

PROVINCIA DI TORINO



COMUNE DI MARENTINO



## COMUNE DI MARENTINO

Piazza Umberto I°, 1 - 10020 Marentino (TO)

IL RESPONSABILE DEL  
PROCEDIMENTO

Arch. Luca Maria FASANO

IL SINDACO

Geom. Roberto BERARDO

### MESSA IN SICUREZZA E RIQUALIFICAZIONE STRUTTURALE EDIFICIO SCUOLA DELL'INFANZIA, AMBULATORIO MEDICO, ARCHIVIO E SEDE ASSOCIAZIONI

#### PROGETTO ESECUTIVO

Edizione: LUGLIO 2023

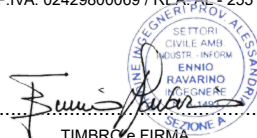
Categoria: <b>STRUTTURE</b>		N. Documento: <b>20</b>	
Oggetto: <b>RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA</b>		Commissa: <b>L23.449</b>	
File: <b>L23.449.ES.ST.00A.01</b>	Scala: <b>-</b>	Fase: <b>ES</b>	Elaborato: <b>ST.00A</b>
Redatto: <b>M.G.</b>	Verificato: <b>M.G.</b>	Approvato: <b>E.R.</b>	Foglio: <b>-</b>
		Revisione: <b>01</b>	

Revisioni:	
n°	Descrizione:
01	Emissione:
02	

#### IL PROGETTISTA:

**ERREstudio** s.r.l.  
Società di Ingegneria

Via Sant'Ubaldo, 28 - 15121 Alessandria (AL) - Italy  
Tel. +39.0131.752108 - Fax +39.0131.752109  
e-mail: segreteria@erre-studio.it - Pec: erre-studio-srl@pec.it  
Web: www.erre-studio.it  
C.F./P.IVA: 02429800069 / REA: AL - 255147



TIMBRO e FIRMA



## INDICE

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>2</b>
<b>2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>3</b>
<b>3. INDAGINI GEOGNOSTICHE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....</b>	<b>3</b>
3.1 PROVE EFFETTUATE .....	3
3.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	4
3.3 IDROGEOLOGIA .....	5
3.4 PROBLEMATICHE RISCONTRATE .....	5
<b>4. MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO .....</b>	<b>5</b>
4.1 MODELLAZIONE GEOTECNICA .....	5
4.2 PERICOLOSITÀ SISMICA .....	5
<b>5. SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE.....</b>	<b>7</b>
<b>6. VERIFICHE DI SICUREZZA .....</b>	<b>7</b>
6.1 CARICO LIMITE PER I MICROPALI .....	8
6.1.1 CALCOLO DEL CARICO LIMITE VERTICALE .....	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>
6.1.2 CALCOLO DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE .....	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>
6.1.3 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) ..	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>

## 1. PREMESSA

La presente **“Relazione geotecnica e sismica”** si riferisce all'intervento di messa in sicurezza e riqualificazione strutturale edificio scuola dell'infanzia, ambulatorio medico, archivio e sede associazioni situato in Via Roma n°24, nel Comune di Marentino (TO).

In particolare, i lavori fanno riferimento al fabbricato evidenziato nella figura seguente.



**Fig. 1.** Ortofoto

L'edificio oggetto di intervento è ad uso scuola dell'infanzia, ambulatorio medico, archivio e sede associazioni. La struttura è ipoteticamente risalente al 1900 costituita in muratura portante.

Il progetto riguarda la manutenzione straordinaria e riqualificazione strutturale del fabbricato di proprietà del comune. Si rimanda agli elaborati progettuali per una migliore comprensione degli interventi previsti.

## 2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

---

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

1. **Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321): “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
2. **Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76): “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”. Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.
3. **Decreto Ministero delle Infrastrutture e Trasporti 17 gennaio 2018** (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42 - Suppl. Ord.): “Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni”.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

4. **Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP** (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5): “Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”.
5. **Eurocodice 7** - “Progettazione geotecnica” - EN 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”

## 3. INDAGINI GEOGNOSTICHE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

---

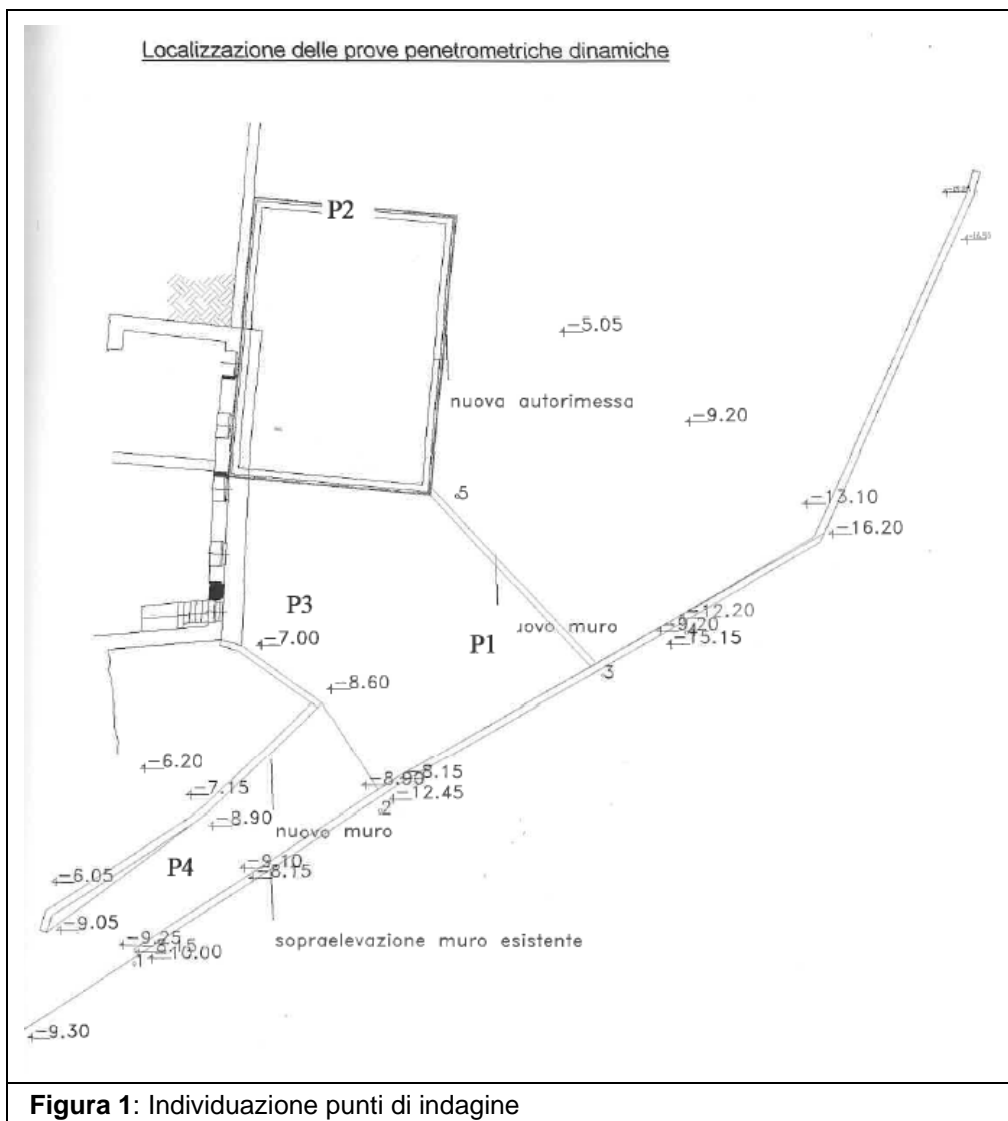
Sulla base di quanto dettagliato nella relazione geologica dell'area di sito si è proceduto alla progettazione della campagna di indagini geognostiche finalizzate alla determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dal “*volume significativo*” dell'opera in esame.

### 3.1 PROVE EFFETTUATE

Al fine di definire in maniera più dettagliata la stratigrafia e le proprietà geomeccaniche dei terreni interessati dalle opere in progetto sono state eseguite n.4 prospezioni geognostiche (DPB1, DPB2, DPB3 e DPB4) mediante penetrometro dinamico super-pesante PAGANI TG 63-100 kN tipo “EMILIA”.

Tali prove penetrometriche sono state eseguite in data 27/06/2002 a seguito della necessità del comune di realizzare una rimessa comunale che ad oggi non è stata realizzata. In allegato 1 sono presenti i certificati delle prove eseguite e una descrizione dettagliata del terreno in esame.

Nella figura seguente si riporta uno stralcio dell'allegato ove si individuano i punti di indagine.



### 3.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

In allegato 1 – Relazione geologica e geotecnica si riportano i risultati completi desunti per la caratterizzazione geotecnica, qui riassunti:

Strato 1 – Riperto sciolto, Nspt rappresentativo 4 con uno spessore di circa 2.5 m da p.c.;

Strato 2 – Roccia tenera alterata: alternanze di sabbie, silts e argille (formulazione strutturalmente complessa delle norme AGI), Nspt rappresentativo 45;

Qui di seguito si riportano in forma tabellare i parametri caratteristici sopra elencati specifici per ognuno dei livelli osservati:

Parametro	Peso di Volume	Angolo di Attrito	Coesione efficace	Coesione non drenata	GSI	mi	Modulo di compressione	$\sigma_c$
u.m.	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[Mpa]	[MPa]
Strato 1	16.00	23	-	-	-	-	5.80	

Strato 2	20.00	-	-	-	-	-	72.00	-
----------	-------	---	---	---	---	---	-------	---

### 3.3 IDROGEOLOGIA

Non è stata riscontrata la presenza di falde acquifere a profondità di interesse relativamente al “volume significativo” investigato.

### 3.4 PROBLEMATICHE RISCOstrate

Durante l'esecuzione delle prove e dall'elaborazione dei dati non sono emerse problematiche rilevanti alla realizzazione delle opere di fondazione.

## 4. MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

### 4.1 MODELLAZIONE GEOTECNICA

Ai fini del calcolo strutturale, il terreno interagente con l'opera viene modellato secondo lo schema di Winkler, cioè un sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Ciò consente di ricavare le rigidità offerte dai manufatti di fondazione, siano queste profonde o superficiali, che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera/terreno.

### 4.2 PERICOLOSITÀ SISMICA

Sulla base dei risultati delle prove desunte dall'allegato 2 è stato possibile considerare il terreno come di classe “E [E – Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m]”.

Suolo	Descrizione geotecnica	$V_{s30}$ (m/s)
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s30} > 800$ m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5m	>800
B	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 e da valori di $V_{s30}$ compresi tra 360m/s e 800m/s	360÷800
C	Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di $V_{s30}$ compresi tra 180m/s e 360m/s	180÷360
D	Depositi di granulari da sciolti a poco addensati o coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di $V_{s30} < 180$ m/s	<180
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m	

Ai fini della pericolosità sismica sono stati analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e ad eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Si sono tenute in considerazione anche la classe dell'edificio e la vita nominale.

