

COMUNE DI SESTO SAN GIOVANNI

Provincia di Milano

(Zona sismica 3 - D.G.R. 11 luglio 2014, n. 2129)

INTERVENTO DI ADEGUAMENTO DELLE OPERE FOGNARIE A SERVIZIO DELL'AREA DEL TERMOVALORIZZATORE DI SESTO S. GIOVANNI

RELAZIONE GEOLOGICA, SISMICA E DI PRIMA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA



**IL GEOLOGO
DR GIOVANNI BASSI
Novembre 2014**

PREMESSA

Presso l'impianto CORE è in progetto una vasca di laminazione delle portate meteoriche per l'area del termovalorizzatore.

Il sito in discussione è a circa 133 m s.l.m. individuato negli Allegati 1 e 2, Corografia ed Estratto di mappa e si colloca in prossimità del fiume Lambro e dello svincolo tra Tangenziale Nord e Est.

La seguente perizia è eseguita avendo come riferimento le seguenti norme:

Disposizioni Europee e Nazionali:

- D.M. 11.3.88 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- D.M. 14.01.2008, Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni
- CC. Sup. LL. PP.: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" (D.M. 14.01.2008. Circolare 02.02.2009.
- CC. Sup. LL. PP, Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale, Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007
- Eurocodice 8 (1998), Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture, Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- Eurocodice 7.1 (1997), Progettazione geotecnica – Parte I : Regole Generali - UNI
- Eurocodice 7.2 (2002), Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI
- Eurocodice 7.3 (2002), Proget. geotecnica – Parte II : Progettazione assistita con prove in sito (2002). UNI
- Circ. 02.02.2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "N.T.C." di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Disposizioni Regionali:

- L.R. 12/05, Criteri attuativi, Componente geologica, idrogeo. e sismica, DGR 30.11.11 n. 9/2616, All. 5.
- Regione Lombardia, Giunta Regionale, Direzione Generale Sicurezza, Polizia Locale e Protezione Civile "Approvazione elenco tipologie degli edifici e opere infrastrutturali e programma temporale delle verifiche di cui all'art. 2, commi 3 e 4 della O.P.C.M. 20.3.03 n. 3274, in attuazione della D.G.R. 7.11.03 n. 14964.
- D.G.R. 11 luglio 2014, n. 2129.

Al fine di determinare le caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni in sito si sono appositamente eseguite il 14/11/14 n. 4 prove penetrometriche SCPT.

Il comune di Sesto San Giovanni è inserito in Zona sismica 3 (**D.G.R. 11 luglio 2014, n. 2129**) (pericolo sismico medio), è dotato di PGT con componente sismica¹.

Nella componente geologica del PGT (2012), per l'area in esame, è segnalata una classe di fattibilità 3 con consistenti limitazioni (fig. 1).

L'assegnazione alla Classe di Fattibilità Geologica 3 deriva principalmente per aree con rischio idraulico R1 e R2, con aree interessate da esondazione in corrispondenza di eventi con tempi di ritorno superiore ai 200 anni.

¹ DGRL 28.5.08 n. 8/7374 All. 5, non è adeguato alla DGR 30.11.11 N. 9/2616, All. 5, che ha sostituito la precedente .

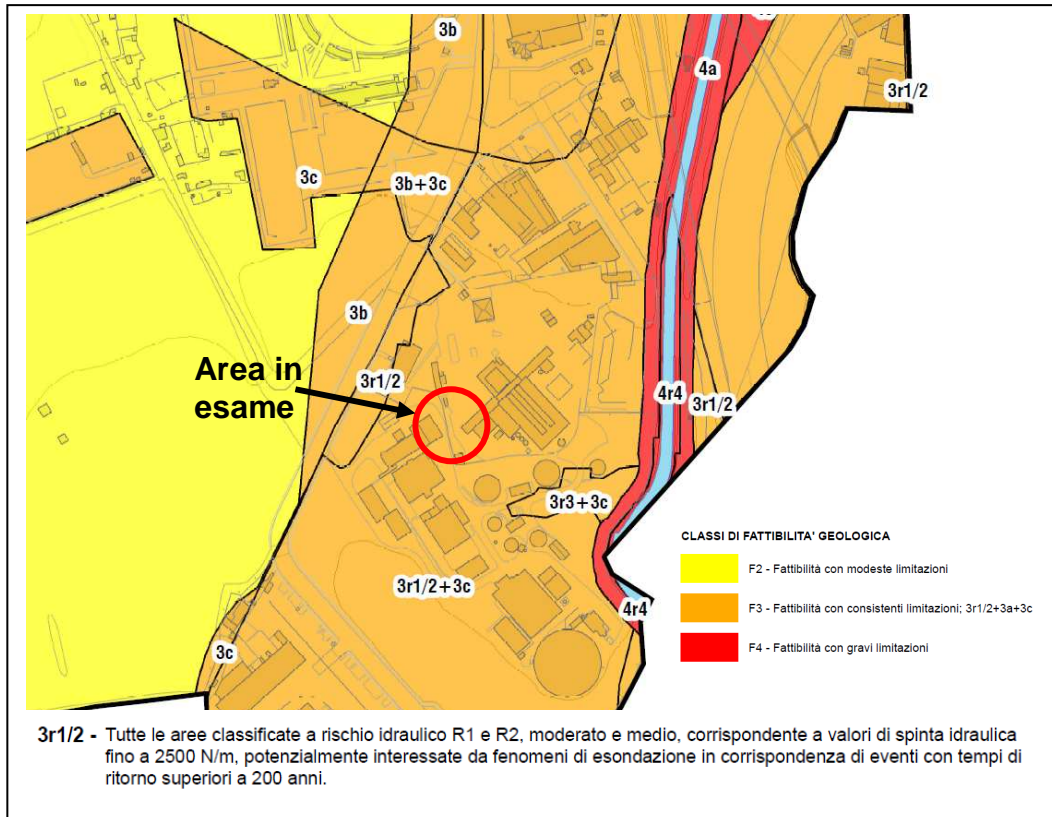


Fig. 1 - Estratto da Carta di Fattibilità Geologica – PGT 20121 .

1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO - IDROGEOLOGICO

Gran parte del territorio comunale è interessato da depositi appartenenti al Diluvium recente, che costituisce il Livello Fondamentale della Pianura con ghiaie sabbiose prevalenti e solo occasionalmente con sabbie. Esso si estende uniformemente su tutta l'area, interrotto soltanto, lungo il limite orientale, dai depositi alluvionali del Lambro. Il carattere uniforme qui sottolineato si riferisce alle sue caratteristiche morfologiche.

Diversa è la distribuzione litologica e deposizionale: la natura del Diluvium recente presenta infatti notevoli variazioni soprattutto nella parte superficiale, dove non è sempre rilevabile lo strato di alterazione, ben presente e tipico negli altri depositi diluviali più antichi. Dove esiste, questo strato di alterazione varia tra un minimo di 20 cm ed un massimo di 70 cm. La sua oblitterazione o la sua scomparsa sono spesso dovute a cause antropiche. Le attività antropiche hanno infatti modificato essenzialmente lo strato superficiale del terreno di Sesto San Giovanni: quando questo non è avvenuto, analoga trasformazione è avvenuta per opera della vegetazione spontanea, che ha costituito con il tempo uno strato humico di colore bruno-rossastro o bruno-giallastro, che rappresenta la colorazione caratteristica di questo deposito diluviale recente.

