



Studio Tecnico Geologico & Ambientale
di Dott. Geol. Luca Beretta

Iscrizione Albo Geologi Lombardia n. 959 - C.F.: BRT LCU 67C31C773A - P.I.: 01770300208

Architettura d'interni REGOLA D'ARTE

di Francesco geom. Caroleo

Via Montello, 37/39 – Cologno Monzese (MI)

INTERVENTO DI DEMOLIZIONE DELL'ATTUALE STRUTTURA ARTIGIANALE

E PROGETTO DI REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA STRUTTURA RESIDENZIALE

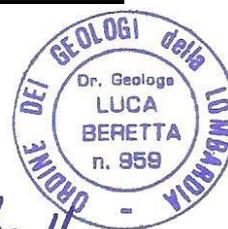
Indagine geognostica a mezzo di prove geofisiche, ai sensi del DM 14/01/2008 (NTC2008)
e della Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT vigente

Relazione geologico-tecnica

Integrazione alla pratica PE/2016/00354/PDC

Il Committente:

Il tecnico incaricato:



Luca Beretta
Dott. Geol. Luca BERETTA

Melzo (MI), Novembre 2016



CONTENUTO

Premessa	Pag. 3
1 - UBICAZIONE DELL'AREA DI INDAGINE	” 4
2 - BREVE INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO	” 5
2.1) Descrizione geologica	” 5
2.2) Descrizione idrogeologica	” 5
2.3) Idrografia superficiale	” 5
3 - VERIFICHE DI COMPATIBILITÀ CON LO STRUMENTO URBANISTICO COMUNALE (PGT)	” 6
4 - CARATTERIZZAZIONE SISMICA (NTC2008)	” 9
5 - DESCRIZIONE DELLE PROVE	” 12
6 - RISULTATI DELLE PROVE	” 13
7 - VERIFICA DELLE IPOTESI DI PROGETTO	” 18
7.1) Caratteristiche strutturali dell'opera	” 18
7.2) Profilo geotecnico caratteristico dei terreni di fondazione	” 18
8 - CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI TERRENI DI FONDAZIONE	” 20
9 - CALCOLO DEI CEDIMENTI	” 22
CONCLUSIONI	” 23
BIBLIOGRAFIA E NORMATIVA	” 24

Allegati alla Relazione

- Tav. 1 – Planimetria dell'area con ubicazione della prova HVSR;
- Tav. 2 – Sezione longitudinale della struttura con ubicazione della prova HVSR.



PREMESSA

La presente relazione geologico-tecnica viene redatta a supporto del progetto per la realizzazione di un nuovo edificio residenziale di civile abitazione con cinque piani fuori terra situato a Cologno Monzese (MI) in Via Montello n. 37/39.

I contenuti della relazione e la scelta delle prove eseguite fanno riferimento alla normativa nazionale (NTC2008), a quella regionale nello specifico per la parte sismica (DGR 30/03/2016, n. 5001) ed alle prescrizioni dello strumento urbanistico comunale vigente (PGT).

In tal senso, sono state quindi eseguite n. 2 prove geofisiche del tipo HVSR mediante l'uso di uno specifico strumento (Tromino®) attraverso il quale è possibile ricavare la velocità delle onde sismiche di taglio entro i primi 30 m di profondità (V_{s30}) ai fini della determinazione della categoria di sottosuolo tra quelle individuate all'art. 3.2.2 delle NTC 2008 e la frequenza tipica di oscillazione dei terreni che verrà confrontata con quella tipica degli edifici in progetto.

Alla data odierna sul sito è presente la struttura che verrà demolita ma attualmente è utilizzata dallo stesso promotore dell'inter-vento (sig. F. Caroleo), che è ancora attiva e funzionante, quindi per ovvi motivi non è stato possibile accedere per effettuare le prove penetrometriche dinamiche standard (SCPT).

D'altro canto, la conoscenza della litologia dei terreni di fondazione grazie alla presenza di una ricca bibliografia in merito (tra cui la stratigrafia di un pozzo posto a poche decine di metri dall'area di indagine) consentiranno di stimare con ragionevole sicurezza i parametri geotecnici caratteristici dei terreni di fondazione.

La presente relazione tecnica, inoltre, recepirà sia gli esiti e le prescrizioni previste dallo studio l'adeguamento della componente geologica, idrogeologica, idraulica e sismica per strumento urbanistico comunale (PGT); in particolare, riguardo la componente sismica, i dati delle prove effettuate hanno tenuto conto dei valori definiti a livello regionale dalla DGR VIII/7374 del 2008 e delle indicazioni della Nuova classificazione sismica regionale, introdotta con la DGR 11/07/2014 n. 2129 e resa esecutiva con la DGR 30/03/2016, n. 5001.

L'insieme dei dati raccolti ha consentito di giungere alla caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione e di compatibilità idrogeologica per la definizione del "*modello geologico e geotecnico*" (così come previsto dalle NTC2008).



1 – UBICAZIONE DELL'AREA DI INDAGINE

L'area oggetto di indagine è costituita da un lotto interamente occupato da un'attività artigianale posta tra Via Montello e Via Belluno, nel pieno tessuto urbanizzato al margine della periferia meridionale del Comune di Cologno Monzese, come indicato nell'estratto aerofotogrammetrico sotto riportato (**Fig. 1**).

L'intero lotto ha una estensione complessiva di 298 m² e tutta l'area sarà oggetto di demolizione e ricostruzione per far posto ad una nuova struttura residenziale.

Si segnala, a circa 90 mt di distanza, la presenza di un punto di captazione acqua potabile collegato alla rete idrica di Cologno Monzese (pozzi n. 0150810006 e n. 0150810007, cfr. **All. 1**).

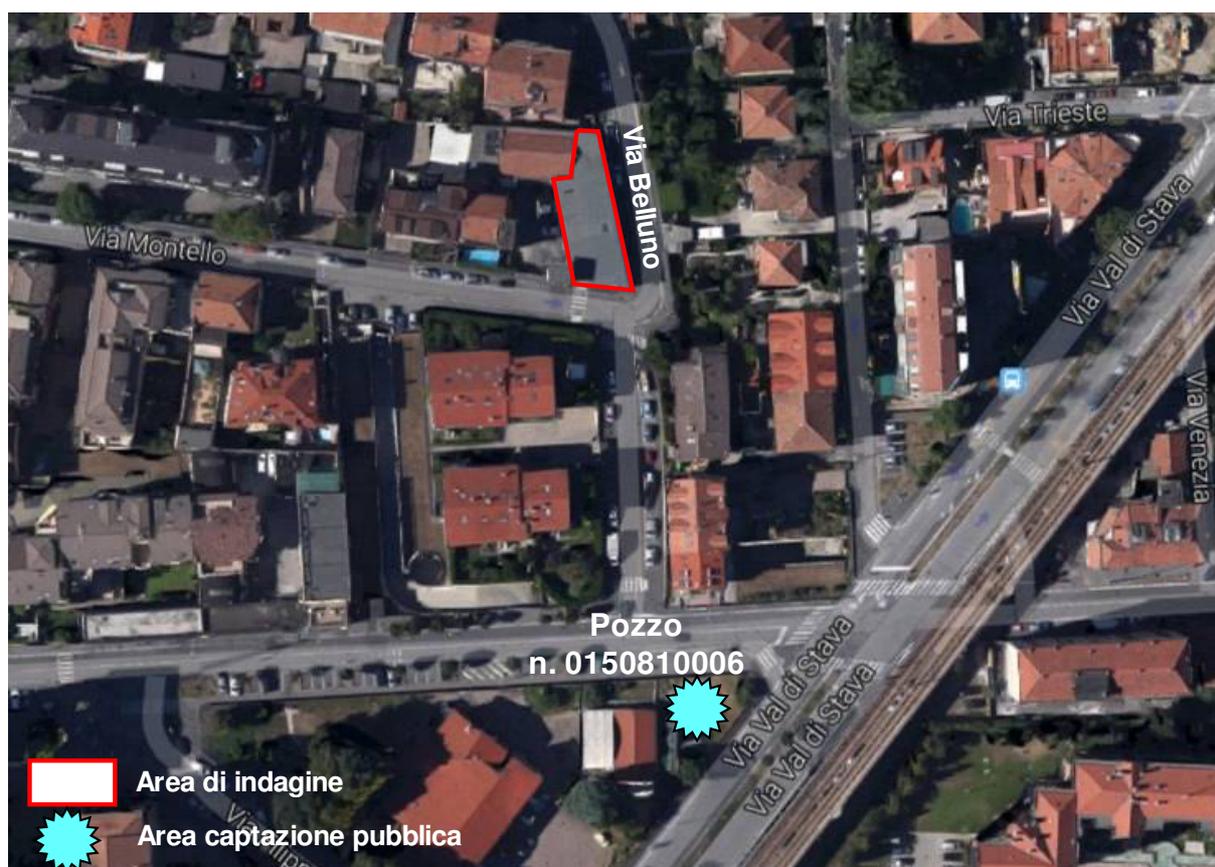


Fig. 1 - Inquadramento aerofotogrammetrico con ubicazione dell'area di intervento



2 - BREVE INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

Vista la natura dell'indagine, finalizzata allo studio dei terreni di fondazione delle opere in progetto, verrà fatta una trattazione sintetica dell'assetto geologico ed idrogeologico.