Per tale caratterizzazione si riportano di seguito i dati di pericolosità come da normativa:

**DATI GENERALI ANALISI SISMICA**

Classe	Vita Nominale	Periodo di Riferimento	Latitudine	Longitudine	Altitudine
[adim]	[anni]	[anni]	[gradi]	[gradi]	[gradi]
3	50	75	45.058742'	7.875322'	361

Dati generali analisi sismica												
Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	Ir <sub>tmp</sub>	C.S.T.	RP	RH	ξ	
[°]											[%]	
0	100	-	muOld	X Y	[C-P/MP] [C-P/MP]	S	-	E	NO	NO	5	

**LEGENDA:**

- Ang** Direzione di una componente dell'azione sismica rispetto all'asse X (sistema di riferimento globale); la seconda componente dell'azione sismica e' assunta con direzione ruotata di 90 gradi rispetto alla prima.
- NV** Nel caso di analisi dinamica, indica il numero di modi di vibrazione considerati.
- CD** Classe di duttilità: [A] = Alta - [B] = Media - [ND] = Non Dissipativa - [-] = Nessuna.
- MP** Tipo di struttura sismo-resistente prevalente: [ca] = calcestruzzo armato - [caOld] = calcestruzzo armato esistente - [muOld] = muratura esistente - [muNew] = muratura nuova - [muArm] = muratura armata - [ac] = acciaio.
- Dir** Direzione del sisma.
- TS** Tipologia della struttura:  
Cemento armato: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [P] = Pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti- [2P NC] = Due pareti per direzione non accoppiate - [P NC] = Pareti non accoppiate - [DT] = Deformabili torsionalmente - [PI] = Pendolo inverso - [PM] = Pendolo inverso intelaiate monopiano;  
Muratura: [P] = un solo piano - [PP] = più di un piano - [C-P/MP] = muratura in pietra e/o mattoni pieni - [C-BAS] = muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura > 15%;  
Acciaio: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [CT] = controventi concentrici diagonale tesa - [CV] = controventi concentrici a V - [M] = mensola o pendolo inverso - [TT] = telaio con tamponature.
- EcA** Eccentricità accidentale: [S] = considerata come condizione di carico statica aggiuntiva - [N] = Considerata come incremento delle sollecitazioni.
- Ir<sub>tmp</sub>** Per piani con distribuzione dei tamponamenti in pianta fortemente irregolare, l'eccentricità accidentale è stata incrementata di un fattore pari a 2: [SI] = Distribuzione tamponamenti irregolare fortemente - [NO] = Distribuzione tamponamenti regolare.
- C.S.T.** Categoria di sottosuolo: [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D.
- RP** Regolarità in pianta: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.
- RH** Regolarità in altezza: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.
- ξ** Coefficiente viscoso equivalente.
- NOTE** [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

Fattori di comportamento						
Dir	q'	q	q <sub>0</sub>	K <sub>R</sub>	α <sub>u</sub> /α <sub>1</sub>	k <sub>w</sub>
X	-	1,875	1,875	0,75	1,25	-
Y	-	1,875	1,875	0,75	1,25	-
Z	-	1,500	-	-	-	-

**LEGENDA:**

- q'** Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU ridotto (Fattore di comportamento ridotto - relazione C7.3.1 circolare NTC)
- q** Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di comportamento).
- q<sub>0</sub>** Valore di base (comprensivo di k<sub>w</sub>).
- K<sub>R</sub>** Fattore riduttivo funzione della regolarità in altezza : pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza, 0,8 per costruzioni non regolari in altezza, e 0,75 per costruzioni in muratura esistenti non regolari in altezza (§ C8.5.5.1)..
- α<sub>u</sub>/α<sub>1</sub>** Rapporto di sovraresistenza.
- k<sub>w</sub>** Fattore di riduzione di q<sub>0</sub>.

Stato Limite	T <sub>r</sub>	a <sub>g</sub> /g	Amplif. Stratigrafica		F <sub>0</sub>	F <sub>v</sub>	T <sup>*</sup> <sub>c</sub>	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>	
			S <sub>s</sub>	C <sub>c</sub>							
SLO	[s]	45	0,0224	1,600	2,266	2,609	0,527	0,183	0,139	0,416	1,690
SLD	[s]	75	0,0270	1,600	2,208	2,662	0,590	0,196	0,144	0,432	1,708

Stato Limite	T <sub>r</sub>	a <sub>g</sub> /g	Amplif. Stratigrafica		F <sub>0</sub>	F <sub>v</sub>	T <sup>*</sup> <sub>c</sub>	T <sub>B</sub>	T <sub>c</sub>	T <sub>D</sub>
			S <sub>s</sub>	C <sub>c</sub>						
	[t]						[s]	[s]	[s]	[s]
SLV	712	0,0487	1,600	1,894	2,748	0,819	0,287	0,181	0,544	1,795
SLC	1462	0,0567	1,600	1,860	2,818	0,906	0,300	0,186	0,559	1,827

**LEGENDA:**

- T<sub>r</sub>** Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni.  
**a<sub>g</sub>/g** Coefficiente di accelerazione al suolo.  
**S<sub>s</sub>** Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO/SLD/SLV/SLC.  
**C<sub>c</sub>** Coefficienti di Amplificazione di T<sub>c</sub> allo SLO/SLD/SLV/SLC.  
**F<sub>0</sub>** Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.  
**F<sub>v</sub>** Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione verticale.  
**T<sup>\*</sup><sub>c</sub>** Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.  
**T<sub>B</sub>** Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.  
**T<sub>c</sub>** Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.  
**T<sub>D</sub>** Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.

## 5. SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La tipologia delle opere di fondazione è consona alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche.

Nel caso in esame, la struttura di fondazione è costituita da:

- Fondazioni dirette.

## 6. VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E<sub>d</sub> è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R<sub>d</sub> è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 2018.

**Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni** [cfr. D.M. 2018]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ <sub>F</sub> (o γ <sub>E</sub> )	A1	A2
			(STR)	(GEO)
Carichi permanenti G <sub>1</sub>	Favorevole	γ <sub>G1</sub>	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti G <sub>2</sub> <sup>(1)</sup>	Favorevole	γ <sub>G2</sub>	0,80	0,80

	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

(1) Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella tabella 6.2.II del D.M. 2018.

**Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [cfr. D.M. 2018]**

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan\phi_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,00	1,00

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.5.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

**Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.**

Verifica	Coefficiente Parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

### 6.1 CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

in cui:

$c$  = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$q = g \cdot D$  = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

$g$  = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

$D$  = profondità del piano di posa della fondazione;

$B'$  = larghezza ridotta della suola di fondazione (vedi **NB**);

$L$  = lunghezza della fondazione;

$\gamma_f$  = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b, y, r = coefficienti correttivi.

**NB:** Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

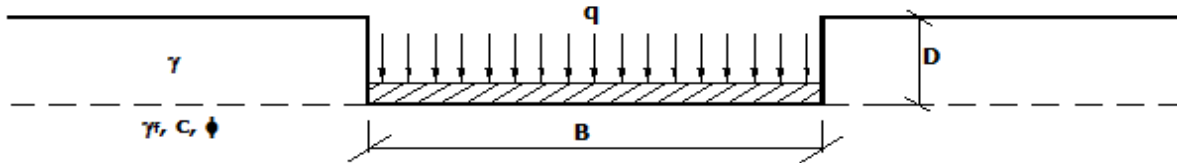
$e_B$  = eccentricità parallela al lato di dimensione B;

$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

$e_L$  = eccentricità parallela al lato di dimensione L;

con  $B' \leq L'$ .

dove:



### Calcolo dei fattori $N_c$ , $N_q$ , $N_g$

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0, f=0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0, f \neq 0$ )
$N_c = 2 + p$	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot f$
$N_q = 1$	$N_q = K_p \cdot e^{p \cdot \tan f}$
$N_g = 0$ se $w = 0$ $N_g = -2 \cdot \sin w$ se $w \neq 0$	$N_g = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan f$

dove:

$k_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$  è il coefficiente di spinta passiva di Rankine;

f = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

w = angolo di inclinazione del piano campagna.

### Calcolo dei fattori di forma $s_c$ , $s_q$ , $s_g$

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0, f=0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0, f \neq 0$ )
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2 + \pi) \cdot L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$
$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$

con  $B'/L' < 1$ .

### Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa $d_c$ , $d_q$ , $d_g$

Si definisce il seguente parametro:

$$K = \frac{D}{B'} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} \leq 1;$$

$$K = \arctg\left(\frac{D}{B'}\right) \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} > 1.$$

Terreni puramente coesivi (c≠0, f=0)	Terreni dotati di attrito e coesione (c≠0, f≠0)
$d_c = 1+0,4 \cdot K$	$d_c = d_q - \frac{1-d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1+2 \cdot \tan f \cdot (1-\sin f)^2 \cdot K$
$d_g = 1$	$d_g = 1$

### Calcolo dei fattori di inclinazione del carico $i_c$ , $i_q$ , $i_g$

Si definisce il seguente parametro:

$$m = m_B = \frac{2+B/L}{1+B/L} \quad \text{se la forza H è parallela alla direzione trasversale della fondazione}$$

$$m = m_L = \frac{2+L/B}{1+L/B} \quad \text{se la forza H è parallela alla direzione longitudinale della fondazione}$$

$$m = m_q = m_L \cdot \cos^2 q + m_B \cdot \sin^2 q \quad \text{se la forza H forma un angolo } q \text{ con la direzione longitudinale della fondazione}$$

Terreni coesivi (c≠0, f=0)	Terreni incoerenti (c=0, f≠0)	Terreni dotati di attrito e coesione (c≠0, f≠0)
$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{c \cdot N_c \cdot B \cdot L}$	$i_c = 0$	$i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V+B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^m$
$i_g = 0$	$i_g = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$	$i_g = \left(1 - \frac{H}{V+B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^{m+1}$

dove:

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

### Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna $b_c$ , $b_q$ , $b_g$

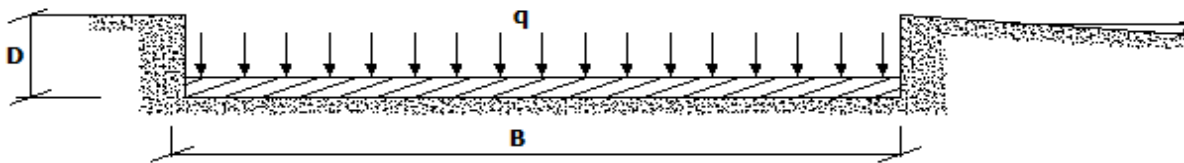
Indicando con  $w$  la pendenza del piano campagna, si ha:

Terreni puramente coesivi (c≠0, f=0)	Terreni dotati di attrito e coesione (c≠0, f≠0)
---	--

$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{(2 + \pi)}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$
$b_g = b_q / \cos \omega$	$b_g = b_q / \cos \omega$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\omega < \phi; \quad \omega < 45^\circ$$



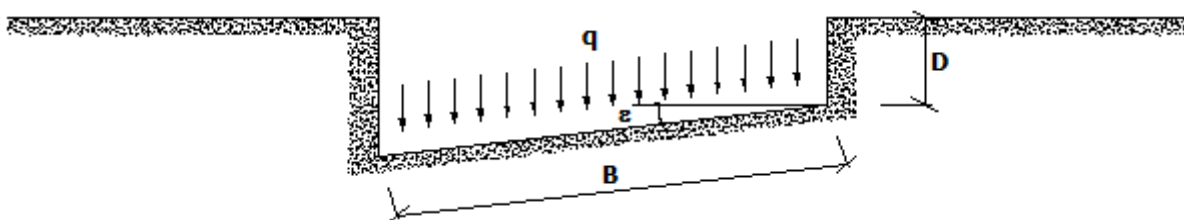
### Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa $g_c$ , $g_q$ , $g_g$

Indicando con  $e$  la pendenza del piano di posa della fondazione, si ha:

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0, f = 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0, f \neq 0$ )
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot e}{(2 + \pi)}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - e \cdot \tan \phi)^2$
$g_g = 1$	$g_g = g_q$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$e < 45^\circ$$



### Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento $y_c$ , $y_q$ , $y_g$

Si definisce l'indice di rigidità del terreno come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \tan \phi}$$

dove:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

= modulo d'elasticità tangenziale del terreno;

E = modulo elastico del terreno (nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico);

$\nu$  = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0,5 (a vantaggio di sicurezza);

s= tensione litostatica alla profondità D+B/2.

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento  $\psi_c$ ,  $\psi_q$ ,  $\psi_g$  sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidezza  $I_r$  si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left[ \left( 3,3 - 0,45 \frac{B}{L} \right) \cot \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]}$$

Terreni puramente coesivi (c≠0, f=0)	Terreni dotati di attrito e coesione (c≠0, f≠0)
$\psi_c = 0,32 + 0,12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0,6 \cdot \text{Log}(I_r)$	$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$\psi_q = 1$	$\psi_q = e^{\left\{ \left( 0,6 \frac{B'}{L'} - 4,4 \right) \cdot \tan \phi + \frac{3,07 \cdot \sin \phi \cdot \text{Log}(2 \cdot I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}}$
$\psi_g = 1$	$\psi_g = \psi_q$

### Correzione per fondazione tipo piastra

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine “B·N<sub>g</sub>”, che per valori elevati di B porterebbe ad ottenere valori del carico limite prossimi a quelli di una fondazione profonda, propone il seguente fattore di riduzione  $r_g$ :

$$r_g = 1 - 0,25 \cdot \text{Log}(B/2) \quad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

Nella tabella sottostante sono riportati una serie di valori del coefficiente  $r_g$  al variare della larghezza dell'elemento di fondazione.