Nell'area di Sesto San Giovanni mancano invece depositi superficiali di tipo eluviale, che sono in genere dovuti all'azione di acque di ruscellamento o di irrigazione. In genere, dove manca lo strato di alterazione prima descritto, le ghiaie e le sabbie superficiali possono avere, per lo spessore di 40/50 cm, un colore rossastro dovuto sempre all'attività di alterazione degli agenti atmosferici. Più uniforme appare invece la costituzione litologica del deposito di Diluvium recente al disotto della zona superficiale. L'area di Sesto San Giovanni appartiene alla porzione settentrionale del deposito, ed è quindi costituita prevalentemente da ghiaie e sabbie, con intercalazioni di straterelli limosi argillosi.

Dal punto di vista idrogeologico il Lambro gioca un ruolo molto importante, non tanto con il suo alveo, interessato da una modesta portata in periodi normali, e quindi per gran parte dell'anno, bensì con le acque molto più abbondanti del suo subalveo e dei suoi paleoalvei.

Il territorio di Sesto San Giovanni è pianeggiante, ed è interessato da depositi caratterizzati da permeabilità medio-alta, con possibilità quindi di infiltrazione da parte di acque superficiali e meteoriche, che raggiungono le falde acquifere del sottosuolo qualora esse non siano sufficientemente protette e quando siano minacciate da fonti di inquinamento per scarichi industriali incontrollati.

Bisogna pertanto definire alcuni concetti-guida per chiarire con esattezza le condizioni di esistenza e di circolazione delle acque sotterranee.

Anzitutto il concetto di vulnerabilità degli acquiferi, che si basa sulle caratteristiche di permeabilità: in gran parte dell'area la permeabilità superficiale è alta, per cui la vulnerabilità è altrettanto alta.

Solo localmente esistono banchi argillosi, sempre di debole spessore in genere inferiore al metro, di origine colluviale, in seguito ai fenomeni di argillificazione che hanno interessato i depositi del Diluvium recente. Tuttavia, questa debole argillificazione degli strati superficiali è stata in genere asportata dall'attività antropica, un tempo agricola, in seguito edificatoria, con vasti movimenti di terra, che hanno modificato essenzialmente la prima porzione di terreno superficiale.

il territorio di Sesto San Giovanni presenta due principali tipologie di deposito: la maggior parte dell'area è interessata da materiali appartenenti al Diluvium recente, mentre una fascia di depositi più tipicamente alluvionali interessa il grande alveo del f. Lambro.

Questa è l'area che presenta le maggiori vulnerabilità idrogeologiche per i seguenti motivi:

- si tratta di materiale molto permeabile, composto da ghiaie e sabbie fresche, senza tracce di argillificazione superficiale;
- il Lambro costituisce una via d'acqua di notevole interesse idrologico e quindi può essere il veicolo ideale per il trasporto e la sedimentazione di materiali estranei ed inquinanti;
- l'area del grande alveo è una zona di contatto tra acque superficiali e gli acquiferi sotterranei, che forniscono poi l'acqua per usi idropotabili.

Dalle fig. 3 si nota che il flusso della falda e le relative isofreatiche tendono ad essere regimate dal fiume Lambro anche se non tracciate nella loro interezza verso l'alveo del fiume stesso.

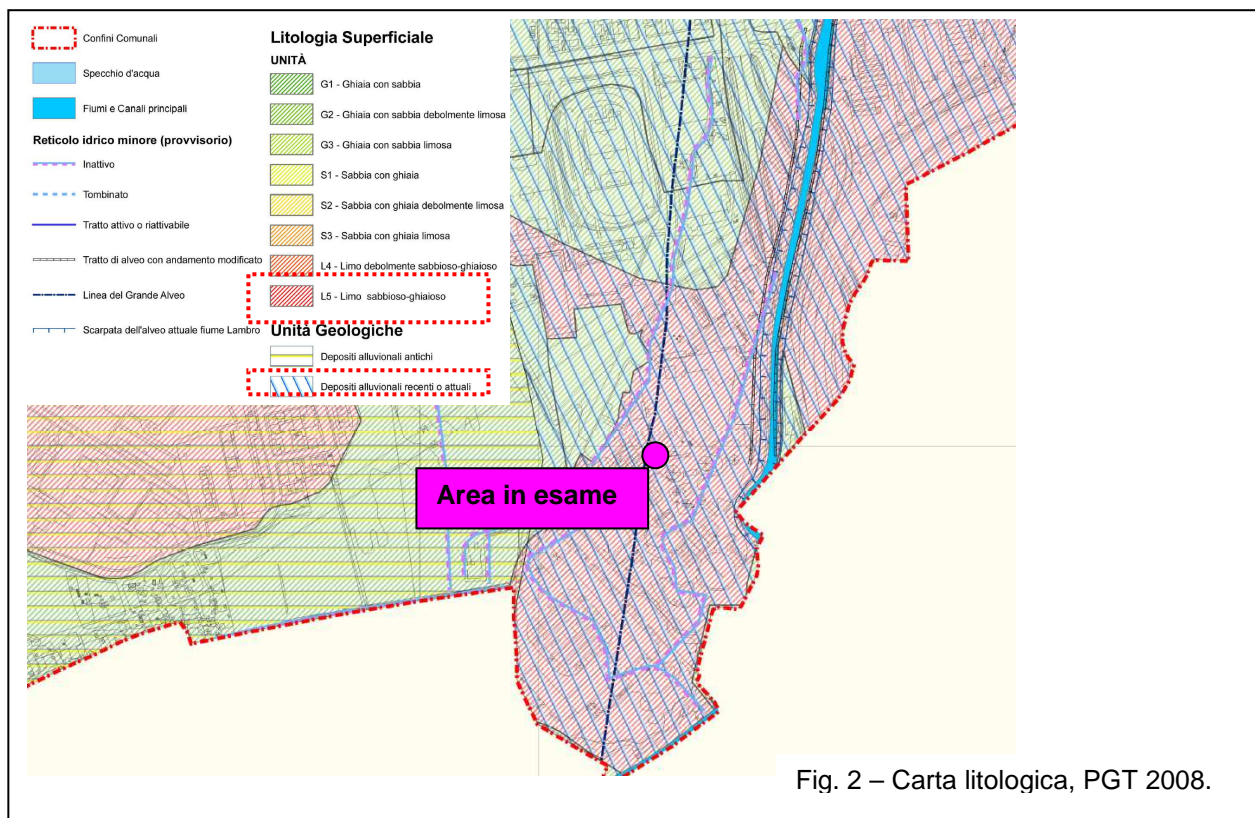
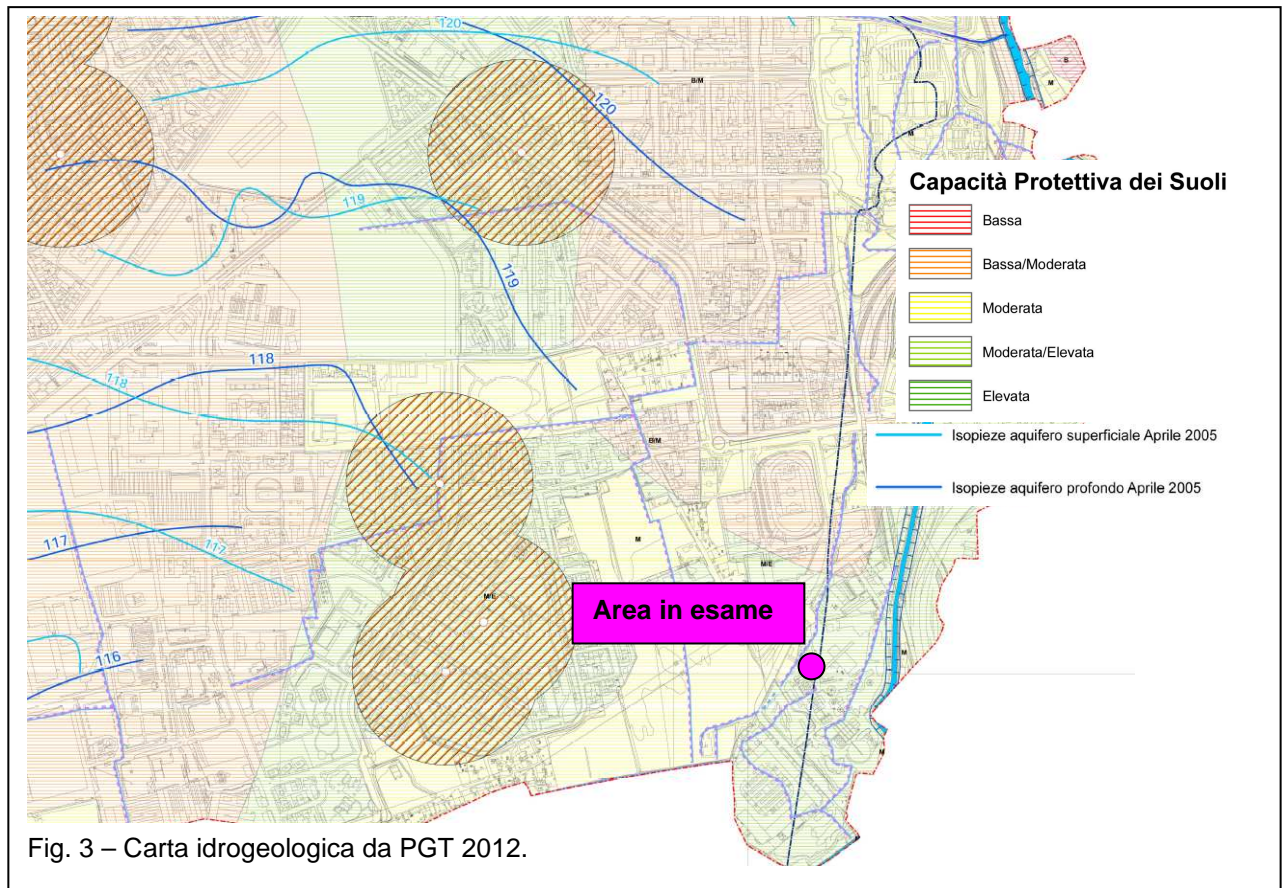