Allo scopo, è stato fatto espresso riferimento allo studio "*Definizione della componente Geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio Comunale, in attuazione dell'art. 57 comma 1, della L.R. 11 marzo 2005 n. 12*" (emessa nell'agosto 2011, ultimo aggiornamento gennaio 2013).

2.1) Descrizione geologica

Per le finalità della presente relazione tecnica, verrà riportata una descrizione dei depositi superficiali presenti in questa porzione di territorio.

L'area di indagine ricade è costituita diffusamente con uno spessore di diverse decine di metri da depositi continentali quaternari ghiaioso-sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi talvolta con grossi ciottoli diffusi, di origine alluvionale; è presente un suolo di alterazione di spessore medio di circa 3.00-3.50 m.

Tale successione litologica è stata determinata grazie alle stratigrafie dei due pozzi pubblici ad uso potabile presenti a meno di 100 mt dall'area di indagine e confermata dai sondaggi effettuati (pozzi nn. 0150810006 e 0150810007, cfr. **All. 1**).

2.2) Descrizione idrogeologica

L'assetto idrogeologico locale, ricostruito sulla base delle informazioni reperibili nel Sistema Informativo Ambientale della Provincia di Milano, è costituito dalla presenza di un acquifero sede di falda libera con oscillazioni stagionali comprese tra i 10.00 mt (nel periodo di piena, tardo estivo-autunnale) ai 14.00 mt (nei periodi di piena, tardo primaverili/estivi) dal piano campagna.

2.3) Idrografia superficiale

L'area di indagine è inserita in un contesto intensamente urbanizzato e non sono presenti corsi d'acqua superficiali di rilievo, quindi non è soggetta alle esondazioni per piena eccezionale del F. Lambro posto lungo il confine orientale del territorio comunale.



3 - VERIFICHE DI COMPATIBILITÀ CON LO STRUMENTO URBANISTICO COMUNALE (PGT)

Dall'esame della *Tav. 7 - Carta dei Vincoli ambientali* del PGT comunale, l'area di indagine risulta ricadere all'interno della Zona di rispetto di 200 metri di raggio rispetto al punto di captazione (comma 4 e comma 6, art. 94 D.Lgs 152 del 3 aprile 2006); non vi sono altri vincoli, come riportato da un estratto della stessa Tav. 7 (**Fig. 2**).

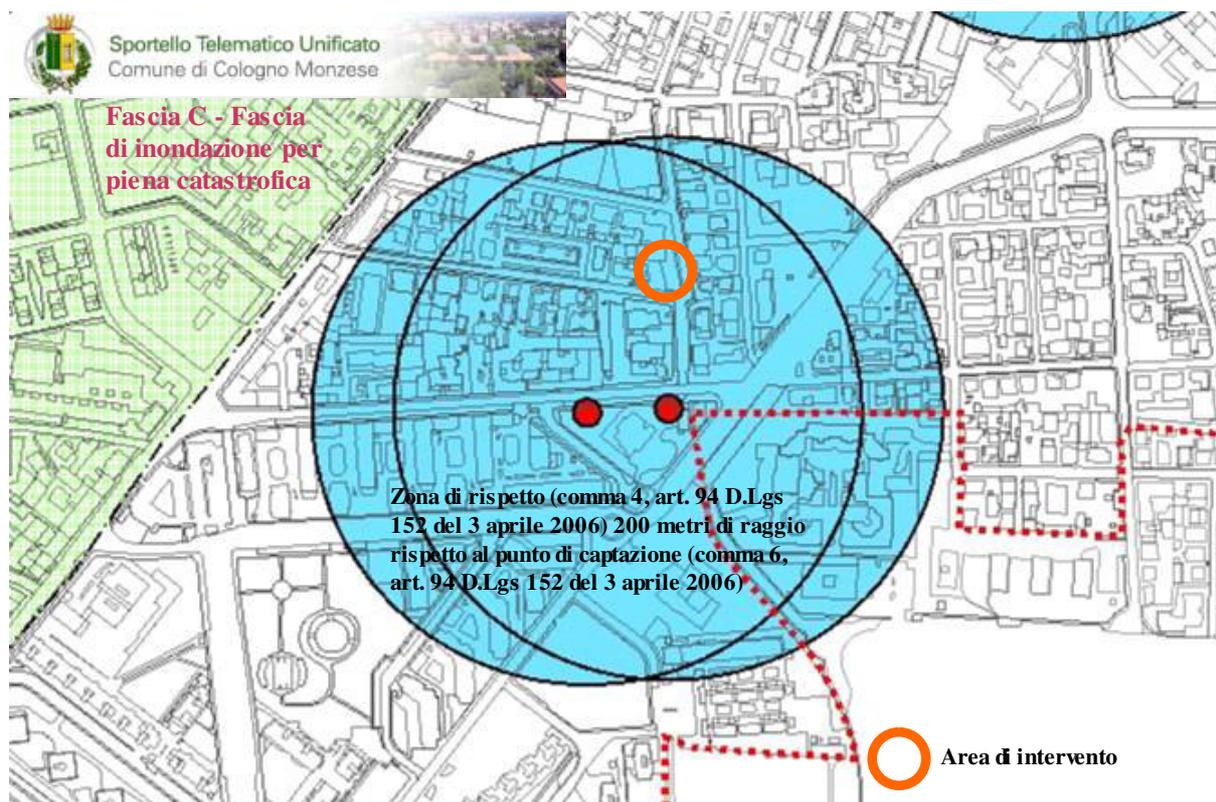


Fig. 2 – Estratto Tav. 7 PGT – Carta dei vincoli ambientali

Riguardo alla fattibilità geologica, la *Tav. 9 – Fattibilità geologica* dello strumento urbanistico comunale (della quale se ne riporta un estratto in **Fig. 3**) assegna all'area di indagine una **Classe di Fattibilità Geologica 2 – Fattibilità con modeste limitazioni**; in particolare, si individuano:

- la **Sottoclasse 2.a**: *aree soggette a rischio idraulico da moderato a medio (R1 o R2)*;
- la **specificità a.1**: *vulnerabilità dell'acquifero da medio ad alto a causa della sua elevata permeabilità*.

L'area di indagine ricade all'esterno della Fascia C del PAI, per cui è caratterizzata da pericolosità e rischio di accadimento di alluvioni molto bassi, con tempi di ritorno $T > 500$ anni;



tale valutazione viene definita nel Documento conclusivo del Tavolo Tecnico Stato-Regioni del gennaio 2013 (*“Indirizzi operativi ... per la valutazione e la gestione dei rischi da alluvioni con riferimento alla predisposizione delle mappe della pericolosità e del rischio di alluvioni – Ministero dell’Ambiente*) dove vengono introdotte le nuove definizioni di pericolosità e rischio in luogo alle attuali definizioni di fasce fluviali/classi di pericolosità/aree inondabili.

Inoltre la presenza di un **rischio idraulico da moderato a medio (R1-R2)** prevede *“possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture al patrimonio ambientale che non pregiudicano l’incolumità del personale, l’agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche”*.