B [m]	2	2.5	3	3.5	4	5	10	20	100
$r_g$	1,00	0,97	0,95	0,93	0,92	0,90	0,82	0,75	0,57

Questo coefficiente assume particolare importanza per fondazioni larghe con rapporto D/B basso, caso nel quale il termine “B·N<sub>g</sub>” è predominante.

### Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

L'espressione generale del carico limite, valutato in termini di *tensioni totale*, diventa:

$$q_{lim} = c_u \cdot (2 + \pi) \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_{sat} \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot r_\gamma$$

dove:

$c_u$  = coesione non drenata;

$\gamma_{sat}$  = peso unità di volume del terreno in condizioni di saturazione.

**N.B:** Nel calcolo in condizioni non drenate (situazione molto rara per un terreno incoerente) si assume, sempre e comunque, che l'angolo di attrito  $f$  sia nullo ( $f = 0$ ).

### Fattori correttivi al carico limite in presenza di sisma

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (**effetto cinematico**) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (**effetto inerziale**).

Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati  $K_{hi}$  e  $K_{hk}$ , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

La formula generale del carico limite si modifica nel seguente modo:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c \cdot Z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q \cdot Z_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma \cdot Z_\gamma \cdot c_\gamma$$

in cui, oltre ai termini già precedentemente indicati, si sono introdotti i seguenti termini:

$Z_c, Z_q, Z_g$  = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;

$c_g$  = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

### Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico $c_g$

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente  $N_g$  in funzione del coefficiente sismico  $K_{hk}$  che è pari a:

$$K_{hk} = b_s \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g / g;$$

dove:

$b_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità;

$S_s$  = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

$S_T$  = coefficiente di amplificazione topografica;

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di  $b_s$  sono riportati nella seguente tabella:

	<b>CATEGORIA DI SOTTOSUOLO</b>	
	<b>A</b>	<b>B,C,D,E</b>
	<b><math>b_s</math></b>	<b><math>b_s</math></b>
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Il fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico  $c_g$  è stato, pertanto, determinato con la seguente relazione:

<b>Terreni puramente coesivi</b> ( $c \neq 0, f = 0$ )	<b>Terreni dotati di attrito e coesione</b> ( $c \neq 0, f \neq 0$ )
$c_g = 1$	$c_\gamma = \left(1 - \frac{K_{hk}}{\tan \phi}\right)^{0.45}$ se $\frac{K_{hk}}{\tan \phi} < 1$ , altrimenti $c_g = 0$

### Calcolo dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale $z_c$ , $z_q$ , $z_g$

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico  $K_{hi}$ .

Tali effetti correttivi vengono valutati con la teoria di **Paolucci - Pecker** attraverso le seguenti relazioni:

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0, f = 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0, f \neq 0$ )	
$Z_c = Z_q = Z_g = 1$	$Z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hi}$	se $z_c > 0$ altrimenti $z_c = 0$
	$z_y = z_q = \left(1 - \frac{K_{hi}}{\tan \phi}\right)^{0,35}$	se $\frac{K_{hi}}{\tan \phi} < 1$ altrimenti $z_g = z_q = 0$

dove:

$K_{hi}$  è ricavato dallo spettro di progetto allo SLV attraverso la relazione:

$$K_{hi} = S_S \cdot S_T \cdot a_g / g;$$

i cui termini sono stati precedentemente precisati.

Si fa notare che il coefficiente sismico  $K_{hi}$  coincide con l'ordinata dello spettro di progetto allo SLU per  $T = 0$  ed è indipendente dalle combinazioni di carico.

#### 6.1.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alla verifica dello stato limite di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Si precisa che il valore relativo alla colonna  $Q_{d,Rd}$ , di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza  $R_d$ , ossia il rapporto fra il carico limite  $q_{lim}$  (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_R$  relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_R$  è stato assunto pari a 2,3 (tabella 6.4.I del D.M. 2018).

Si precisa che, nella sottostante tabella:

- la coppia  $Q_{Ed}$  e  $Q_{d,Rd}$  è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS);
- nelle colonne "**per  $N_q$** ", "**per  $N_c$** " e "**per  $N_g$** ", relative ai "**Coef. Cor. Terzaghi**", viene riportato il prodotto tra i vari coefficienti correttivi presenti nell'espressione generale del carico limite. Ad esempio si è posto:

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_q = s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot y_q \cdot z_q$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_c = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot y_c \cdot z_c$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_g = s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot g_g \cdot b_g \cdot y_g \cdot r_g \cdot z_g \cdot C_g$$

## 6.2 STIMA DEI CEDIMENTI

I cedimenti delle fondazioni superficiali sono il risultato (l'integrale) delle deformazioni verticali del terreno sottostante la fondazione. Queste deformazioni sono conseguenti ad un'alterazione dello stato di tensione nel sottosuolo imputabile a vari motivi quali il carico trasmesso dalle strutture di fondazione, variazioni del regime delle pressioni neutre nel sottosuolo, vibrazioni indotte, scavi eseguiti nei pressi della fondazione.

Nel calcolo eseguito dal software vengono stimati i cedimenti prodotti dai carichi trasmessi dalla fondazione, che sono sempre presenti, e ne è stata valutata l'ammissibilità in condizioni di esercizio.

**Calcolo dell'incremento delle tensioni**

Gli incrementi di tensione indotti nel sottosuolo, dai carichi applicati in superficie, sono stati valutati mediante la teoria di Boussinesq, che definisce lo stato di tensione e deformazione indotto in un semispazio elastico da una forza concentrata P agente normalmente al suo piano limite (figura sottostante).

Gli incrementi di tensione nel sottosuolo, che generano i cedimenti, espressi in un sistema di coordinate cilindriche q, z, r, sono determinate attraverso le seguenti relazioni:

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^3}{R^5}$$

$$\sigma_r = -\frac{P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[ -\frac{3 \cdot r^2 \cdot z}{R^3} + \frac{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot R}{(R + z)} \right]$$

$$\tau_{rz} = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^2 \cdot r}{R^5}$$

$$\sigma_\theta = -\frac{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[ \frac{z}{R} - \frac{R}{(R + z)} \right]$$

dove  $R = \sqrt{r^2 + z^2}$ .

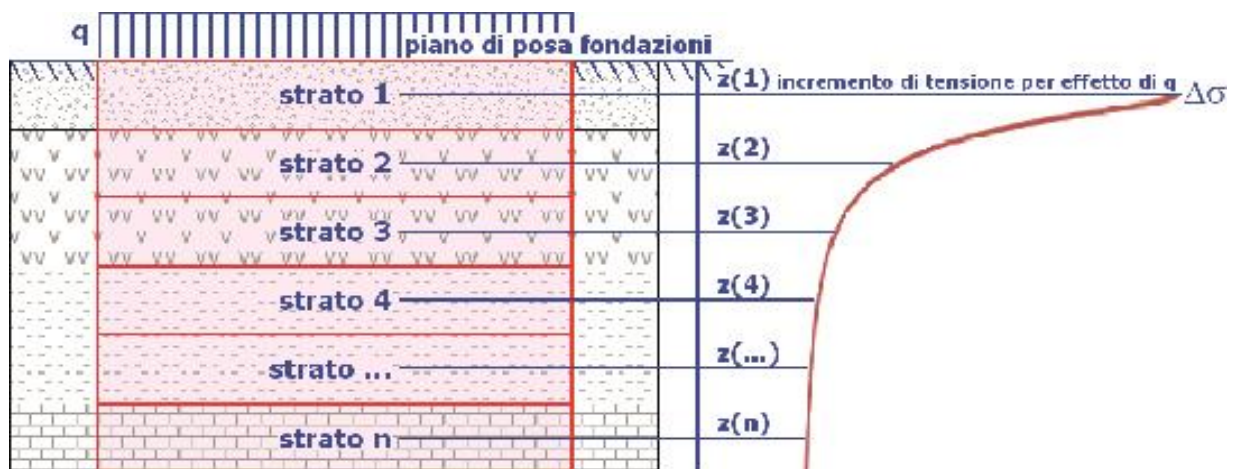
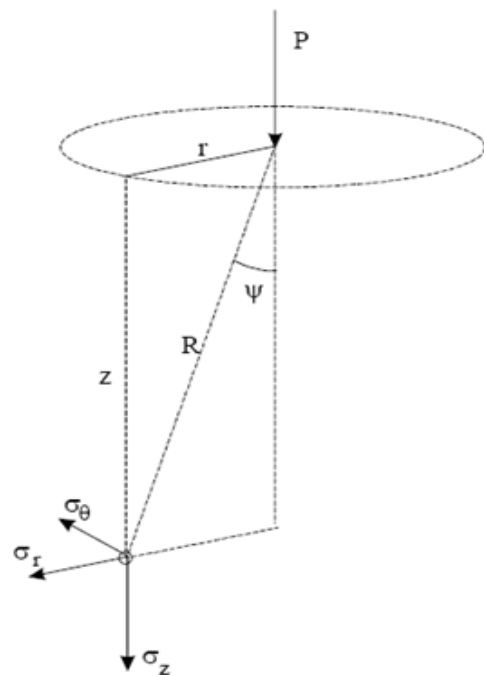
I valori delle tensioni radiali  $s_r$  e tangenti  $s_q$ , proiettati sugli assi X e Y, diventano:

$$s_x = s_r \cdot \cos(a) - s_q \cdot \sin(a);$$

$$s_y = s_r \cdot \sin(a) + s_q \cdot \cos(a);$$

dove a è l'angolo formato dal raggio r con l'asse X.

Gli incrementi di tensione sono stati calcolati, per ogni combinazione di carico allo SLE e allo SLD, al centro di strati elementari (substrati) con cui si è discretizzato il sottosuolo in corrispondenza di ogni verticale di calcolo (vedi figura sottostante). L'altezza adottata per il substrato è di 100 cm.



## Distribuzione delle forze al contatto del piano di posa

Per poter affrontare il problema in maniera generale, l'area di impronta della fondazione viene discretizzata in areole elementari sufficientemente piccole e si sostituisce all'azione ripartita, competente ad ogni singola areola, un'azione concentrata equivalente. Il terreno a contatto con la fondazione viene corrispondentemente discretizzato in elementi elastici, detti bounds, che lavorano nelle tre direzioni principali XYZ. Le fondazioni trasmettono agli elementi bounds le azioni provenienti dal calcolo in elevazione e su tale modello il solutore determina le azioni  $F_x$ ,  $F_y$ ,  $F_z$  agenti sul singolo bound. Inizialmente si ritiene il bound elastico e bidirezionale, ossia reagente anche a trazione, e in tale ipotesi viene condotto un calcolo lineare. Se, per effetto di eccentricità, si hanno bounds reagenti a trazione, si ridefinisce il legame costitutivo nell'ipotesi di assenza di resistenza a trazione e si effettua un calcolo NON lineare in cui sono definite aree di contatto parzializzate e vengono esclusi i bounds a trazione.

Attraverso questo procedimento, effettuato per tutte le combinazioni di carico, sono note le reazioni dei bounds compressi e quindi le forze ( $F_z$ ) da cui calcolare gli incrementi di tensione nel sottosuolo in una serie di punti significativi.

Per ogni verticale in cui si è calcolato il cedimento, l'incremento di tensione nel sottosuolo è stato calcolato sommando gli effetti di tutte le forze elementari.

Inoltre, è stato considerato il decremento di tensione dovuto allo scavo, in modo da sottrarre all'intensità del carico applicato il valore della tensione litostatica agente sul piano di posa prima della realizzazione della fondazione.