Fig. 2 – Carta litologica, PGT 2008.



2. CARATTERISTICHE LITOLOGICHE E GEOTECNICHE DEI TERRENI

Si discutono, nel capitolo che qui segue, le condizioni geotecniche del sito in discussione.

Al fine di qualificare la natura del sottosuolo ci si avvale dei risultati di 4 verticali di prova penetrometrica dinamica SCPT eseguite il 14/11/2014 e i cui certificati sono in **Allegato 3**, che qui di seguito si interpretano.

SCPT 1			
Profondità	Litologia	Np medio	ϕ medio
0,00-3,90	limo sabbioso	3	27°
3,90-5,70	sabbia media	13	31°
5,70-8,10	sabbia e ghiaia	48	39°
Livello falda: non presente			

SCPT 2			
Profondità	Litologia	Np medio	ϕ medio
0,00-4,20	limo sabbioso	3	27°
4,20-6,00	sabbia media	11	30°
6,00-6,90	sabbia e ghiaia	36	37°
Livello falda: non presente			

SCPT 3			
Profondità	Litologia	Np medio	ϕ medio

0,00-1,50	limo sabbioso	2	26°
1,50-6,30	sabbia media	13	31°
6,30-6,90	sabbia e ghiaia	30	34°
Livello falda: non presente			

SCPT 4			
Profondità	Litologia	Np medio	ϕ medio
0,00-3,30	sabbia limosa	5	28°
3,30-6,00	sabbia media	12	30°
6,00-7,20	sabbia e ghiaia	32	36°
Livello falda: non presente			

In prima analisi si nota che le prove presentano depositi scarsamente addensati nella porzione più superficiale con depositi sabbiosi fini o limosi. Negli strati più profondi l'addensamento e la granulometria gradualmente aumenta con la profondità con la presenza anche di sabbia e ghiaia o ghiaia.

3. AZIONE SISMICA: ANALISI PROVE INDIRETTE - SUOLO

L'area in esame è caratterizzata dallo scenario di pericolosità sismica locale Z4a (fig. 4). Questo scenario è caratteristico di zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi; gli effetti possibili sono amplificazioni litologiche e geometriche.

Al fine di determinare le caratteristiche sismiche dell'edificio ed il suo comportamento rispetto al suolo sismico è stata eseguita un'indagine sismica tipo MASW (Multichannel Spectral Analysis of Waves) in prossimità dell'intervento in esame (All. 4).