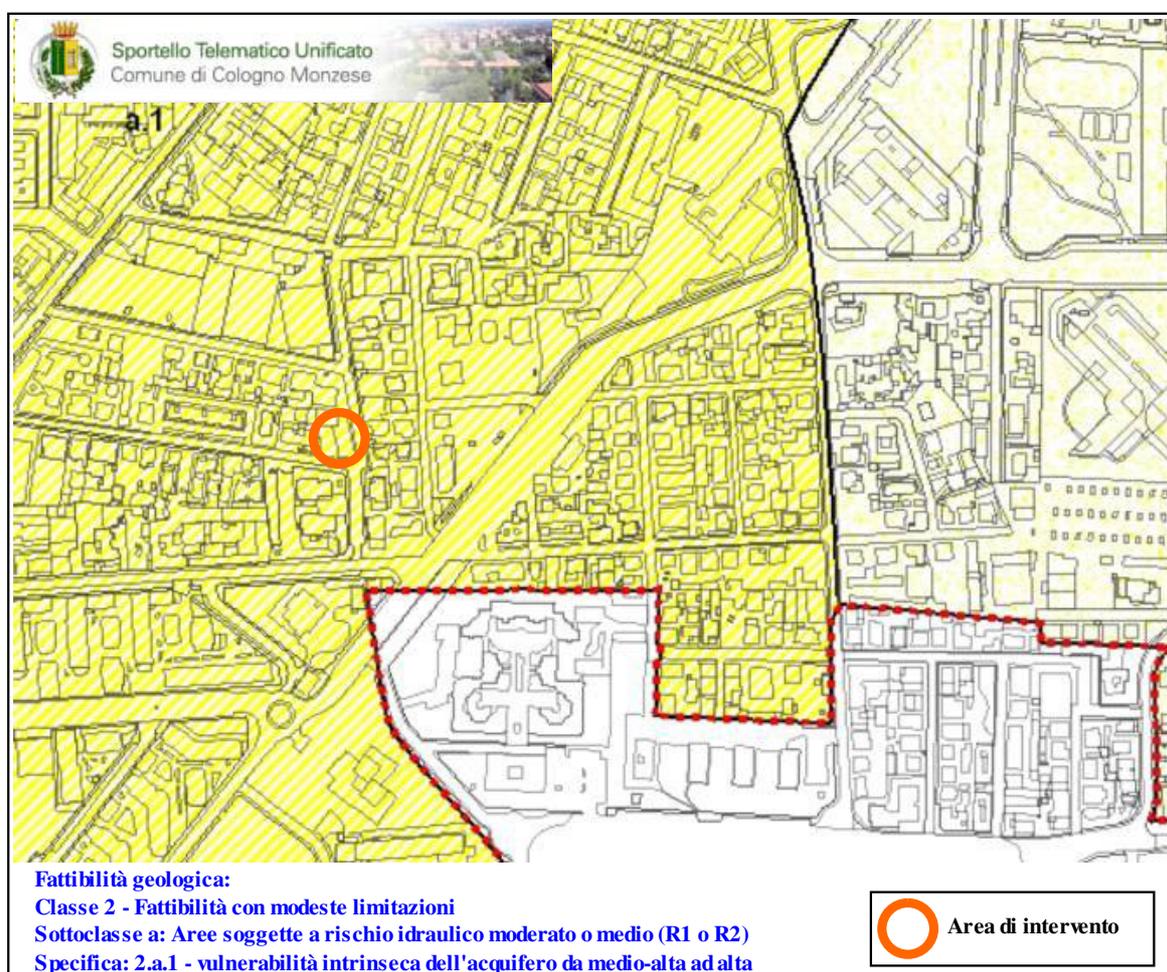


Fig. 3 – Estratto Tav. 7 del PGT – Carta di Fattibilità geologica

Lo scenario di rischio sopra descritto, quindi, implica l’adozione di misure minime per la



mitigazione del rischio, quali la realizzazione la disposizione delle unità abitative al primo piano, evitare aperture degli edifici frontalmente al senso di deflusso della corrente di piena, evitare la disposizione di strutture che possano ostacolare il deflusso delle acque di esondazione ed evitare aperture degli edifici al di sotto del piano stradale.

Per le fondazioni, non si prevedono particolari accorgimenti dal momento che verrà adottata una platea unica, che azzeri la possibilità di scalzamento della stessa.

Riguardo invece alla **specificata a.1**: *vulnerabilità dell'acquifero da medio ad alto* a causa della sua elevata permeabilità, viene richiesta una particolare attenzione agli scarichi delle acque reflue al fine di salvaguardare la falda idrica sotterranea, come prescritto dalla DGR 10 aprile 2003 n. VII/12693; ciò anche perché l'area di intervento ricade all'interno dell'area di rispetto di 200 m relativa alla presenza di un punto di captazione di acqua potabile.

Nello specifico, all'art. 3 – comma 1 della DGR 12693/2003 si prescrive che:

- i nuovi tratti di fognatura dovranno essere realizzati con sistema di tenuta bidirezionale, recapitare esternamente all'area evitando possibilmente la presenza di manufatti che possano costituire elemento di discontinuità (es. sifoni ed opere di sollevamento);
- Tali tratti potranno essere realizzati con tubazioni in cunicolo con pareti impermeabilizzate e corredato da pozzetti rompitratta ispezionabili e con pari caratteristiche di tenuta; in alternativa è possibile adottare tubazioni a tenuta idraulica valutando prestazioni nelle peggiori condizioni.
- Non è consentita la realizzazione di fosse settiche e pozzi perdenti; è preferibile evitare la dispersione di acque meteoriche anche provenienti da tetti.
- Per tutte le nuove fognature sono previste le verifiche di collaudo con esito favorevole.



4 - CARATTERIZZAZIONE SISMICA (NTC2008)

A seguito dell'**Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003** "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*", tutto il territorio nazionale è stato definito a rischio sismico, identificando complessivamente 4 classi di rischio.

Tale ordinanza a sua volta è stata recepita a livello regionale dall'**Ordinanza Regione Lombardia n. 14964 del 7/11/2003**, secondo la quale il Comune di Cologno Monzese rientrava nella Zona Sismica 3.

Con la successiva **DGR 30 nov. 2011 – n. IX/2616**, la Regione Lombardia ha proceduto all'aggiornamento dei Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT, in attuazione all'art. 57 della L.R. 12/2005.

Infine, con **DGR 11 luglio 2014 n. 2129** resa definitiva dal 10 aprile 2016 con **DGR n. 5001 del 30/03/2016**, la Regione Lombardia ha provveduto a riclassificare il proprio territorio dal punto di vista sismico; il **Comune di Cologno Monzese**, però, ha mantenuto la sua classificazione originaria.

In sede di pianificazione, i Comuni sono tenuti a valutare la risposta sismica locale secondo diversi livelli di approfondimenti legati al grado di sismicità, ai fini di attuare una corretta prevenzione del rischio.

Il Comune di Brignano Gera d'Adda, in recepimento alla normativa sismica regionale, ha proceduto all'aggiornamento della Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT attraverso un approfondimento sismico di I° livello in funzione dello scenario di Pericolosità Sismica Locale esistente, dal quale è stata elaborata la Carta della PSL comunale.

La risposta sismica locale dipende dalle caratteristiche geologiche del territorio, nonché da fattori legati all'evento sismico (magnitudo, accelerazione, durata).

Al I° livello di approfondimento, effetto di sito individuato nell'area di indagine (e riscontrabile in gran parte del territorio comunale) riguarda l'amplificazione per effetti litologici (scenario di pericolosità sismica locale *Z4a – Zona di fondovalle in presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi*).

La successione litostratigrafica locale, dedotta dalle stratigrafie di pozzi pubblici e privati in un immediato intorno all'area di indagine, risulta piuttosto omogenea.



Nella valutazione della pericolosità sismica locale effettuata in occasione della stesura del Documento di Piano della componente geologica del PGT, è stata effettuata una valutazione di II° livello di massima, nella quale è stato identificato indistintamente su tutto il territorio la presenza di terreni che, ai sensi della classificazione di cui all'art. 3.2.2 delle NTC2008, rientrano nella **Categoria sismica di sottosuolo di tipo C**, ovvero: *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa...).*

Sempre secondo tale valutazione di massima, i valori di F_a calcolati per strutture basse e rigide (periodo di oscillazione di 0.1-0.5 sec corrispondente ad edifici bassi e tozzi) sono inferiori ai valori soglia previsti dalla Regione Lombardia.

Dalla banca dati della Regione Lombardia circa i valori soglia per ogni Comune (*soglie_lomb.xls* – DGR 7374/2008), il valore di soglia per il **Comune di Cologno Monzese** per terreni di cat. C ed intervallo di 0.1-0.5 sec (edifici bassi, rigidi e tozzi) è pari a $F_a = 1.9$.