## Calcolo dei cedimenti

Noti gli incrementi di tensione nei vari strati, per il calcolo dei cedimenti viene adottato il metodo edometrico di Terzaghi, distinguendo tra terreni a grana grossa e terreni a grana fine.

### • Terreni a grana grossa

Per questi terreni i cedimenti si estinguono immediatamente per cui il cedimento iniziale ( $w_0$ ) coincide con quello finale ( $w_f$ ).

In tal caso, per il calcolo del cedimento, sarebbe indispensabile far ricorso a procedimenti empirici che utilizzano i risultati di prove in sito.

Viste le difficoltà e l'incertezza nella stima di specifici parametri geotecnici, il cedimento è stato valutato utilizzando il metodo edometrico.

### • Terreni a grana fina

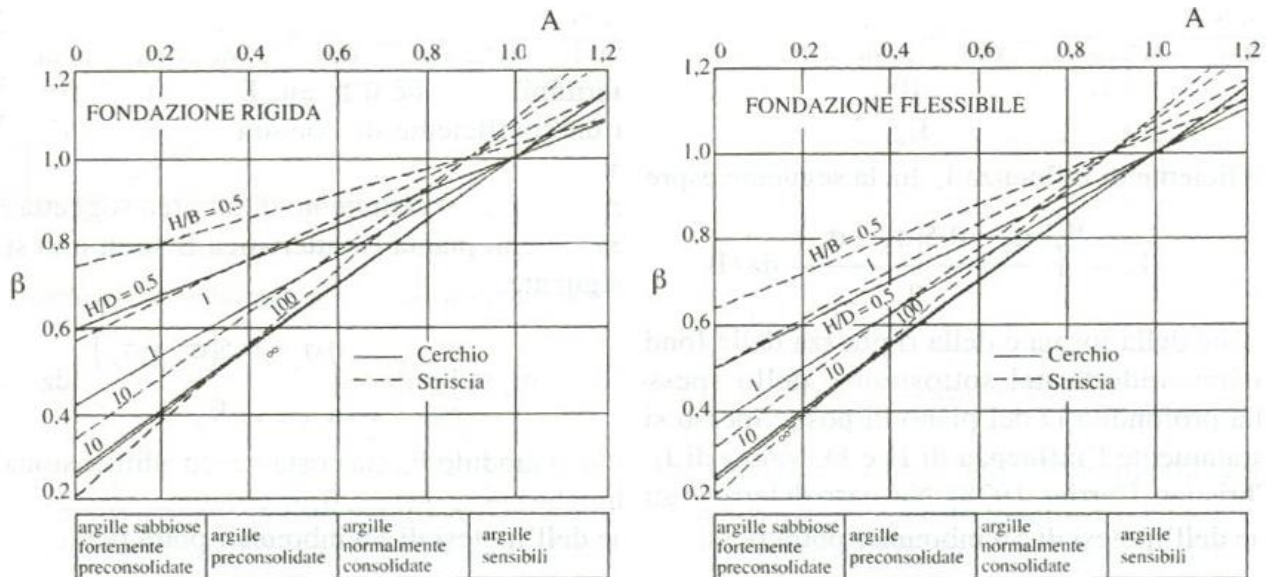
Il metodo edometrico fornisce il cedimento a lungo termine, NON consentendo di valutare il cedimento iniziale. Calcolato l'incremento di tensioni  $D_s$  nei vari strati, ognuno di spessore  $H_i$  e modulo  $E_{ed,i}$ , il cedimento edometrico risulta pari a:

$$w_{ed} = \sum_i \frac{\Delta\sigma_i}{E_{ed,i}} \cdot H_i$$

Per la stima del cedimento di consolidazione si utilizza il metodo di Skempton e Bjerrum che esprime tale cedimento come un'aliquota di quello edometrico, pertanto:

$$W_c = b \cdot W_{ed}$$

I valori del coefficiente  $\beta$  sono riportati in grafici in funzione della rigidezza della fondazione, della forma della fondazione, dello spessore dello strato deformabile e del coefficiente di Skempton "A" (vedi figura sottostante).



Il coefficiente "A" di Skempton può essere ricavato in funzione del grado di consolidazione del terreno come indicato nella seguente tabella.

Grado di consolidazione del terreno	$A_{Skempton}$
basso	0,75 ÷ 1,50
normale	0,50 ÷ 1,00
poco sovraconsolidato	0,20 ÷ 0,50
molto sovraconsolidato	0,00 ÷ 0,25

Il software utilizza il valore medio degli intervalli indicati. Tuttavia il tecnico è libero di inserire manualmente tali parametri qualora siano state fatte indagini specifiche relative alla loro determinazione.

Il cedimento iniziale  $w_0$  è calcolato con la teoria dell'elasticità in termini di tensioni totali secondo la seguente espressione:

$$w_0 = \frac{q \cdot B}{E_u} \cdot I_w$$

in cui:

- $E_u$  è il modulo di elasticità NON drenato;
- $q$  è il carico (medio ripartito) sulla fondazione;
- $B$  è la larghezza caratteristica della fondazione,
- $I_w$  è il coefficiente di influenza.

Il coefficiente di influenza  $I_w$  ha la seguente espressione:

$$I_w = \int_0^{H/B} \frac{\sigma_z - 0.5 \cdot (\sigma_x + \sigma_y)}{q} dz / B$$

in cui  $H$  è lo spessore dello strato deformabile e le  $s_x$  e  $s_y$  sono calcolate con un coefficiente di Poisson che, in condizioni NON drenate, è assunto pari a 0,5.

Il modulo di elasticità NON drenato di un terreno può essere ricavato dalla seguente tabella in cui è messo in relazione con la coesione NON drenata ( $c_u$ ), l'indice di plasticità ( $I_p$ ) e il grado di consolidazione del terreno (OCR). Tuttavia il tecnico è libero di inserire manualmente tali parametri qualora siano state fatte indagini specifiche relative alla loro determinazione.

Rapporto $K_u=(E_u/c_u)$			
Grado di consolidazione del terreno (OCR)	$I_p < 0,3$	$0,3 < I_p < 0,5$	$I_p > 0,5$
basso/normale (< 3)	800	400	200
poco sovraconsolidato (da 3 a 5)	500	300	150
molto sovraconsolidato (> 5)	300	200	100

Il cedimento finale è pari a:

$$W_f = W_o + W_c.$$

### Calcolo delle distorsioni angolari

Noti i cedimenti in un certo numero di punti significativi, è possibile calcolare le distorsioni angolari ( $b$ ) come:

$$b_{ij} = DW_{ij}/L_{ij};$$

dove:

$DW_{ij}$ : cedimento differenziale tra i punti  $i$  e  $j$ ;

$L_{ij}$ : distanza tra la coppia di punti  $i$  e  $j$ .

Sia nel tabulato che nelle tabelle seguenti, per comodità di lettura, sono riportati i valori inversi delle distorsioni angolari, confrontati con il valore inverso della distorsione ammissibile compatibile con la funzionalità dell'intera opera.

### 6.3 VERIFICA A SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

La verifica a scorrimento sul piano di posa della fondazione, eseguita allo SLU (SLV), consiste nel confronto fra la forza agente parallelamente al piano di scorrimento (azione,  $F_d$ ) e la resistenza ( $R_d$ ), ossia la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

La resistenza  $R_d$  della fondazione allo scorrimento è data dalla somma di tre componenti:

Componente dovuta all'attrito FRD1, pari a:

$$FRD1 = N_d \cdot \tan f;$$

dove:

$N_d$  = carico efficace di progetto, normale alla base della fondazione;

$f$  = angolo di resistenza a taglio (d'attrito) del terreno a contatto con la fondazione.

Componente dovuta all'adesione FRD2, pari a:

$$FRD2 = A' \cdot c;$$

dove:

$A'$  = superficie efficace della base della fondazione;

$c$  = coesione del terreno, pari alla coesione efficace ( $c'$ ) in condizioni drenate o alla coesione non drenata ( $c_u$ ) in condizioni non drenate.

Componente dovuta all'affondamento FRD3 della fondazione. Tale eventuale contributo resistente è dovuto alla spinta passiva che si genera sul lato verticale della fondazione quando le forze orizzontali la spingono contro lo scavo (incasso).

Si evidenzia che nel caso in cui lo sforzo normale sia di trazione i primi due contributi vengono annullati.

Inoltre, nel caso in cui il terreno sia dotato di coesione non drenata e attrito, il programma esegue la verifica a scorrimento ignorando il contributo dovuto all'attrito terra-fondazione e calcola l'aliquota dovuta all'adesione con riferimento alla coesione non drenata.

Si precisa che il valore relativo alla colonna FRd, di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza allo scorrimento  $R_d$ , ossia il rapporto fra la resistenza ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza  $g_R$  relativo allo scorrimento della struttura di fondazione su piano di posa, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza  $g_R$  è stato assunto pari a 1,10 (tabella 6.4.I del D.M. 2018).

Nei "Tabulati di calcolo" si riporta l'esito della suddetta verifica.

## **7. INDICE DEGLI ALLEGATI**

---

Allegato 1 – Relazione geologica e geotecnica - 2002;

Allegato 2 – Relazione di definizione categoria sottosuolo – 2018

**ALLEGATO 1 – RELAZIONE GEOLOGICA E  
GEOTECNICA - 2002**



# ARCHEDING

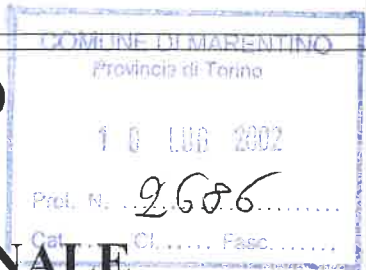
ASSOCIAZIONE DI PROFESSIONISTI

via Carlo Capelli n. 34 10146 Torino Tel. +39117715058 - Fax +39117776976  
e-mail info@archeding.it

Partita Iva IT08444190014 - Codice Fiscale 08444190014

## COMUNE DI MARENTINO

PROVINCIA DI TORINO



# RECUPERO DELLA SEDE COMUNALE TEMPORANEA DA ADIBIRE A STRUTTURA POLIFUNZIONALE PER INCONTRI ED ESPOSIZIONI



Regolamento CEE 1260/99  
DOCUP 2000-2006 Misura 3.2

Progetto definitivo finanziato con il  
Fondo Parco Progetti della Regione Piemonte



OGGETTO

## PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOLOGICA  
RELAZIONE GEOTECNICA  
RELAZIONE SISMICA

TAVOLA

02 /16

DATA

08 LUG 2002

SCALA

RELEASE	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	APPROVATO
0	EMISSIONE	GIUGNO 2002		

COD. D.101271703 Progetto definitivo  
AGGIORNAMENTO

COMMITTENTE:

COMUNE DI MARENTINO

PROGETTISTI:

Arch. PATRIZIA GIACOMELLI (capogruppo)  
n. 4241 Ordine Provincia di Torino

Ing. MARCO FERRERO  
n. 4949 Ordine Provincia di Torino

Arch. MASSIMO LOVERA  
n. 4638 Ordine Provincia di Torino

COLLABORATORI:

Arch. LUCA FIORINA  
n. 5289 Ordine Provincia di Torino

Ing. TOMMASO GRECO  
n. 8278 Ordine Provincia di Torino

Geom. MARCO BERGER  
Geom. PIER MASSUCCO

VISTI

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  
(FRANCESCO Geom. GREGORIO)

*Francisco*

COMUNE DI MARENTINO

PROVINCIA DI TORINO

Regione Piemonte

---

## Relazione geologica e geotecnica

Progetto: Realizzazione di Rimessa Comunale

PROPRIETA': Comune di Marentino

PROGETTISTA: arch. Patrizia Giacomelli

IL GEOLOGO

dott. Massimo Trossero

via Garibaldi, 15

Nichelino (To)

ha collaborato il dott. Giacomo De Petrini

03/07/02

## Premessa

La presente relazione geologico-geotecnica è parte integrante il progetto di realizzazione di autorimessa in Comune di Marentino.

