

**dr. geol. Efrem Fumagalli**

ANALISI AMBIENTALE, IDROGEOLOGIA  
INDAGINI E CALCOLO GEOLOGICO-TECNICO

uff: via F. De Lemene, 50 - 20151 MILANO  
telefono: +02 3085057 fax +02 700440983  
ab: via C. Colombo, 27 - 20049 CONCOREZZO (Mi)  
tel. +039 648308 e-mail: fumagalli@coopi.org

**ALLEGATO B**

Relazione geologica e geotecnica  
per il progetto di edificazione di nuovi edifici  
ad uso residenziale e commerciale  
Monza – Via Borgazzi

**Committente: ASSOSTUDIO s.r.l.**  
**MONZA**

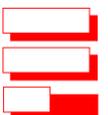
**Concorezzo, Ottobre 2015**

## SOMMARIO

<b>1. Premessa .....</b>	<b>3</b>
<b>2. Inquadramento geologico, geomorfologico ed idrogeologico dell'area di indagine .....</b>	<b>5</b>
<b>3. Indagini eseguite .....</b>	<b>9</b>
3.1. Sondaggio a carotaggio continuo (S1) .....	9
3.2. Prove penetrometriche standard (SPT) .....	9
3.3. prove penetrometriche dinamiche SCPT .....	10
3.4. Indagine geofisica con la metodologia Masw .....	12
<b>4. Modello geotecnico del sottosuolo e scelta dei parametri caratteristici del terreno.....</b>	<b>14</b>
<b>5. Considerazioni in merito alle tipologie fondazionali più idonee.....</b>	<b>19</b>
<b>6. Calcolo della capacità portante e dei cedimenti del terreno di fondazione .....</b>	<b>20</b>
6.1 Analisi della capacità portante.....	20
6.2 Analisi dell'azione sismica .....	22
6.3 Liquefazione delle sabbie.....	28
6.4 Determinazione dei carichi e delle resistenze (Rd).....	28
6.5 Analisi dei cedimenti .....	31
6.6 Coefficiente di Winkler.....	33
<b>7. Considerazioni conclusive .....</b>	<b>34</b>

## ALLEGATI

- ✓ *Planimetria con ubicazione delle indagini eseguite;*
- ✓ *Stratigrafie sondaggi geognostici e documentazione fotografica;*
- ✓ *Tabulati e grafici prove penetrometriche dinamiche SCPT;*



# 1. Premessa

In seguito all'incarico conferito da Assostudio s.r.l. con sede a Monza (MB) in Corso Milano n. 45, è stata eseguita una campagna di indagini geognostiche volte alla definizione delle caratteristiche geologiche, idrogeologiche, geotecniche e sismiche dell'area sita in Via Borgazzi angolo Via Spallanzani nel Comune di Monza (MB). In particolare è prevista la realizzazione di un nuovo edificio ad uso residenziale ed un nuovo edificio ad uso commerciale.

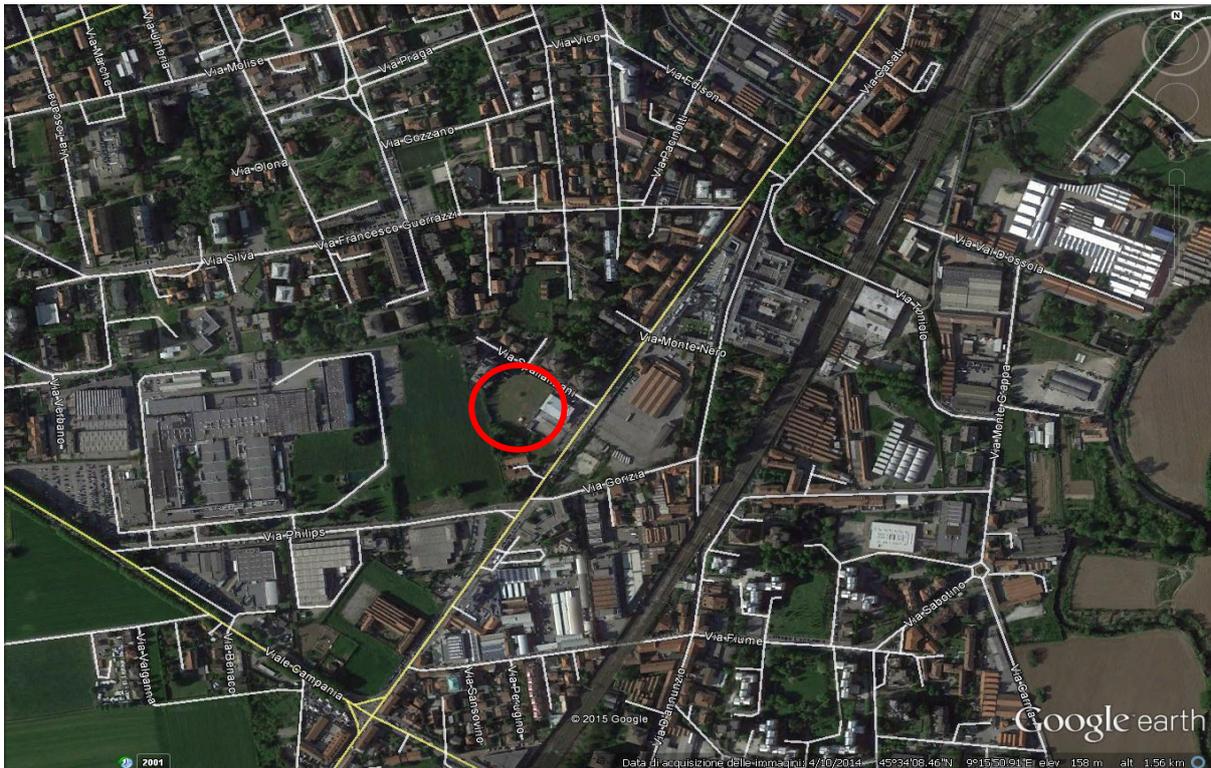
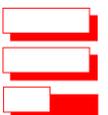


Fig. 1 - Inquadramento corografico dell'area di intervento (fonte: Google Earth)

L'indagine è consistita nell'esecuzione di **n. 1 sondaggio a carotaggio continuo** (S1 spinto fino a -12 m dal p.c.), **n. 2 prove penetrometriche SPT** in foro di sondaggio e **n. 8 prove penetrometriche dinamiche SCPT**. Per la caratterizzazione sismica del sito è stata e per la classificazione sismica ai sensi dell'OPCM n° 3274 è stata eseguita **n. 1 indagine sismica con metodologia MASW**.

Come superficie di riferimento (0 RIF.) a cui riportare tutte le quote riportate di seguito è stato scelto il PIANO STRADA DI VIA BORGAZZI, che coincide con il piano campagna di indagine.



L'indagine è stata programmata ed esperita sulla base della normativa ministeriale oggetto del **D.M. 14.01.2008** concernente le "Norme tecniche sulle costruzioni". Tale caratterizzazione è importante non solo per una corretta scelta e dimensionamento delle strutture di fondazione, ma anche perchè a seguito di detto D.M. è necessario verificare i parametri sismici della zona.

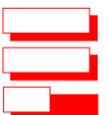
E' necessario quindi prevede in sede di indagine geologico-tecnica la verifica di alcuni elementi e fattori che influenzano il comportamento delle fondazioni; tra questi la **litologia** dei terreni di substrato, la profondità del piano di imposta, il **carico allo stato limite ultimo**, la suscettibilità alla **liquefazione** dei terreni di fondazione, i possibili **cedimenti** e il livello della **falda** acquifera.