Ai sensi della **DGR 11 luglio 2014 – n. X/2129** “Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia”, sul territorio comunale di Melzo è stata prevista un’accelerazione massima pari a: $A_{g_{max}} = 0.057066$ g.

CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO

Località: Via Montello, 39 – Cologno Monzese (MI)		
Coordinate geografiche del sito (WGS84):	Lat: 45,524561	Long: 9.2779808

MODELLO SISMICO

(ottenuto da prove HVSR appositamente effettuate nell’area di indagine)

Profondità (m)	Velocità onde sismiche V_s (m/sec)	Categ. suolo di fondazione
0.00 – 30.00	< 360 m/sec	Suolo tipo C

Classificazione sismica del territorio (DGR 30/03/2016 n. 5001): Zona 3;

Tipo di costruzione: 2 (*Opere ordinarie, infrastrutturali di dimensioni contenute o di importanza normale*)

Vita nominale della struttura: $V_N \geq 50$ anni (Opere ordinarie – Tab. 2.4.I, NTC2008);



Classe d'uso: II (Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente).

Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \times C_U = 50$ anni
(dove $C_U = 1$ per Classe d'Uso II – v. tab. 2.4.II, NTC2008)

Aspetti sismici caratteristici del sito

- **Condizioni topografiche:** T1 – Superfici pianeggianti;
- **Coefficiente di amplificazione topografica** (in funzione di T1): $S_T = 1.0$
- **Verifica alla liquefazione dei terreni:** le accelerazioni massime attese pari ad $a_g < 0.1g$, e la litologia particolarmente grossolana presente (costituita ghiaie e sabbie) dedotta dai numerosi pozzi presenti diffusamente fanno escludere fenomeni di liquefazione dei terreni ai sensi dell'art. 7.11.3.4.2 rispettivamente commi 2 e 5 delle NTC2008; la profondità della falda è compresa tra i 10 ed i 15 m dal p.c., quindi al limite dell'esclusione alla verifica.
- **Parametri sismici di sito caratteristici:** nella tabella seguente (**Tab. 1**) sono riportati i parametri sismici di sito caratteristici stimati sulla base dell'interpolazione dei valori ai nodi del reticolo sismico nazionale di riferimento indicati nella Tab. 1 delle NTC2008 tramite un applicativo della Software House Geostru sulla base di correlazioni dei valori dei nodi del reticolo sismico nazionale di riferimento di cui alla Tab. 1 delle NTC2008 oppure sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>; tali valori vanno a definire lo spettro di risposta per un tempo di ritorno (T_R) rispettivamente di 30, 50, 475 e 975 anni.

Ai fini progettuali vengono considerati i valori per lo Stato Limite SLV (475 anni).

Tab. 1 – Parametri sismici di sito caratteristici

Posizione	Stati Limite		T_r	a_g	F_o	T^*_c
			[anni]	[g]	[-]	[s]
TARGET POINT Latit.: 45,524561 Long: 9.2779808 (coord. WGS84)	SLE	Operatività (SLO)	30	0.020	2.555	0.171
		Danno (SLD)	50	0.025	2.546	0.194
	SLU	Salvaguardia Vita (SLV)	475	0.054	2.632	0.280
		Prevenzione Collasso (SLC)	975	0.066	2.658	0.297

In **Tab. 2** si riportano inoltre gli altri coefficienti sismici di riferimento utili alla progettazione.

Tab. 2 – Coefficienti sismici per la progettazione

Parametro		SLO	SLD	SLV	SLC
Amplificazione stratigrafica	Ss	1.50	1.50	1.50	1.50
Coeff. funz. categoria	Cc	1.88	1.80	1.60	1.57
Amplificaz. topografica	S_T	1.00	1.00	1.00	1.00



5 - DESCRIZIONE DELLE PROVE

Come anticipato in premessa, l'area di indagine ad oggi è interamente occupata dalla struttura aziendale tuttora in attività (con presenza di persone e materiali), rendendo quindi impossibile l'esecuzione delle prove geognostiche di rito (prove penetrometriche dinamiche standard SCPT e stendimento di geofoni per le prove geofisiche tipo MASW).

Per avere un minimo di parametrizzazione sismica, si è quindi optato per una indagine geognostica indiretta (HVSR) consistita nella misura del microtremore sismico mediante stazione singola Tromino®.

Tale strumento è dotato di tre sensori elettrodinamici (velocimetri) orientati N-S, E-W e verticalmente e consente di indagare i microtremori ambientali al fine di definire un modello di risonanza del terreno e di risposta sismica locale (metodo Nakamura).

I dati di rumore, amplificati e digitalizzati a 24 bit equivalenti, sono acquisiti alla frequenza di campionamento di 128 [Hz].

L'utilizzo di tale apparecchiatura è servita ad effettuare l'indagine di sismica passiva a stazione fissa, senza utilizzo di energizzazione esterna come massa battente o esplosivo e consente di determinare:

- le stratigrafia sismica dei suoli sulla verticale del punto di prova;
- le frequenze di risonanza degli strati sedimentari sovrastanti il bedrock;
- la determinazione del Vs30 come previsto dalla normativa;
- la stima del profilo di velocità delle onde sismiche di taglio.

La stratigrafia che le tecniche di sismica passiva possono restituire si basa su contrasto di impedenza determinata dal rapporto di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso; le misure effettuate forniscono le frequenze di risonanza dei livelli sedimentari sopra il bedrock.

Le strutture hanno una frequenza naturale alla quale la sovrapposizione di energia alla stessa frequenza amplifica il moto; nel sito d'indagine il rapporto delle frequenze di oscillazione edificio / strutture può evidenziare fenomeni di doppia risonanza in caso di terremoto.

Se il moto sismico indotto dal terremoto eccita la base di un edificio a frequenze prossime a quelle di risonanza naturale dell'edificio, l'amplificazione del moto risultante può diven-



tare distributiva e portare al collasso della struttura.

Le misure fatte con la sismica passiva si basano sul rumore sismico ambientale; tale rumore, chiamato anche microtremore in quanto riguarda oscillazioni a basse frequenze (quindi molto più piccole di quelle indotte dai terremoti), è vicino ai 10-15 [m/s^2] in termine di accelerazione; i dati di rumore sono amplificati e digitati a 24 bit equivalenti.

Nel proseguo sono riportati i rapporti delle analisi delle tracce delle misure del Tromino® effettuate in sito.

Riguardo ai parametri geotecnici caratteristici per il calcolo della capacità portante limite (fondamentalmente l'angolo di attrito ed il grado di addensamento), verrà fatta una stima cautelativa sulla base della successione litostratigrafica locale (anche grazie soprattutto alla presenza di un pozzo ad uso potabile a meno di 100 m dall'area di indagine, cfr. **AII. 1**) ed alla sua discreta omogeneità laterale.

Solo in un secondo momento, a struttura demolita ed a discrezione dell'ing. strutturista, l'indagine potrà essere integrata da prove penetrometriche dinamiche standard SCPT con mezzo pesante (DPSH – tipo Meardi-AGI).

6 - RISULTATI DELLE PROVE HVSR

Si riportano di seguito i parametri di prova, i valori ed i risultati ottenuti anche attraverso rappresentazione grafica dell'indagine sisma passiva mediante Tromino®.

