

# RELAZIONE GEOTECNICA

AI SENSI DEL D.M. 17 GENNAIO 2018 – CIRC. 7 DEL 21 GENNAIO 2019

## **LAVORI DI RECUPERO DEL SECONDO PIANO DELL'IMMOBILE SITO IN VIA LIVIGNO N.3**

**COMUNE DI MILANO**  
**PROVINCIA DI MILANO**

COMMITTENTE: ATS DELLA CITTÀ METROPOLITANA DI MILANO

IL TECNICO: DOTT. GEOL. ROSARIO SPAGNOLO

*Milano, Dicembre 2020*

---

*Dott. Geol. Rosario Spagnolo - GEOLOGIA TECNICA-IDROGEOLOGIA*

*Via Stradella, 35 – San Giorgio Bigarello (MN) 46051 Tel.Fax. 0376.262759 – 338.2949637 – e-mail ro.spagnolo@tiscali.it*

## **INDICE DEI CAPITOLI**

<b>1 PREMESSA.....</b>	<b>3</b>
<b>2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>4</b>
<b>3 INDAGINI GEOGNOSTICHE .....</b>	<b>4</b>
<b>4 METODOLOGIA DI INDAGINE (MASW) .....</b>	<b>6</b>
<b>4.1 PROGETTO D'INDAGINE .....</b>	<b>8</b>
<b>4.2 INTERPRETAZIONE DEL PROFILO SISMICO A RIFRAZIONE.....</b>	<b>10</b>
<b>4.3 IL METODO MASW .....</b>	<b>11</b>
<b>5 PROVE GEOTECNICHE IN SITO .....</b>	<b>15</b>
<b>6 PARAMETRIZZAZIONE SISMICA DEL SITO .....</b>	<b>15</b>
<b>7 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO IN PROGETTO.....</b>	<b>23</b>
<b>8 PARAMETRI SISMICI DI CALCOLO .....</b>	<b>27</b>
<b>9 MODELLO GEOTECNICO-GEOFISICO .....</b>	<b>28</b>
<b>10 VERIFICHE AGLI STATI LIMITI ULTIMI (SLU) .....</b>	<b>30</b>
<b>11 VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE SLV – CONDIZIONI DINAMICHE .....</b>	<b>34</b>
<b>12 VALORE DI CALCOLO DEL COEFFICIENTE WINKLER.....</b>	<b>35</b>
<b>13 VERIFICA CEDIMENTI – VERIFICHE AGLI STATI LIMITE d'ESERCIZIO (SLE) .....</b>	<b>36</b>
<b>14 CONCLUSIONI.....</b>	<b>39</b>

## 1 PREMESSA

La presente relazione geotecnica riguarda le indagini, la caratterizzazione e modellazione geotecnica del “volume significativo” per l’opera in esame e valuta l’interazione dell’opera/terreno ai fini del dimensionamento delle relative fondazioni.

La relazione si compone di due parti indipendenti (relazione geologica – relazione geotecnica) ma tra loro correlate, in accordo con quanto richiesto dalle NTC 2018 (Circolare del C.S.LL.PP. 7/2019 Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”.

E’ stata realizzata una prova penetrometrica dinamica (S.C.P.T.), spinta alla profondità di circa 11.40 m da p.c. ed è stata realizzata una prova MASW finalizzata alla determinazione della categoria di suolo di fondazione. Secondo il D.M. 17 gennaio 2018, le scelte progettuali devono tener conto delle prestazioni attese delle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali. I risultati dello studio, rivolto alla caratterizzazione e modellazione geologica devono essere esposti in una specifica relazione geologica e le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini e prove, che il progettista deve definire in base alle scelte tipologiche dell’opera o dell’intervento e alle previste modalità esecutive.

Le indagini in sito hanno portato alla hanno consentito di definire le seguenti tematiche:

- caratterizzazione geologica, idrogeologica e geomorfologica;
- caratterizzazione litostratigrafica;
- analisi sismica del sito in esame;
- modello geologico del sottosuolo.

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si è tenuto debito conto delle principali norme:

- Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14 gennaio 2008 NTC 2008;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Istruzione per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale;
- Norma Tecnica UNI EN 1997 -1:2005 (Eurocodice 7 – Progettazione Geotecnica);
- Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 17 gennaio 2018 NTC 2018.
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018

## 3 INDAGINI GEOGNOSTICHE

La prova penetrometrica dinamica è stata eseguita mediante penetrometro meccanico, in accordo con la procedura di riferimento ISSMFE (codice RM) con attrezzatura di spinta ancorata da 20 ton. I vari parametri di prova sono ottenuti mediante le seguenti relazioni energetiche:

$$\text{Resistenza alla punta } q_c = R_p = Q_c/A_c$$

$$\text{Resistenza unitaria di attrito laterale locale } f_s = R_l = Q_s/A_s$$

$$\text{Rapporto della resistenza (Friction Ratio) } R_f (\%) = 100 f_s/q_c *$$

$$\text{Indice delle resistenze (Friction Index) } q_c/f_s *$$

\*( $R_p$ ,  $R_f$  misurate alla stessa profondità)

dove:

$R_p$  = forza assiale agente sul cono

$R_l$  = forza di attrito per infiggere il manicotto

$A_c$  = area di base del cono

As = superficie laterale del manicotto.

Punta meccanica	<b>Begemann</b>
Spinta	<b>200 kN</b>
Intervalli di misura	<b>20 cm</b>
Parametri registrati	<b>Rp (resistenza alla punta)</b>
	<b>RI (resistenza attrito laterale)</b>
Area punta	<b>10 cm<sup>2</sup></b>
Angolo alla punta	<b>60°</b>

La prova pentrometrica dinamica in generale trova applicazione per:

- rilevare l'andamento stratigrafico lungo la verticale
- individuare i tipi di terreno attraversati
- interpolare l'andamento degli strati fra verticali di sondaggio
- misurare la pressione interstiziale (solo CPTU).

I parametri desunti possono essere utilizzati con affidabilità per valutare:

- l'angolo di attrito e la compressibilità drenata dei terreni granulari
- la resistenza al taglio non drenata dei terreni coesivi.

Meno attendibile risulta la valutazione dei parametri di compressibilità drenata e non dei terreni coesivi. Da notare che la procedura di riferimento indica l'espressione di  $q_c$  e  $f_s$  in Pa, kPa o MPa; per una migliore comprensione dei dati si è preferito esprimere i parametri anche in kg/cm<sup>2</sup>.

Nelle tabelle e diagrammi allegati sono riportati tutti i parametri geotecnici elaborati dai dati ottenuti dalla prova CPT. In particolare, nei diagrammi sono graficati i valori di resistenza alla punta  $R_p$ , rilevati ad ogni 30 cm. Questi valori sono stati ricavati moltiplicando la lettura alla punta per la costante di trasformazione  $C_t$ , la quale è legata alle caratteristiche tecniche del penetrometro impiegato.

La diretta correlazione tra il rapporto  $F = R_p/R_f$  e la granulometria dei terreni attraversati (secondo Begemann, 1965 e secondo Schmertmann; Raccomandazioni A.G.I. 1977), rende possibile caratterizzare la natura dei terreni differenziandoli rispettivamente in torbe e argille organiche, limi e argille, limi sabbiosi e sabbie limose e sabbie e sabbie con ghiaia.

Negli allegati vengono riportati i seguenti parametri:

- valutazione litologica secondo Schmertmann ottenuta in base all'analisi dei valori

di  $R_p$  e del rapporto  $R_f/R_p$  %.

- la natura dei terreni classificati come granulari o coesivi, ricavata sempre dal diagramma di Schmertmann.
- il peso per unità di volume  $\gamma'$  (t/m<sup>3</sup>), ottenuta dalla relazione esistente tra la densità del terreno e la sua resistenza ad essere attraversato dalla punta;
- la tensione verticale geostatica efficace  $\sigma'_{vo}$ , espressa come

$$\sigma'_{vo} = 1,85 \times z_1 + 0,20 \times \sum \gamma' i$$

dove  $z_1$  è uguale alla profondità media della falda;

la coesione non drenata  $C_u$  (Kg/cm<sup>2</sup>) (per i terreni di natura coesiva) ottenuto dal

rapporto " $C_u = R_p/a$ " (da Sanglerat, 1972) dove " $a$ " è un coefficiente dipendente

dalla natura del terreno, e quindi da  $R_p$ ;

- l'angolo di attrito interno efficace  $F$  (per i terreni di natura granulare), anch'esso correlato alla  $R_p$  (Robertson & Campanella, 1983);
- il coefficiente di compressibilità di volume  $M_v$ .

Il coefficiente di compressibilità  $M_v$  viene definito come:

$$M_v = 1/R_p \times a$$

dove il coefficiente " $a$ " è direttamente dipendente da  $R_p$ .

## 4 METODOLOGIA DI INDAGINE (MASW)

La necessità di acquisire significativi dati geotecnici inerenti le caratteristiche del volume del sottosuolo ha consigliato l'esecuzione di un'indagine geognostica.

Tutte le metodologie della sismica si basano sul principio di generare onde sismiche in un punto del terreno e di rilevare il loro arrivo in altri punti: ciò consente di ricostruire, attraverso lo studio dei percorsi e delle velocità, la disposizione geometrica delle discontinuità sismiche nel sottosuolo e quindi dei litotipi presenti al di sotto della zona indagata. Le onde utilizzate sono di solito le longitudinali perché quelle trasversali, avendo una velocità minore, arrivano ai ricevitori

successivamente, quando questi ultimi sono già stati sollecitati dalle onde di compressione ed il segnale registrato sarà così la risultante della sovrapposizione di onde differenti.

La sismica a rifrazione ha come fine l'acquisizione dei valori delle velocità sismiche del primo strato di terreno e dei "rifrattori" successivi, oltre che del loro spessore, fino ad una profondità che dipende dalla lunghezza dello stendimento utilizzato e dalle caratteristiche fisiche-meccaniche del mezzo indagato.

L'indagine viene condotta in campagna con l'ausilio dei seguenti dispositivi:

- ❑ un dispositivo in grado di generare onde sismiche in un punto del terreno chiamato punto sorgente. Esso è costituito generalmente da masse battenti di diverse dimensioni e peso, ovvero (per profondità di indagine maggiore) da cariche esplosive, da sorgenti meccaniche ripetitive (dinoseis, vibratorii, martello vibrante, ecc.);
- ❑ un dispositivo in grado di rilevare il segnale sismico, costituito da un gruppo di geofoni disposto secondo una configurazione opportuna, di solito lineare, detta "stendimento";
- ❑ un dispositivo in grado di registrare i segnali provenienti dai geofoni; questi infatti rilevano il segnale sismico e lo trasformano in impulsi elettrici, che vengono inviati al sismografo. Quest'ultimo, ricevendo l'impulso elettrico, ne diagramma il valore in funzione del tempo ottenendo così un sismogramma.

