI) - VIA CARBONARI snc
- note :

- data : 20/11/2019
- quota inizio : Piano campagna
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1



IPOGEO Studio Geologico
Dr. Geol. Fausto A. Crippa

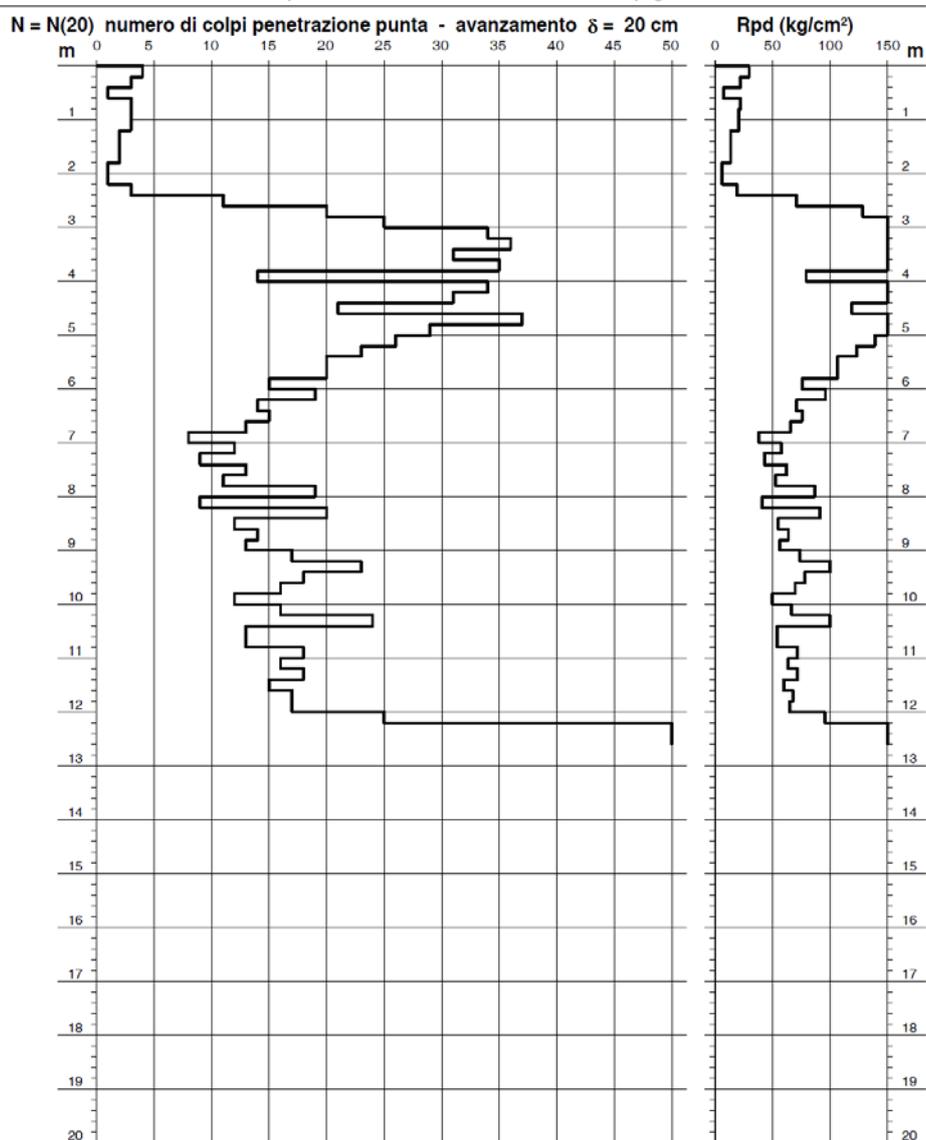
Riferimento: 40-19

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 3

Scala 1: 100

- committente :	Sigg. ANDREOLI - DALL'AGLIO - SCURATI	- data :	20/11/2019
- lavoro :	NUOVO INSEDIAMENTO RESIDENZIALE	- quota inizio :	+0.8 m da P.C.
- località :	PADERNO DUGNANO (MI) - VIA CARBONARI snc	- prof. falda :	Falda non rilevata
- note :	Prova terminata per rifiuto all'avanzamento.	- pagina :	1