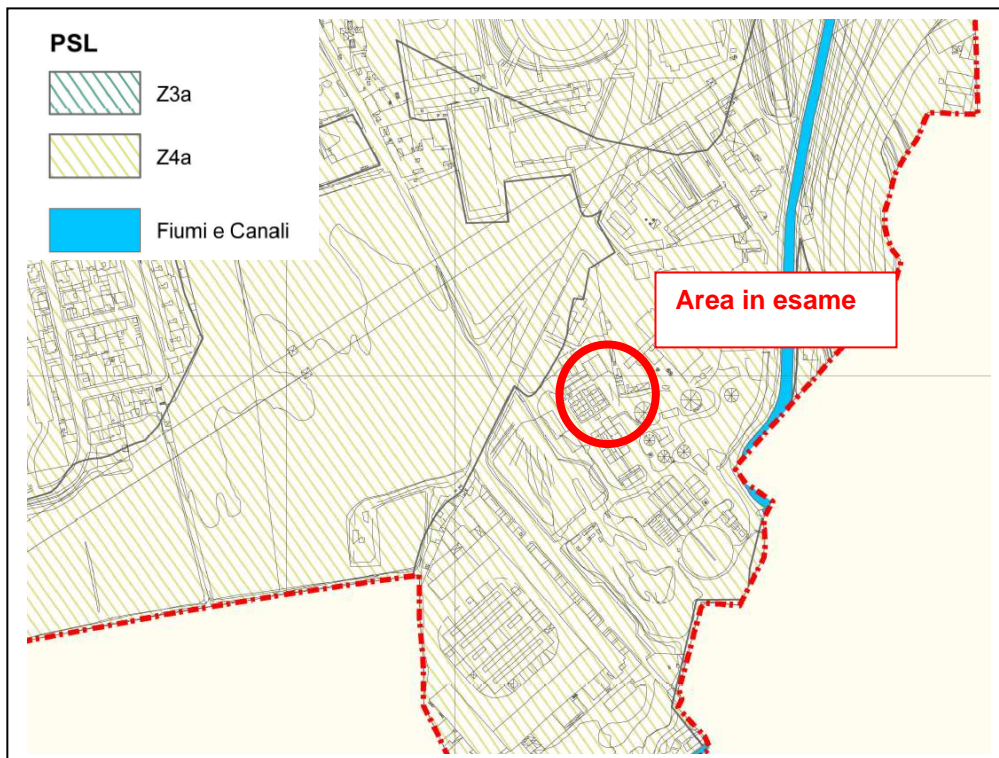


Fig. 4 – Estratto carta pericolosità sismica locale. PGT 2013.

Questa indagine è finalizzata all'analisi del rischio sismico e serve a misurare le velocità delle onde di taglio (onde V_{s30}) nel sottosuolo. Successivamente alla rilevazione di campagna si è proceduto all'elaborazione dei dati con la finalità di ricostruire il periodo naturale di oscillazione del sito in discussione ed il fattore di amplificazione sismica locale, utilizzando il metodo indicato da Regione Lombardia (D.G.R.L. 28.05.08 n. 8/7374, Allegato 5) e quello disposto dal D.M.14.01.08 che qui di seguito si sviluppano.

Successivamente alla misura di campagna si è proceduto alla elaborazione dei dati, con la finalità di ricostruire il periodo naturale dei siti ed il fattore di amplificazione sismica, ai sensi della L.R. 12/2005.

Il comune di Sesto San Giovanni è inserito in zona sismica 3.

I modelli interpretativi delle Vs sono riportati in Figura 1 e i dati di velocità e profondità dei singoli strati (profondità in m e velocità in m/s) sono in Tab 1.

Risultati Elaborazione MW

Strato	profondità		Spessore m	Vel. m/sec
	da	a		
Strato1	0.00	0.67	0.67	104
Strato2	0.67	1.77	1.10	206
Strato3	1.77	3.04	1.27	178
Strato4	3.04	5.01	1.97	223
Strato5	5.01	7.08	2.07	291
Strato6	7.08	13.34	6.26	426
Strato7	13.34	30.00	16.66	661

Tab. 1 – distribuzione verticale delle Vs

$$V_{s30} = 401 \text{ m/sec}$$

Che corrisponde alla categoria del suolo di fondazione di tipo **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_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s).

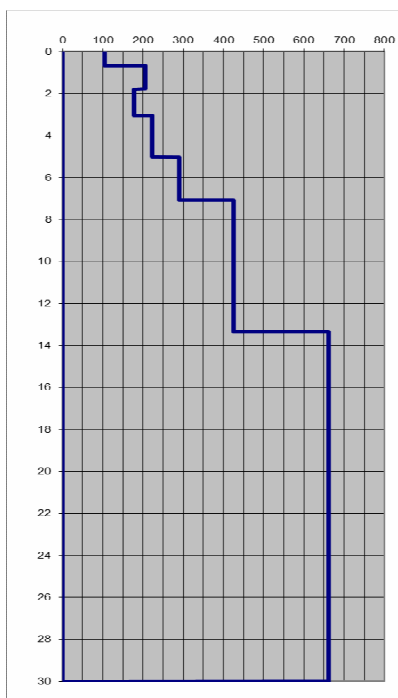


Fig. 5 – Grafico Velocità Vs – profondità.

In Tabella 2 sono sintetizzati i valori di V_{s30} (velocità media delle Vs nei primi 30 m), il tipo di suolo di fondazione, il periodo proprio del sito (T_p) calcolato dalle V_{s30} ed i valori calcolati del Fattore di Amplificazione (Fa) per le due tipologie di edifici: $0.1 < T \leq 0.5$ s e $T > 0.5$ s. Nell'ultima riga sono riportati i valori soglia (di riferimento) forniti dalla Regione Lombardia.

Linea	V_{s30}	Suolo sismico	Periodo (T_p)	Fa ($T=0.1-0.5$ s)	Fa ($T>0.5$ s)
Masw MW_Sesto	401	B	0.324	1.81/2.34	1.15/1.19
Fa di riferimento Regione Lombardia – Comune di Sesto S.G.				1.4	1.7

Tab. 2 – V_{s30} , Terreno di Fondazione, T_p e Fa

Paragonando tali valori di soglia con quelli calcolati assumendo una variabilità massima di ± 0.1 dei valori di Fa, per tenere in conto il diverso contenuto in frequenza del moto di input, si evince che:

Scheda Litologia Ghiaiosa

$Fa_{0.1+0.5} = 1.81 \pm 0.1 > \text{valore soglia per suolo B} = 1.4$

$Fa_{0.5+1.5} = 1.15 \pm 0.1 < \text{valore soglia per suolo B} = 1.7$

Scheda Litologia Limo-sabbiosa tipo 1

$Fa_{0.1+0.5} = 2.37 \pm 0.1 > \text{valore soglia per suolo B} = 1.4$

$Fa_{0.5+1.5} = 1.19 \pm 0.1 < \text{valore soglia per suolo B} = 1.7$

Quindi si evince che per entrambe le schede di litologia analizzate per periodo $0.1+0.5$, caratteristico di edifici “rigidi” utilizzando la curva 1, il valore Fa è maggiore al valore di soglia quindi è consigliabile considerare insufficienti gli spettri da normativa ed eseguire studi più approfonditi oppure utilizzare lo spettro caratteristico della categoria di suolo sismico **superiore** a quella rilevata dalle indagini in situ (nel caso in esame si dovrà quindi adottare cat. **Suolo C** e non B).

Per il caso di edifici “flessibili” (periodo $0.5+1.5$) utilizzando la curva unica, il valore Fa calcolato in entrambi i casi, è inferiore al valore di soglia, quindi quest’ultima è sufficiente a tenere in considerazione possibili effetti di amplificazione litologica e possono considerarsi sufficienti gli spettri da normativa (classe di pericolosità H1 e Suolo sismico B).

Definizione dell’accelerazione orizzontale propria del sito: applicando D.M. 14 gennaio 08 “ Norme Tecniche per le Costruzioni”, per definire principalmente **l’accelerazione orizzontale propria del sito**, si introduce un sisma di progetto, considerando punti di ancoraggio (nodi) di una rete di 4 km di lato. Sono introdotti gli Stati Limite sismici probabilistici e l’intensità della componente orizzontale del sisma è trattata come un campo aleatorio (in ogni punto del territorio il sisma è rappresentato da una variabile aleatoria).