Sulla base del **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)", **il territorio comunale di Monza è stato classificato come ZONA 3**. In riferimento all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20/03/2003, sulla base della litostratigrafia rilevata e dell'indagine sismica eseguita (prova MASW), è possibile attribuire ai terreni indagati il profilo stratigrafico del **suolo di fondazione di "tipo C"**.

Considerata l'omogeneità litostratigrafia e geomeccanica dei terreni presenti nell'ambito della zona indagata e tenuto in considerazione l'estensione del lotto da indagare, si ritiene che le indagini eseguite siano sufficienti per poter caratterizzare i terreni in oggetto. Tale scelta è avvalorata dalla conoscenza delle aree circostanti a quella di intervento che in un intorno significativo presentano caratteristiche litostratigrafiche e geomeccaniche simili.

Nello specifico la relazione viene così articolata:

- ✓ definizione delle condizioni geologiche, geomorfologiche ed idrogeologiche locali;
- ✓ definizione del modello geotecnico del sottosuolo e parametrizzazione dei terreni;
- ✓ Valutazione degli effetti sismici di sito e definizione della categoria sismica del suolo di fondazione;
- ✓ Valutazione della capacità portante dei terreni;
- ✓ Verifica dei cedimenti fondazionali.



### **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- ✓ D.M. 14 Gennaio 2008: Norme tecniche per le costruzioni
- ✓ CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617: Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)
- ✓ Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20/03/2003
- ✓ Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- ✓ Eurocodice 8: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- ✓ **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)

## **2. Inquadramento geologico, geomorfologico ed idrogeologico dell'area di indagine**

Il territorio di Monza, collocato al piede delle colline brianzee, è sostanzialmente pianeggiante con alcune lievi ondulazioni nella sua parte settentrionale e una leggera depressione morfologica in corrispondenza della valle del Fiume Lambro.

Una lieve pendenza verso sud fa sì che si passi da quasi 200 m. s.l.m. all'estremo nord (Parco di Monza al confine con il Comune di Biassono) a circa 145 m. s.l.m. a Sud, al fondo della valle del Lambro.

Tutti i materiali che compongono il sottosuolo cittadino vicino alla superficie sono costituiti da sedimenti grossolani, ghiaioso-sabbiosi o ciottolosi, d'origine fluvioglaciale e alluvionale, sciolti o, talvolta, cementati.

Diversa è tuttavia l'età geologica della loro deposizione e diversi sono i caratteri dei materiali più superficiali e dei suoli che su questi si sono formati.



Il carattere più evidente che consente di differenziare i terreni di diversa età è quello morfologico, da sempre usato per riconoscere e correlare diverse porzioni di territorio nell'alta pianura lombarda. Sul territorio di Monza sono individuabili alcune principali unità geologiche riconoscibili con criteri misti geomorfo-pedologici.

L'unità geologica più antica corrisponde ai terreni di quota più elevata del territorio cittadino, costituendo il terrazzo di forma triangolare allungata, posto ad ovest del Parco e con vertice poco a nord del centro di Monza.

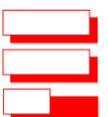
Alcune caratteristiche dei terreni sembrano variare in modo graduale, forse per effetto di un trasferimento colluviale di materiali fini su quelli recenti e/o sepoltura di terreni più antichi.

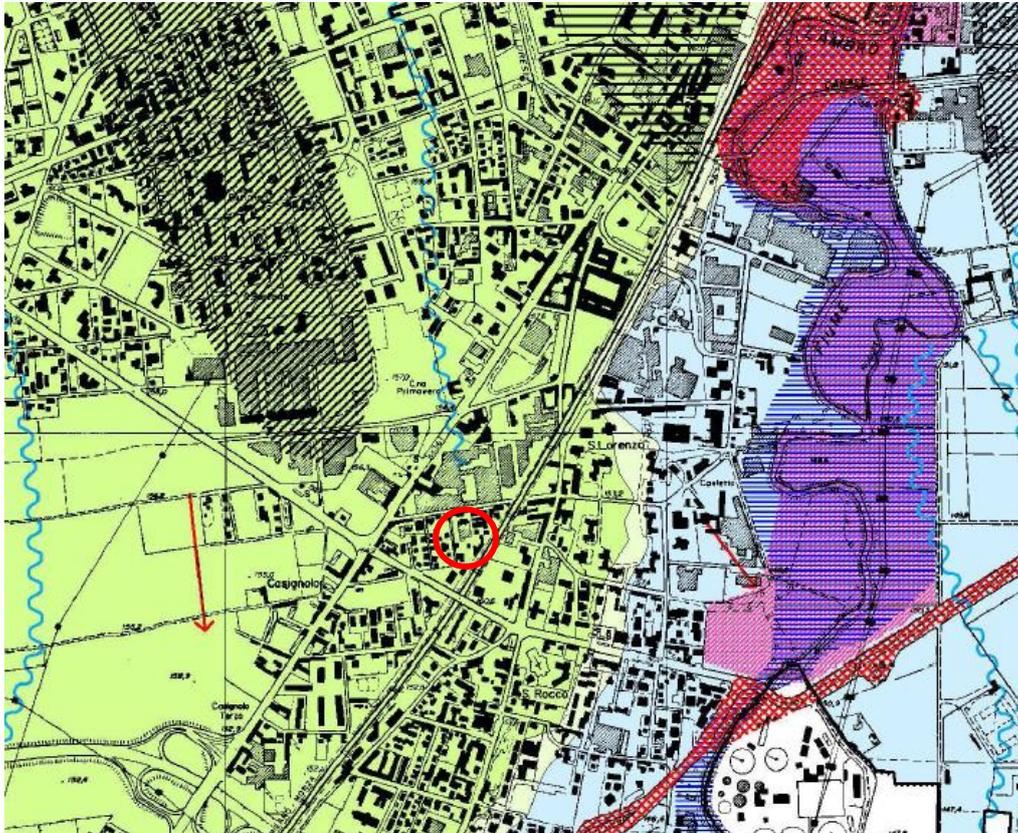
La formazione del terrazzo viene fatta risalire ipoteticamente al tardo Pleistocene medio e corrispondere grossomodo al penultimo importante periodo di avanzata glaciale del Quaternario. Veniva definito, tradizionalmente, "Diluvium medio" ed è caratterizzato da depositi fluvioglaciali ghiaioso-sabbiosi e ciottolosi ricoperti da uno strato di 1-2 metri di limi-sabbiosi d'origine eolica, o più probabilmente dovuto alla rideposizione in acqua dei loess originari. L'unità geologica più ampia (68% del territorio comunale) è rappresentata dai materiali delle superfici subpianeggianti del Livello fondamentale della Pianura (LfP), poste a quota inferiore rispetto alla superficie sopra descritta e all'interno delle quali è incisa la valle del Lambro.

L'unità consiste in depositi fluvioglaciali e fluviali, costituiti da ghiaie sabbiose e ciottolose, localmente sabbie e sabbie-ghiaiose, in genere non idromorfe e senza coperture di materiali fini, almeno in questa area. Si assiste alla locale presenza di zone cementate di aspetto ceppoide, anche prossime al piano campagna.