IPOGEO Studio Geologico
Dr. Geol. Fausto A. Crippa

Riferimento: 40-19

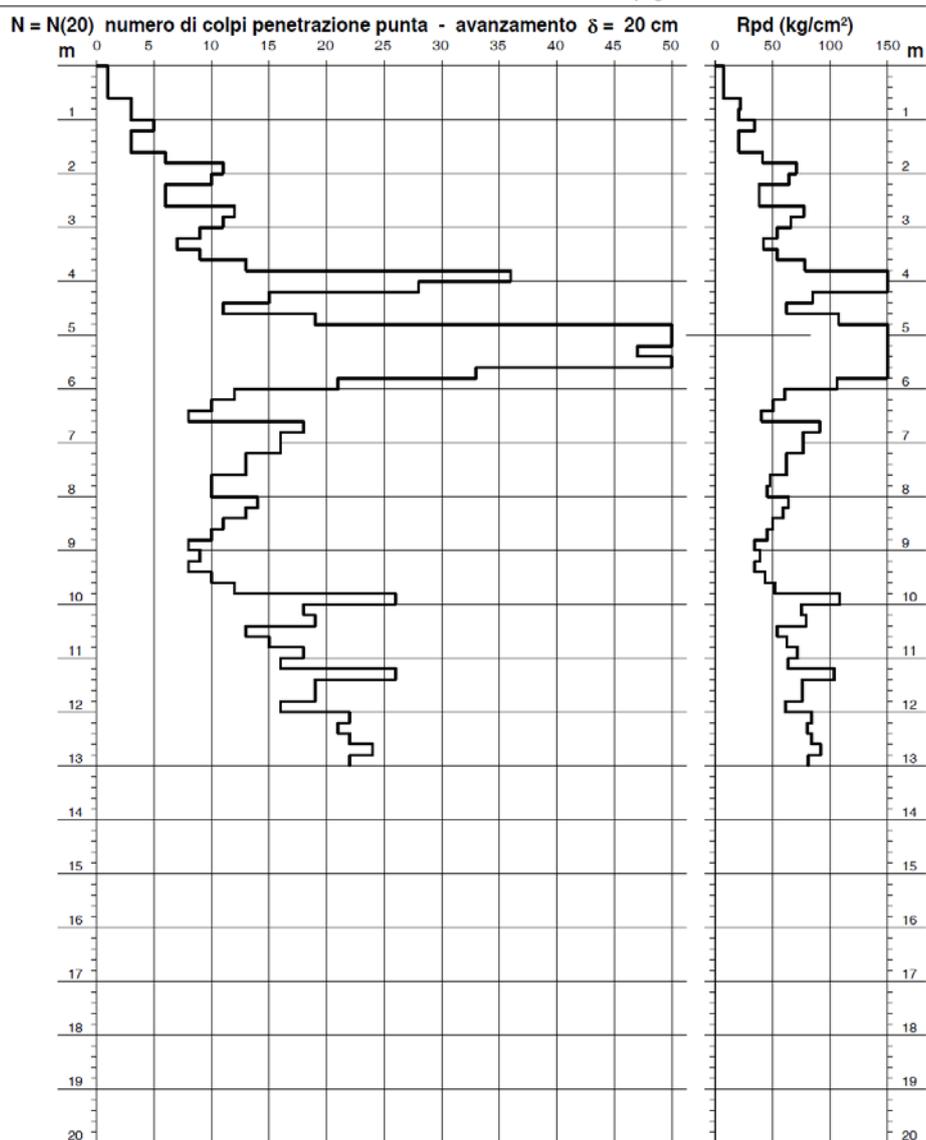
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 4

Scala 1: 100

- committente : Sigg. ANDREOLI - DALL'AGLIO - SCURATI
- lavoro : NUOVO INSEDIAMENTO RESIDENZIALE
- localit  : PADERNO DUGNANO (MI) - VIA CARBONARI snc
- note :