Si rammenta che in corso d'opera si dovrà tassativamente controllare la rispondenza tra la caratterizzazione geotecnica e geologica assunta in progetto e la situazione effettiva, differendo di conseguenza il progetto esecutivo.

Il lavoro viene svolto in ottemperanza alle norme di attuazione del P.R.G.C. e alla normativa nazionale rappresentata dal Decreto ministeriale 11/03/88.

La relazione geologica ai sensi del D.M. Marzo '88, deve comprendere ed illustrare:

- la situazione litostratigrafica locale, con definizione dell'origine e natura dei litotipi, del loro stato di alterazione e fratturazione e della loro degradabilità;
- i lineamenti morfologici della zona, nonché, gli eventuali processi morfologici ed i dissesti in atto o potenziali;
- deve precisare inoltre i caratteri geostrutturali generali, la geometria e le caratteristiche delle superfici di discontinuità;
- fornire lo schema della circolazione idrica superficiale e sotterranea.

La relazione geotecnica sulle indagini è prescritta per tutte le opere oggetto delle citate norme. Essa deve comprendere ed illustrare:

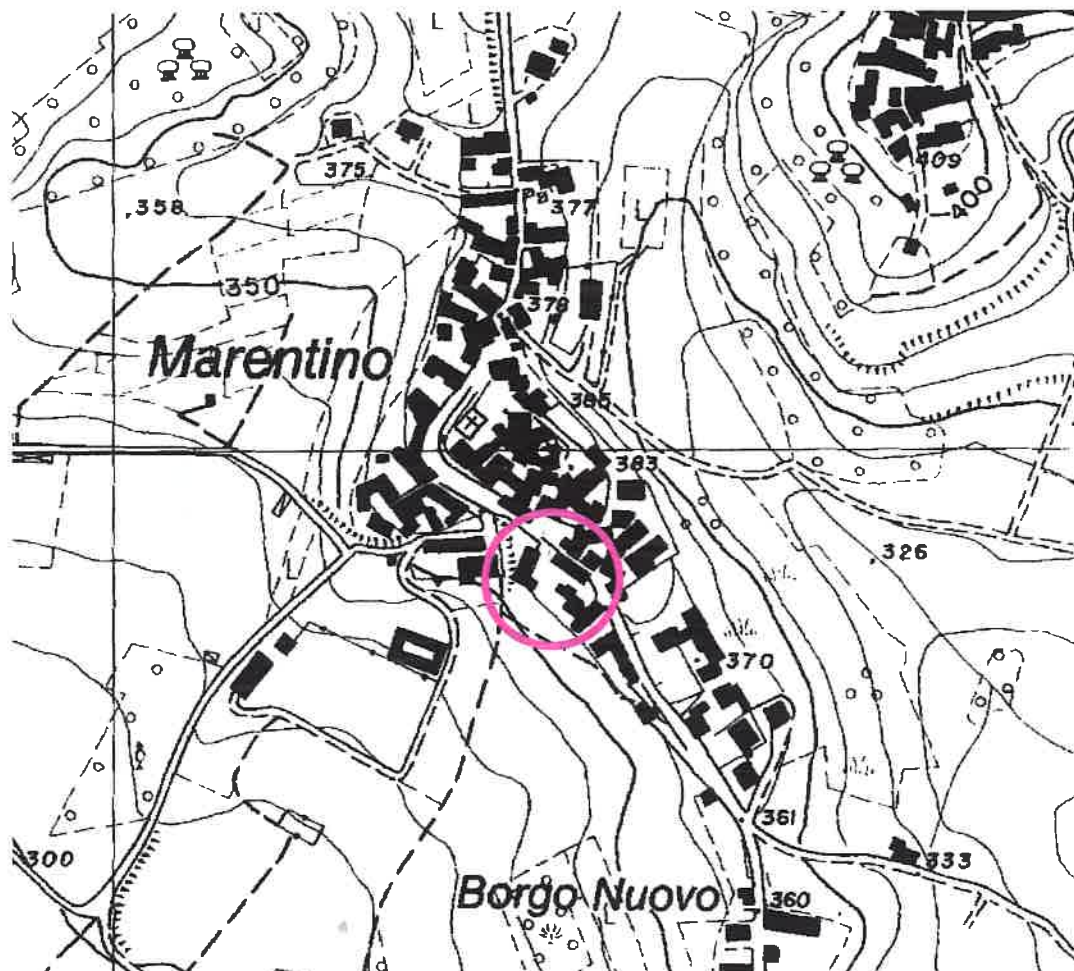
- la localizzazione della area interessata;
- i criteri di programmazione ed i risultati delle indagini in sito e di laboratorio e le tecniche adottate;
- nonché la scelta dei parametri geotecnici di progetto, riferiti alle caratteristiche della costruenda opera;
- ed il programma di eventuali ulteriori indagini, che si raccomandano per la successiva fase esecutiva.

La caratterizzazione geotecnica e la ricostruzione geologica devono essere reciprocamente coerenti. A tale riguardo la relazione geotecnica deve fare esplicito riferimento alla relazione geologica e viceversa.

Le relazioni devono essere corredate degli elaborati grafici e della documentazione delle indagini in sito ed in laboratorio necessari per la chiara comprensione dei risultati.

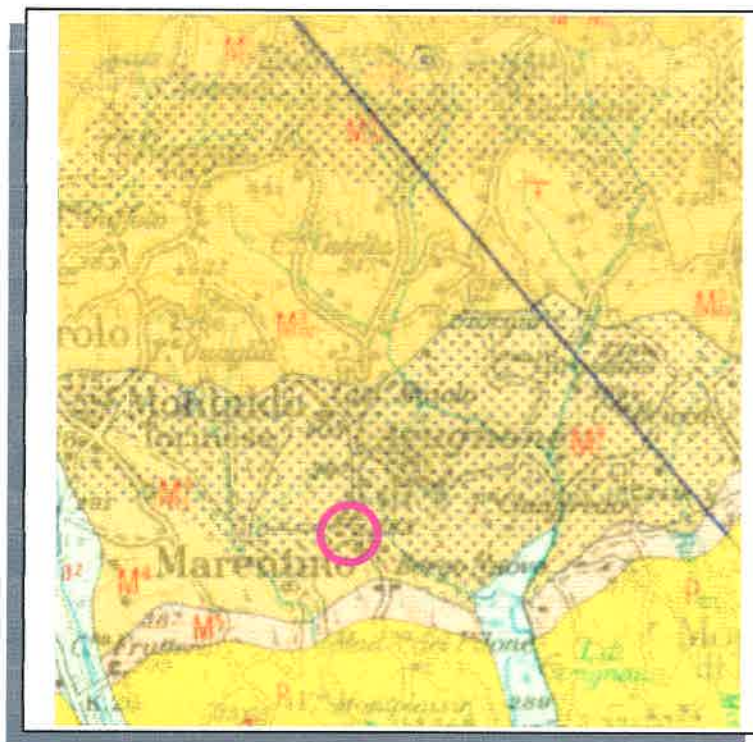
## Localizzazione geografica

L'area in esame ricade entro la sezione 156110 della Carta Tecnica Regionale (CTR) edita dalla Regione Piemonte nel 1991. Si tratta di un settore incluso entro il centro abitato di Marentino, a breve distanza dagli uffici comunali. L'intervento viene eseguito su un versante a discreta acclività esposto a SW.



Stralcio alla scala libera della Carta Tecnica Regionale, (1991) sez. 156110, con evidenziata la zona di intervento.

## Inquadramento geologico



### carta geologica alla scala 1:100.000

La carta geologica qui riportata, rappresenta uno stralcio del foglio n° 56 *Torino*, della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000, qui ingrandito alla scala libera; l'area interessata è segnalata approssimativamente dal cerchio.

Il quadro geologico regionale è formato dalla presenza di una serie di rocce sedimentarie terziarie appartenenti al bacino Ligure-Piemontese appartenenti al dominio della Collina di Torino.

La Collina di Torino si presenta strutturalmente come una grande piega con asse SW-NE. La caratteristica principale di tale struttura plicativa è data dalla forte asimmetria: il sito ricade lungo il fianco meno inclinato della stessa.

Le formazioni terziarie nel settore in esame mostrano un'immersione generalizzata degli strati verso sud, con inclinazione di pochi gradi.

L'analisi degli affioramenti presenti nelle immediate vicinanze del sito ha consentito di osservare la natura del substrato che qui è costituito da alternanze di marne grigie piuttosto fogliettate e fratturate e arenarie compatte.

In superficie, su un intorno di un migliaio di metri dal sito la cartografia geologica ufficiale dello Stato Italiano (C.G.I) distingue i seguenti terreni (dai più recenti ai più antichi):

#### a<sup>2</sup> alluvioni medio recenti

Depositi ghiaiosi con lenti sabbioso-argillose, fiancheggianti i principi corsi d'acqua, talora debolmente terrazzati, anche attualmente inondabili.

#### P<sub>I</sub> Pliocene con facies di "Piacenziano"

Argille e silts azzurrognoli con abbondanti fossili marini e con microfaune a *Uvigerina rutila*, *Bolivina punctata*, *Anomalina helicina*, *Siphonina planoconvexa*, *Globorotalia puncticulata*.

#### M<sup>5</sup> Messiniano (Miocene)

Argille grigie o biancastre a concrezioni calcaree, con subordinate intercalazioni di calcari marnosi vacuolari.

#### M<sup>4</sup> Tortoniano (Miocene)

Argille e marne argillose azzurrognole a frattura concoide, con rari macrofossili ed abbondanti microfaune (M<sup>4</sup>); intercalazioni sabbiose e conglomeratiche (Revigliasco) con fossili di mare basso (Ostree, Balani, Teredo) (punteggiature rosse) (M<sup>4</sup><sub>II</sub>); **Membro di Montaldo: alternanze di sabbie, silts e argille con macrofaune tortoniane tipiche (Pleurotome, Venericardia) (punteggiature azzurre) (M<sup>4</sup><sub>I</sub>)**

La proprietà ricade interamente su queste rocce.

#### M<sup>3</sup> Complesso di Baldissero (Miocene)

Conglomerati di Monte Calvo (Revigliasco) (punteggiature rosse); silts argillosi e sabbie fini (Pino T.se e Pecetto) (M<sup>3</sup><sub>IV</sub>); Sabbie grossolane (Vernone, Baldissero) (punteggiature azzurre); ai due lati dell'anticlinale di Gassino passano lateralmente ad un orizzonte di conglomerati grossolani scarsamente fossiliferi (colline di Rivalba - Castagneto ed Eremo - Maddalena) (punteggiature rosse) (M<sup>3</sup><sub>III</sub>). Silts argillose e sabbie fini (Baldissero, San Vito) (M<sup>3</sup><sub>II</sub>). Sabbie e conglomerati con ricchissime macrofaune (Val Salice, Villa Cochis, Eremo) (punteggiature rosse) (M<sup>3</sup><sub>I</sub>). Ad est di Baldissero sono sostituiti lateralmente da arenarie e brecce arenacee con abbondanti fossili decalcificati come Pteropodi, Aturie, Gasteropodi, Coralli individuali; mancano le Miogipsine (M<sup>3</sup><sub>I</sub>).

## situazione litostratigrafica locale

In data 27/06/2002 sono state eseguite n.4 prospezioni geognostiche (DPB1, DPB2, DPB3 e DPB4) mediante penetrometro dinamico super-pesante PAGANI TG 63-100 kN tipo "EMILIA".

La prova penetrometrica o sondaggio penetrometrico, è un mezzo di riconoscimento litotecnico che testa il terreno in posto e che fornisce in quanto tale una caratterizzazione del suolo.

La prova dinamica effettuata consiste nel misurare il numero di colpi di maglio necessari per un avanzamento, secondo una definita procedura, di una punta sottoposta per tramite di un treno di aste ad una energia di battuta.

La prova dinamica è stata realizzata secondo le raccomandazioni europee di ESOPT2 (1982) DPSH, cioè secondo lo standard francese (PDB) NF P 94-115 (1990) controllando ad ogni metro di avanzamento lo sforzo di rotazione delle aste. Ciò vuol dire che durante la prova non esiste un significativo attrito parassita sulle aste e quindi non viene dissipata energia lateralmente; teoricamente tutta l'energia è somministrata alla punta.