Tutti i sismografi più moderni sono corredati di dispositivi di "signal enhancement", che consentono la sommatoria delle vibrazioni provenienti, in modo guidato ed in tempi successivi, da un singolo punto di energizzazione. Ciò permette di eseguire il processo di stacking, cioè una somma di più segnali più o meno coincidenti, ciascuno affetto da un rumore fuori fase, che quindi tende ad annullarsi con la sommatoria.



**Figura 1 e 2 – Sismografo X 610 S della MAE e stendimento per sismica a rifrazione**

La lunghezza dello stendimento è scelta in funzione della profondità di indagine desiderata, mentre la distanza fra i geofoni è in funzione della risoluzione interpretativa che si vuole ottenere. La distanza tra sorgente e stendimento prende il nome di offset.

I dati sperimentali che si utilizzano sono i tempi di primo arrivo dei treni d'onda ai vari punti di registrazione. Leggere i valori di primo arrivo (picking) di un'onda P significa determinare sul sismogramma la posizione della prima escursione (positiva o negativa) superiore al livello di rumore della registrazione: i tempi che intercorrono tra l'istante di energizzazione e questi tempi di primo arrivo corrispondono ai tempi di percorso delle onde P dal punto sorgente ad ogni singolo geofono. Dal punto sorgente fino ad una certa distanza detta distanza critica questi tempi corrispondono ai tempi di arrivo di onde P che viaggiano poco al di sotto della superficie topografica e sono i tempi relativi all'onda diretta. Dal punto critico in poi l'onda rifratta arriva prima di quella diretta: questo avviene perché l'onda rifratta, pur compiendo un tragitto più lungo di quella diretta, percorre un buon tratto di questo cammino ad una velocità maggiore che è quella dello strato sottostante. Se consideriamo un terreno multistrato questo fenomeno si ripeterà per tutti gli strati caratterizzati da velocità superiore a quella degli strati soprastanti.

Una conseguenza molto importante della legge di Snell nella sismica a rifrazione è quella di essere in grado di distinguere e determinare gli strati rifrattori solo se essi hanno una velocità maggiore di quelli sovrastanti. Quindi condizione necessaria per ottenere buoni risultati dall'applicazione del metodo sismico a rifrazione è che la velocità di propagazione aumenti con la profondità. Infatti, quando uno strato a velocità inferiore si trova al di sotto di strati a velocità superiore, esso non potrà essere rivelato come "rifratore" e quindi non si potrà mettere in evidenza la sua presenza. In tali casi, se esiste il sospetto di una tale presenza, sarà necessario ricorrere ad altre metodologie di prospezione sismica (o ad altre metodologie geofisiche) ovvero a sondaggi meccanici, oltre che, ovviamente, tenere in considerazione i risultati di un accurato rilevamento geologico.

## 4.1 PROGETTO D'INDAGINE

Il sondaggio sismico a rifrazione è stato eseguito utilizzando il sismografo digitale **X 610 S** a 24 bit della M.A.E. srl ad alta risoluzione, in grado di registrare i segnali provenienti da geofoni a componente verticale e orizzontali e di permettere, grazie ad un software di elaborazione interno, un rapido controllo della qualità della registrazione, consentendo un processing preliminare dei



dati in situ. Il sismografo in questione costituisce il componente fondamentale dell'apparato di acquisizione dei dati. Si tratta di uno strumento digitale a 72 canali, dotato di un processore interno ad alta risoluzione, un intervallo minimo di campionamento di 0.033 ms e un convertitore Analogico/Digitale sigma/delta a 24 bit.

Le impostazioni dei parametri di acquisizione dello strumento, scelti in funzione del tipo di indagine eseguito, della lunghezza dello stendimento, del grado di risoluzione ricercato, delle condizioni ambientali rispetto alle fonti di rumore e tenendo conto della relativa uniformità delle successioni sedimentarie presenti nelle zone indagate, sono riportate in tabella 1.

TIPO DI INDAGINE	INTERVALLO DI CAMPIONAMENTO	NUMERO DI CAMPIONI	DURATA DI REGISTRAZIONE	NUMERO DI STACKS
Rifrazione	66,4 $\mu$ s	4096	545,73 ms	5

**Tabella 1** - Parametri di acquisizione del profilo sismico a rifrazione

Al fine di incrementare il rapporto segnale\rumore è stato effettuato, su tutte le registrazioni, un processo di stacking con numero di stacks pari a cinque.

Una massa del peso di 8 kg, battente su una piastra metallica, fissata al terreno in posizione verticale, è stata utilizzata come dispositivo in grado di generare onde sismiche.

Per l'elaborazione dei dati non è stata necessaria una correzione topografica dei dati.

La fase di processing dei dati acquisiti sul campo è stata condotta utilizzando software dedicati, per l'analisi, l'elaborazione dei segnali sismici e per la rappresentazione grafica dei modelli sismostratigrafici ottenuti.

Per l'interpretazione dei dati di sismica a rifrazione, alla fase di import dei dati, registrati in formato SEG2, è stata eseguita la lettura manuale, traccia per traccia, dei tempi di primo arrivo delle onde P (picking) corrispondenti ai tempi di percorso delle onde dal punto sorgente ad ogni singolo geofono.

La seconda fase è consistita nella costruzione e nell'interpretazione delle dromocrone, relative a tutti gli scoppi eseguiti, al fine di valutare lo spessore, l'eventuale inclinazione degli strati rifrattori e di costruire, tramite il metodo di inversione wavefront (fronte d'onda), che consente di migrare in profondità la combinazione dei "tempi di volo" diretti e reciproci usando l'approssimazione delle differenze finite nell'equazione eiconale, un modello iniziale del gradiente

di velocità. Con metodo del fronte d'onda è possibile scostarsi dai modelli basati esclusivamente sull'interpretazione di stratificazione pian-parallela; si ha, infatti, la possibilità di individuare orizzonti rifrangenti ondulati e inclinati. Dopo aver calcolato tutti gli angoli di superficie relativi agli scoppi, diretto e inverso, si procede alla localizzazione della reale posizione della superficie di rifrazione, stimando i punti di rifrazione dei raggi che arrivano ai geofoni. Questo si ottiene da una serie di iterazioni effettuate per ogni geofono. Il metodo prevede, inoltre, il calcolo di una funzione di velocità, il cui valore è riferito alla posizione orizzontale dello stesso punto di rifrazione P.

Questi calcoli sono ripetuti per tutte le posizioni dei geofoni dello stendimento e la forma del rifrattore è ricostruita dalla linea che unisce tutti punti reali di rifrazione ottenuti, mentre la pendenza della retta della funzione di velocità, calcolata per ogni punto di rifrazione, permette di calcolare la velocità del rifrattore. Generalmente il metodo dei fronti d'onda è il metodo di interpretazione di sismica a rifrazione più efficace per risolvere i problemi causati dalle irregolarità del rifrattore. L'affidabilità dei risultati dipende dall'esattezza dei primi arrivi selezionati, dalla precisione della stima della velocità del primo strato e dalla quantità di geofoni utilizzati. Inoltre, i calcoli che si effettuano per determinare la profondità del rifrattore sono indipendenti dalla stima della sua velocità, in modo da non essere influenzati da eventuali errori.

## 4.2 INTERPRETAZIONE DEL PROFILO SISMICO A RIFRAZIONE

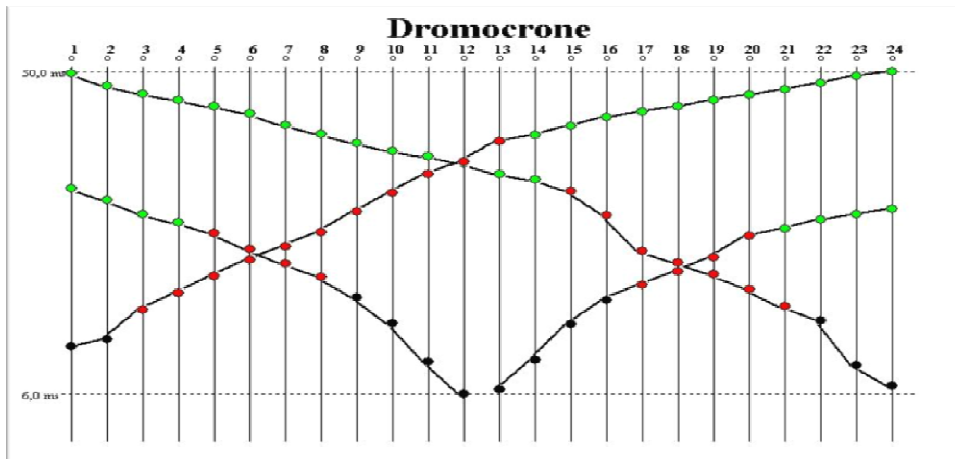
Il sondaggio eseguito, le cui caratteristiche sono rappresentate in tabella 2 ha consentito di ottenere le dromocrone, ricavate dalla regressione lineare dei tempi di primo arrivo ai 24 geofoni (Figura 2). Sono state eseguite 3 energizzazioni, due esterne (alla distanza di 2 metri dal primo e dall'ultimo geofono) e una interna (al centro dello stendimento).

Profilo sismico	Tipo di indagine	Lunghezza totale (m)	Numero geofoni 4,5 Hz	Posizione I geofono (m)	Posizione ultimo geofono (m)	Interdistanza tra i geofoni (m)
S1	Rifrazione	37,5	12	0	37,5	3

**Tabella 2** – Caratteristiche geometriche dello stendimento del profilo sismico a rifrazione.

Il picking dei tempi di primo arrivo delle tracce sismiche provenienti dai punti di scoppio ha consentito di stimare i valori di velocità apparente del primo strato superficiale (onde dirette) e dei successivi strati rifrattori (onde rifratte). Il processo di inversione, per la costruzione del modello

iniziale, è stato vincolato con le conoscenze dei possibili litotipi presenti nell'area indagata derivanti da precedenti studi.



**Figura 3** – Dromocrone ricavate dalla regressione lineare dei tempi di primo arrivo relativi al sondaggio sismico a rifrazione.

### 4.3 IL METODO MASW

Nelle prospezioni sismiche per le quali si utilizzano le onde di tipo P, la maggior parte dell'energia sismica totale generata si propaga come onde superficiali di tipo Rayleigh.

Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente in frequenza di queste onde è caratterizzata da una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) e quindi da una diversa lunghezza d'onda. Questa proprietà si chiama dispersione. Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di volume (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali.