Qui di seguito sono definiti i parametri da inserire nella **NUOVA VERSIONE SPETTRI DI RISPOSTA VER.1.03** del programma sperimentale che fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale, fornito dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti per la verifica geotecnica in aree sismiche nel D.M. 14.01.2008.

Parametri

Il D.M. 14.01.08 classifica la struttura in discussione come:
edificio con vita nominale della struttura $V_n = 50$ anni,

classe d'uso in funzione della destinazione II,
coefficiente $C_u = 1.0$,
coordinate geografiche del sito: 9,257676°E, 45.522130°N (Fig. 3).



Fig. 3 – Immagine satellitare con coordinate WGS83-GD dell'edificio in esame.

Qui di seguito sono trascritti i dati utili per i calcoli relativi all'ipotesi di fondazione (Tab. 3).

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,020	2,555	0,170
SLD	50	0,025	2,546	0,194
SLV	475	0,054	2,634	0,280
SLC	975	0,066	2,661	0,297

Tab. 3

Dove si ha che:

A_g : accelerazione orizzontale massima al sito (0.054 g);

F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c : periodo di inizio tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

SLO: stato limite di operatività;

SLD: stato limite di danno;

SLV: stato limite di salvaguardia della vita;

SLC: stato limite di prevenzione del collasso.

4. MODELLO GEOLOGICO E GEOFISICO DI RIFERIMENTO (D.M. 14.01.08, cap. 6)

Il **modello geologico di riferimento**, relativo al sito in discussione, considerando il contesto geologico locale in cui si inserisce, è compendiato come qui segue:

Litozona A: costituita da copertura agraria con spessore di 0.50-0.60 m, con al di sotto depositi sabbioso limosi o sabbioso fini scarsamente addensati fino a -1.50/4.20 m da p.c. (limite inferiore disomogeneo), $N_p \approx 2-5$, ϕ da 26° a 28° ;

Litozona B: dal letto della litozona A fino a -9.00 m da p.c., caratterizzata da sabbia media addensata con ghiaia o ghiaia e sabbia, $N_p > 10$, ϕ da 30° a 39° .

La falda è posta ad una profondità a circa -17.00/18.00 m da p.c., in accordo con quanto previsto da PGT e regimata dall'azione idraulica del fiume Lambro.

Sulla scorta dei dati geognostici e di quelli geofisici si definisce, nella seguente Tabella 4, il **modello geologico-geofisico di riferimento**, con evidenziate le litozone, i relativi angoli di attrito interno, la velocità V_{s30} e la tipologia di suolo sismico:

Profondità (m)	Litozona	$\Delta \phi$	V_s media(m/s)	Tipo di suolo sismico da adottare
0.00- 1.50/2.40	A	$26^\circ - 28^\circ$	401	C per l'intervento in esame
1.50/2.40-8.10	B	$30^\circ - 39^\circ$		

Tab. 4 - Modello geologico - geofisico

5. IPOTESI DI FONDAZIONE

Qui di seguito è trattata, in prima approssimazione, un'ipotesi di fondazione con platea, per valutare la capacità portante degli strati superficiali, nella condizione geotecnica maggiormente variabile per la vasca di laminazione come rappresentato in Fig. 4.

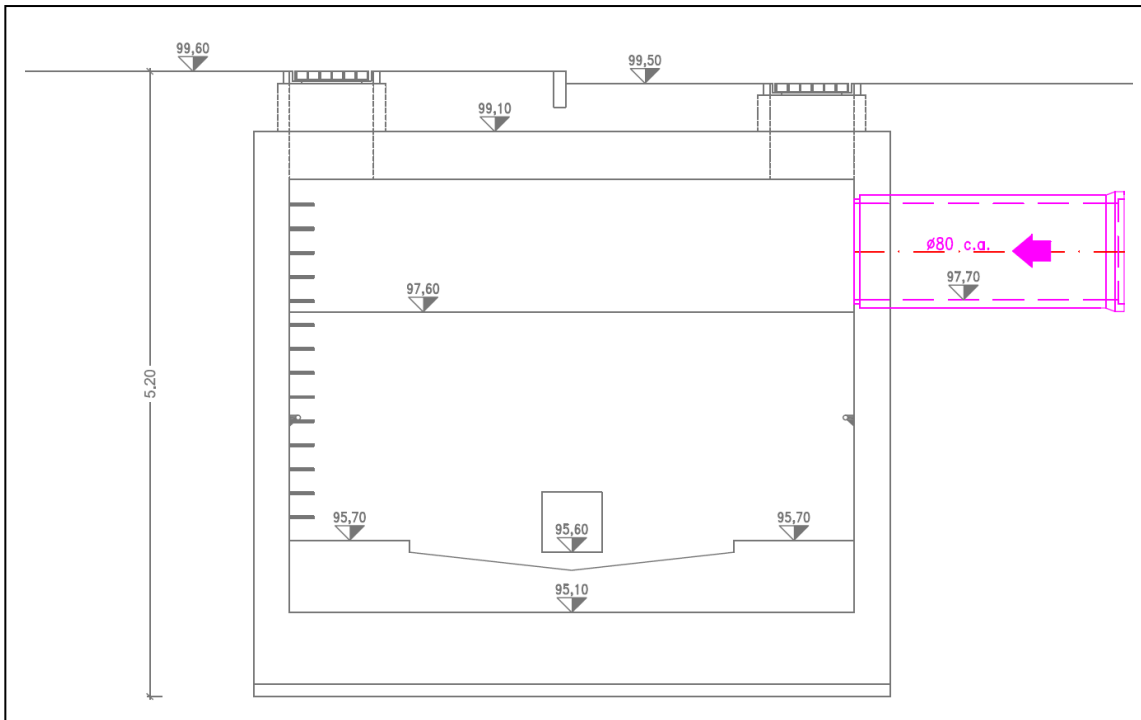


Fig. 4 – Sezione trasversale vasca laminazione.

Platea vasca laminazione 5.30 x 30.00 m², piano di posa a – 5.20 m da p.c. da verificare 4.00 kg/cm².

Si discute, con il metodo degli stati limite². I calcoli relativi all'ipotesi di fondazione sono riferiti a una edificazione in condizione "normale", che non necessita di alcun rinforzo di carattere strutturale, ma che si riferisce solamente alla portanza del terreno.

Affinché una fondazione sia verificata, nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo Stato Limite Ultimo (SLU), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza: $E_d \leq R_d$, dove E_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa, mentre R_d (o Q_{amm}) è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali e dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici. Il carico di progetto (SLU), fornito dal progettista strutturale, rappresenta il carico reale della costruzione e deve essere minore del carico limite della fondazione.

² Le nuove norme antisismiche, abbandonando il metodo delle tensioni ammissibili, introducono la verifica agli stati limite (EC7-EC8) ed estendono la zonazione sismica a tutto il territorio nazionale, imponendo maggiore attenzione verso una corretta modellazione strutturale. La distinzione sostanziale tra calcolo a rottura e metodo semiprobabilistico agli stati limite è la seguente: il primo accerta che le sollecitazioni d'esercizio non siano superiori a quelle di rottura, divise per l'unico coefficiente di sicurezza ($n=3$), con il metodo semiprobabilistico si scinde l'unico coefficiente di sicurezza n in più coefficienti.