- data : 20/11/2019
- quota inizio : +0,8 m da P.C.
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1



IPOGEO Studio Geologico

Dr. Geol. Fausto A. Crippa

Riferimento: 40-19

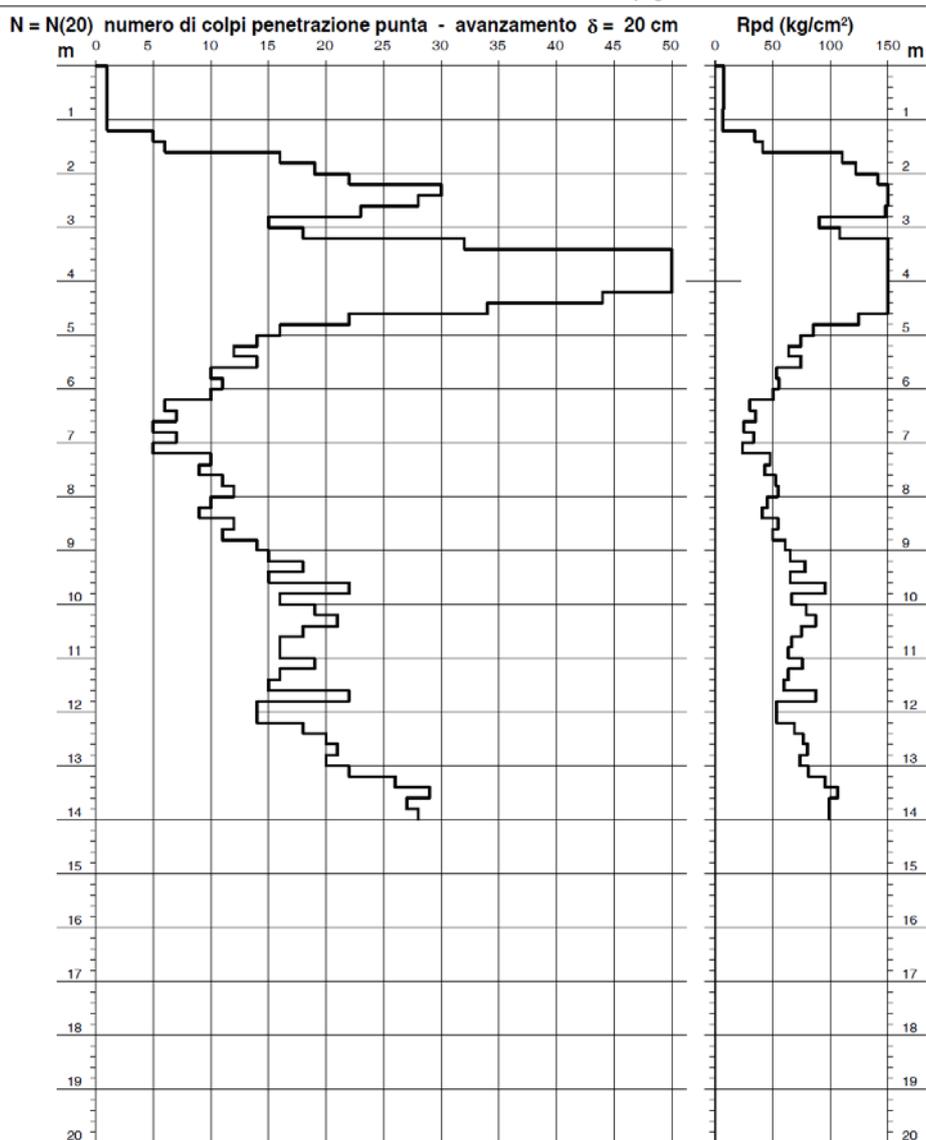
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 5

Scala 1: 100

- committente : Sigg. ANDREOLI - DALL'AGLIO - SCURATI
- lavoro : NUOVO INSEDIAMENTO RESIDENZIALE
- località : PADERNO DUGNANO (MI) - VIA CARBONARI snc
- note :