La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali.

Per ottenere un profilo verticale di velocità  $V_s$  bisogna produrre un treno d'onde superficiali a banda larga e registrarlo minimizzando il rumore. Una molteplicità di tecniche diverse sono state utilizzate nel tempo per ricavare la curva di dispersione, ciascuna con i suoi vantaggi e svantaggi.

La configurazione base di campo e la routine di acquisizione per la procedura MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) sono generalmente le stesse utilizzate in una

convenzionale indagine a rifrazione. MASW può essere efficace anche con solo dodici canali di registrazione collegati a geofoni verticali a bassa frequenza (4.5 Hz).

Le componenti a bassa frequenza (lunghezze d'onda maggiori), sono caratterizzate da forte energia e grande capacità di penetrazione, mentre le componenti ad alta frequenza (lunghezze d'onda corte), hanno meno energia e una penetrazione superficiale. Grazie a queste proprietà, una metodologia che utilizzi le onde superficiali può fornire informazioni sulle variazioni delle proprietà elastiche dei materiali prossimi alla superficie al variare della profondità. La velocità delle onde S ( $V_s$ ) è il fattore dominante che governa le caratteristiche della dispersione.

La procedura MASW può sintetizzarsi in tre stadi distinti:

- acquisizione dei dati sperimentali;
- estrazione della curva di dispersione;
- inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle  $V_s$  (profilo 1-D), che descrive la variazione di  $V_s$  con la profondità.

Una mappa bidimensionale (mappa 2-D) può essere costruita accostando e sovrapponendo più profili 1-D consecutivi.

## **PROGETTO D'INDAGINE**

L'elaborazione e l'interpretazione dei dati sismici di tipo MASW è stata eseguita con l'ausilio del software WinMASW, che consente di analizzare dati sismici (common-shot gathers) acquisiti in campagna in modo tale da poter ricavare il profilo verticale della  $V_s$  (velocità delle onde di taglio).

Tale risultato viene ottenuto tramite inversione delle curve di dispersione delle onde di Rayleigh, determinate tramite la tecnica MASW.

La procedura si sviluppa in due operazioni svolte in successione:

- 1) determinazione dello spettro di velocità (sul quale l'utente deve identificare la curva di dispersione);
- 2) inversione della curva di dispersione (precedentemente individuata) attraverso l'utilizzo di algoritmi genetici (detti anche evolutivi).

I comuni metodi lineari forniscono, infatti, soluzioni che dipendono pesantemente dal modello iniziale di partenza che l'utente deve necessariamente fornire. Per la natura del problema (inversione delle curve di dispersione), la grande quantità di minimi locali porta necessariamente

ad attrarre il modello iniziale verso un minimo locale che può essere significativamente diverso da quello reale (o globale). In altre parole, i metodi lineari richiedono che il modello di partenza sia già di per sé vicinissimo alla soluzione reale. In caso contrario il rischio è quello di fornire soluzioni erranee.

Gli algoritmi evolutivi (come altri analoghi) offrono invece un'esplorazione molto più ampia delle possibili soluzioni. A differenza dei metodi lineari non è necessario fornire alcun modello di partenza. E' invece necessario definire uno "spazio di ricerca" (search space) all'interno del quale vengono valutate diverse possibili soluzioni. Quella finale viene, infine, proposta con una stima della sua attendibilità (deviazioni standard), ottenuta grazie all'utilizzo di tecniche statistiche. Il principale punto di forza di WinMASW è quindi proprio quello di fornire risultati molto più robusti rispetto a quelli possibili con altre metodologie, arricchiti anche da una stima dell'attendibilità. Tali caratteristiche vengono ottenute a prezzo di uno sforzo computazionale piuttosto intensivo che si riflette in tempi macchina più lunghi rispetto quelli comunemente necessari coi metodi di inversione lineare (che però rischiano di fornire risultati piuttosto imprecisi). Tali tempi di calcolo dipendono dai parametri scelti dall'utente per l'inversione dei dati.

#### **INTERPRETAZIONE DEL PROFILO SISMICO DI TIPO MASW**

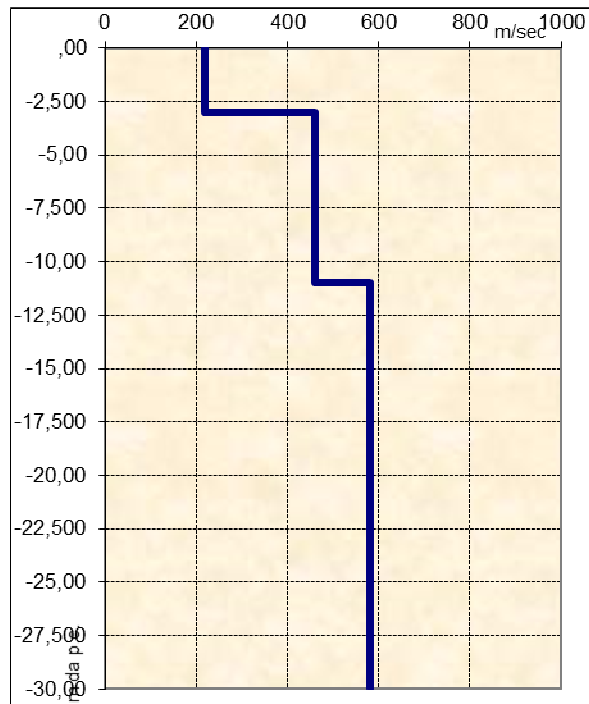
Per l'esecuzione del profilo sismico di tipo MASW, sono state eseguite due energizzazioni verticali agli estremi dello stendimento, per ottimizzare e vincolare il processo di inversione dei dati.

Grazie alle conoscenze geologiche dell'area in esame, si è stabilito di utilizzare, per l'interpretazione dei dati acquisiti, una modellistica a 3 strati. La curva di dispersione relativa al sondaggio sismico eseguito è mostrata in figura 6.

Solo il modo fondamentale della curva è stato analizzato per la determinazione del parametro Vs30. L'analisi del profilo sismico MASW eseguito ha permesso la definizione di un modello 1D di velocità delle onde di taglio, localizzabile nel baricentro dello stendimento.

**ANALISI SISMICA MASW**

		I strato	II strato	III strato
S1	VS (m/s)	220	460	580
	spessore (m)	3	8	$\infty$



- diagramma velocità Vs/profondità -

Il valore  $V_{eq}$  è **470 m/sec**.

Secondo normativa la categoria di appartenenza del litotipo equivalente è la B:

La tabella mostra che la categoria di suolo di fondazione riferita al piano campagna e per fondazioni con profondità fino a 30 metri è di tipo B: *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.*

La profondità di penetrazione dell'indagine MASW è determinata dalla relazione tra velocità e frequenze rappresentate nella curva di dispersione. Strati più profondi influenzano, infatti, frequenze inferiori (lunghezze d'onda maggiori) e di conseguenza sarà la frequenza più bassa a

determinare la massima profondità di penetrazione (da cui l'importanza di generare un segnale con una sufficiente quantità di energia anche alle frequenze più basse). Questo valore è determinato attraverso l'approssimazione  $\lambda/2.5$  ed è, quindi, chiaramente solo indicativo.

Infatti, è bene precisare che, a causa della variazione dei parametri fisico - meccanici (porosità, contenuto d'acqua, grado di fatturazione, ecc.), non sempre gli spessori sismostratigrafici coincidono con gli spessori litologici.

## 5 PROVE GEOTECNICHE IN SITO

La caratterizzazione geotecnica dei terreni in studio si è ottenuta considerando i sondaggi geognostici in sito, in particolare mediante la stima delle caratteristiche di resistenza al taglio e di deformabilità. A tal proposito è stata eseguita prova penetrometrica dinamica (SCPT), spinta alla profondità massima di 11.40 metri dal piano campagna esistente, e una prova geofisica masw per la determinazione della  $V_{seq}$ .

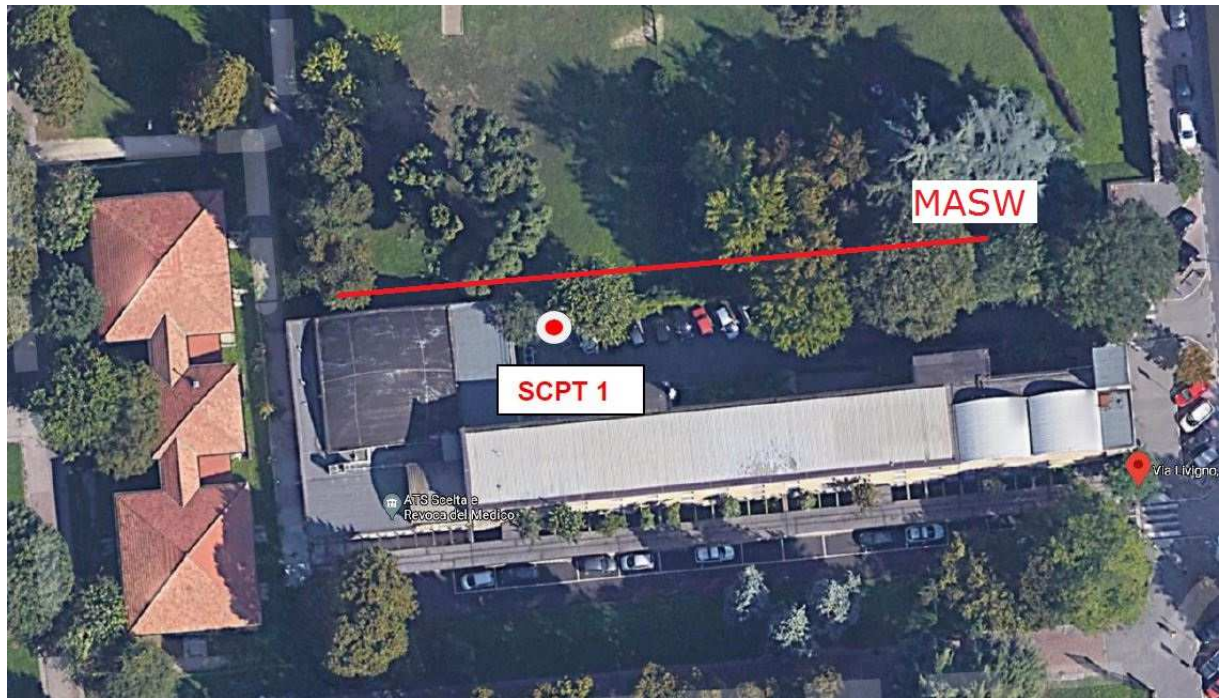
Le indagini geognostiche eseguite hanno permesso di ricostruire il seguente modello geologico:

SCPT	
A	0.0 - 3.00 m deposito sabbioso debolmente limoso
B	3.00 - 11.40 m deposito sabbioso-ghiaioso

**La falda non è stata intercettata durante i sondaggi. Da studi di pozzi limitrofi la si colloca oltre i 6 m da p.c..**



Estratto da google earth. con localizzazione dei sondaggi geognostici





## 6 PARAMETRIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

In merito alla classificazione sismica del territorio nazionale, nello specifico ai sensi dell'O.P.C.M. 3519 del 28 aprile 2006, che costituisce la base legislativa della nuova disciplina sulla sismicità, tale Ordinanza ha aggiornato la normativa sismica, con l'attribuzione, alle diverse località del territorio nazionale, di un valore di scuotimento sismico di riferimento, espresso in termini di incremento dell'accelerazione al suolo.