Nella formula generale per il calcolo del carico limite, riportata nel riquadro seguente, sono indicati 3 fattori sismici (Z_γ , Z_c , Z_q), dipendenti dalla zona sismica, con relativo livello di pericolosità e dal tipo di terreno di fondazione, ricavati dalla valutazione dell'azione sismica.

Definizione statistica del valore di progetto dell'angolo di attrito ϕ per gli strati di fondazione.

Applicando il metodo "D.M. 14.01.08, Norme tecniche per le costruzioni", si ricavano valori caratteristici applicando l'analisi statistica per parametri geotecnici rilevati e che seguono una distribuzione normale.

Considerando la fondazione di progetto, l'ipotetica superficie di rottura da considerare sarà piccola; di conseguenza è ricavato il seguente valore di progetto " X_d ", da utilizzare nella verifica per gli stati limite. Qui di seguito è illustrato il calcolo del **valore di progetto " X_d " dell'angolo di attrito interno ϕ** , mediante analisi statistica.

Valore caratteristico e di progetto per fondazione superficiale di ϕ :

5° percentile distribuzione del campione

Per piccoli volumi di rottura e distribuzione normale (Φ)

(ciò avviene in genere nelle fondazioni superficiali, specie quando B è piccolo)

Parametro	Φ		
dati	media dati	X_k	
31	30.33	26.0	Valore caratteristico
30	COV Φ %	X _d	
30	15	21.3	Valore di progetto
	n° dati		
	3		

Formula di riferimento: $x_k = \bar{x} - 1.645 \left(\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right)$

COV: coefficiente di variazione

Si assume come valore di riferimento dell'angolo di attrito $\phi = \underline{21.3^\circ}$ (valore di progetto) ottenuto dall'analisi statistica dei dati; questa scelta è dovuta alle caratteristiche geometriche della fondazione analizzata (platea) caratterizzata da elevata lunghezza rispetto alla larghezza diminuendo quindi l'effettiva rigidità fondazionali e di conseguenza diminuendo le capacità compensative della fondazione stessa.

Determinazione del carico verticale di progetto (E_d) che sarà applicato sulla fondazione da verificare: si applica il coefficiente moltiplicativo γ_f ai carichi applicati che è pari all'unità:

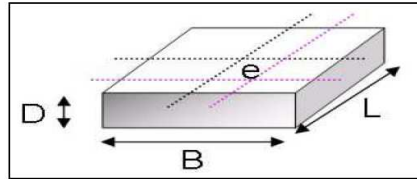
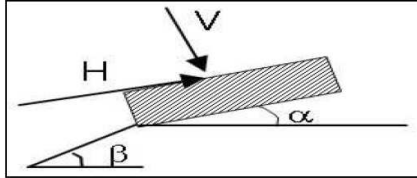
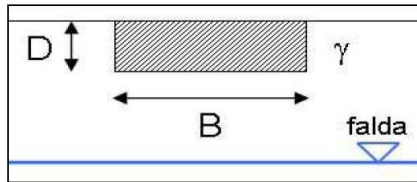
$$E_d = 4.00 \text{ kg/cm}^2 \times \gamma_f = 4.00 \text{ kg/cm}^2 \times 1.3 = \underline{5.20 \text{ kg/cm}^2 \text{ (DA VERIFICARE IN FASE ESECUTIVA)}}$$

Calcolo della capacità portante della fondazione:

DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE NEL CASO DI TERRENI GRANULARI
(Generalizzazione di Brinch-Hansen, EC8)

Formula generale:

$$Q_{lim} = 1/2 \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c z_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q$$



FORMULE INDICATIVE:

$$N_q = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) \cdot e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot g \phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$s_q = s_\gamma$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c \cdot \cot g \phi} \right]^{(m+1)}$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c \cdot \cot g \phi} \right]^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

$$\text{Se } D \leq B \Rightarrow d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2$$

$$\text{Se } D > B \Rightarrow d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right)$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$z_\gamma = z_q = (1 - k_h / t g \phi)^{0.35}$$

$$z_c = 1 - 0.32 k_h$$

$$k_h = (S \times a_e) / r$$

Dati d'ingresso**Terreno di fondazione**

Coesione (c')	0	kPa
Angolo di attrito di progetto (phi')	21,3	°
Peso di volume terreno di fondazione (gamma_1)	19,0	kN/m³
Peso di volume terreno sopra fondazione (gamma_2)	18,0	kN/m³
Inclinazione piano campagna	0	°

Fondazione

Larghezza (B)	5,3	m
Lunghezza (L)	30,0	m
Profondità piano di posa (D)	5,20	m
Eccentricità dei carichi (e)	0,0	m
Inclinazione piano di posa	0	°

Carichi inclinati

Componente orizzontale (H)	0	t
Componente verticale (N) (da verificare)	5,20	Kg/cm²

Fattori sismici (EC8)

Coeff. di suolo (A=1; B,C,E=1,25; D=1,35)	1,25	
Accelerazione di progetto	0,054	g

Fattori capacità portante

N_gamma	6,46
N_c	16,13
N_q	7,29

Fattori forma della fondazione

s_gamma	1,04
s_c	1,08
s_q	1,04

Fattori inclinazione del carico

i_gamma	1,00
i_c	1,00
i_q	1,00

Fattori inclinazione piano di posa

b_gamma	1,00
b_c	1,00
b_q	1,00

Fattori inclinazione piano campagna

g_gamma	1,00
g_c	1,00
g_q	1,00

Fattori profondità piano di posa

d_c	1,36
d_q	1,31

Fattori sismici (EC8)

z_gamma	0,94
z_c	0,98
z_q	0,94

Risultato

Pressione limite (Q_lim)	1183,7 kPa	11,837 kg/cm²
Coefficiente di sicurezza parziale (gamma_f)	2,3	
Pressione ammissibile (Q_amm)	567,5 kPa	5,675 kg/cm²
Q_amm = [(Q_lim - Q_0) / F_s] + Q_0		

Dove gamma_f rappresenta il coefficiente di sicurezza parziale per la verifica agli stati limite ultimi della capacità portante di fondazioni superficiali (Tab. 6.4. Il NTC DM 1470/01/08).

NON SI APPLICA AL PESO DEL TERRENO SOPRA IL PIANO DI FONDAZIONE

Il carico ammissibile (pressione ammissibile) è **Q_amm = 5.67 Kg/cm²**.

Verifica agli stati limiti ultimi:

$$\underline{Ed < Rd}$$

dove E_d (componente delle risultanti delle forze agenti sulla fondazione) = **5.20 kg/cm²**;
 R_d (valore di progetto della resistenza del terreno)

$$\rightarrow E_d (5.20 \text{ kg/cm}^2) < R_d (5.67 \text{ kg/cm}^2) \quad \text{VERIFICATA}$$

Stima dei cedimenti

Il calcolo, qui di seguito riportato, è relativo alle verticali di prova con condizioni geotecniche peggiori per lo strato di fondazione dell'edificio di progetto ed ha valore indicativo.