In alcune aree, come ricordato in precedenza, è possibile rinvenire in profondità (da 2-3 m in giù, procedendo verso sud) materiali attribuibili ai depositi più antichi descritti in precedenza, o piuttosto a sedimenti misti da essi derivati.

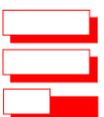
La formazione di tale pianura è fatta risalire al Pleistocene Superiore, cioè durante l'ultima avanzata e ritiro glaciale dell'era Quaternaria.





### Geologia e geomorfologia

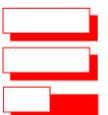
- Valle del Lambro: superfici morfologicamente controllate dalle dinamiche fluviali attuali e recenti. Substrati in prevalenza sabbiosi e limosi, con componente ghiaiosa più abbondante a nord. Presenza di lenti a granulometria fine e locali aree torbose. Possibile presenza di falde locali.
- Terrazzi vallivi: superfici marginali della valle del Lambro, rilevate rispetto alle precedenti, controllate da dinamiche fluviali recenti (Olocene antico o recente). Substrati sabbioso limosi o sabbioso ghiaiosi.
- Superfici debolmente inclinate, di raccordo tra i terrazzi vallivi ed il fondovalle del Lambro.
- Livello fondamentale della Pianura: superfici stabili, legate a dinamiche fluvioglaciali e fluviali pleistoceniche. Substrati costituiti da ghiaie sabbiose, localmente sabbie e sabbie ghiaiose, generalmente affrancati da idromorfia. Locale presenza di zon cementate (ceppo) anche prossime al piano campagna.
- Superfici debolmente inclinate, di raccordo tra il livello fondamentale e le superfici a quote inferiori.
- Terrazzi antichi: superfici rilevate rispetto al livello fondamentale, terrazzate, legate a dinamiche fluvioglaciali e fluviali plio-pleistoceniche. Substrati ghiaiosi molto alterati (fino a 2-4m), con coperture limose (loess). Presenza documentata di cavità nel substrato (occhi pollini o nespolini). Possibile presenza di zone a drenaggio scarso.
- Superfici di raccordo tra i terrazzi antichi e le zone a quote inferiori.



*Estratto della Carta Geologica del PGT del Comune di Monza.*

L'area in esame, come evidenziato dall'estratto soprastante, si colloca sul livello fondamentale della pianura: superfici stabili, legate a dinamiche fluvioglaciali e fluviali pleistoceniche. Substrati costituiti da ghiaie sabbiose, localmente sabbie e sabbie ghiaiose, generalmente affiancati da idromorfia. Locale presenza di zone cementate (Ceppo) anche prossime al piano campagna.

L'indagine geognostica, secondo le attese, non ha rilevato la presenza di una **falda** acquifera, che dovrebbe attestarsi, sulla base delle conoscenze idrogeologiche locali, ad una profondità superiore a 20 m rispetto al piano campagna. Considerando le caratteristiche strutturali in progetto e le condizioni idrogeologiche generali è quindi da escludere un'interazione della falda con il settore di sottosuolo interessato dai cunei di rottura e dai bulbi di pressione generabili inferiormente alle fondazioni.



### 3. Indagini eseguite

Per la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni è stata eseguita una campagna di indagini geognostiche così articolata:

- ✓ **n. 1 sondaggio a carotaggio continuo fino a -12 m dal p.c.;**
- ✓ **n. 2 prove penetrometriche standard (SPT) in foro di sondaggio;**
- ✓ **n. 8 prove penetrometriche dinamiche SCPT.**
- ✓ **n. 1 prova sismica eseguita con la metodologia Masw.**

Come superficie di riferimento (0 RIF.) a cui riportare tutte le quote riportate di seguito è stato scelto pertanto il PIANO STRADA DI VIA BORGAZZI, che coincide con il piano campagna su cui sono state eseguite le indagini.

L'ubicazione delle indagini effettuate viene riportata nella planimetria in allegato.

#### ***3.1. Sondaggio a carotaggio continuo (S1)***

Il sondaggio geognostico è stato eseguito tramite impiego di una sonda idraulica, con tecnica a rotazione a carotaggio continuo e rivestimento delle pareti del foro.

Le operazioni di carotaggio sono state eseguite senza l'utilizzo di acqua e recupero integrale del terreno attraversato. E' stato utilizzato un carotiere semplice con diametro di 101 mm; per il rivestimento del foro sono stati utilizzati tubi con diametro di 127 mm. Il materiale prelevato è stato alloggiato in apposite cassette catalogatrici, successivamente conservate nella zona di cantiere. Il sondaggio è stato spinto sino alla profondità di -12,0 m da p.c.

La descrizione dettagliata delle stratigrafie dei sondaggi viene riportata negli appositi moduli stratigrafici in allegato.

#### ***3.2. Prove penetrometriche standard (SPT)***

All'interno del foro di sondaggio in fase di avanzamento sono state eseguite in totale n° 2 prove penetrometriche standard (SPT), riassunte nella tabella seguente.



<i>Sondaggio</i>	<i>Profondità (m da piano inizio sondaggio)</i>	<i>Valori N (n°colpi x 15cm di avanzamento)</i>	<i>Valori <math>N_{spt}</math></i>
<b>S1</b>	-4,0	4/4/6	10
	-6,0	4/3/3	6

La prova SPT avviene a fondo foro di sondaggio, in fase di avanzamento, consentendo l'investigazione di specifici livelli posti a determinate profondità. Ciascuna prova si riferisce al valore della resistenza del terreno offerta per l'infissione di un tratto di 45 cm (espresso con tre valori, riferiti a 15 cm ciascuno). La prova giunge a rifiuto (R) quando supera i 50 colpi per un avanzamento minore di 15 cm.

Per l'esecuzione delle prove è stata utilizzata un'attrezzatura avente le caratteristiche tecniche di seguito riportate:

- ✓ *maglio in acciaio del peso di 63.5kg*
- ✓ *caduta libera del maglio di 760mm*
- ✓ *dispositivo con sganciamento automatico del maglio*
- ✓ *punta conica con angolo di 60°*
- ✓ *aste  $\varnothing 50$  mm / spessore 5.9 mm*

### **3.3. prove penetrometriche dinamiche SCPT**

Le prove sono state eseguite con penetrometro dinamico PAGANI tipo TG 63/100 KN che, secondo la normativa europea I.S.S.M.F.E. '88, è paragonabile ad un DPSH (Dynamic Probing Super Heavy). Le caratteristiche dello strumento utilizzato corrispondono alla nuova categoria di standard internazionale.

La prova consiste nell'infissione lungo la direzione del filo a piombo di una punta conica metallica, posta all'estremità di un'asta d'acciaio, in seguito alla discesa di un maglio di peso pari a 73 Kg direttamente sulla testa di battuta da un'altezza di caduta di 75cm.

Viene registrato il numero di colpi necessari per l'infissione di 30 cm delle aste nel terreno ( $N_{SCPT}$ ) in modo continuo, fornendo delle indicazioni sui parametri geotecnici in funzione della resistenza che il terreno stesso offre alla penetrazione.



Per quanto riguarda la conversione dei valori di resistenza alla penetrazione dinamica nei corrispondenti valori di Standard Penetration Test (SPT) la relazione tra i due valori è generalmente regolata da rapporti empirici basati sullo studio di esperienze pratiche (funzione della litologia e del rendimento dello strumento).