Il territorio nazionale viene suddiviso in quattro zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro  $a_g$ , ossia di accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A (Formazioni litoidi o terreni omogenei caratterizzati da valori di VS30 superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 metri). Il territorio del comune di Milano è stato classificato a rischio sismico 3, a cui è associato un valore della massima accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico pari a  $a_g = 0,15g$  (con  $g$  = accelerazione di gravità). Le massime accelerazioni attese al suolo o P.G.A. (Peak Ground Acceleration) previste dalla mappa di Pericolosità Sismica dell'I.N.G.V. – 2004 sono comprese tra **0,05 ÷ 0,15g**, con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli di categoria A.

Nell'ambito della revisione delle nuove Norme Tecniche per le costruzioni (D.M. 17 gennaio 2018) sono state adottate le stime di pericolosità sismica del progetto S1, concludendo il percorso iniziato nel 2003. Tali stime superano il concetto di classificazione a scala comunale e sulla base di 4 zone sismiche. Tuttavia le 4 zone sismiche mantengono una funzione prevalentemente amministrativa.

I dettami della nuova normativa (NTC del D.M. 17 gennaio 2018), la valutazione della pericolosità sismica si attua secondo un criterio sito dipendente, che tenga conto delle condizioni locali del sito; la pericolosità sismica deve essere cioè riferita al punto preciso, individuato all'interno del reticolo di riferimento i cui nodi, identificati in termini di latitudine e longitudine, non devono distare più di 10 Km l'uno dell'altro.

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle N.T.C., dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste sono definite in funzione dei tre parametri:

- accelerazione orizzontale di ancoraggio ( $a_g/g$ );
- valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale ( $F_0$ );

- periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale ( $T_c$ ).

Questi parametri sono definiti in corrispondenza dei punti di un reticolo i cui nodi non distano fra loro più di 10 Km, per diverse probabilità di superamento in 50 anni e per i diversi periodi di ritorno.

Dai parametri dell'opera è stato possibile determinare:

opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale la cui vita nominale è  $V_n = 50$  anni;

classe II: costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali;

coefficiente d'uso  $C_u = 1$ .

Il D.M. 17.01.2018 prescrive che le azioni sismiche su ciascuna struttura siano valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_r$ , ricavato moltiplicando la vita nominale dell'opera  $V_n$  per il coefficiente d'uso  $C_u$ , definito al variare della classe d'uso dell'opera stessa e stabilisce che gli stati limite, sia di esercizio (Stato Limite di Operatività – SLO e Stato Limite di Danno – SLD) sia ultimi (Stato Limite di salvaguardia della Vita – SLV e Stato Limite di Collasso – SLC), individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso.

### **VITA NOMINALE DELL'OPERA (N.T.C. 2018)**

La vita nominale è il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Secondo la tabella riportata nelle NTC si è scelto la seguente vita nominale:

**$V_n = 50$  anni**

**Tab. 2.4.1. Valori minimi della Vita nominale  $V_n$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni**

Tipi di costruzioni		Vita nominale $V_n$ (in anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

**CLASSI D'USO DELLE COSTRUZIONI (N.T.C. 2018)**

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di eventuale collasso, le costruzioni sono state suddivise in 4 classi come di seguito riportati.

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 III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione 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 la realizzazione dell'intervento in progetto la classe d'uso è II.**

**Periodo di riferimento per l'azione sismica.**

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 per il coefficiente d'uso  $C_u$ :

$$V_r = V_n \times C_u$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_u$  è definito al variare della classe d'uso come mostrato nella seguente tabella.

**COEFFICIENTED'USO (N.T.C. 2018)****Tab. 2.4.II Valori di coefficienti d'uso  $C_u$** 

Classe D'uso	I	II	III	IV
Coefficiente $C_u$	0.7	1	1.5	2

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente si adotteranno valori di  $C_u$  anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità dal raggiungimento degli stati limite.

Pertanto otteniamo:

$$V_r = 50 \times 1 = 50$$

Tra le prescrizioni relative ai terreni di fondamentale importanza è che il sito di costruzione ed i terreni in esso presenti risultino esenti da rischi di instabilità di pendii e di cedimenti permanenti causati da fenomeni di liquefazione o eccessivo addensamento in caso di terremoto. L'accelerazione orizzontale di ancoraggio viene determinata sulla base della classificazione del terreno e può assumere quattro valori funzionali della zona sismica:

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

Il parametro  $S$  dipende invece dalle caratteristiche del suolo di fondazione secondo le seguenti caratteristiche.

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

Categoria di suolo di fondazione	PROFILO STRATIGRAFICO	$V_{s30}$ (m/s)	$N_{spt}$	$C_u$ (Kpa)
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.	>800		
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.	<800 >360	>50	>250
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.	<360 >180	<50 >15	<250 >70
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 m/s e 180 m/s.	<180	<15	<70
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30m.			

Gli effetti topografici possono essere trascurati in quanto la superficie topografica, poiché il sito è ubicato in una ampia area pianeggiante, può essere classificata come appartenente alla categoria T1:

“Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $\leq 15^\circ$ ”

Per tale categoria si assume quale valore del coefficiente di amplificazione topografica  $ST = 1,0$ .

Per la determinazione dei coefficienti di amplificazione sismica, le quali permettono di calcolare i fattori di amplificazione rispetto ad un suolo di riferimento.

Tali fattori espressi sia in termini di rapporto di accelerazione massima orizzontale  $PGA/PGA_0$ , sia di rapporto di Intensità Housner  $SI/SI_0$ , per prefissati intervalli di periodi, dove  $PGA_0$  e  $SI_0$  sono rispettivamente l'accelerazione massima orizzontale e l'intensità di Housner al suolo di riferimento, definiti in ogni comune, sono le corrispondenti grandezze di accelerazione massima orizzontale e Intensità di Housner calcolate alla superficie dei siti esaminati.

Quindi:

$$- SI/SI_0 = 1,80 \quad 0,1s < T_0 < 0,5 s$$

$$- SI/SI_0 = 2,30 \quad 0,5s < T_0 < 1,0 s$$

La tabella cui ci si riferisce fa riferimento ad una pianura caratterizzata da profilo stratigrafico costituito da alternanze di limi e argille, con spessori anche deca metrici, talora con intercalazioni di orizzonti di sabbia (di spessore anche decine di metri), con substrato profondo (100 metri da p.c.).

Ad esso sono legati i valori assunti da periodi di vibrazione che caratterizzano la forma dello spettro di risposta. In funzione delle cinque classi di suolo proposte questi parametri assumono i seguenti valori:

Categoria suolo	S	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	1.0	0.15	0.40	2.0
B.C.D	1.25	0.15	0.50	2.0
E	1.35	0.2	0.80	2.0

## 7 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO IN PROGETTO

Con il termine risposta sismica locale si intende l'insieme delle modifiche che un moto sismico relativo ad una formazione rocciosa di base (Bedrock), posta ad una certa profondità del sottosuolo, subisce attraversando gli strati di terreno sovrastanti fino alla superficie.

Per giungere alla determinazione della risposta sismica locale, un sito deve essere sottoposto specifiche indagini di dettaglio finalizzate alla definizione di tutte le proprietà puntuali che lo caratterizzano, ovvero:

- stratigrafia delle formazioni superficiali con dettagliata definizione dell'andamento dei contatti tra esse;
- profili di velocità delle onde sismiche trasversali e longitudinali dentro le formazioni superficiali;
- caratteristiche meccaniche dei terreni delle formazioni superficiali con particolare riferimento al loro comportamento sotto l'azione di carichi ciclici e dinamici;
- morfologia di dettaglio dell'area.

Per gli studi di risposta sismica locale finalizzati alla previsione delle azioni sismiche di progetto sui manufatti è necessario caratterizzare il comportamento meccanico del terreno mediante la determinazione dei parametri  $V_s$  (velocità delle onde di taglio),  $G_0$  (modulo di taglio a piccole deformazioni),  $R$  (rigidità sismica),  $E_d$  (modulo di elasticità dinamico) e  $a$  (amplificazione sismica).

Dall'indagine sismica effettuata nell'area in esame, è stato possibile derivare i seguenti parametri:

Velocità delle onde di taglio ( $V_s$ );

- Modulo di taglio a piccole deformazioni:

$$G_o = \frac{\gamma_1}{g} \cdot (V_s)^2$$

Dove:

$\gamma_1$  = peso di volume naturale;

$g$  = accelerazione di gravità ( $9.81 \text{ m/s}^2$ )

- Modulo di elasticità dinamico

$$Ed = V_p \cdot \rho \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{1 - \nu}$$

Dove:

$V_p$  = velocità delle onde longitudinali;

$\rho$  = è la densità del terreno;

$\nu$  = è il modulo di Poisson.

➤ Rigidità sismica

$$R = \gamma_1 \times V_s$$

Definito come il prodotto della velocità per il peso di volume del mezzo in cui si propaga l'onda, fornisce come risultato un parametro legato all'amplificazione sismica locale dove l'incidenza dei danni tende a diminuire con l'aumentare della rigidità sismica.

Sulla base del reticolo sismico di riferimento nazionale sono stati calcolati i valori sotto riportati.

<b>Operatività (SLO):</b>		
Probabilità di superamento:	81	%
Tr:	30	[anni]
ag:	0,019	g
Fo:	2,555	
Tc*:	0,160	[s]
<b>Danno (SLD):</b>		
Probabilità di superamento:	63	%
Tr:	50	[anni]
ag:	0,024	g
Fo:	2,544	
Tc*:	0,189	[s]



**Salvaguardia della vita (SLV):**

Probabilità di superamento:	10	%
Tr:	475	[anni]
ag:	0,049	g
Fo:	2,657	
Tc*:	0,280	[s]

**Prevenzione dal collasso (SLC):**

Probabilità di superamento:	5	%
Tr:	975	[anni]
ag:	0,059	g
Fo:	2,696	
Tc*:	0,300	[s]

Introducendo i valori riportati nelle precedenti tabelle, nelle espressioni che definiscono le componenti dello spretto di risposta si ottiene la forma spettrale riportata nel grafico a seguire, riferita ad uno smorzamento viscoso pari al 5%.