### Caratteristiche tecniche dello strumento:

peso maglio	63,50 kg
altezza caduta libera	75 cm
peso del sistema di battuta	0,63 kg
diametro punta conica	51 mm
area punta conica (base)	20,43 cm <sup>2</sup>
angolo apertura punta conica	90°
lunghezza aste	1 m
peso aste per metro	6,31 kg
profondità giunzione la asta	0,40 m
avanzamento standard della punta	0,2 m



Le indagini sono state svolte con la finalità di ricostruire la stratigrafia litotecnica e, per i primi decimetri, previa taratura basata su esame visivo dei litotipi affioranti dagli scavi superficiali già effettuati, il profilo stratigrafico del sito.

Il posizionamento delle verticali di prova è osservabile nel paragrafo "Localizzazione delle Prove Penetrometriche".

In base ai risultati qui di seguito esposti si potrà valutare l'interazione terreno-opera di fondazione.

Il sottosuolo è stato indagato fino ad una profondità massima di circa 5 metri (P1).

Al termine dell'esecuzione delle prove si è proceduto, mediante l'infissione di un tubo finestrato, alla misurazione del livello della falda acquifera senza tuttavia rinvenirla.

### P1. Interpretazione litologica dei risultati della proave

-0.0 ÷ 4.4m	riporto
-4.4 ÷ 5.0 m	Siltite sabbiosa (roccia tenera alterata)

### P2. Interpretazione litologica dei risultati della prova

-0.0 ÷ 2.4m	Riporto
-2.4 ÷ 3.2 m	Siltite sabbiosa (roccia tenera alterata)

### P3. Interpretazione litologica dei risultati della prova

-0.0 ÷ 1.0m	Riporto
-1.0 ÷ 2.0m	Coltre di alterazione o livello tenero
-2.0 m	Siltite sabbiosa (roccia tenera alterata)

### P4. Interpretazione litologica dei risultati della prova

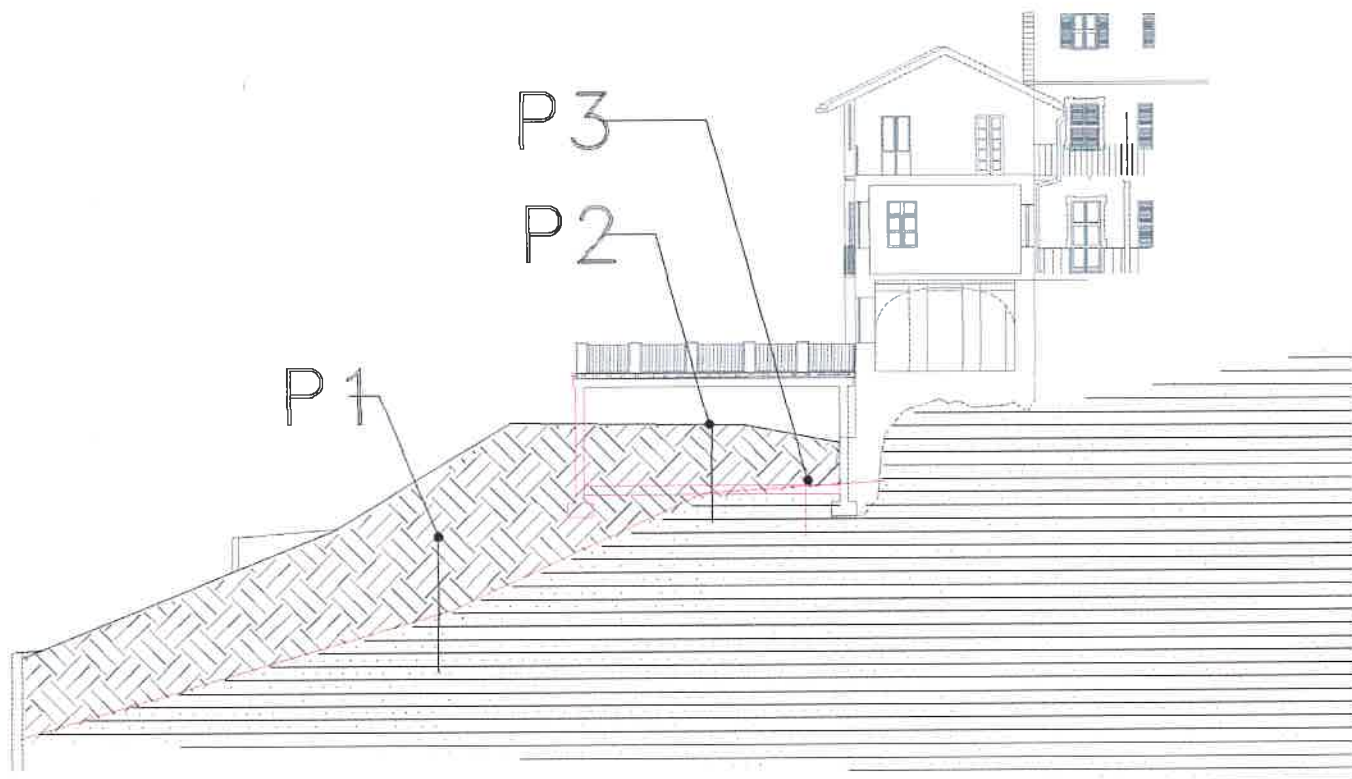
-0.0 ÷ 1.4m	Riporto
-4.4 ÷ 1.8 m	Siltite sabbiosa (roccia tenera alterata)

Tali profondità possono variare nel seguito tenendo conto che è necessario determinare la profondità della roccia ritenuta più sana ed affidabile per sopportare i carichi.



Come si può osservare da questo fotogramma, si tratta di livelli stratificati di rocce tenere, la cui giacitura sub orizzontale inclinata verso Sud non determina la minima predisposizione allo scivolamento delle pur esistenti superfici rammollite presenti.

Descrizione schematica della stratigrafia sepolta  
lungo un profilo di massima pendenza, con  
localizzate le prove penetrometriche eseguite



## **Lineamenti geomorfologici**

*Nonché, gli eventuali processi morfologici ed i dissesti in atto o potenziali; Rischio Idrogeologico*

L'area oggetto di studio si trova lungo la sommità una assai smussata dorsale collinare avente il fianco destro ampiamente edificato tutto intorno alla area, la pendenza inizialmente abbastanza elevata (stimabile in 25° in base alla pendenza del substrato sepolto) è stata moderata da lungo tempo con muri di sostegno.

La valle è incisa debolmente dal rio Moglia, di cui la dorsale citata costituisce il fianco sinistro del bacino

Non si evidenziano dissesti in atto o potenziali a ragione dell'andamento suborizzontale delle alternanze di materiali incontrati.

---

## **Schema della circolazione idrica superficiale e sotterranea**

### **Acque sotterranee**

Non sono state rilevate sorgenti di acque sotterranee a profondità tali da influenzare le fondazioni.

---

### **permeabilità**

La permeabilità verticale di questi terreni è molto bassa per via della presenza di livelli argillosi, quindi le acque infiltranti si depositano su questi livelli imbibendoli e rammoltendoli.

E necessario pertanto impedire che questo avvenga realizzando una corretta raccolta delle acque meteoriche.

# Caratterizzazione geotecnica

## Programma delle indagini

### Prove dinamiche

Esistono correlazioni empiriche note nel campo della geotecnica applicata sia per quanto riguarda la resistenza dinamica delle prove penetrometriche dinamiche, che per quanto riguarda la correlazione dei dati con le prove penetrometriche SPT.

Nella pianura piemontese per le prove SPT esistono correlazioni attendibili e soprattutto cautelative.

Modi di rappresentare tali prove:

1. diagrammare i risultati per N colpi per poi paragonarli ai valori SPT, da cui si possono ricavare i parametri geotecnici per calcolare la capacità portate con i metodi classici o ottenere direttamente tale capacità portante con particolari formule;
2. diagrammare i risultati valutando la resistenza dinamica  $R_d$  (alla infissione dell'asta penetrometrica), secondo una scuola tipicamente europea (francese), paragonando giustamente l'energia fornita, al carico ultimo di rottura del terreno (Sanglerat 1972). Tale rappresentazione è valida quanto più il coefficiente di sicurezza è alto e la conoscenza del sito è buona. **Con questa rappresentazione delle prove è possibile correlare la resistenza dinamica  $R_d$  alla  $R_p$  (resistenza alla punta) del penetrometro statico (CPT).**

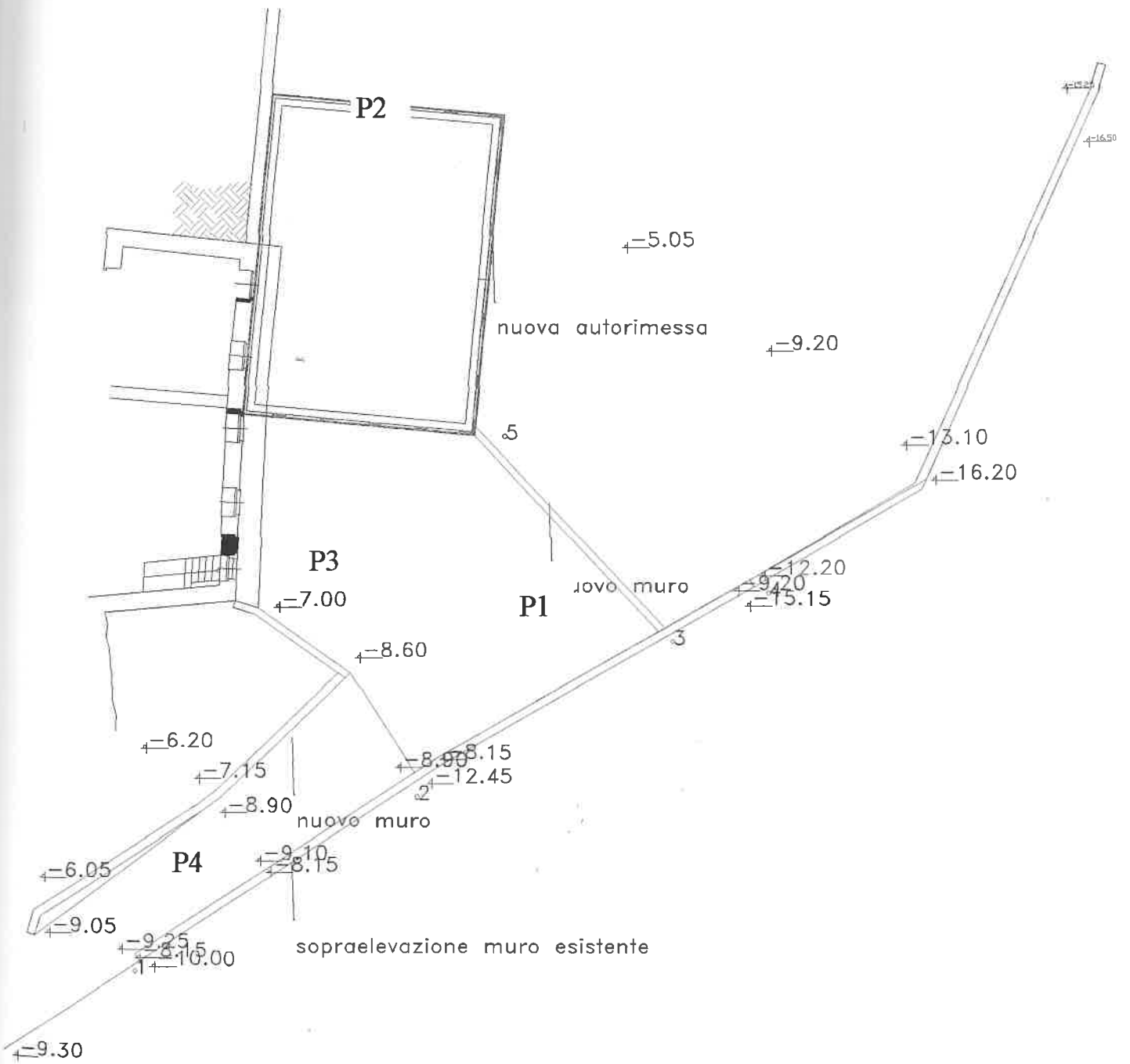
#### CORRELAZIONE CON LA PROVA SPT

Il rapporto tra l'energia specifica per colpo  $N_{20}$  ( $Q_{dpsh} = 11,66 \text{ kg/cm}^2$ ) di questo penetrometro con quella sviluppata nella prova SPT ( $Q_{spt} = 7,83 \text{ kg/cm}^2$ ) fornisce un coefficiente teorico di energia 1,489 (dato dal rapporto  $Q_{dpsh}/Q_{spt}$ )