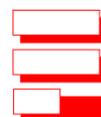
Le caratteristiche tecniche principali vengono riassunte di seguito:

- ✓ peso massa battente            73 Kg
- ✓ altezza di caduta                0.75 m
- ✓ lunghezza aste                    0.90 m
- ✓ diametro aste                     34 mm
- ✓ diametro punta conica         51 mm
- ✓ angolo del cono                  60°

In tutte le prove eseguite è stata raggiunta la situazione di rifiuto meccanico all'avanzamento della punta, corrispondente al superamento di 100 colpi/piede, in seguito al raggiungimento di un livello molto addensato o cementato.

Di seguito si riportano le profondità raggiunte in corrispondenza di ciascuna prova. Le tabelle e i diagrammi delle prove penetrometriche vengono riportati in allegato.

<b>Prova</b>	<b>Profondità in metri da p.c.</b>	<b>Rifiuto</b>
P1	-9.0 m	Si
P2	-9.3 m	Si
P3	-8.7 m	Si
P4	-9.3 m	Si
P5	-9.0 m	Si
P6	-7.5 m	Si
P7	-8.1 m	Si
P8	-8.7 m	Si



### 3.4. Indagine geofisica con la metodologia Masw

Per la valutazione della compatibilità dell'intervento in oggetto con il rischio sismico locale, è stata eseguita n. 1 prova sismica con la metodologia MASW, con la quale si è ricostruito l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (onde S) fino alla profondità di 33 m dal p.c.

Il modello sismico monodimensionale ( $V_s$ -profondità) costituisce infatti l'aspetto principale sia nella stima degli effetti sismici di sito che nella definizione dell'azione sismica di progetto, in quanto consente di conoscere l'incidenza delle locali condizioni stratigrafiche nella modifica della pericolosità sismica di base (amplificazioni di natura litologica).

Ciò permette una corretta progettazione strutturale in relazione alle condizioni sito specifiche, garantendo un adeguato livello di protezione antisismica delle costruzioni (O.P.C.M. 3274 e s.m.i; D.M. 14.01.2008 "Norme tecniche sulle costruzioni").

Il metodo MASW è basato sul tempo necessario perché la perturbazione elastica, indotta nel sottosuolo da una determinata sorgente di energia, giunga agli apparecchi di ricezione (geofoni) percorrendo lo strato superficiale con onde dirette e gli strati più profondi con onde rifratte.

L'apparecchiatura utilizzata per le prospezioni è costituita da una serie di 24 geofoni che vengono spazati regolarmente lungo un determinato allineamento e da un sismografo che registra l'istante di partenza della perturbazione ed i tempi di arrivo delle onde a ciascun geofono.

La registrazione, sia del momento dell'energizzazione che del segnale amplificato da ciascun geofono, avviene simultaneamente su di un unico diagramma (sismogramma).

La sorgente di energia nel nostro caso è rappresentata da una mazza battente avente un peso di 5 Kg.

#### Caratteristiche tecniche strumentazione:

Canali	24
Canale aggiuntivo	segnale di starter non filtrato
Risoluzione	16 bit
Dinamica	equiv. 22 bit su 24 canali camp 0.1 ms/canale con sovracampionamento equiv. 24 bit su 12 canali camp 0.1 ms/canale con sovracampionamento
Pretrigger	automatico
Rumore	paria a 1 lsb con ingressi canali in corto
Trasmissione dati	GPRS
Trigger	segnale, apertura e chiusura



Filtri analogici	antialias 4° ordine
Alimentazione	12 V - 3A

Nello specifico è stato eseguito n.1 stendimento sismico tipo MASW secondo le modalità riportate in precedenza. La lunghezza di uno stendimento è pari a 48metri. L'ubicazione è riportata nella planimetria in allegato.

Di seguito viene riportato il profilo delle Vs con la profondità.

Strato	Da prof	A prof	Vs
1	0,0	1,1	<b>199</b>
2	1,1	2,6	<b>263</b>
3	2,6	8,2	<b>340</b>
4	8,2	9,7	<b>546</b>
5	9,7	13,6	<b>552</b>
6	13,6	22,3	<b>423</b>
7	22,3	33,0	<b>429</b>

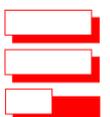
la Vs30, velocità media di propagazione entro 33 m di profondità delle onde di taglio, viene calcolata con la seguente espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n H_i / V_i}$$

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

A partire dai profili Vs-profondità propri dell'area in esame, ottenuto mediante le indagini MASW appositamente realizzate, è possibile calcolare, con la formula sopra riportata, il valore di Vs30 che risulta:

$$\mathbf{Vs30 = 317 \text{ m/s}}$$



In riferimento all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20/03/2003, che definisce le "Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici", sulla base dell'indagine eseguita è possibile far rientrare l'area indagata nella categoria di suolo di fondazione tipo C "Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille mediamente consistenti con valori di  $V_s$  compresi tra 180 e 360 m/s".

#### 4. Modello geotecnico del sottosuolo e scelta dei parametri caratteristici del terreno

La ricostruzione delle caratteristiche del sottosuolo della zona indagata è basata sul censimento dei dati esistenti (stratigrafie dei pozzi comunali, indagini geotecniche, scavi, ecc.) oltre che dall'esame indiretto delle prove penetrometriche dinamiche eseguite all'interno dell'area di intervento.

Lo schema litostratigrafico del sottosuolo può essere così riassunto (le profondità sono riferite allo 0 RIF.):

- 0,0 – 1,2 m                                      Terreno superficiale
- 1,2 – 3,0/3,50 m                              sabbie limose poco/moderatamente addensate – Orizzonte A
- 3,0/3,50 – 6,30/7,80 m                      sabbie limose sciolte o poco addensate Orizzonte B
- Oltre 6,30/7,80 m                            sabbie e ghiaie con ciottoli ben addensate – Orizzonte C

Le risultanze delle prove, confrontate con i dati a disposizione dello scrivente per questo settore del territorio comunale, contribuisce a definire un modello in cui i terreni di substrato si presentano geomeccanicamente e litostratigraficamente solo parzialmente uniformi.

Le caratteristiche del sottosuolo di interesse sono state definite in base ai risultati delle prove penetrometriche (esame del trend della resistenza di punta e rapporto resistenza di punta/resistenza laterale offerta dal rivestimento).

Per il modello geotecnico del sottosuolo utile per le elaborazioni analitiche contenute di seguito, i terreni investigati possono essere suddivisi in **n.3 unità litotecniche (orizzonti litologici)** sovrapposte a diversa resistenza penetrometrica. Di seguito si descrivono le diverse litozone e i vari parametri geotecnici associati.



I parametri geotecnici vengono ricavati dalle 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:  $N_{spt} = N_{scpt} \times 1.5$  (fattore di conversione normalmente usato in terreni simili a quello in esame).

**NOTA.** I valori di angolo d'attrito  $\varphi$  e di modulo elastico **E** sono in realtà i “**valori caratteristici**” ( $f_k$ ) ottenuti partendo dai valori medi (evidenziati in color arancione nelle tabelle seguenti). Per definizione il valore caratteristico rappresenta la soglia al di sotto della quale si colloca non più del 5% dei valori desumibili da una serie teoricamente illimitata di prove.