Successivamente, in relazione alla categoria del sottosuolo ottenuta dal metodo masw ed alla categoria topografica, si sono determinati i parametri riportati di seguito, riferiti sia allo stato limite di esercizio sia agli stati limite ultimi:

- Ss: coefficiente di amplificazione stratigrafica;
- Cc: coefficiente di correzione del valore di  $T_c$ ;
- $S_t$  = coefficiente di amplificazione topografica.

Categoria	Descrizione da d. m. 17/01/2018
<b>B</b>	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

TIPO DI COSTRUZIONE		2
VITA NOMINALE	VN	50 anni
CLASSE D'USO		II
COEFFICIENTE D'USO	C <sub>U</sub>	1
VITA DI RIFERIMENTO	VR	50 anni

### Parametri sismici

#### Sito in esame

Latitudine:	45,499727
Longitudine:	9,178723
Classe:	2
Vita nominale:	50
Categoria di suolo:	C
Categoria topografica:	T1
Periodo di riferimento:	50 anni
Coefficiente d'uso:	1

#### Siti di riferimento

Sito 1 ID: 12038 Lat: 45,5067 Lon: 9,1426 Distanza: 2923,083

Sito 2 ID: 12039 Lat: 45,5092 Lon: 9,2137 Distanza: 2923,892

Sito 3 ID: 12261 Lat: 45,4593 Lon: 9,2174 Distanza: 5412,805

Sito 4 ID: 12260 Lat: 45,4568 Lon: 9,1463 Distanza: 5405,570

## 8 PARAMETRI SISMICI DI CALCOLO

Dall'analisi dei sondaggi geognostici è stato possibile sia parametrizzare i litotipi intercettati alle varie profondità sia determinare la categoria di suolo di fondazione, così come previsto ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018. Di seguito viene riportato il valore  $a_g$  (accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni)

$$A_g = S_s S_t a_{\text{bedrock}}$$

$a_{\text{bedrock}}$  = è l'accelerazione sismica orizzontale al bedrock;

$S_t$  = è il fattore di amplificazione stratigrafica;

$S_s$  = si determina in relazione alla categoria di sottosuolo.

Categoria sottosuolo	$S_s$
A	1
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 F_o \leq 1.20$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 F_o \leq 1.50$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 F_o \leq 1.80$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 F_o \leq 1.60$

I parametri  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c$  sono riportati nelle tabelle relative al capitolo 7, mentre il parametro  $S_s$  risulta uguale a 1.

Il fattore  $S_t$  si ottiene direttamente dalla tabella del D.M. 17 gennaio 2018:

categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	Ubicazione opera o dell'intervento	$S_t$
<b>T<sub>1</sub></b>	<b>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media <math>i \leq 15^\circ</math></b>		<b>1.00</b>
<b>T<sub>2</sub></b>	<b>Pendii con inclinazione media <math>i &gt; 15^\circ</math></b>	<b>Sommità del pendio</b>	<b>1.20</b>
<b>T<sub>3</sub></b>	<b>Rilievi con larghezza in cresta molto minori che alla base e inclinazione media <math>15^\circ \leq i \leq 30^\circ</math></b>	<b>Cresta del rilievo</b>	<b>1.20</b>
<b>T<sub>4</sub></b>	<b>Rilievi con larghezza in cresta molto minori che alla base e inclinazione media <math>i &gt; 30^\circ</math></b>	<b>Cresta del rilievo</b>	<b>1.40</b>

Considerando che l'area in progetto risulta pianeggiante il valore di  $S_t = 1.00$ .

Pertanto il valore di  $a_{max}$  massima attesa al sito risulta:

$$A_{max} = 1.2 \times 1.0 \times 0.049 = 0.0588$$

Moltiplicando  $a_{max}$  per un fattore correttivo  $\beta$  otteniamo il coefficiente sismico orizzontale

$$K_{hk} = \beta a_g$$

Ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018, il parametro  $\beta$  lo si ricava dalla seguente tabella:

Categoria di sottosuolo		
A	B, C, D, E	
$\beta$	$\beta$	
0.30	0.28	$0.2 \leq a_g \leq 0.4$
0.27	0.24	$0.1 \leq a_g \leq 0.2$
0.20	0.20	$a_g \leq 0.1$

Per l'area in esame  $\beta = 0.20$ , per cui si ottiene:

$$K_{hk} = 0.20 \times 0.0636 = 0.0117$$

## 9 MODELLO GEOTECNICO-GEOFISICO

Le prove penetrometriche hanno permesso di individuare le caratteristiche degli strati posti al di sotto del piano campagna in modo da definire le litozone, il più possibile omogenei da un punto di vista meccanico, da utilizzare per la determinazione di sezioni geotecniche adeguate ai fini del calcolo della capacità portante e dei cedimenti. Le unità litotecniche sono state definite in funzione della loro resistenza all'avanzamento della punta penetrometrica.

Segue la descrizione schematica delle unità, la definizione del loro spessore e i parametri geotecnici calcolati utilizzando le formule seguenti:

### Parametro Formula utilizzata

$D_r$  (densità relativa) Terzaghi – Peck (1967)

$f$  (angolo di attrito efficace) Hatanaka – Uchida (1996)

$E'$  (modulo di deformazione elastica) AASHTO (1996)

$M$  (modulo edometrico) Shultze e Muhs (1966)

$g$  (peso di volume) Bruschi (1980-2005)

Cu (coesione) Bruschi (2004).

Per ogni parametro, per ciascuna delle unità litotecniche in cui è stato diviso il sottosuolo, è stato valutato il valore caratteristico utilizzando l'approccio statistico (come suggerito negli Eurocodici si è considerato il 5-percentile).

Tutti i valori dei parametri che compaiono nelle seguenti tabelle, utilizzati nei calcoli dei paragrafi successivi, sono quindi valori caratteristici, cioè valori rappresentativi del parametro considerato all'interno di ciascun strato (D.M. 14.09.2005 - D.M. 17.01.2018 – Circolare 21.01.2019).

In allegato si riportano le distribuzioni di probabilità del campione di misure ricavate dalle indagini, la distribuzione della media con il relativo C.O.V. e il valore caratteristico di alcuni dei parametri più sotto riportati.

#### **ORIZZONTE A**

Da 0.00 a 3.00 m da p.c.: si ha un deposito sabbioso debolmente limoso. Vengono di seguito riportati i parametri geotecnici.

$\gamma$	1.80 T/m <sup>3</sup>	Peso unitario del terreno
$\gamma'$	0.80 T/m <sup>3</sup>	Peso unitario del terreno in falda
$\phi$	26°	Resistenza al taglio drenata
$\phi_{cv}$	25°	Resistenza al taglio a volume costante
$M_o$	80 Kg/cm <sup>2</sup>	Modulo edometrico
$V_s$	220 m/sec	Velocità delle onde S

#### **ORIZZONTE B**

Da 3.00 a 11.40 m da p.c.: si ha un deposito sabbioso-ghiaioso. Vengono di seguito riportati i parametri geotecnici.

$\gamma$	2.05 T/m <sup>3</sup>	Peso unitario del terreno
$\gamma'$	1.05 T/m <sup>3</sup>	Peso unitario del terreno in falda
$\phi$	30°	Resistenza al taglio drenata
$\phi_{cv}$	29°	Resistenza al taglio a volume costante
$M_o$	140 Kg/cm <sup>2</sup>	Modulo edometrico
$V_s$	460 m/sec	Velocità delle onde S

In funzione dei dati ottenuti dalle indagini geognostiche, è stata valutata la capacità portante dei terreni su cui poggiano gli edifici da adeguare da un punto di vista sismico. Si sono seguiti i criteri proposti nel D.M. 01-2018.

## 10 VERIFICHE AGLI STATI LIMITI ULTIMI (SLU)

Le disposizioni formulate nell'Eurocodice 8 costituiscono le basi concettuali per la formulazione delle NTC 2018, nella sezione dedicata alla progettazione geotecnica. In particolare vengono definiti gli stati limite di un sistema geotecnico (Stato Limite Ultimo **SLU** e Stato Limite di Esercizio **SLE**) e le verifiche di sicurezza e delle prestazioni nei confronti di questi.

Le verifiche vengono effettuate secondo un metodo semiprobabilistico basato essenzialmente su:

- scelta idonea del valore di ciascuna variabile in gioco nel modello geotecnico proposto (valore caratteristico);
- applicazione del metodo dei coefficienti parziali, i quali devono essere ripartiti con criterio e consapevolezza sulla base dell'esperienza e dell'osservazione del contest reale di inserimento del progetto.

Traducendo il tutto in termini matematici il metodo semiprobabilistico si basa sulla disequazione fondamentale:

Dove:

**Ed**: valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

**Rd**: resistenza del sistema geotecnico

Sostanzialmente la sicurezza è garantita solo quando la resistenza del sistema è maggiore della sommatoria delle azioni che agiscono su questo. Ne deriva che ad influenzare in maniera inequivocabile la stabilità globale sono:

- entità delle azioni (permanenti, variabili, accidentali e sismiche);
- parametri geotecnici del terreno;
- resistenza a rottura del sistema.

Si ricorda inoltre che:

$$E_d = E [F_k; X_k / \gamma_M; a_d]$$

$$R_d = R / \gamma_R [F_{FK}; X_K / \gamma_M; a_d]$$

Ovvero l'effetto delle azioni e le resistenze sono espresse in funzione delle azioni di progetto  $\gamma F_{FK}$ , dei parametri di progetto  $X_K / \gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ .

Per quanto riguarda la scelta dei parametri rappresentativi del sistema occorre fare riferimento al valore caratteristico, cioè una *“stima cautelativa del parametro che influenza l'insorgere dello stato limite”*. A seconda della variabilità dello stesso parametro, sarà possibile inserire o la media dell'insieme di valori del parametro calcolati (se la stima è molto precisa) o il valore per il quale, nella distribuzione gaussiana dei valori determinati, vi è una probabilità del 5% di ottenere un valore *“peggiore”* (se la stima è imprecisa).

I valori caratteristici così determinati subiscono una correzione attraverso i *coefficienti parziali*, da combinare a seconda dell'approccio analitico che si intende utilizzare. I coefficienti parziali da utilizzare nelle verifiche allo stato limite ultimo vengono riportati nelle Tabelle inserite nelle NTC.