Il fattore $\Delta\sigma$ è il prodotto del carico ammissibile Q_a per un coefficiente di riduzione K che è in funzione della larghezza minima della fondazione e del baricentro dello strato considerato e si ricava dall'abaco di Fadum³; α è il coefficiente correttivo in funzione della litologia dello strato considerato⁴; M_v è il coefficiente di compressibilità volumetrica e si considera inoltre che $R_{pm} = N_{SCPT} \times 4$.

La profondità, sotto il piano di posa della fondazione, da considerare nel calcolo della portanza del terreno e nel conseguente calcolo dei cedimenti, deriva dagli strati interessati dallo spessore d'influenza. Il cedimento è calcolato sulla verticale di prova SCPT2 che rappresenta le condizioni geotecniche più negative.

Platea 5.20 x 30.00 m², piano di posa a – 5.20 m da p.c. ($Q_{Ed-SLE} = 5.20 \text{ Kg/cm}^2$).

SCPT 2

Strato (m)		h (m)	R_{pm} (kg/cm ²)	α	M_v (Kg/cm ²)	$\Delta\sigma$ (kg/cm ²)	Δh_c (cm)
5,2	6,0	0,8	44	1,60	0,0142	2,08	2,36
6,0	6,9	0,9	144	1,44	0,0048	1,82	0,79
Cedimenti trascurabili per profondità maggiori.					Cedimento totale (cm):		3,15

I cedimenti sono nella tolleranza; aumentando anche di poco il carico sulle fondazioni, considerando la natura scarsamente omogenea dei depositi antropici, si potrebbe avere un aumento di cedimenti imprevisti.

Spinta attiva sul paramento di progetto

In via preliminare si valuta la spinta attiva sul paramento considerando i dati delle indagini geognostiche effettuate e come riferimento primario la prova SCPT3 rappresentante le condizioni geotecniche più cautelative (fig. 5); in fase esecutiva, liberato il terreno da ostacoli, irregolarità e vegetazione, sarà possibile dimensionare correttamente le fondazioni.

Si considera la spinta attiva del terreno sul paramento di progetto in assenza di sovraccarico. Il paramento (fig. 6) stesso deve essere in grado di resistere a tale spinta e pertanto deve essere adeguatamente dimensionato. E' necessario quindi, per una corretta progettazione, conoscere la spinta che il terreno può esercitare su di esso.

³ Colleselli - Colombo "Elementi di geotecnica", Zanichelli, ed. II°, pag. 202, fig. 10.6

⁴ Sanglerat G., "Le penetrometre et la reconnaissance des sols", Dunod, Paris, 1965.

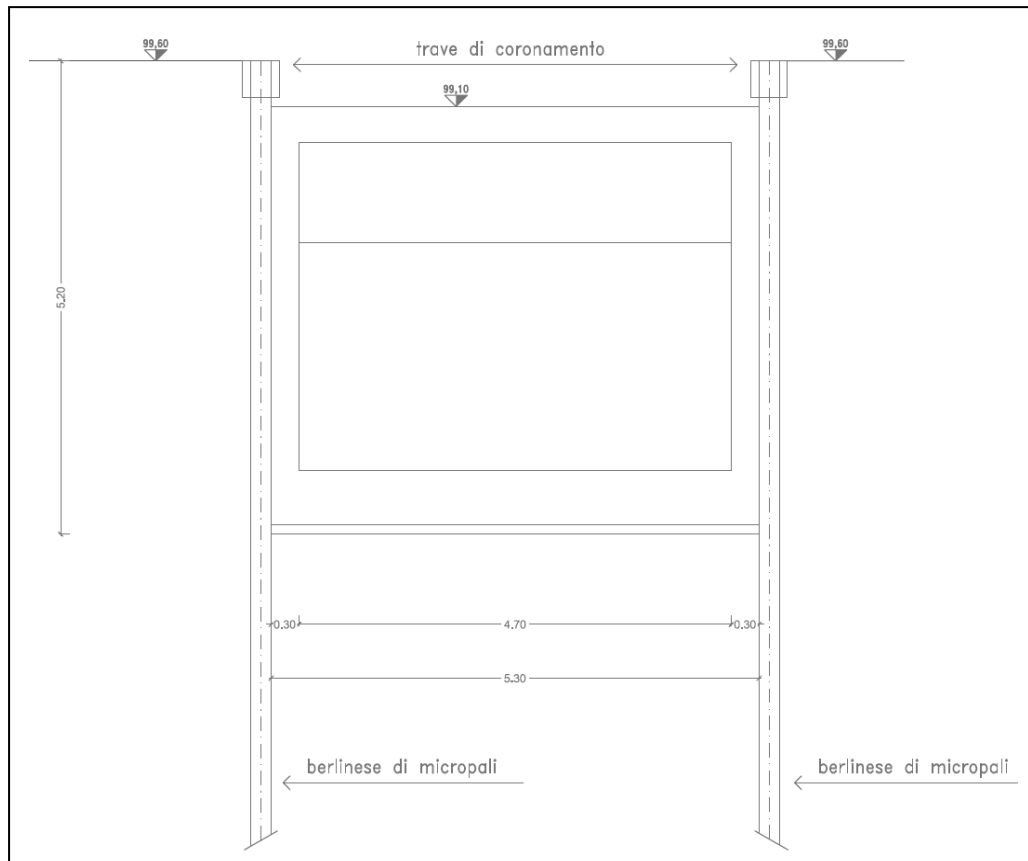


Fig. 5 – Ipotesi di “Berlinese” in micropali di contenimento.

In fig. 3 è rappresentato lo schema con le caratteristiche degli strati considerati.