- Strumento: TRZ-0053/01-09
- Inizio registrazione: 23/11/16 18:42:35 Fine registrazione: 23/11/16 18:48:36
- Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN
- Dato GPS non disponibile
- Durata registrazione: 0h06'00". Analizzato 50% tracciato (selezione manuale)
- Freq. campionamento: 128 Hz
- Lunghezza finestre: 20 s
- Tipo di lisciamento: Triangular window
- Lisciamento: 10%

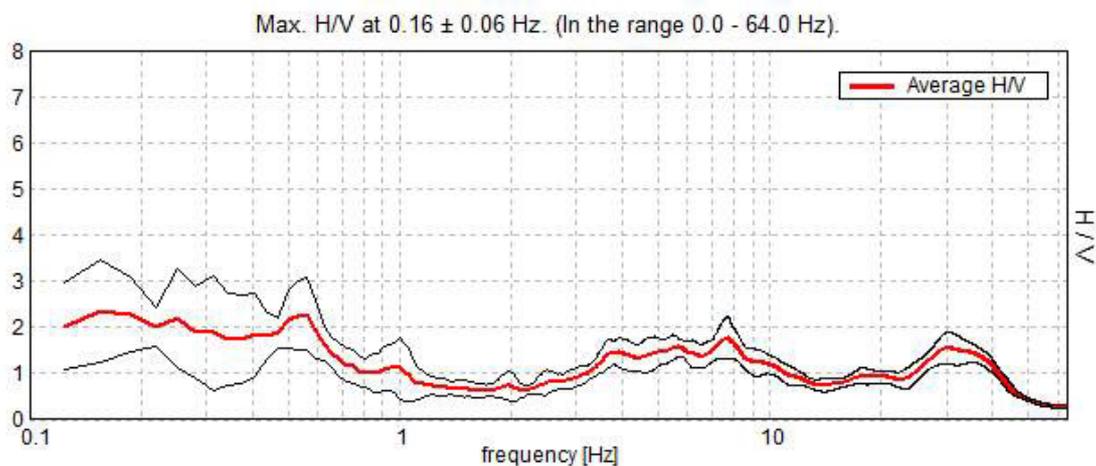


Fig. 4: rapporto spettrale orizzontale su verticale

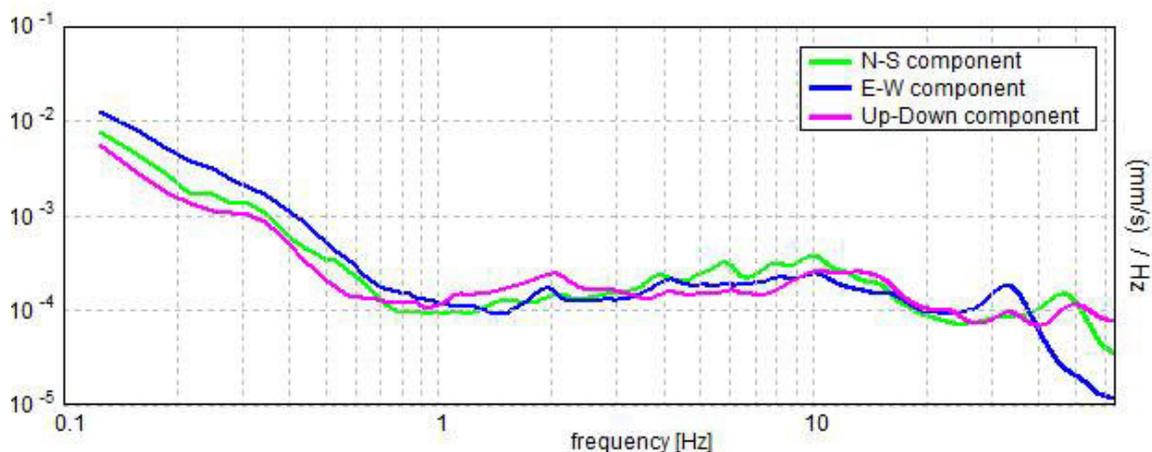


Fig. 5: spettri delle singole componenti

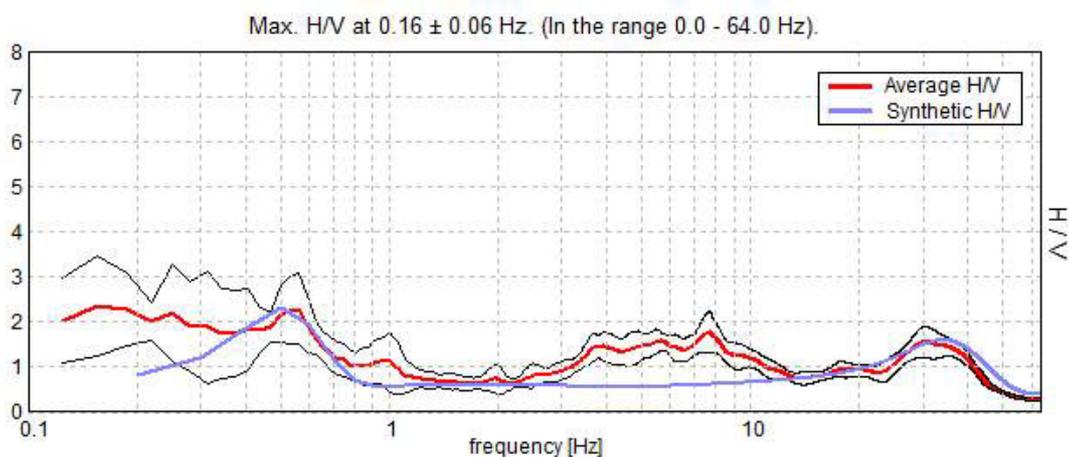


Fig. 6: experimental vs. synthetic h/v

La frequenza di risonanze del sottosuolo risulta avere il picco a $0,84 \pm 0,27$ [Hz].



TAB. 3: STRATIGRAFIA SISMICA

Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
0.75	0.75	110	0.35
20.75	20.00	220	0.35
75.75	55.00	270	0.35
165.75	90.00	350	0.35
inf.	inf.	620	0.35

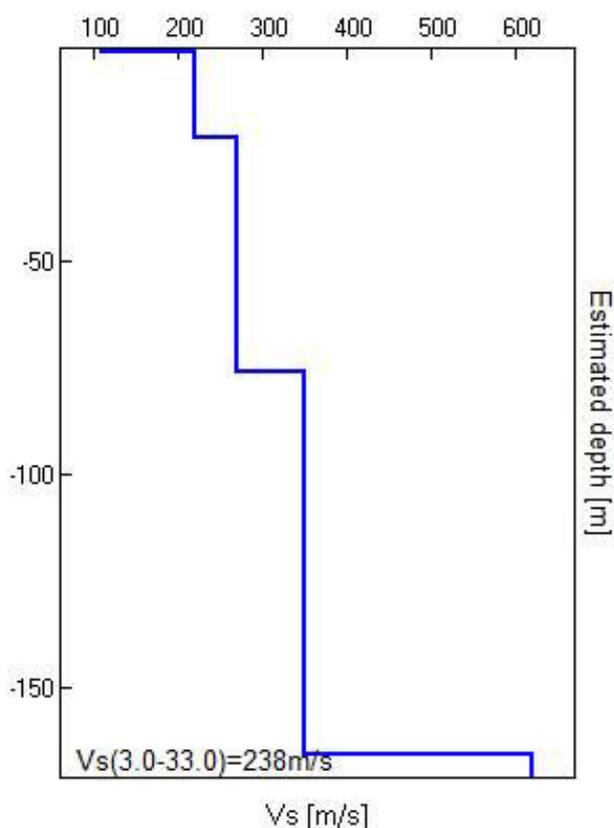


Fig. 7: andamento della vs con la profondità

La velocità media delle onde di taglio entro i primi 30 m dal p.c. è risultata pari a: $V_{s30} = 238$ [m/s], sulla base della quale ai sensi della classificazione di cui all'art. 3.2.2 delle NTC2008 il suolo è classificabile nella **Categoria sismica di sottosuolo di tipo 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 $V_{s,30}$ compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa...).**



Tab. 4: parametrizzazione sismica secondo le linee guida sesame, 2005

Max. H/V at 0,16 +/- 0,06 Hz (in the range 0.0 - 64.0 Hz).					
Criteri per una curva H/V affidabile [tutti dovrebbero risultare soddisfatti]					
$f_0 > 10 / L_w$		$0.16 > 0.10$	OK		
$n_c(f_0) > 200$		$28.1 > 20$	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 $f_0 < 0.5\text{Hz}$		Exceeded 0 out of 8 times	OK		
Criteri per un picco H/V chiaro: [Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]					
Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$		0.094 Hz	OK		
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$					
$A_0 > 2$		$2.36 > 2$	OK		
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$		$ 0.16924 < 0.5$	OK		
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$		$0.02644 < 0.03906$	OK		
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$		$0.4572 < 3.0$	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



Dalle informazioni bibliografiche disponibili e sulla base degli esiti dell'indagine sismica, si può tranquillamente affermare che le caratteristiche litologiche dei terreni di fondazione delle opere in progetto si presentano uniformi per diverse decine di metri in profondità, con una crescita progressiva del grado di addensamento, il cui effetto è un miglioramento delle già ottime caratteristiche geotecniche con la profondità.

La stessa Tav. 9 di Fattibilità geologica comunale, indicando la presenza terreni ad elevata permeabilità, ne attesta le loro caratteristiche granulometriche grossolane (ghiaie e sabbie).