## CALCOLO DELLE AZIONI DI PROGETTO ED

La formula proposta dalle NTC18 per la stima cautelativa della sommatoria delle azioni di progetto nell'ambito della verifica SLU in condizioni statiche per la capacità portante (*punto 2.5.3 – Combinazione delle azioni*) risulta la seguente:

*Combinazione Fondamentale per stato limite ultimo – SLU –*

$$E_d = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{PP} + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{K2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{K3} + \dots$$

Dove i fattori  $\psi$  sono indice della durata o simultaneità di una o più azioni variabili  $Q_{K2}$ ,  $Q_{K3}$ ...ecc, le quali possono agire contemporaneamente all'azione variabile dominante  $Q_{K1}$ .

## RESISTENZA DEL SISTEMA GEOTECNICO RD

La resistenza del sistema geotecnico dell'area indagata viene calcolata a partire dalla teoria della capacità portante secondo Brinch-Hansen (1970) con l'applicazione della formula:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot [s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma] + c \cdot N_c \cdot [s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c] + q \cdot N_q \cdot [s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q]$$

dove

- **q<sub>lim</sub>** è il carico limite, corrispondente a **R<sub>d</sub>** (a seguito delle opportune correzioni);

- **B** è la larghezza della fondazione;
- **c** è la coesione;
- **q** =  $\gamma' D$ ;
- $\gamma'$  è il peso di volume. Per il terzo fattore della formula (dal momento che **q** =  $\gamma' D$ ) è riferito al terreno compreso tra il piano campagna e il piano di posa della fondazione, per il primo fattore della formula è riferito al terreno compreso tra il piano di posa della fondazione e la profondità alla quale può spingersi il cuneo di rottura;
- **D** è la profondità del piano di posa della fondazione;
- **N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub>, N<sub>γ</sub>** sono i fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di attrito  $\phi$ ;
- **s<sub>γ</sub>, s<sub>c</sub>, s<sub>q</sub>**: sono fattori di forma della fondazione;
- **i<sub>γ</sub>, i<sub>c</sub>, i<sub>q</sub>**: sono fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico;
- **b<sub>γ</sub>, b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>**: sono fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione della base della fondazione;
- **g<sub>γ</sub>, g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>**: sono fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna;
- **d<sub>γ</sub>, d<sub>c</sub>, d<sub>q</sub>**: sono fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Si è calcolata la capacità portante con i parametri del terreno in termini di tensioni totali: questo metodo, nel caso di terreni coesivi, pone il sistema nelle condizioni più gravose, ipotizzando un'applicazione istantanea dei carichi, con conseguente notevole incremento delle pressioni interstiziali, che non possono essere dissipate per drenaggio.

Nello specifico si individua dapprima la profondità alla quale il terreno può andare incontro a rottura; le Raccomandazioni A.G.I. (1977) prescrivono di spingersi fino a profondità compresa tra B e 2B a partire dal piano di posa. Successivamente si calcolano i parametri del terreno considerando tutti quelli intercettati fino alla profondità dell'eventuale cuneo di rottura, valore da inserire nella determinazione della Rd. In ottemperanza alle nuove norme tecniche (D.M. 17.01.18) tali parametri vanno trattati statisticamente per ottenere i corrispondenti valori caratteristici.

Sulla base delle caratteristiche dimensionali e geotecniche del sistema esaminato si riportano i parametri geotecnici utilizzati:



$\gamma$	2.05 T/m <sup>3</sup>	Peso unitario del terreno
$\gamma'$	1.05 T/m <sup>3</sup>	Peso unitario del terreno in falda
$\phi$	30°	Resistenza al taglio drenata
$\phi_{cv}$	29°	Resistenza al taglio a volume costante
$M_o$	140 Kg/cm <sup>2</sup>	Modulo edometrico
$V_s$	460 m/sec	Velocità delle onde S

Tabella 1: coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche

carichi	effetti	Coefficienti parziali	EQU	A1	A2
Permanenti G1	sfavorevoli	$\gamma_{G1}$	1.1	1.3	1.0
	favorevoli		0.9	1.0	1.0
Permanenti non strutturali G2	sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	1.5	1.5	1.3
	favorevoli		0.8	0,8	0,8
Variabili Q	sfavorevoli	$\gamma_{Qi}$	1.5	1.5	1.3
	favorevoli		0.0	0.0	0.0

Tabella 2: coefficienti parziali sui parametri caratteristici del terreno

Parametro	Grandezza a cui si applica il coefficiente parziale	Coefficienti parziali $\gamma_M$	M1	M2
Tangente della resistenza al taglio	$Tg\phi'$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$c'$	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	$c_u$	$\gamma_{cu}$	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.0	1.0

Tabella 3: coefficienti parziali sulle resistenze agli stati limiti ultimi di fondazione superficiali

verifica	Coefficienti parziale R1	Coefficienti parziale R2	Coefficienti parziale R3
capacità portante	$\gamma_r = 1.0$	$\gamma_r = 1.8$	$\gamma_r = 2.3$
scorrimento	$\gamma_r = 1.0$	$\gamma_r = 1.1$	$\gamma_r = 1.1$

Sulla base dei dati progettuali forniti è stato considerato il piano fondazionale alla profondità di 4.70 m da p.c. attuale. La profondità del cuneo di rottura, al di sotto del piano di posa della fondazione dipende dall'angolo di attrito interno e della larghezza della fondazione, come peraltro rilevabile dalla relazione di Meyerhof:

$$H = 0.5 \cdot B \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi / 2)$$

dove

H = profondità cui si spinge il cuneo di rottura solidale con la fondazione;

B = larghezza della fondazione;

$\varphi$  = angolo di attrito interno.

Quindi facendo riferimento alla relazione di Meyerhof, adottando nella fattispecie un valore di angolo di attrito pari a  $30^\circ$  e considerando la larghezza B, la profondità di rottura, dal letto della base fondazionale, la si individua a 12 m da p.c.

I calcoli sono stati eseguiti in funzione di fondazioni quadrate, assumendo una quota di imposta coincidente con l'orizzonte B definito nel paragrafo precedente e nel rispetto delle modalità operative sopra richieste.

Il calcolo della portanza del terreno di fondazione è stato effettuato in funzione del tipo di rottura possibile correlato direttamente dalla compressibilità dello stesso. Vengono di seguito riportati i diversi orizzonti stratigrafici intercettati e con i relativi parametri geotecnici.

Il calcolo della pressione limite ( $P_{lim}$ ) è stato eseguito per carichi centrati, utilizzando il criterio di Brinch-Hansen, considerando terreni di fondazione unicamente granulari.

I risultati dei calcoli effettuati vengono riportati nel seguente prospetto.

**Tipologia fondazionale: platea**

Assumendo i seguenti dati:

Approccio II (A1+M1+R3) – Condizioni statiche

B (m)	D (m)	$Q_{SLU}(\text{Kg/cm}^2)$
<b>3.54 x 4.28</b>	<b>4.70</b>	<b>1.85</b>

Il progettista dovrà infine verificare che per lo stato limite ultimo sia rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

## 11 VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE SLV – CONDIZIONI DINAMICHE

La verifica alla capacità portante in condizioni dinamiche allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) è stato condotto secondo quanto disposto dal D. M. 17 gennaio 2018.

Per le fondazioni superficiali l'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematica) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generale nella struttura in elevazione (effetto inerziale).

La verifica in combinazione sismica costituisce sicuramente una condizione penalizzante rispetto alla combinazione statica.

Per effettuare le verifiche agli stati limite in condizioni dinamiche, si devono determinare i valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali  $K_h$  e  $K_v$ , definiti secondo le relazioni:

$$K_h = \beta_s \cdot A_{\max} / g$$

$$K_v = 0.5 \cdot K_h$$

Approccio II (A1+M1+R3) – Condizioni dinamiche

B (m)	D (m)	$Q_{SLU}(\text{Kg/cm}^2)$
<b>3.54 x 4.28</b>	<b>4.70</b>	<b>1.77</b>

## 12 VALORE DI CALCOLO DEL COEFFICIENTE WINKLER

Si procede dunque ad una valutazione tradizionale e diffusa del coefficiente di Winkler da introdurre nei modelli di calcolo.

$$K_w = E / (B \cdot C_D \cdot C_T) \text{ - Costante elastica di sottofondo}$$

Dove:

$E$  = modulo elastico del terreno

$B$  = larghezza minima della fondazione

$C_D$  = coefficiente di approfondimento (Christian & Carrier 1978)

$C_T$  = coefficiente relativo ad uno strato incompress. a prof. H (Christian & Carrier 1978).

B (m)	D (m)	K di Winkler (Kg/cm <sup>3</sup> )
<b>3.54 x 4.28</b>	<b>4.70</b>	<b>5.8</b>

## 13 VERIFICA CEDIMENTI – VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D’ESERCIZIO (SLE)

Le NTC/18 e le relative istruzioni non contengono indicazioni su come eseguire le verifiche agli stati limite di esercizio per le opere geotecniche, né fissano soglie da rispettare. Per le fondazioni dirette le NTC/18 (par. 6.4.2.2) recitano: *“Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, nel rispetto della condizione. Analogamente, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.”* La CIRC/09 (par. C6.4.2.2): *“Per effetto delle azioni trasmesse in fondazione, i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa. Le componenti verticali degli spostamenti (cedimenti) assumono in genere valori diversi sul piano di posa di un manufatto. Si definisce cedimento differenziale la differenza dei cedimenti tra punti di una stessa fondazione, di fondazioni distinte con sovrastrutture comuni e di fondazioni distinte con sovrastrutture staticamente indipendenti. In base alla evoluzione nel tempo si distinguono i cedimenti immediati e i cedimenti differiti.*

Questi ultimi sono caratteristici dei terreni a grana fine, poco permeabili, e dei terreni organici. I cedimenti e gli spostamenti delle fondazioni e del terreno circostante possono essere valutati con metodi empirici o analitici. Nel caso di terreni a grana fine, i parametri che caratterizzano la deformabilità sono di regola ottenuti da prove di laboratorio su campioni indisturbati. Nel caso di terreni a grana media o grossa, i parametri anzidetti possono essere valutati sulla base dei risultati di indagini geotecniche in sito. I valori delle proprietà meccaniche da adoperare nell’analisi sono quelli caratteristici e i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari. Sulla base della previsione dei cedimenti deve esprimersi un giudizio sulla loro ammissibilità con riferimento ai limiti imposti dal comportamento statico e dalla funzionalità del manufatto.