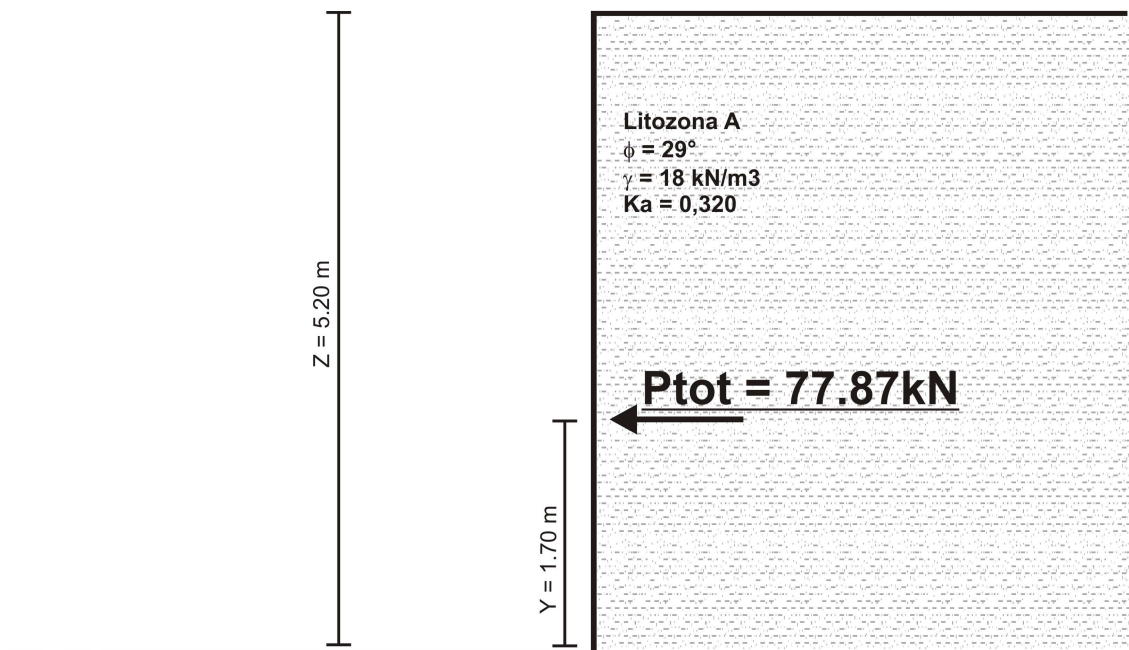


Fig. 6 – Schema risultante spinta attiva e punto di applicazione.

Tensione attiva (Coulomb) indicativa considerando le condizioni geotecniche più negative per la litozona A estesa a tutta la profondità:

K_a è il coefficiente di spinta attiva in quanto si considera una espansione volumetrica del terreno dovuto alla perturbazione data dallo sbancamento.

$$P_{\text{tot}} = 0.5 \times \gamma_1 \times Z^2 \times K_a = 0.5 \times 18 \times 5.20^2 \times 0.320 = 77.87 \text{ kPa}$$

La forza attiva P_{tot} è applicata a circa 1.70 m dalla base.

Tensione totale → $P_{\text{tot}} = 77.87 \text{ kN}$

Punto di applicazione: $Y = 1.70 \text{ m dalla base}$

Le valutazioni qui sopra espresse saranno verificate con le osservazioni geognostiche di cantiere.

6. CONCLUSIONI

Il Comune è inserito in Zona sismica 3 (media sismicità).

L'area esaminata è compresa, dal PGT vigente, in **Classe di Fattibilità Geologica 3** con consistenti limitazioni.

L'area in esame è stata indagata sia sotto l'aspetto geologico che sismico.

Partendo dai dati raccolti si riassume, qui di seguito, in Tabella A, il **modello geologico-geofisico generale** dell'area in discussione:

Litozona A: costituita da copertura agraria con spessore di 0.50-0.60 m, con al di sotto depositi sabbioso limosi o sabbioso fini scarsamente addensati fino a -1.50/4.20 m da p.c. (limite inferiore disomogeneo), ϕ da 26° a 28°;

Litozona B: dal letto della litozona A fino a -9.00 m da p.c., caratterizzata da sabbia media addensata con ghiaia o ghiaia e sabbia, ϕ da 30° a 39°.

La falda è a circa -17.00/18.00 m da p.c., in accordo con quanto previsto da PGT e regimata dall'azione idraulica del fiume Lambro.

Profondità (m)	Litozona	$\Delta \phi$	Vs media (m/s)	Tipo di suolo sismico da adottare	Profondità falda
0.00- 1.50/2.40	A	26°- 28°	401	C	- 17.00/18.00 m
1.50/2.40-8.10	B	30°-39°			

Tabella A - Modello geologico sismico generale

Il modello geologico e sismico generale, oltre a considerare profondità e spessore delle litozone individuate, considera anche alcune caratteristiche geotecniche e geofisiche.

E' evidente che la litozona A è meno addensata e maggiormente variabile; dal punto di vista sismico gli strati di fondazione per la tipologia di intervento in progetto caratterizzato da periodo compreso tra 0.1 e 0.5 s sono associati al **Suolo sismico C** (*Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{S30} compresi tra 180 m/s 360 m/s - ovvero con $15 < N_{SPT} < 50$, o $70 < c_u < 250$ kPa*).

In Tabella B si riassumono le caratteristiche del tipo di fondazione trattata.

Fondazione	Profondità (m)	Litozona piano fondazione	Carico da verificare (SLU)	Portanza (SLU)	Verifica SLU	Cedimenti (SLE)
platea 5.30x30.0 m ²	5.20	A-B	5.20 kg/cm²	5.67 kg/cm²	VERIFICATA	3.15 cm

Tabella B

I carichi evidenziati in tabella sono da considerare riferiti principalmente all'interazione della ipotizzata fondazione, contraddistinta da caratteristiche progettuali precise (geometria, piano di posa, dimensioni, ecc.) e il terreno. Non sono quindi da considerare come carichi relativi alla capacità portante dei terreni in senso stretto. **Cambiando in modo sostanziale le caratteristiche progettuali di fondazione varieranno anche i carichi evidenziati.**

I carichi verificati ipotizzano che la fondazione analizzata agisca sul terreno in modo solidale; questo implica che la struttura di base sia sufficientemente rigida in modo che le sollecitazioni sul terreno avvengano in modo uniforme, creando compensazione per quelle zone di appoggio in cui il terreno è a minor addensamento e minor capacità portante.

La tipologia edilizia della fondazione sarà impostata su un unico livello, come definito da OPCM n. 3274 del 20/03/2003⁵.

Il riporto, se di caratteristiche geotecniche scadenti, dovrà essere rimosso, per l'intera loro potenza. Al raggiungimento della prevista fondazione, si dovrà rullocompattare accuratamente per riorganizzare le particelle del terreno, aumentando uniformemente la capacità portante dello strato di sottofondazione.

Si consiglia l'utilizzo di geotessuto non tessuto da stendere fra terreno di fondazione e il magrone.

In via preliminare è stata valutata la spinta attiva per il dimensionamento del paramento a contenimento dello scavo. Si sono considerate in via cautelativa le condizioni geotecniche della Litozona A.

Il paramento laterale del canale contrasterà la spinta di **77.87 kN applicata a circa 1.70 m dalla base.**

Si consideri che l'utilizzo di palandole potrà generare problemi alle strutture circostanti. Sarà quindi più idonea la soluzione tipo berlinese, già all'attenzione del Progettista, con micropali e/o con altra tecnica equipollente. La berlinese non potrà, a parere dello scrivente, avanzare molto nella Litozona B profonda, sabbiosa ghiaiosa ben addensata se non rischiando la rottura degli elementi da infiggere. Se così fosse la berlinese potrà spingersi a 7-8m da p.c. e contare sulla resistenza del terreno compreso tra il piano di posa della platea di fondo (-5.20 m) e fine palo 7-8 m da p.c.

Si consiglia per ovviare a queste incertezze di eseguire uno o due pali pilota sui lati della vasca di progetto e assicurarsi così della reale resistenza del terreno.



IL GEOLOGO
Novembre 2014

ALLEGATI:

1. Corografia;
2. Estratto di mappa;
3. Rapporto prove penetrometriche;
4. Rapporto geofisico;
5. Sezione geologico tecnica.

⁵ Allegato 2, capo 4.3. Caratteristiche generali degli edifici, 4.3.1 Regolarità.