### **Orizzonte A**

Costituisce la porzione di terreno più superficiale, in corrispondenza di valori di  $N_{scpt}$  oscillanti mediamente in modo eterogeneo lateralmente. Per le differenze notate tra le diverse prove (vedi di seguito lo schema comparativo, è difficile determinare un valore medio dal momento che le prove raggiungono anche valori intorno ai 10-15 colpi/piede, con punte di 21 colpi in corrispondenza della prova P2, indicativi di terreni con caratteristiche geologico-tecniche discontinue .

Di seguito si propone la relativa parametrizzazione.

<b>Parametro</b>	<b>Valore</b>	<b>Unità di misura</b>
$N_{scpt}$ (colpi da prova Scpt)	8 -12	colpi/piede
$N_{spt}$ (colpi da prova Spt)	12-15	colpi/piede
$\gamma$ (peso di volume)	18,5÷19,5	KN/m <sup>3</sup>
$\varphi$ (angolo di attrito)	28-29	°
c (coesione)	-	Kg/cm <sup>2</sup>
E (modulo di deformazione)	150-200	Kg/cm <sup>2</sup>
Dr (densità relativa)	45÷50	%

### **Orizzonte B**

Viene individuato inferiormente alla precedente a partire da circa 3,0/3,5 m da 0 RIF. fino a circa 8,0 m dal p.c., in corrispondenza di valori di  $N_{spt}$  oscillanti attorno a 5 colpi/piede, indicativi di terreni poco addensati. Litologicamente si assume a composizione sabbioso-limosa. Di seguito si propone la relativa parametrizzazione.

<b>Parametro</b>	<b>Valore</b>	<b>Unità di misura</b>
$N_{dcpt}$ (colpi da prova Scpt)	3	colpi/piede
$N_{spt}$ (colpi da prova Spt)	5	colpi/piede
$\gamma$ (peso di volume)	18 ÷ 19	KN/m <sup>3</sup>



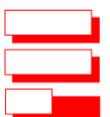
$\phi$ (angolo di attrito)	25-26	°
c (coesione)	0.05 ÷ 0.1	Kg/cm <sup>2</sup>
E (modulo di deformazione)	110-120	Kg/cm <sup>2</sup>
Dr (densità relativa)	30-35	%

### **Orizzonte C**

Viene individuato inferiormente alla precedente a partire da circa 8,0 m da 0 RIF. fino alla condizione di rifiuto all'avanzamento della punta, in corrispondenza di valori di  $N_{spt} > 30$  colpi/piede, indicativi di terreni ben addensati. Litologicamente si assume a composizione sabbioso-ghiaiosa con ciottoli. Di seguito si propone la relativa parametrizzazione.

<b>Parametro</b>	<b>Valore</b>	<b>Unità di misura</b>
$N_{dcpt}$ (colpi da prova Dcpt)	>30	colpi/piede
$N_{spt}$ (colpi da prova Spt)	>45	colpi/piede
$\gamma$ (peso di volume)	20÷21	KN/m <sup>3</sup>
$\phi$ (angolo di attrito)	36	°
c (coesione)	-	Kg/cm <sup>2</sup>
E (modulo di deformazione)	350	Kg/cm <sup>2</sup>
Dr (densità relativa)	75	%

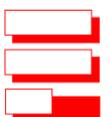
Il comportamento del terreno nei confronti delle sollecitazioni indotte dai carichi fondazionali viene considerato di tipo prevalentemente frizionale, per la predominanza delle componenti grossolane su quelle fini coesive, con resistenza al taglio in condizioni drenate e assenza di significative componenti secondarie per consolidazione. Nella tabella seguente si fornisce la visualizzazione delle diverse litozone con relativi spessori in corrispondenza delle prove.



prof. in m. dal piano campagna		P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
0	-0,3	26	23	31	7	19	10	10	11
-0,3	-0,6	13	9	11	3	8	19	12	4
-0,6	-0,9	13	4	5	7	3	15	17	3
-0,9	-1,2	2	2	3	11	14	6	17	4
-1,2	-1,5	5	3	4	7	12	6	15	7
-1,5	-1,8	5	3	4	6	14	3	17	15
-1,8	-2,1	3	7	3	5	16	5	8	16
-2,1	-2,4	3	15	3	5	11	4	7	12
-2,4	-2,7	5	21	2	2	9	5	3	9
-2,7	-3	7	6	3	3	7	3	2	9
-3	-3,3	10	8	4	3	8	3	4	7
-3,3	-3,6	4	6	11	6	9	2	2	4
-3,6	-3,9	5	5	7	2	7	2	2	4
-3,9	-4,2	4	6	6	2	5	2	6	2
-4,2	-4,5	2	6	7	3	4	1	11	3
-4,5	-4,8	2	2	6	0	4	2	12	2
-4,8	-5,1	3	3	8	0	2	3	18	2
-5,1	-5,4	3	3	6	0	5	6	15	1
-5,4	-5,7	2	3	6	2	9	6	13	1
-5,7	-6	4	3	6	2	10	7	27	2
-6	-6,3	5	3	9	1	8	10	23	3
-6,3	-6,6	4	4	9	2	5	14	20	2
-6,6	-6,9	4	4	10	4	5	18	24	4
-6,9	-7,2	5	5	11	1	6	21	30	2
-7,2	-7,5	9	6	11	7	3	100	12	10
-7,5	-7,8	15	6	13	9	9		7	17
-7,8	-8,1	14	9	11	11	8		25	11
-8,1	-8,4	14	7	11	32	8		100	17
-8,4	-8,7	23	17	15	27	44			20
-8,7	-9	30	31	100	41	100			100
-9	-9,3	100	20		100				
-9,3	-9,6		100						
-9,6	-9,9								
-9,9	-10,2								
-10,2	-10,5								
-10,5	-10,8								

	<b>Orizzonte A</b> –terreno mediamente addensato
	<b>Orizzonte B</b> – terreno sciolto/poco addensato
	<b>Orizzonte C</b> – terreno addensato

Relazione geologica e geotecnica preliminare per il progetto di nuovi edifici in Via Borgazzi . MONZA



*I parametri geotecnici sono stati calcolati a partire dal numero di colpi mediante le correlazioni proposte in letteratura, specificate di seguito.*

#### Densità relativa

La densità relativa è stata ricavata con la seguente relazione di Gibbs & Holtz (1957), valida per terreni sabbiosi normal consolidati:

$$Dr = 21 [N_{spt} / (N_{spt} + 0.7)].$$

#### Angolo di attrito

L'angolo di attrito interno è stato ricavato dalla seguente correlazione proposta da Meyerhof che meglio si adatta alle connotazioni geotecniche in esame:

$$\varphi = 23.7 + 0.57 N_{spt} - 0.006 (N_{spt})^2$$

#### Modulo di deformazione

È stato calcolato attraverso le seguenti correlazioni di Webb-D'Apollonia che lo legano ai valori di resistenza penetrometrica e alla litologia predominante:

$$E = 300 (N + 6) \text{ [valido per sabbie limose]}$$

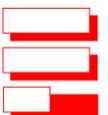
$$E = 600 (N + 6) + 2000 \text{ [valido per sabbie ghiaiose con } N > 15 \text{ colpi/piede]}$$

$$E = 1200 (N + 6) \text{ [valido per sabbie ghiaiose]}$$

Dove  $N = N_{scpt} * 70/55$  (fattore correttivo)

#### Coesione

In mancanza di valori di laboratorio, il valore è da considerarsi di prima approssimazione. Si ricava il valore di  $R_p$  (resistenza alla punta della prova statica in kg/cmq), tramite la relazione di Robertson – Campanella - Wightman (1983):  $R_p/N_{spt} = 2$  kg/cmq, valido per argille limose o sabbiose. I valori ottenuti sono stati prudenzialmente ridotti, in accordo con le caratteristiche locali note dei terreni.