Nel dettaglio, almeno fino ad 85.00 m dal p.c. si rileva la presenza di sabbie e ghiaie con ciottoli anche di grossa pezzatura, con intercalati strati cementati (conglomerato) ed in subordinate livello limoso-argillosi di spessore metrico ed estensione laterale limitata.

Salvo verifiche puntuali con prove penetrometriche che potranno affermarlo con migliore precisione, il grado di addensamento minimo atteso corrisponde a *terreni moderatamente addensati* (N_{SPT} compreso tra 10 e 30 colpi/piede) per i primi metri sotto al piao di fondazione salvo poi crescere progressivamente fino a rifiuto (terreni estremamente addensati).

Secondo la **Classificazione unificata USCS** (Unified Soil Classification System), i terreni di fondazione si possono quindi classificare come: *GW - Ghiaie ben selezionate - miscele di ghiaia e sabbia con scarsi o senza fini*;



7 - VERIFICA DELLE IPOTESI DI PROGETTO

La vigente normativa tecnica in tema di costruzioni (NTC2008) mette in stretta correlazione l'opera in costruzione con l'assetto geotecnico dei terreni di fondazione, in quanto vicendevolmente correlati tra loro. Per la verifica geotecnica, quindi, i calcoli sono stati effettuati confrontando i dati strutturali di progetto forniti dal Progettista dei c.a. con le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione delle due strutture in ampliamento (cfr. **Tav. 1 - Planimetria** e **Tav. 2 - Sezione**).

7.1) Caratteristiche strutturali dell'opera

Il progetto prevede la realizzazione di una struttura di 5 piani fuori terra, composta dal piano terra dove vengono ospitati i box ed i locali tecnici mentre ai 4 piani superiori sono previste due unità abitative per piano; per i dettagli si rimanda al progetto architettonico.

E' prevista una piastra unica di fondazione (platea) avente sagoma irregolare, almeno per quanto riguarda il lato minore; quindi, fissate la sua superficie complessiva " A_{tot} " e la lunghezza L (lungo la Via Belluno), è stato possibile definire la base equivalente (B_{eq}):

- **Area complessiva dell'impronta di fondazione, $A = 272.00 \text{ m}^2$;**
- **Lunghezza, $L = 29.30 \text{ m}$;**
- **Base equivalente, $B'_{eq} = 272.00 / 29.30 = 9.30 \text{ m}$**

Il **Piano di fondazione** è previsto ad una quota di 0.75 m dal piano campagna.

7.2) Profilo geotecnico caratteristico dei terreni di fondazione

Le verifiche effettuate hanno consentito di definire, seppur senza gli esiti di prove penetrometriche, le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione della struttura in progetto per giungere alla ricostruzione del modello geologico e geotecnico dei terreni di fondazione, come previsto dalle norme vigenti (NTC2008).

Considerando una profondità prevista di un piano di fondazione posto a circa 0.75 m dal p.c., i terreni si presentano in generale moderatamente addensati ($N_{SPT} = 10\div 30$ colpi/piede), con progressivo aumento del grado di addensamento fino ad arrivare a rifiuto.

Ai fini del calcolo della capacità portante, nelle **Tab. 5** e **Tab. 6** si riportano rispettiva-



mente il **modello geologico** e quello **geotecnico** dei terreni di fondazione.

Tab. 5 – Modello geologico dei terreni di fondazione

Strato	Profondità m da p.c.	Litologia	Addensamento	N _{SPT} min.	Nota
1	da 0.00 a 20.0	Sabbie e ghiaie con ciottoli	da moderatamente a molto addensato	8	Valore stimato in base alla stratigrafia locale
Falda: non rilevata; profondità attesa > 10 m dal p.c.					

Tenendo conto di un'applicazione dei carichi in **condizioni drenate**, in **Tab. 6** vengono espressi i parametri geotecnici relativi.

Tab. 6: Modello geotecnico - Identificazione geotecnica dei terreni di fondazione

Profondità [m] da p.c.	N _{spt} min	Classificaz. granulom. ⁽¹⁾	Addensam. ⁽²⁾	γ_d [kN/m ³]	Angolo di attrito [ϕ_{cv}] ⁽³⁾	Coesione [kPa]	Falda
0.75	8	Sabbia e ghiaia con ciottoli	da moderatam. a molto addensati	1.8	28°	0.00	NO

(1): Raccomandazioni AGI [3]

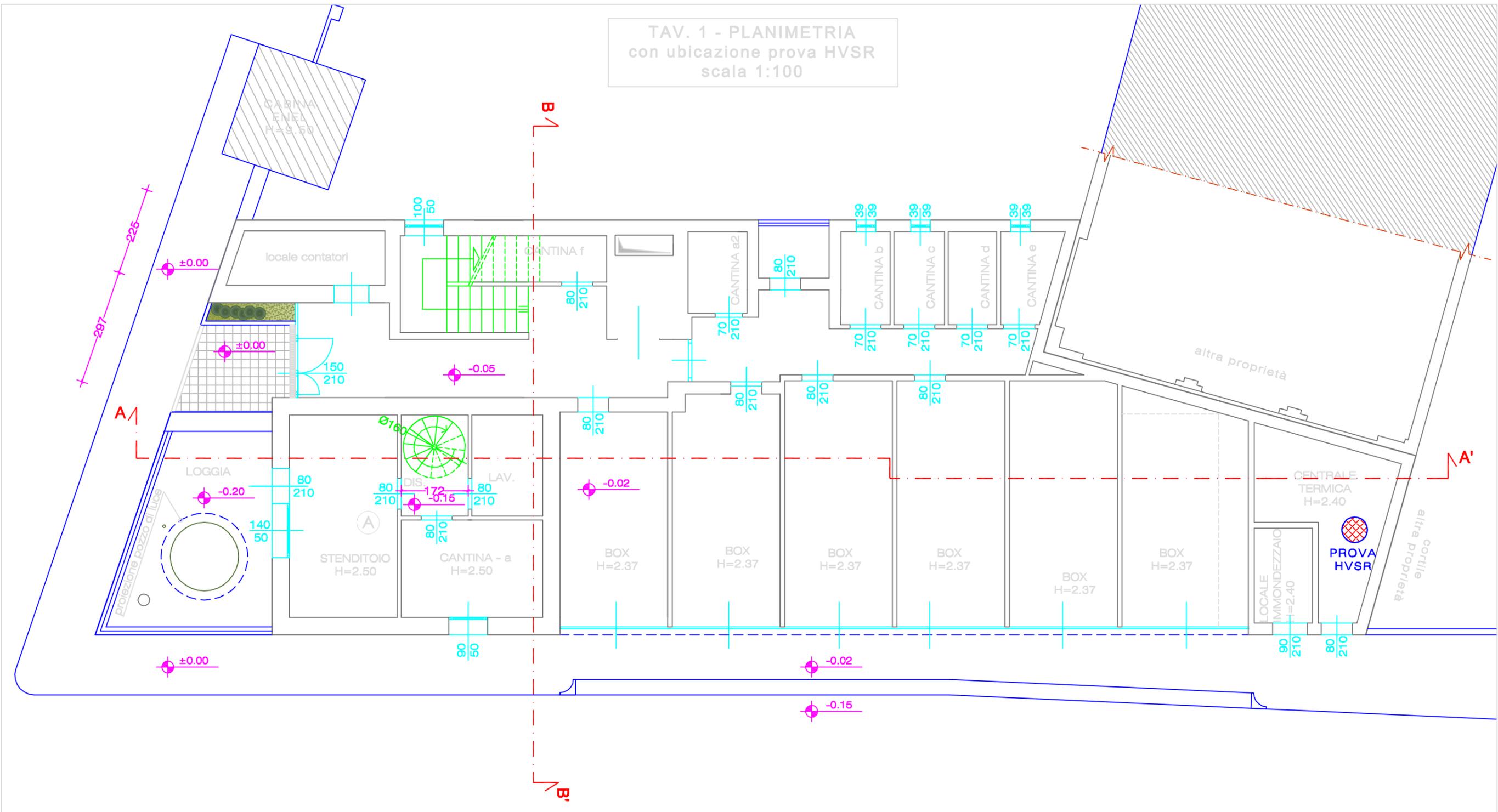
(2): sulla base del n⁰ di colpi/piede (N_{spt}), da Tezaghi & Peck, 1948 e da "Raccomandazioni AGI..." [2]

(3): valore ampiamente cautelativo - da Peck, Hanson & Thornburn per prove SPT (1953) e da B.K. Hough, Basic soil engineering (1957).