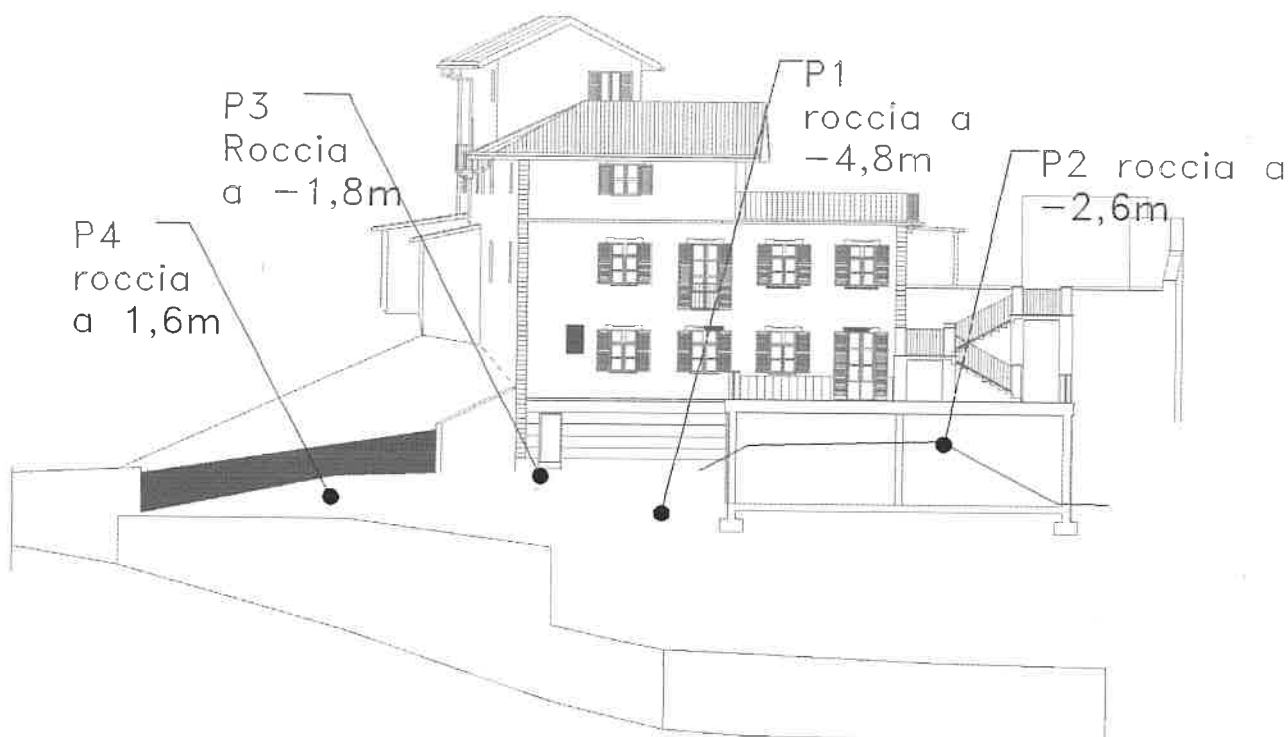
Coefficiente effettivo di energia indicato dal costruttore 1,52

**Fatte le necessarie semplificazioni per ottenere il corrispondente valore  $N_{spt}$ , è necessario moltiplicare per 1,5 il valore  $N_{20}$**

Localizzazione delle prove penetrometriche dinamiche



## Stratigrafia e parametri geotecnici



Dai risultati delle prove effettuate ed in considerazione delle caratteristiche geotecniche dei materiali indagati si propongono i seguenti parametri cautelativi:

### Riporto sciolto

#### Nspt rappresentativo 4

- Densità relativa 35% = sciolto  
(secondo Borowczyk e Frankowsky, 1981, formula per penetrometri DPB in cui  $D_r = 0,441 \lg N_{20+0,196}$ )
- Angolo di attrito interno  $\phi'$ :  $23^\circ$   
(angolo di progetto secondo Japanese National Railway Specification, 1982,  $\phi = (0,3 \cdot N_{spt}) + 27$ )°.
- peso di volume  $1,6 \text{ Kg/cm}^3$
- modulo di compressione del terreno  $E_{25}' = 58 \text{ Kg/cm}^2$   
per travi E25 (secondo Schmertmann) correlando la  $R_d$  con  $q_c$  (del penetrometro statico) ossia  $E = q_c \cdot 3,5$ .

**Roccia tenera alterata:** alternanze di sabbie, silts e argille (formazione strutturalmente complessa delle norme AGI)

#### Nspt rappresentativo 45

Stato di consistenza: roccia tenera  
resistenza alla compressioni uniassiale bassa, circa  $10 \text{ kg/cm}^2$  assimilabile alla coesione apparente

- peso di volume  $2,0 \text{ Kg/cm}^3$
- modulo di compressione del terreno  $E' = 720 \text{ Kg/cm}^2$   
per plinti E25 (secondo Schmertmann) correlando la  $R_d$  con  $q_c$  (del penetrometro statico) ossia  $E = q_c \cdot 2,5$

## Capacità portante limite e pressioni ammissibili

Se le fondazioni come è peraltro indispensabile appoggiano sulla roccia in posto possono essere cautelativamente adottate pressioni di contatto di almeno 3 kg/cm<sup>2</sup>

Qualora la fondazione sia lontana dal pendio (anche sepolto) potranno essere adottate pressioni di contatto anche di 5 kg/cm<sup>2</sup> pur rimanendo entro fattori di sicurezza estremamente elevati.

Una stima speditiva della capacità portante può essere effettuata secondo il metodo degli "olandesi" (Sanglerat 1979) ricorrendo alla formula  $q_{amm} = R_d/20$ , dove 20 è un fattore di sicurezza ( $R_d =$  Resistenza dinamica alla infissione della punta del penetrometro).

La capacità portante calcolata in questo modo non risente dalle dimensioni della fondazione ma necessita di un incassamento della fondazione dal piano finito di almeno 1m oppure che il rapporto D/B sia compreso tra 1 e 4 (tale formula viene indicata dall'autore come valida, e ampiamente accettata in Europa, per fondazioni superficiali su sabbie).

$$q_{amm} = 15 \text{ kg/cm}^2$$

Tale risultato quindi può essere ragionevolmente esteso a questa litologia applicando delle consistenti riduzioni della capacità portante, tenuto conto che ci troviamo su un pendio anche se terrazzato e che tali valori ottimi non sono però verificabili con le teorie analitiche di calcolo essendo fuori della gamma di valori normali.

Attenzione, il risultato non tiene conto della sovrapposizione dei bulbi di pressione che possono sovrapporsi nel caso di fondazioni troppo vicine le une alle altre.

---

## **Analisi dei cedimenti**

I cedimenti attesi per i carichi ipotizzati saranno trascurabili.

---

## **STABILITA' DEI FRONTI DI SCAVO**

Per lo scavo si dovrà eseguire una sagomatura a 45° o eseguire opere di sostegno provvisoriale, essendo i terreni superficiali con scadenti qualità geotecniche.

Si raccomanda viste le caratteristiche di stabilità delle scarpate di non basare carichi provvisoriale, silos, gru, depositi e accumuli di materiali a meno di due metri del bordo dello scavo per non provocarne crolli. Salvo modellare la scarpata con pendenza 45°.

Si raccomanda di richiedere un sopralluogo geologico a scavo aperto.

## **Conclusioni**

Delineata per sommi capi la situazione litostratigrafica locale.

Tenuto conto di quanto emerso in questa indagine e di quanto prescritto dalle vigenti leggi nulla osta alla realizzazione del progetto fatte salve le raccomandazioni qui contenute.

Il Relatore:

firma:  
:



**Certificato di prova penetrometrica super pesante DPSH**  
Località: Marentino (TO)

**prova DPB1**  
seguita il 27/06/02

esecuzione secondo le norme francesi NF P 94 -115 (PDB) e ESOPT2 a -1 m da scala; 3 m ca. da muro esterno  
Rd, resistenza dinamica all'avanzamento  
N20, numero di colpi per un avanzamento di 0,20m  
falda acquifera: NR

**Formula da cui si ricava la resistenza dinamica**

$Rd = (M^2)H(Aa(M+P))N20$  formula detta degli "Olandesi" da Sanglerat (1872) dove  
M=massa del maglio 63,5 kg, H=altezza della sua caduta 0,75 m, A=sezione della punta del penetrometro 0,002 m<sup>2</sup>,  
e=penetrazione di 0,2 m, P=massa della asta 6,5 kg/m

**Formula da cui si ricava il valore Nsp**

$Nsp = 1,5 \cdot N20$  (come consigliato dal costruttore e da Bruzzi e Cestari 1983 per penetrometro DPB)

$Nsp = 0,833 \cdot N20(DPA) + 1,73$

il fattore di conversione DPA = 1,5 DPB

**Conversioni da Rd a Qc statica**

(Cestari 1990)

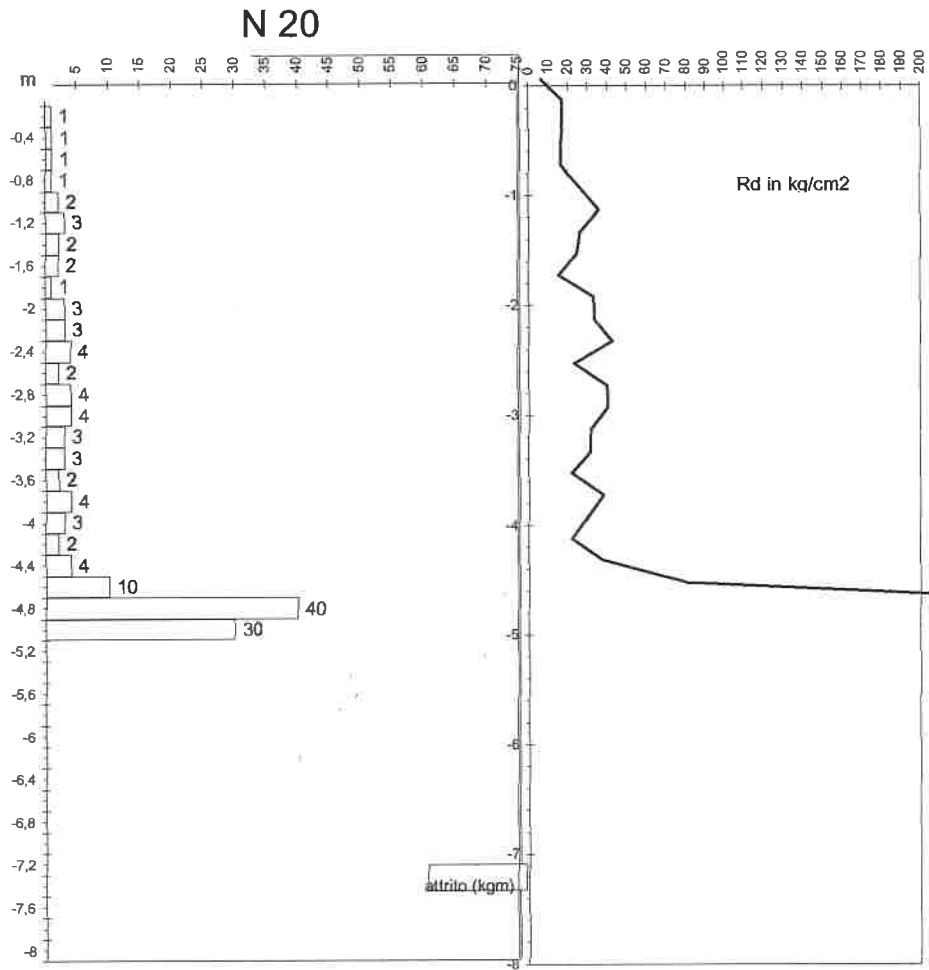
limi e argille SC:  $Qc = Rd \cdot 1 + 0,5$

limi, sabbie sciolte med. add., argille NC

$Qc = Rd$  (circa)

sabbie addensate e ghiaie  $Qc = Rd \cdot 1 \div 2$

metri dalla superficie	coppia sulle aste	colpi N20	Rd (kg / cm <sup>2</sup> )
0	0	0	0
-0,2	1	11	
-0,4	1	11	
-0,6	1	10	
-0,8	1	10	
-1	2	20	
-1,2	3	30	
-1,4	2	20	
-1,6	2	18	
-1,8	1	9	
-2	3	27	
-2,2	3	27	
-2,4	4	36	
-2,6	2	17	
-2,8	4	34	
-3	4	34	
-3,2	3	25	
-3,4	3	25	
-3,6	2	16	
-3,8	4	32	
-4	3	24	
-4,2	2	16	
-4,4	4	32	
-4,6	10	74	
-4,8	40	295	
-5	30	221	
-5,2			
-5,4			
-5,6			
-5,8			
-6			
-6,2			
-6,4			
-6,6			
-6,8			
-7			
-7,2			
-7,4			
-7,6			
-7,8			
-8			
-8,2			