*Qualora il manufatto in progetto possa influire sul comportamento statico e sulla funzionalità di manufatti adiacenti, il giudizio di ammissibilità deve essere esteso a questi ultimi.*” Sulla base di quanto sopra indicato si è proceduto nel seguente modo: si sono determinati i cedimenti con i criteri di calcolo e per dare un giudizio sulla loro ammissibilità si è fatto riferimento a numerosi grafici e tabelle di letteratura, che su base statistica e in funzione di parametri diversi, indicano i valori ammissibili. In tal senso in merito ai cedimenti ammissibili di opere è noto che i cedimenti assoluti influenzano il comportamento di una struttura in misura minore dei cedimenti differenziali ed è ormai ampiamente riconosciuto che esiste una relazione tra i due cedimenti (Grant et al., 1975, Skempton e McDonald, 1956, Polshin e Tokar, 1957, Bjerrum, 1963, Burland & Wroth, 1974). L’approccio generalmente seguito è quello di adottare un valore di cedimento ammissibile in funzione di un valore prefissato di distorsione angolare massima funzione della tipologia di struttura. Utilizzando la correlazione  $\beta_{max}/w_{max}$  proposta da Grant e altri, 1974 aggiornata da Viggiani, 1992 e quella di Mandolini, 2003 considerando una distorsione angolare massima max di 1/500 si è assunto come cedimento massimo  $w_{max}$  il limite di 2.5 cm.

La stima dei cedimenti è stata effettuata sui parametri più scadenti.

Nel calcolo è stato ipotizzato un carico di esercizio pari alla capacità portante ammissibile e il piano di posa delle fondazioni a -4.70 m di profondità dal piano campagna. Lo strato di terreno passabile di cedimento è l’orizzonte B.

La determinazione delle tensioni, indotte dalla struttura in elevazione, è stata eseguita attraverso il metodo di Holl (1940), ipotizzando che il terreno di fondazione sia caratterizzato da un comportamento, isotropo e omogeneo.

Le tensioni  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ , indotte dalla struttura in elevazione, sono espresse in termini di coordinate rettangolari, in cui l’asse z si estende sulla verticale e gli assi x e y sull’orizzontale, perpendicolari tra loro.

Esse sono esplicate automaticamente mediante software di calcolo considerando, come incremento di carico effettivo  $\Delta p$ , l’aliquota del carico della struttura trasmesso alla profondità di 4.70 m in corrispondenza del piano di posa delle fondazioni.

Il calcolo del cedimento totale, per il livello B, è il risultato della somma del cedimento di consolidazione primaria:

Il cedimento di consolidazione primaria è stato calcolato con la seguente relazione:

$$S_c = \sum_{i=1}^n \mu_i \times S_{edi}$$

dove:

$i=1$  = esima suddivisione del livello;

$n$  = numero di suddivisioni;

$\mu_i = A + a \times (1 - A)$ ; coefficiente di riduzione dei cedimenti;

$$S_{edi} = \frac{\Delta\sigma_{zi}}{M_i} \times \Delta h_i$$

$\Delta\sigma_y$  = incremento di pressione, dovuta al carico applicato, in direzione orizzontale;

$\Delta\sigma_x$  = incremento di pressione, dovuta al carico applicato, in direzione orizzontale;

$\Delta\sigma_z$  = incremento di pressione, dovuta al carico applicato, in direzione verticale;

$M_i$  = modulo edometrico;

$\Delta h_i$  = spessore della esima suddivisione considerata.

Sommando i cedimenti totali per ogni  $i$ -esima suddivisione del sottosuolo è stato possibile valutare il comportamento della struttura in elevazione durante la fase di esercizio.

	Min	Max
cedimenti	0.6 cm	1 cm

In merito alla valutazione dei cedimenti differenziali e del rapporto di inflessione, inteso come il rapporto tra il cedimento differenziale/distanza di interasse,  $\Delta L$ , si è considerato il valore di abbassamento in corrispondenza della verticale di indagine, per lo spessore di terreni nel quale la pressione residua è risultata superiore al 10% del carico geostatico, in funzione dell'effetto sommatoria dei bulbi di pressione, poiché al di sotto di tale valore le tensioni indotte dalle fondazioni che contribuiscono al cedimento sono praticamente trascurabili rispetto a quelle

determinate dai terreni in sito. Sulla base del cedimento assoluto si è determinato il cedimento differenziale massimo  $\Delta h = 0.2$  cm.

I cedimenti, soprattutto differenziali, calcolati per le  $P_{\text{prog-eser}}$  ipotizzate, potranno essere utilizzati per le verifiche in condizioni di esercizio (SLE), in quanto dovranno risultare compatibili, nelle diverse condizioni di carico, con la funzionalità della struttura in elevato e con la durabilità e l'esercizio dell'opera.

## 14 CONCLUSIONI

La relazione geotecnica illustra le caratteristiche geomeccaniche dei terreni di fondazione dell'edificio oggetto d'intervento.

L'indagine geognostica ha previsto l'esecuzione di una prova poenetrometrica di tipo dinamico, spinta alla profondità di 11.40 m da p.c., e una prova MASW.

I risultati della prova penetrometrica ben evidenzia la presenza di uno strato di sabbia debolmente limosa per uno spessore di 3.00 m seguito da un orizzonte (orizzonte B) sabbioso ghiaioso che coinciderà con il piano d'appoggio della nuova fondazione (platea).

Sulla base dell'indagine sismica, eseguita il valore della velocità di propagazione delle onde di taglio entro 30 m di profondità ( $V_{\text{seq}}$ ), i terreni interessati dall'intervento in oggetto appartengono alla categoria B.

Per la natura del terreno individuato e a seguito delle opportune correzioni effettuate in ottemperanza alla normativa vigente, la capacità portante in *condizioni statiche*, espressa come resistenza del sistema geotecnico  $R_d$ , risulta nel calcolo con Approccio 2, pari a  **$R_d = 185$  kPa** (1.85 kg/cm<sup>2</sup>).

Durante la campagna indagini la falda freatica non è stata individuata.

Per la natura dei terreni individuati, per la collocazione geografica del sito e a seguito dell'elaborazione delle indagini effettuate i principali parametri sismici risultano i seguenti:

**Zona: 3** (da OPCM 3519/06)  **$A_{\text{max}}$**  di picco al suolo più conservativa: **0,058 g** (valore più cautelativo da risposta sismica locale).

Per un sisma con  $M=6.14$ , accelerazione pari a  $0,058\text{ g}$  il potenziale di liquefazione massimo risulta pari a **IL = 1.2**, associando il sito a rischio basso.

Milano, Dicembre 2020

Firma

Geol. Rosario Spagnolo



## ALLEGATI

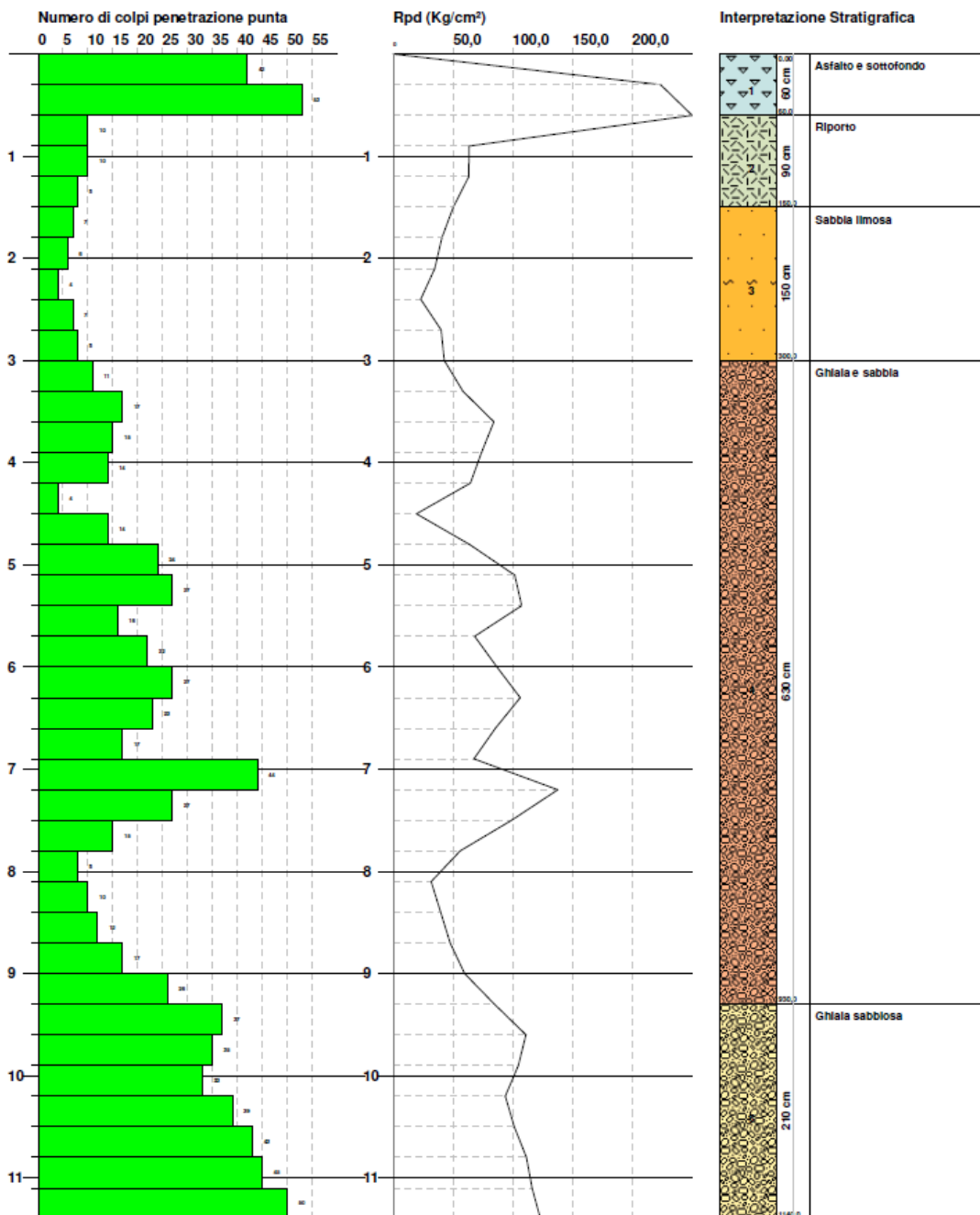
## SCPT

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT 1  
Strumento utilizzato... SCPT TG 63-200 PAGANI

Committente:  
Cantiere: Via Livigno 3  
Località: Milano (MI)