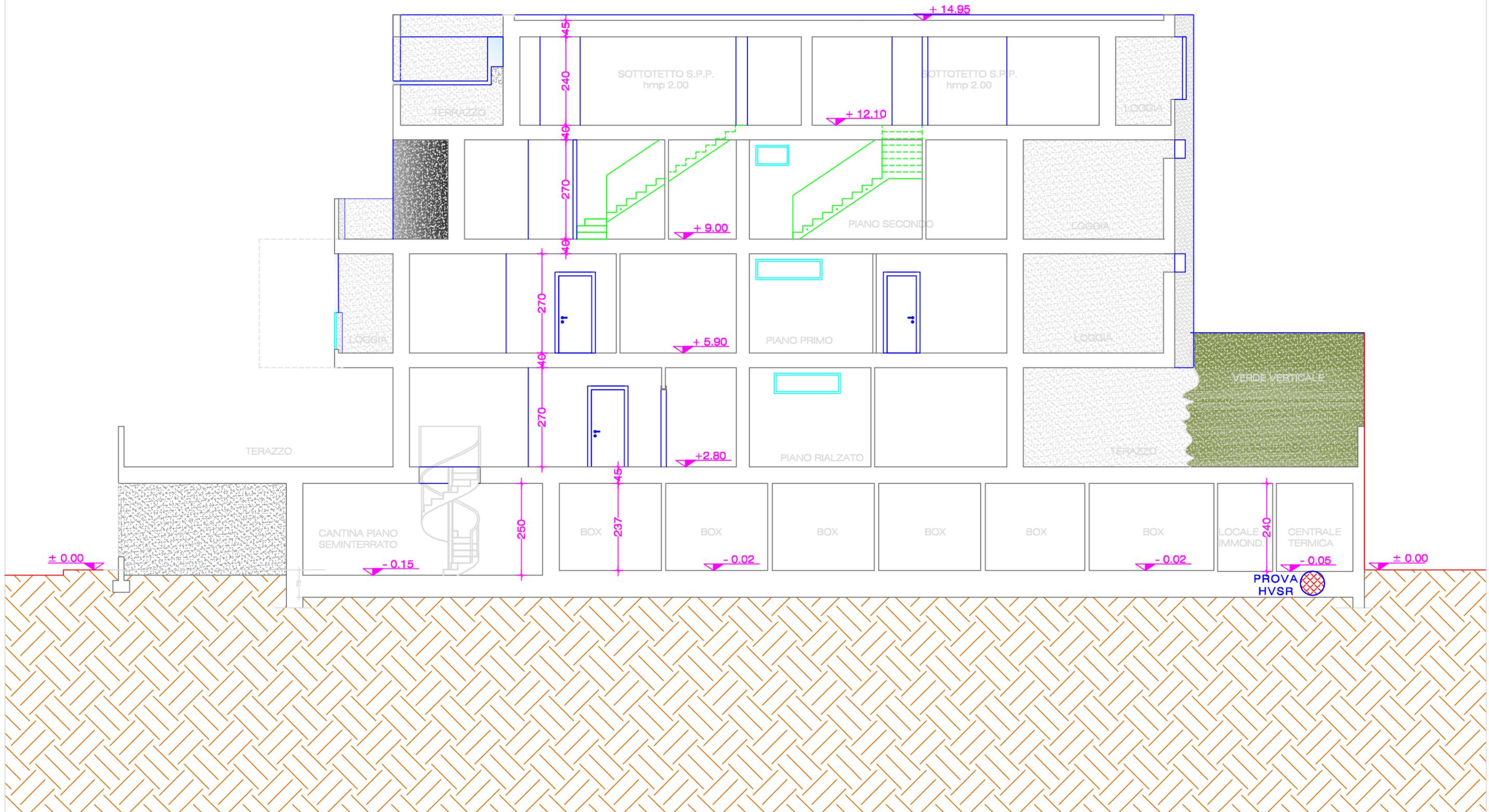
Il valore di N_{SPT} min. in Tab. 5 è stato stimato cautelativamente sulla base della successione litostratigrafica desunta da due pozzi limitrofi all'area di indagine (cfr. **All. 1**).

In linea generale, i valori indicati nelle Tabb. 5 e 6 sono peraltro confermati nello studio della componente geologica comunale a supporto del PGT (Cap. 6 e Tav. 5 del PGT); al par. 6.3, in particolare, l'insieme delle indagini effettuate sul territorio comunale indica che l'area di indagine della presente relazione tecnica rientra in una fascia di transizione tra il Fiume Lambro ad Ovest e le aree più distali ad Est caratterizzata mediamente da valori di N_{SPT} < 10, **angolo di attrito interno, ϕ'** da 28°÷30° ed un peso di **volume asciutto, γ** compreso tra 1.7÷1.9 t/m³, per cui i valori assunti sono stati assunti cautelativamente pari a quelli medi per l'area considerata.

TAV. 1 - PLANIMETRIA
con ubicazione prova HVSR
scala 1:100



TAV. 2 - SEZIONE LONGITUDINALE
con ubicazione prova HVSR
scala 1:100





8 – CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Considerando le condizioni geotecniche al contorno, quali il tipo di fondazione adottata, la profondità del piano fondale ed parametri geotecnici dei terreni utilizzati indicati in **Tab. 6**, il calcolo della portata limite (q_{lim}) e della portata ammissibile (q_{amm}) dei terreni di fondazione è stato svolto utilizzando l'Approccio 2 (A1+M1+R3) previsto dalle NTC 2008.

Condizioni di calcolo: alla profondità di entrambi i piani di imposta delle fondazioni, la litologia corrispondente è quella relativa a terreni di tipo “granulare”; è quindi stata presa in considerazione un'applicazione dei carichi in **condizioni drenate** ed in assenza di falda; in questo caso i parametri tipici di resistenza al taglio che intervengono sono: **angolo di attrito $\varphi' \neq 0$ e coesione $c' = 0$** .

L'angolo di attrito dei terreni di fondazione (φ') è stato stimato cautelativamente e corrisponde al valore minimo; gli altri parametri di calcolo sono riassunti in **Tab. 5**:

Tab. 5 – Parametri di calcolo caratteristici

Tipo di terreno e addensamento	<i>ghiaia con sabbia in matrice limosa sciolta</i>
Falda:	<i>Assente</i>
Peso di volume secco	$\gamma_d = 18 \text{ Ton/m}^3$;
Dimensioni fondazione (§ 7.1):	$B = 9.30 \text{ m}; \quad L = 29.30 \text{ m}$
Profondità piano di posa:	$H_f = 0.75 \text{ m}$
Spessore riempimento intradosso:	$D = 0.50 \text{ m}$ (<i>profondità d'incastro della fondazione</i>)
Angolo di attrito efficace ultimo:	$\varphi' = 28^\circ$ (0.4887^{rad})
Fattori di capacità portante:	$N_\varphi = 2.77; \quad N_q = 14.72; \quad N_\gamma = 16.72$ (Vesic, 1975)
Coesione:	$c' = 0$
Fattore di forma	$s_q = 1.40; \quad s_\gamma = 0.72$ (Brinch-Hansen, 1970)
Fattore di profondità	$d_q = 1.02; \quad d_\gamma = 1$ (Brinch-Hansen, 1970)

Considerando le condizioni geotecniche al contorno, quali il tipo di fondazione adottata e la profondità del piano fondale, il calcolo della portata limite (q_{lim}) dei terreni di fondazione è stato svolto utilizzando la soluzione generale di Terzaghi (1943) modificata da Brinch-Hansen (1970):

$$q_{lim} = q_0 \cdot N_q \cdot d_q \cdot s_q + \frac{1}{2} \cdot B' \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

dove:

- $q_0 = \gamma_d \cdot D$ = carico litostatico del terreno sopra il piano di fondazione = 0 (dove: γ_d = peso di volume secco del terreno di riempimento; D = profondità di incastro della fondazione);



- γ' = peso specifico del terreno naturale;
- B = larghezza equivalente della fondazione;
- N_ϕ , N_q , N_γ = fattori di capacità portante (Vesic, 1975)
- s_q = fattore di forma (Vesic, 1975) = $1 + B'/L \cdot \tan \phi'$;
- s_γ = fattore di forma (Vesic, 1975) = $1 - 0.4 B'/L$;
- d_q , d_γ = fattori di profondità, per $D/B \leq 1$ (Brinch-Hansen, 1970); $d_q = 1 + 2 D/B \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2$; $d_\gamma = 1$.