## 5. Considerazioni in merito alle tipologie fondazionali più idonee

L'intervento in progetto prevede la realizzazione di due nuovi edifici, uno residenziale disposto su più livelli fuori terra oltre all'interrato adibito a box e cantine ed un edificio a vocazione commerciale senza interrati e disposto su un unico livello.

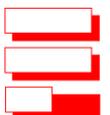
Dalle conoscenze idrogeologiche locali la falda idrica superficiale è posta ad una profondità > di 25 m dal p.c. Si esclude quindi che essa possa interferire con le opere di fondazione in progetto e con il settore di sottosuolo interessato dai cunei di rottura e dai bulbi di pressione generabili inferiormente alle fondazioni.

Le risultanze della prove, confrontate con i dati geologici locali a disposizione dello scrivente, contribuisce a definire un modello in cui i terreni di substrato sono dotati di sufficienti caratteristiche geotecniche fino a circa 3,0 m. di profondità da 0 RIF. Si nota infatti come dal sondaggio e dalle prove si evidenzia la presenza di uno spessore superficiale a litologia sabbioso limosa dotato di media/bassa resistenza (**ORIZZONTE A**). A partire da una profondità di circa -3,0 m da 0 RIF. si registra una diminuzione della resistenza delle litologie (Nspt medio = 5 colpi/piede) dovuto alla presenza di terreni fini limoso-sabbiosi sciolti/moderatamente addensati (**ORIZZONTE B**). A Partire da circa -8,0 m dallo 0 RIF. si riscontrano terreni ben addensati costituiti da litologie sabbioso-ghiaiose con ciottoli (**ORIZZONTE C**), aventi caratteristiche geotecniche molto buone.

In corrispondenza dell'edificio ad uso residenziale la quota di fondazione di progetto (-4,50 m dallo 0 RIF.) risulta all'interno della litologia a più scarse caratteristiche geotecniche.

Per quanto riguarda l'edificio ad uso commerciale, le fondazioni risultano ubicate su terreni eterogenei e di non grande qualità geotecnica.

Valutate pertanto le caratteristiche geomeccaniche e litologiche dei terreni indagati, in relazione alla tipologia strutturale ipotizzata, per l'edificio residenziale è possibile adottare o fondazioni dirette tipo PLATEA o indirette su pali appoggiati sull'orizzonte presente tra i 7 e 8 m mentre per quanto riguarda l'edificio ad uso commerciale, considerando i bassi carichi ipotizzabili, è possibile immaginare una fondazione con travi di collegamenti tra i plinti o in ultima analisi dirette a platea.



## 6. Calcolo della capacità portante e dei cedimenti del terreno di fondazione

### 6.1 Analisi della capacità portante

La determinazione della capacità portante ammissibile del terreno, consiste nella verifica a rottura del terreno nei confronti dello stato limite ultimo (SLU) di resistenza in cui dovrà essere rispettata la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

$E_d$  = è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto  $F_{dj} = F_{kj} \times g_{Fj}$  delle azioni, come specificato nel D.M. 14/01/2008.

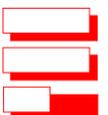
$R_d$  = è il valore di progetto delle resistenze del sistema geotecnico determinato analiticamente con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici di resistenza tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_M$ , e ove necessario dei coefficienti  $\gamma_R$  (specificati nelle tabelle seguenti).

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.

Tale approccio, denominato dal D.M. 14-01-08 Approccio 1, prevede quindi la verifica di due differenti combinazioni:

- ✓ STR (App. 1 - combinazione 1, A1+M1+R1)
- ✓ GEO (App. 1 - combinazione 2, A2+M2+R2)

Delle due combinazioni in generale la prima è più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda è più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico, cioè per il caso in esame.



Nelle Tabelle seguenti si riportano i coefficienti parziali previsti dalla normativa.

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.

✓ - App. 2 - combinazione 1: (A1+M1+R3)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_{\gamma}$	1,0	1,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

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

Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche allo SLU delle fondazioni superficiali.



## 6.2 Analisi dell'azione sismica

Il territorio comunale di **MONZA** ricade, per quanto indicato in Allegato A della D.g.r. 11 luglio 2014 - n. X/2129 "elenco dei comuni con indicazione delle relative zone sismiche e dell'accelerazione massima (agmax) presente all'interno del territorio comunale" in **ZONA 3**.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, secondo il D.M. 14-01-2008 si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. 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), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  (come definite di seguito), nel periodo di riferimento  $V_R$  (come definito di seguito). In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito. Le forme spettrali di interesse sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- ✓  $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito ( $m/s^2$ );
- ✓  $F_o$  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 (sec).

### 6.2.1 Definizione della vita nominale dell'opera

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. seguente.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere.



Per l'opera in oggetto la vita nominale si assume pari a **50 anni**.

### 6.2.2 Definizione delle classi d'uso per l'opera

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così

definite:

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

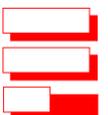
Per l'opera in oggetto (trattasi di scuola pubblica) la classe d'uso di riferimento è la **Classe II**: costruzioni il cui uso preveda **AFFOLLAMENTI NORMALI**.

### 6.2.3 Definizione del periodo di riferimento per l'opera

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella tabella



seguinte.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Valori del coefficiente d'uso  $C_U$ .

Se  $V_R \leq 35$  anni si pone comunque  $V_R = 35$  anni.

Per il caso in esame ne consegue che  $V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,0 = 50$  anni.

#### 6.2.4 Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

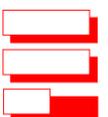
Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;



- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella.

Stati Limite		$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato.

La scelta dello stato limite di riferimento per il caso in esame è lo SLO (con PVR 81%).

#### 6.2.5 Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

##### Categorie di sottosuolo

Le categorie di suolo di fondazione, secondo l'OPCM 3274 e s.m.i. e il D.M. 14.01.2008 risultano così identificate (le profondità si riferiscono al piano di posa delle fondazioni):

TIPO DI TERRENO	PROFILO STRATIGRAFICO	PARAMETRI		
		$V_{s30}$ m/s	NSPT	$c_u$ kPa
<b>A</b>	<i>Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi</i>	<b>&gt; 800</b>		
<b>B</b>	<i>Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità</i>	<b>&lt; 800</b> <b>&gt; 360</b>	> 50	> 250
<b>C</b>	<i>Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza</i>	<b>&lt; 360</b> <b>&gt; 180</b>	< 50 > 15	< 250 > 70
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente</i>	<b>&lt; 180</b>	< 15	< 70



	<i>consistenti</i>			
<b>E</b>	<i>Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di VS30 simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con VS30 &gt; 800m/s</i>			

Categorie sismiche di suolo di fondazione

Per il terreno in esame la categoria di suolo è assimilabile al **Tipo C**, “*Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza, caratterizzati da valori di Vs compresi tra 180 e 360 m/s*”.

### Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la classificazione della tabella seguente.

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 $i > 30^\circ$

Categorie topografiche.

Le suddette categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

### Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati nella Tab precedente, in funzione delle categorie topografiche definite e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.



Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$ .