- data : 20/11/2019
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1



IPOGEO Studio Geologico

Dr. Geol. Fausto A. Crippa

Riferimento: 40-19

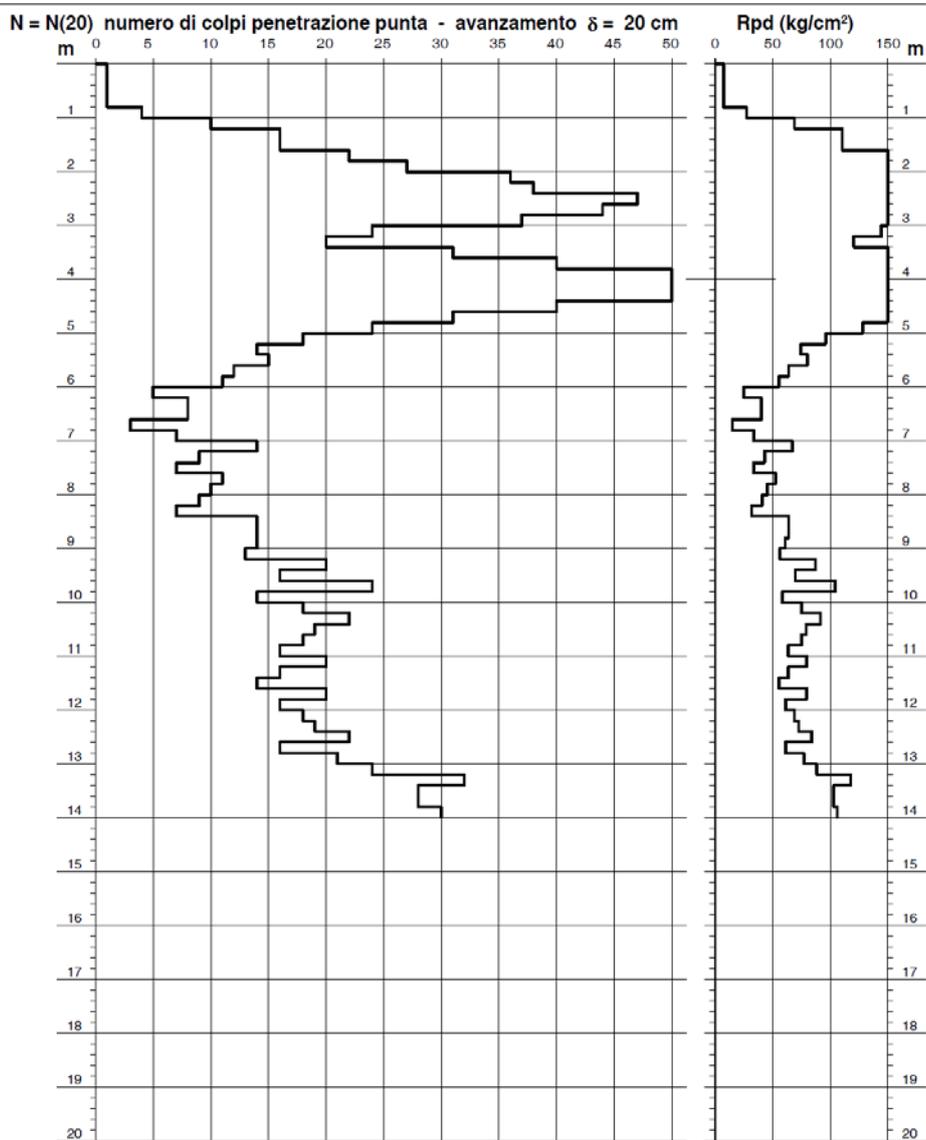
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 6

Scala 1: 100

- committente : Sigg. ANDREOLI - DALL'AGLIO - SCURATI
- lavoro : NUOVO INSEDIAMENTO RESIDENZIALE
- località : PADERNO DUGNANO (MI) - VIA CARBONARI snc
- note :

- data : 20/11/2019
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1



ALLEGATO N.02

SEZIONI GEOTECNICHE INTERPRETATIVE