Sviluppando la soluzione generale di Brinch-Hansen, si ottiene quanto segue:

$$\text{Portata limite, } q_{lim} = 13.75 \text{ kg/cm}^2 = 1348.4 \text{ kPa}$$

Verifica agli Stati Limite Ultimi (nuova normativa, DM 14/01/08 “NTC2008”)

La nuova normativa tecnica in tema di costruzioni utilizza un approccio radicalmente diverso da quello precedente, ovvero parte dal presupposto che opera e terreno siano strettamente correlati tra loro.

Altro elemento determinante in questa nuova metodologia è la valutazione del complesso delle Azioni (A), dei parametri geotecnici (M) e delle reazioni (R), elementi a cui vengono applicati una combinazione di coefficienti parziali rispettivamente di amplificazione delle Azioni (γ_F) o di riduzione dei parametri geotecnici (γ_M) e delle resistenze (γ_R).

L'insieme dei parametri soggetti a particolari combinazioni di coefficienti, dovranno infine soddisfare la seguente relazione:

$$\text{Valore di progetto dell'Azione delle strutture} \quad [E_d \leq R_d] \quad \text{Valore di progetto della Resistenza geotecnica}$$

Per le verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) del complesso opera/terreno per fondazioni superficiali, ovvero della stabilità dell'opera in funzione delle sollecitazioni strutturali verrà utilizzato l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

I coefficienti di riduzione M1 dell'Approccio 2 di fatto non vanno a modificare i parametri geotecnici esistenti; la Resistenza (Rd) corrisponde al carico limite q_{ult} (o q_{lim}) calcolato col metodo Brinch-Hansen secondo la vecchia normativa (D.M.LL.PP. 11 marzo 1988) ridotto di un coefficiente $\gamma_R = 2.3$, ovvero:

$$\text{Resistenza, } R_d \Rightarrow q_{ult} / \gamma_R = 13.75 \text{ kg/cm}^2 / 2.3 = 6.00 \text{ kg/cm}^2 = 588 \text{ kPa}$$

Per il calcolo del Valore di progetto dell'Azione delle strutture (E_d) agli SLU è necessario applicare ai singoli parametri indicati al § 8 ed valori dei carichi di esercizio permanenti



ed accidentali (al momento non noti) i coefficienti parziali nelle tabb. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I delle NTC2008; i coefficienti parziali da applicare sono riassunti nella tabella seguente (**Tab. 8**):

Tab. 8 – Valori di progetto delle Azioni e delle Resistenze per la verifica agli SLU

Gruppo	Parametri	Coeff. di amplif. ca.	Valore reale	Valore corretto
Azioni (A1)	Carichi permanenti	$\gamma_{G1} = 1.3$	non noto	non noto kPa
	Carichi variabili	$\gamma_{Q1} = 1.5$	non noto	
Resistenze (M1)	Coesione efficace, c'_k	$\gamma_{c'} = 1.0$	0.36 kg/cm^2	0.36 kg/cm^2
	Peso unità di volume, γ	$\gamma_\gamma = 1.0$	18.6 kN/m^3	18.6 kN/m^3

Dati i valori corretti delle Azioni, **Ed** (al momento non noti) e delle Resistenze, **Rd** nell'Approccio 2, il complesso opera/terreno di fondazione sarà verificato alle SLU quando:

$$E_d \leq R_d$$

Sarà onere dello strutturista, conoscendo il **Valore di progetto unitario dell'Azione** delle strutture (**Ed**), verificare tale rapporto che verosimilmente sarà ampiamente soddisfatto considerando i valori geotecnici cautelativi assunti.

Verifica sulla potenziale liquefazione dei terreni

Viste le caratteristiche litologiche dei terreni presenti precedentemente descritte, ai sensi del comma 2 (accelerazioni massime attese, $a_{g \max} < 0.1 \text{ g}$) e del comma 5 (distribuzione granulometrica estremamente grossolana) dell'**art. 7.11.3.4.2 delle NTC2008**, è possibile escludere la verifica alla liquefazione per i terreni di fondazione.

9 – CALCOLO DEI CEDIMENTI

Non avendo potuto realizzare le prove penetrometriche e quindi non avendo a disposizione i valori di N_{SPT} necessari ad utilizzare il metodo sperimentale di Burland e Burbidge appositamente sperimentato su oltre 200 casi reali per fondazioni sia isolate che continue su terreni non coesivi, non è possibile definire l'entità di un cedimento.

La presenza però di una platea estesa di fondazione e la presenza di una litologia particolarmente grossolana portano a stimare cedimenti omogenei inferiori ai 5 mm che si sviluppano al 75% entro il primo anno di costruzione dell'edificio.



CONCLUSIONI

Il modello geologico e geotecnico dei terreni di fondazione relativi all'intervento in progetto è stato ricostruito sia sulla base di prove geofisiche indirette del tipo HVSR, le quali hanno permesso di definire il profilo sismico caratteristico fino a profondità superiori a 30 m dal p.c. e le V_{s30} , grazie alle quali è stata attribuita una Categoria di suolo sismico secondo le NTC 2008.

La mancanza delle prove penetrometriche per impossibilità di esecuzione è stata sopperita dai risultati della prova HVSR, dalla stratigrafia di due pozzi pubblici posti nelle immediate vicinanze e dalla serie di informazioni dedotte dallo studio per la componente geologica Componente Geologica, Idrogeologica e Sismica del PGT di Cologno Monzese.

Tutte le informazioni hanno consentito di stimare cautelativamente e ragionevolmente i parametri geotecnici attraverso i quali è stato possibile calcolare la capacità portante agli SLU dei terreni di fondazione, che risulta decisamente elevata in funzione della fondazione a platea adottata, com'era lecito aspettarsi.

Analogamente non è stato possibile stimare l'entità dei cedimenti ma anche per questi, verosimilmente, il loro valore atteso assume sarà sicuramente contenuto e soprattutto il 75% di questi si esauriscono in fase costruttiva; l'adozione di una fondazione del tipo a platea annulla l'eventualità di possibili cedimenti differenziali.

Come unica prescrizione, si raccomanda di adottare particolari cautele per la realizzazione dei tratti fognari, che dovranno essere dei tipo a tenuta stagna e dovranno essere assoggettati a collaudo; non è ammesso alcun tipo di dispersione nel terreno, nemmeno delle acque meteoriche.

Si rimane a disposizione per eventuali chiarimenti e/o integrazioni a richiesta dell'ingegnere strutturista.

Il tecnico incaricato




Dott. Geol. Luca Beretta

Melzo (MI), Novembre 2016



Bibliografia

- [1] – **Meccanica dei Terreni** – T.W. Lambe & R. Whitman - Dario Flaccovio Editore (1997)
- [2] - **Prove Geotecniche in sito - II edizione (F. Cestari)** - Ediz. GEO-GRAPH, Segrate (1996)
- [3] - **Raccomandazioni AGI sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche** - Associazione Geotecnica Italiana (1977)
- [4] - **Geotecnica** (Renato Lancellotta) - Ediz. Zanichelli, 1987
- [5] - **DECRETO MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI 11 MARZO 1988 (G.U. 1/6/'88, n. 127 suppl.)**
- [6] - **Il manuale del Geologo (M. Casadio, C. Elmi)** - Pitagora Editrice Bologna, 1995

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

D.M. LL.PP. del 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 P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003: Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

D.G.R. 30 marzo 2016, n. 5001 – Approvazione delle Norme di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai Comuni in materia sismica (art. 3, comma 1 e 13 della L.R. 33/2015)

D.M. 14/01/2008 - Approvazione Norme Tecniche per le Costruzioni (Gazzetta Ufficiale 04/02/2008, n. 29 - Supplemento Ordinario n. 30).

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del C.S.L.P. – Nuova Circolare delle Norme Tecniche per le Costruzioni (S.O. n. 27 della Gazzetta Uff.le 26 febbraio 2009, n. 47)

Ministero dell'Ambiente, della tutela del territorio e del mare – Direz. Gen. tutela del territorio e delle risorse idriche: Indirizzi operativi per l'attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione ed alla gestione dei rischi da alluvioni con riferimento alla predisposizione delle mappe della pericolosità e del rischio di alluvioni (D.Lgs. n. 49/2010) - Documento conclusivo del Tavolo tecnico Stato-Regioni