Per il caso in esame la categoria di riferimento è la T1, da cui  $S_T = 1,0$ .

#### 6.2.6 Calcolo dei coefficienti sismici

Sulla base dei dati tipici del sito in esame citati nei precedenti paragrafi vengono calcolati i seguenti parametri sismici.

#### Sito in esame

- **latitudine: 45,569717 [°]**
- **longitudine: 9,263774 [°]**
- **Classe d'uso: II.** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi.
- **Vita nominale: 50 [anni]**

#### Parametri sismici

Categoria sottosuolo: **C**

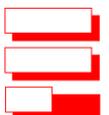
Categoria topografica: **T1**

Periodo di riferimento: **50 anni**

Coefficiente  $c_u$ : **1,0**

#### Coefficienti sismici

	$S_s$ [-]	$C_c$ [-]	$S_t$ [-]	$K_h$ [-]	$K_v$ [-]	$A_{max}$ [m/s <sup>2</sup> ]	Beta [-]
SLO	1,500	1,920	1,000	0,006	0,003	0,285	0,200
SLD	1,500	1,810	1,000	0,007	0,004	0,368	0,200
SLV	1,500	1,600	1,000	0,016	0,008	0,787	0,200
SLC	1,500	1,570	1,000	0,020	0,010	0,964	0,200



### **6.3 Liquefazione delle sabbie**

Ai sensi della Legge 64/74, del D.M. 19/6/1984 e dell'attuale D.M. 14/01/2008, in aree classificate sismiche deve essere valutata la possibilità che insorgano fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione in seguito alle vibrazioni prodotte dalle scosse telluriche.

I fenomeni di liquefazione possono verificarsi in particolari condizioni, come quelle indotte da un sisma di Magnitudo superiore a 6, in terreni a granulometria fine (sabbioso-limosi), allo stato sciolto o poco addensato, in falda oppure interessati dalla oscillazione della falda stessa.

Al paragrafo 7.11.3.4.2 del DM 14.01.2008 è ribadito che tali analisi possono essere omesse quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

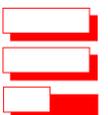
1. *eventi sismici di magnitudo inferiore a 5 ( $M < 5$ );*
2. *accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizione di free-field) inferiori a 0.1g ( $a < 1 \text{ m/sec}^2$ );*
3. *profondità media stagionale della falda superiore a 15 metri dal piano di campagna, quest'ultimo inteso ad andamento sub-orizzontale e con strutture a fondazioni superficiali;*
4. *depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $N > 30$ ;*
5. *elevata presenza, nel fuso granulometrico, di terreni a componente fine (limi e argille) o di ghiaie.*

Nel nostro caso sono verificate le condizioni n. 3 e n. 5 quindi l'analisi della liquefazione può essere omessa.

Inoltre, considerato quindi che il piano di posa della fondazione di progetto è contraddistinto da ghiaie e sabbie moderatamente addensate in matrice limosa e che non è interessato dalle oscillazioni della falda superficiale, che si trova in questa zona a profondità maggiore di 25 m da p.c., è possibile ritenere che nelle condizioni di progetto non siano prevedibili incipienti fenomeni di liquefazione per i terreni di fondazione in seguito ad un evento sismico.

### **6.4 Determinazione dei carichi e delle resistenze ( $R_d$ )**

Allo stato attuale della progettazione non esistono ancora degli elementi di tipo esecutivo che consentano la definizione precisa delle profondità di fondazione, dei carichi e quindi la verifica conseguente delle resistenze del terreno.



La capacità portante alla base delle fondazioni verrà calcolata applicando la seguente relazioni di **Brinch-Hansen**:

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

dove :

$N_c N_q N_{\gamma}$  = Fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;

$s_c s_q s_{\gamma}$  = Fattori di forma della fondazione;

$i_c i_q i_{\gamma}$  = Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;

$b_c b_q b_{\gamma}$  = Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base;

$g_c g_q g_{\gamma}$  = Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del p. c.;

$z_c z_q z_{\gamma}$  = Fattori correttivi che tengono dell'inerzia dovuta al sisma (solo per condizioni dinamiche)

$D_c d_q$  = Fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa;

$\gamma$  = Peso specifico del terreno sotto il piano di fondazione;

$q$  = Carico litostatico presente sopra il piano di fondazione (proporzionale all'altezza del confinamento laterale);

$Q_{SLU}$  = Capacità portante determinata allo stato limite ultimo

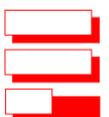
Quindi verranno valutati i diversi approcci e combinazioni previste dalla normativa e proposto quello maggiormente conservativo e quindi calcolati i possibili cedimenti.

### EDIFICIO RESIDENZIALE

**PLATEA - piano imposta =4,5 m da 0 RIF. nell'orizzonte B**

<b>Parametri</b>	<b>R<sub>d</sub></b>	<b>u.m.</b>
Dimensioni fondazioni	30m x 60m	m
<b>Approccio 1 Combinazione 2+sisma</b>	<b>3,7</b>	(kg/cm <sup>2</sup> )
<b>Approccio 2 Combinazione unica + sisma</b>	<b>6,0</b>	(kg/cm <sup>2</sup> )

Valori di R<sub>d</sub> calcolati con la formula di Brinch-Hansen.



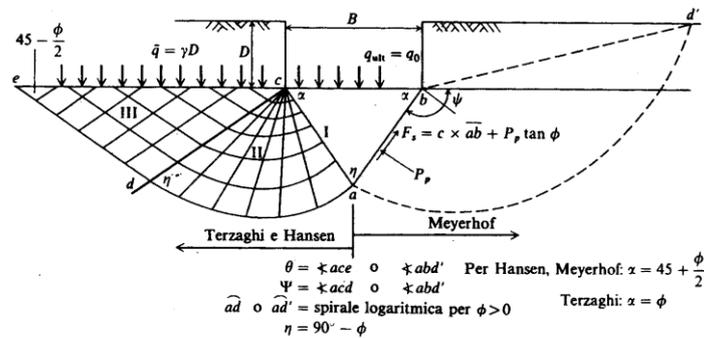
**EDIFICIO USO COMMERCIALE**

**PLINTI 2,5 m X 2,5 m - piano imposta  $\geq 1,5$  m da 0 RIF. nell'orizzonte A**

Larghezza fondazioni (m)	1,0	
	<b>R<sub>d</sub></b>	<b>u.m.</b>
<b>Approccio 1 Combinazione 2+sisma</b>	<b>1,1</b>	(kg/cm <sup>2</sup> )
<b>Approccio 2 Combinazione unica + sisma</b>	<b>1,5</b>	(kg/cm <sup>2</sup> )

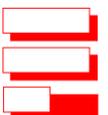
Valori di R<sub>d</sub> calcolati con la formula di Brich-Hansen

**Dalle verifiche eseguite è emerso che l'approccio 1 combinazione 2 (GEO) è risultata la più cautelativa in termini di calcolo della capacità portante, rispetto all'approccio2.**



Cuneo di rottura tipico considerato per il calcolo della portanza.

Nella figura sopra si evidenzia il cuneo di rottura generabile inferiormente alla fondazione, rispetto al quale vengono effettuati i calcoli.



## 6.5 Analisi dei cedimenti

Al fine di fornire delle indicazioni progettuali è stato ipotizzato nel calcolo dei cedimenti un carico di esercizio  $Q_{sle}$  pari  $1,5 \text{ kg/cm}^2$  per l'edificio residenziale e di  $1,0 \text{ kg/cm}^2$  per l'edificio uso commerciale.