Data: 09/11/2020

Scala 1:55



Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff.	Res. dinamica	Res. dinamica	Pres. ammissibile	Pres. ammissibile
----------------	-----------	----------------	---------------	---------------	-------------------	-------------------

		riduzione sonda Chi	ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )	con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,30	42	0,653	223,62	342,61	11,18	17,13
0,60	53	0,647	259,26	400,71	12,96	20,04
0,90	10	0,842	63,63	75,61	3,18	3,78
1,20	10	0,836	63,23	75,61	3,16	3,78
1,50	8	0,831	50,28	60,49	2,51	3,02
1,80	7	0,826	40,75	49,32	2,04	2,47
2,10	6	0,822	34,73	42,27	1,74	2,11
2,40	4	0,817	23,03	28,18	1,15	1,41
2,70	7	0,813	40,09	49,32	2,00	2,47
3,00	8	0,809	42,67	52,76	2,13	2,64
3,30	11	0,805	58,38	72,55	2,92	3,63
3,60	17	0,751	84,19	112,12	4,21	5,61
3,90	15	0,747	73,92	98,93	3,70	4,95
4,20	14	0,744	64,55	86,80	3,23	4,34
4,50	4	0,790	19,60	24,80	0,98	1,24
4,80	14	0,737	63,98	86,80	3,20	4,34
5,10	24	0,684	101,78	148,80	5,09	7,44
5,40	27	0,681	107,55	157,92	5,38	7,90
5,70	16	0,728	68,15	93,58	3,41	4,68
6,00	22	0,675	86,92	128,68	4,35	6,43
6,30	27	0,673	106,26	157,92	5,31	7,90
6,60	23	0,670	85,35	127,32	4,27	6,37
6,90	17	0,718	67,56	94,11	3,38	4,71
7,20	44	0,566	137,77	243,57	6,89	12,18
7,50	27	0,663	99,16	149,46	4,96	7,47
7,80	15	0,711	56,06	78,81	2,80	3,94
8,10	8	0,759	31,91	42,03	1,60	2,10
8,40	10	0,757	39,79	52,54	1,99	2,63
8,70	12	0,755	47,62	63,05	2,38	3,15
9,00	17	0,703	59,80	85,00	2,99	4,25
9,30	26	0,652	84,72	130,00	4,24	6,50
9,60	37	0,600	110,99	185,00	5,55	9,25
9,90	35	0,598	104,70	175,00	5,23	8,75

10,20	33	0,597	93,90	157,39	4,69	7,87
10,50	39	0,545	101,37	186,00	5,07	9,30
10,80	43	0,543	111,44	205,08	5,57	10,25
11,10	45	0,542	116,28	214,62	5,81	10,73
11,40	50	0,540	123,15	227,94	6,16	11,40

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )	Tensione efficace (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
0,6	47,5	371,66	Incoerente	0	2,26	2,5	0,07	1,15	54,48	Asfalto e sottofondo
1,5	9,33	70,57	Incoerente	0	1,76	1,92	0,21	1,18	11,03	Riporto
3	6,4	44,37	Incoerente	0	1,65	1,9	0,42	1,21	7,76	Sabbia limosa
9,3	18,57	106,42	Incoerente	0	2,07	2,48	1,19	1,3	24,23	Ghiaia e sabbia
11,4	40,29	193	Incoerente	0	2,26	2,5	2,08	1,37	55,08	Ghiaia sabbiosa

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA SCPT 1****TERRENI INCOERENTI I**

## Densità relativa

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (1) Asfalto e sottofondo	54,48	0,00-0,60	54,48	Gibbs & Holtz 1957	85,39
Strato (2) Riporto	11,03	0,60-1,50	11,03	Gibbs & Holtz 1957	38,59
Strato (3) Sabbia limosa	7,76	1,50-3,00	7,76	Gibbs & Holtz 1957	27,6
Strato (4) Ghiaia e sabbia	24,23	3,00-9,30	24,23	Gibbs & Holtz 1957	40,85
Strato (5) Ghiaia sabbiosa	55,08	9,30-11,40	55,08	Gibbs & Holtz 1957	50,91

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) Asfalto e sottofondo	54,48	0.00-0,60	54,48	Japanese National Railway	43,34
Strato (2) Riporto	11,03	0,60-1,50	11,03	Japanese National Railway	30,31
Strato (3) Sabbia limosa	7,76	1,50-3,00	7,76	Japanese National Railway	29,33
Strato (4) Ghiaia e sabbia	24,23	3,00-9,30	24,23	Japanese National Railway	34,27
Strato (5) Ghiaia sabbiosa	55,08	9,30-11,40	55,08	Japanese National Railway	43,52

## Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (1) Asfalto e sottofondo	54,48	0.00-0,60	54,48	Schultze- Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	643,56
Strato (2) Riporto	11,03	0,60-1,50	11,03	Schultze- Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	130,85
Strato (3) Sabbia limosa	7,76	1,50-3,00	7,76	Schultze- Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	---
Strato (4) Ghiaia e sabbia	24,23	3,00-9,30	24,23	Schultze- Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	286,61
Strato (5) Ghiaia sabbiosa	55,08	9,30-11,40	55,08	Schultze- Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	650,64

## Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (1) Asfalto e sottofondo	54,48	0.00-0,60	54,48	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)	280,98
Strato (2)	11,03	0,60-1,50	11,03	Menzenbach e Malcev (Sabbia	87,19

Riporto				media)	
Strato (3) Sabbia limosa	7,76	1,50-3,00	7,76	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)	72,61
Strato (4) Ghiaia e sabbia	24,23	3,00-9,30	24,23	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)	146,07
Strato (5) Ghiaia sabbiosa	55,08	9,30-11,40	55,08	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)	283,66

## Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) Asfalto e sottofondo	54,48	0.00-0,60	54,48	Classificazione A.G.I	MOLTO ADDENSATO
Strato (2) Riporto	11,03	0,60-1,50	11,03	Classificazione A.G.I	MODERATAME NTE ADDENSATO
Strato (3) Sabbia limosa	7,76	1,50-3,00	7,76	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
Strato (4) Ghiaia e sabbia	24,23	3,00-9,30	24,23	Classificazione A.G.I	MODERATAME NTE ADDENSATO
Strato (5) Ghiaia sabbiosa	55,08	9,30-11,40	55,08	Classificazione A.G.I	MOLTO ADDENSATO

## Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m³)
Strato (1) Asfalto e sottofondo	54,48	0.00-0,60	54,48	Meyerhof ed altri	2,26
Strato (2) Riporto	11,03	0,60-1,50	11,03	Meyerhof ed altri	1,76
Strato (3) Sabbia limosa	7,76	1,50-3,00	7,76	Meyerhof ed altri	1,65
Strato (4) Ghiaia e sabbia	24,23	3,00-9,30	24,23	Meyerhof ed altri	2,07
Strato (5)	55,08	9,30-11,40	55,08	Meyerhof ed altri	2,26

Ghiaia sabbiosa					
-----------------	--	--	--	--	--

## Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m³)
Strato (1) Asfalto e sottofondo	54,48	0.00-0,60	54,48	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,50
Strato (2) Riporto	11,03	0,60-1,50	11,03	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,92
Strato (3) Sabbia limosa	7,76	1,50-3,00	7,76	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,90
Strato (4) Ghiaia e sabbia	24,23	3,00-9,30	24,23	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,48
Strato (5) Ghiaia sabbiosa	55,08	9,30-11,40	55,08	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,50

## Modulo di Poisson

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
Strato (1) Asfalto e sottofondo	54,48	0.00-0,60	54,48	(A.G.I.)	0,24
Strato (2) Riporto	11,03	0,60-1,50	11,03	(A.G.I.)	0,33
Strato (3) Sabbia limosa	7,76	1,50-3,00	7,76	(A.G.I.)	0,34
Strato (4) Ghiaia e sabbia	24,23	3,00-9,30	24,23	(A.G.I.)	0,31
Strato (5) Ghiaia sabbiosa	55,08	9,30-11,40	55,08	(A.G.I.)	0,24

## Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm²)
Strato (1) Asfalto e sottofondo	54,48	0.00-0,60	54,48	Ohsaki (Sabbie pulite)	2785,97

Strato (2) Riporto	11,03	0,60-1,50	11,03	Ohsaki (Sabbie pulite)	620,78
Strato (3) Sabbia limosa	7,76	1,50-3,00	7,76	Ohsaki (Sabbie pulite)	446,05
Strato (4) Ghiaia e sabbia	24,23	3,00-9,30	24,23	Ohsaki (Sabbie pulite)	1300,79
Strato (5) Ghiaia sabbiosa	55,08	9,30-11,40	55,08	Ohsaki (Sabbie pulite)	2814,80

## Velocità onde di taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
Strato (1) Asfalto e sottofondo	54,48	0.00-0,60	54,48	Ohta & Goto (1978) Limi	108,29
Strato (2) Riporto	11,03	0,60-1,50	11,03	Ohta & Goto (1978) Limi	104,61
Strato (3) Sabbia limosa	7,76	1,50-3,00	7,76	Ohta & Goto (1978) Limi	114,04
Strato (4) Ghiaia e sabbia	24,23	3,00-9,30	24,23	Ohta & Goto (1978) Limi	168,6
Strato (5) Ghiaia sabbiosa	55,08	9,30-11,40	55,08	Ohta & Goto (1978) Limi	214,88

Coefficiente spinta a Riposo  $K_0 = \sigma_{vh}/\sigma_v$ 

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	$K_0$
Strato (1) Asfalto e sottofondo	54,48	0.00-0,60	54,48	Navfac 1971-1982	8,87
Strato (2) Riporto	11,03	0,60-1,50	11,03	Navfac 1971-1982	2,32
Strato (3) Sabbia limosa	7,76	1,50-3,00	7,76	Navfac 1971-1982	1,61
Strato (4) Ghiaia e sabbia	24,23	3,00-9,30	24,23	Navfac 1971-1982	4,75

Strato (5) Ghiaia sabbiosa	55,08	9,30-11,40	55,08	Navfac 1971-1982	8,97
-------------------------------	-------	------------	-------	------------------	------

## Qc ( Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (1) Asfalto e sottofondo	54,48	0,00-0,60	54,48	Robertson 1983	108,96
Strato (2) Riporto	11,03	0,60-1,50	11,03	Robertson 1983	22,06
Strato (3) Sabbia limosa	7,76	1,50-3,00	7,76	Robertson 1983	15,52
Strato (4) Ghiaia e sabbia	24,23	3,00-9,30	24,23	Robertson 1983	48,46
Strato (5) Ghiaia sabbiosa	55,08	9,30-11,40	55,08	Robertson 1983	110,16