Per il calcolo dei cedimenti è stato fatto riferimento alla teoria dell'elasticità adottando la metodologia proposta dal Bowles, 1974:

$$S_d = Q B (1 - \mu^2 / E) I_s I_f$$

dove:

$S_d$	=	cedimento
$Q$	=	carico sul terreno alla base della fondazione
$B$	=	minima dimensione laterale dell'area caricata
$\mu$	=	rapporto Poisson terreno
$E$	=	modulo elastico del terreno cedevole (media ponderata)
$I_s$	=	$I_1 + [(1-2m)/(1-m)] \times I_2$
$I_1, I_2$	=	coefficienti di influenza
$I_f$	=	fattore di profondità

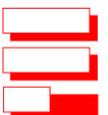
Nel dimensionamento delle fondazioni è necessario tener conto non solo della resistenza al taglio dei terreni, ma anche dei cedimenti indotti dal carico applicato.

Tali cedimenti dovranno essere ovviamente inferiori ad un valore critico che, se superato, potrebbe generare inconvenienti nella struttura.

E' stata pertanto eseguita una verifica dei cedimenti indotti nel terreno di fondazione dal carico di esercizio determinato nelle ipotesi di fondazione indicate.

Il cedimento calcolato tiene ovviamente conto dell'effetto generato dal sisma. Con tale valore di carico di esercizio i cedimenti primari si sviluppano immediatamente con l'incremento progressivo del carico strutturale, mentre non dovrebbero verificarsi cedimenti differenziali.

La dimensione  $B$  viene posta pari a  $4B$  per le travi e  $2B$  per i plinti e  $B$  per la platea, dove  $B$  è il lato



minimo della fondazione (ipotesi di Schmertmann); come modulo elastico (E) è stato preso un valore pari alla media pesata sullo spessore di terreno interessato dal cedimento, e cioè considerando un spessore pari a 4B per le travi, 2B per i plinti e B per la platea; come stratigrafia è stata considerata una situazione media tra quelle riscontrate con le prove eseguite. I valori di seguito definiti sono riferiti a carichi verticali e centrati con momenti pari a zero, in quanto sconosciuti in questa fase di progetto.

### **EDIFICIO RESIDENZIALE**

**PLATEA - piano imposta =4,5 m da 0 RIF. nell'orizzonte B**

<i>Dimensioni (B) fondazione in metri</i>	
30m x 60m	
1,5	Carico Qsle (kg/cm <sup>2</sup> )
3,1	Cedimento (cm)

### **EDIFICIO USO COMMERCIALE**

**PLINTI 2,5 m X 2,5 m - piano imposta >=1,5 m da 0 RIF. nell'orizzonte A**

<i>Dimensione fondazione in metri</i>	
2,5 x 2,5	
1,0	Carico Qsle (kg/cm <sup>2</sup> )
0,8	Cedimento (cm)



Con tale valore di carico di esercizio i cedimenti assumono valori accettabili per le strutture in progetto.

## 6.6 Coefficiente di Winkler

Il coefficiente di Winkler è stato calcolato con il metodo di **Bowles**:

$$k = 40 (SF) q_a$$

dove SF è il Safety Factor, ovvero il coefficiente di sicurezza adottato, e  $q_a$  è la pressione ammissibile sul terreno.

$q_a = q_{lim} / SF$  dove  $q_{lim}$  è la pressione ultima sul terreno, corrispondente ad un cedimento DH di 1 pollice, ovvero 2,5 cm.

Riferendoci dunque alla relazione del modulo di reazione del terreno, uno dei modi di procedere è il seguente:  $k = q_{lim} / 2,5$

$K_s$  è stato quindi calcolato quindi come  $Q_{lim}/2,5$  dove  $Q_{lim} = R_d \times gr$  (dove  $gr = 1,8$ ). Il  $Q_{lim}$  considerato è quello + cautelativo derivante dall'approccio 1-comb2

### EDIFICIO RESIDENZIALE

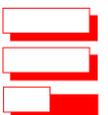
**PLATEA - piano imposta =4,5 m da 0 RIF. nell'orizzonte B**

<b>Coefficiente k Winkler</b>	<b>2,6 kg/cm<sup>3</sup></b>
-------------------------------	------------------------------

### EDIFICIO USO COMMERCIALE

**PLINTI 2,5 m X 2,5 m - piano imposta >=1,5 m da 0 RIF. nell'orizzonte A**

<b>Coefficiente k Winkler</b>	<b>0,8 kg/cm<sup>3</sup></b>
-------------------------------	------------------------------



## 7. Considerazioni conclusive

### A – Geologiche e geomorfologiche ed idrogeologiche

I terreni dell'area in esame ricadono nell'ambito dei depositi fluvioglaciali würmiani che costituiscono il "Livello Fondamentale della Pianura Padana". Sono generalmente associabili a sedimenti incoerenti di tipo sabbioso-ghiaioso con frazioni limose e ciottoli in percentuale variabile in relazione alla profondità.

L'indagine geognostica, secondo le attese, non ha rilevato la presenza di una falda idrica superficiale, che dovrebbe invece attestarsi, sulla base delle conoscenze idrogeologiche locali, ad profondità >25m rispetto al piano campagna. Considerando le caratteristiche strutturali in progetto e le condizioni idrogeologiche generali è da escludere quindi un'interazione della falda con le opere di fondazione e con il settore di sottosuolo interessato dai cunei di rottura e dai bulbi di pressione generabili inferiormente alle fondazioni.

### B – Caratteristiche geotecniche

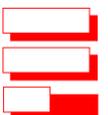
Per la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni è stata eseguita una campagna di indagini geognostiche così articolata:

- ✓ **n. 1 sondaggio a carotaggio continuo;**
- ✓ **n. 2 prove penetrometriche standard (SPT) in foro di sondaggio;**
- ✓ **n. 8 prove penetrometriche dinamiche SCPT.**

Le risultanze della prove, confrontate con i dati geologici locali a disposizione dello scrivente, contribuisce a definire un modello che individua nei terreni di substrato quelli che sono dotati di discrete caratteristiche geotecniche e che sono ubicati dalla profondità di circa 7,0/8,0 m.

L'orizzonte più superficiale sino a circa 3,50 m presenta caratteristiche eterogenee lateralmente e potrà essere considerato come orizzonte utile per le fondazioni della costruzione di tipo commerciale che non prevede, allo stato attuale della progettazione, piani interrati e che ragionevolmente prevederà carichi limitati.

Per le edificazioni previste con piani interrati (Box e cantine) si dovranno considerare le opzioni della



platea di fondazione allo scopo di distribuire omogeneamente i carichi o di fondazioni indirette su pali fondati sull'orizzonte sopra individuato e quindi della lunghezza di circa 3-4 metri.

### C – Analisi sismica

Ai sensi della D.g.r. 11 luglio 2014 - n. X/2129, il comune di **Monza** viene collocato all'interno della **zona sismica 3**. Sulla base delle risultanze dell'indagine effettuate i terreni dell'area in esame si classificano di **"Tipo C"** *"Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o argille mediamente consistenti, caratterizzati da valori di Vs compresi tra 180 e 360 m/s"*.

Concorezzo, 10 Ottobre 2015

Efrem Fumagalli  
Geologo