- 180  
- 190  
200

**terreno granulare**

correlazioni tratte dalla resistenza dinamica  
 correlazioni tratte dalla densità relativa DR (generalmente valori di picco)  
 q lim pressiometrica (kg/cm2)  
 sabbia fine uniforme  
 sabbia fine ben gradata  
 sabbia media ben gradata  
 sabbie e ghiaie poco limose

correlazioni tratte dal numero N<sub>spt</sub> (non corretto con la tensione litostatica)

**calcolo delle pressioni**  
 peso di volume ipotizzato  
 18 kN/m<sup>3</sup>

**terreno coesivo**

correlazioni tratte dalla resistenza dinamica

Correlazioni tratte dalla trasformazione, 1:1, della resistenza dinamica in resistenza alla punta (Q<sub>c</sub>) del penetrometro statico; per il quale esiste una correlazione tra Q<sub>c</sub> e la consistenza dei terreni argillosi (Tsytyovich); con cui stabilire una preliminare stima dei valori di progetto di resistenza al taglio

metri dalla superficie

DR densità relativa	q lim pressiometrica (kg/cm2)	sabbia fine uniforme	sabbia fine ben gradata	sabbia media ben gradata	sabbie e ghiaie poco limose	N <sub>spt</sub> ≈ 1,5*N <sub>20</sub>	N <sub>spt</sub> (Borow. e Fran. 1981)	sabbie	sabbie	pressione totale ipot.	altezza falda	pressione neutra	pressione efficace	fattore C <sub>n</sub>	N corr	Peck Hanson Thorn. (1974)	cu (kg/cm2)	q lim pressiometrica (kg/cm2)	argilla (IP > 17%)	loam (7% < IP < 17%)	loam sabbioso (IP < 7%)
Φ°	Φ°	Φ°	Φ°	Φ°	Φ°	Φ°	Φ°	Φ°	Φ°	kPa	m	kPa	kPa		Φ°	Φ° c	Φ° c	Φ° c	Φ° c	Φ° c	Φ° c
0	0,20	4,9	31	34	36	40	2	3	22	3,6	0,2	2,0	1,6	7,64	23	34	0,8	3,68	14 0,2	17 0,2	20 0,50
-0,2	0,20	4,9	31	34	36	40	2	3	22	7,2	0,4	3,9	3,3	5,40	16	32	0,8	3,68	14 0,2	17 0,2	20 0,50
-0,4	0,20	4,9	31	34	36	40	2	3	22	10,8	0,6	5,9	4,9	4,41	13	31	0,7	3,40	8 0,1	13 0,1	18 0,20
-0,6	0,20	4,7	31	34	36	40	2	3	22	14,4	0,8	7,8	6,6	3,82	11	30	0,7	3,40	8 0,1	13 0,1	18 0,20
-0,8	0,20	4,7	31	34	36	40	2	3	22	18,0	1,0	9,8	8,2	3,42	14	31	1,6	6,37	14 0,2	17 0,2	20 0,50
-1	0,33	6,8	33	35	38	41	3	4	23	21,6	1,2	11,8	9,8	3,12	17	32	2,5	9,33	18 0,4	21 0,3	24 0,10
-1,2	0,41	8,9	34	36	39	41	5	5	24	25,2	1,4	13,7	11,5	2,89	12	31	1,6	6,37	14 0,2	17 0,2	20 0,50
-1,4	0,33	6,8	33	35	38	41	3	4	23	28,8	1,6	15,7	13,1	2,70	11	30	1,5	5,91	14 0,2	17 0,2	20 0,50
-1,6	0,33	6,5	33	35	38	41	3	4	23	32,4	1,8	17,6	14,8	2,55	8	29	0,7	3,17	8 0,1	13 0,1	18 0,20
-1,8	0,20	4,5	31	34	36	40	2	3	22	36,0	2,0	19,6	16,4	2,42	13	31	2,3	8,64	18 0,4	21 0,3	24 0,10
-2	0,41	8,4	34	36	39	41	5	5	24	39,6	2,2	21,6	18,0	2,30	13	31	2,3	8,64	18 0,4	21 0,3	24 0,10
-2,2	0,41	8,4	34	36	39	41	5	5	24	43,2	2,4	23,5	19,7	2,21	15	31	11,37	18 0,4	21 0,3	24 0,10	
-2,4	0,46	10,4	34	37	39	42	6	7	25	46,8	2,6	25,5	21,3	2,12	9	30	1,4	5,51	14 0,2	17 0,2	20 0,50
-2,6	0,33	6,2	33	35	38	41	3	4	23	50,4	2,8	27,4	23,0	2,04	14	31	10,58	18 0,4	21 0,3	24 0,10	
-2,8	0,46	9,8	34	37	39	42	6	7	25	54,0	3,0	29,4	24,6	1,97	13	31	10,58	18 0,4	21 0,3	24 0,10	
-3	0,46	9,8	34	37	39	42	6	7	25	57,6	3,2	31,4	26,2	1,91	10	30	2,1	8,04	18 0,4	21 0,3	24 0,10
-3,2	0,41	8,0	34	36	39	41	5	5	24	61,2	3,4	33,3	27,9	1,85	10	30	2,1	8,04	18 0,4	21 0,3	24 0,10
-3,4	0,41	8,0	34	36	39	41	5	5	24	64,8	3,6	35,3	29,5	1,80	8	29	1,3	5,17	14 0,2	17 0,2	20 0,50
-3,6	0,33	5,9	33	35	38	41	3	4	23	68,4	3,8	37,2	31,2	1,75	12	31	9,89	18 0,4	21 0,3	24 0,10	
-3,8	0,46	9,3	34	37	39	42	6	7	25	72,0	4,0	39,2	32,8	1,71	9	30	2	7,53	18 0,4	21 0,3	24 0,10
-4	0,41	7,6	34	36	39	41	5	5	24	75,6	4,2	41,2	34,4	1,67	7	29	1,3	5,17	14 0,2	17 0,2	20 0,50
-4,2	0,33	5,9	33	35	38	41	3	4	23	79,2	4,4	43,1	36,1	1,63	11	30	9,89	18 0,4	21 0,3	24 0,10	
-4,4	0,46	9,3	34	37	39	42	6	7	25	82,8	4,6	45,1	37,7	1,59	23	34	20,06	23 0,4	26 0,15	28 0,20	
-4,6	0,64		37	39	41	43	15	14	31	86,4	4,8	47,0	39,4	1,56	81	48	22 1,0	25 0,6	28 0,20	28 0,20	
-4,8	0,90		41	42	44	45	60	52	43	90,0	5,0	49,0	41,0	1,53	60	43	22 1,0	25 0,6	28 0,20	28 0,20	
-5	0,85		40	41	43	45	45	39	39												
-5,2																					
-5,4																					
-5,6																					
-5,8																					
-6																					
-6,2																					
-6,4																					
-6,6																					
-6,8																					
-7																					
-7,2																					
-7,4																					

Borowczyk e Frankowsky (1981)      Road Bridge Specification (1982)      Wolf (1989)      Maslov (1949-86)  
 Waschowsky (1982)      Japanese National Railway (1982)      Waschowsky (1982)  
 Schmetmann (1977)      Pfister (1974)

capacità portante  
terreni granulari e limosi

fondazioni superficiali  
1<D/B<4

D=incasso B=base minore  
correlazione tratta dalla  
resistenza dinamica  
(non attendibile per terreni fini  
sotto falda)

E' modulo di compressibilità per terreni granulari

Rd/20 (kg/cm2)  
fattore di sicurezza:  
circa 4

	metri dalla superficie	sabbie e ghiaie NC	sabbie fini e sabbie fini lir	sabbia satura	sabbia argillosa	sabbie	sabbie	Plinti E25 (secondo Schmertmann) correlando la Rd con qc (del penetrometro statico) ossia E=qc*2,5	Travi E25 (secondo Schmertmann) correlando la Rd con qc (del penetrometro statico) ossia E=qc*3,5
		MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
0,5	-0,2	21	12	9	3	7,7	9,9	2,6	3,7
0,5	-0,4	21	12	9	3	7,7	9,9	2,6	3,7
0,5	-0,6	21	12	9	3	7,7	9,9	2,4	3,4
0,5	-0,8	21	12	9	3	7,7	9,9	2,4	3,4
1,0	-1,0	22	14	9	3	11,0	10,9	4,8	6,8
1,5	-1,2	23	16	10	3	14,2	11,9	7,3	10,2
1,0	-1,4	22	14	9	3	11,0	10,9	4,8	6,8
0,9	-1,6	22	14	9	3	11,0	10,9	4,5	6,2
0,5	-1,8	21	12	9	3	7,7	9,9	2,2	3,1
1,4	-2,0	23	16	10	3	14,2	11,9	6,7	9,4
1,4	-2,2	23	16	10	3	14,2	11,9	6,7	9,4
1,8	-2,4	24	18	10	4	17,5	12,9	8,9	12,5
0,8	-2,6	22	14	9	3	11,0	10,9	4,1	5,8
1,7	-2,8	24	18	10	4	17,5	12,9	8,3	11,6
1,7	-3,0	24	18	10	4	17,5	12,9	8,3	11,6
1,3	-3,2	23	16	10	3	14,2	11,9	6,2	8,7
1,3	-3,4	23	16	10	3	14,2	11,9	6,2	8,7
0,8	-3,6	22	14	9	3	11,0	10,9	3,9	5,4
1,6	-3,8	24	18	10	4	17,5	12,9	7,7	10,8
1,2	-4,0	23	16	10	3	14,2	11,9	5,8	8,1
0,8	-4,2	22	14	9	3	11,0	10,9	3,9	5,4
1,6	-4,4	24	18	10	4	17,5	12,9	7,7	10,8
3,7	-4,8	30	26	14	6	37,0	18,9	18,1	25,3
14,8	-4,8	58	50	32	18	134,4	48,9	72,3	101,2
11,1	-5,0	48	44	28	14	102,0	38,9	54,2	75,9
	-5,2								
	-5,4								
	-5,6								
	-5,8								
	-6,0								
	-6,2								
	-6,4								
	-6,6								
	-6,8								
	-7,0								
	-7,2								

Sanglerat (1972)

D'apollonia

Pasqualini

Webb Webb

Japanese  
Design  
Standard

Papadopoulos  
Anagnostopoulos  
1987

80  
70  
60  
50  
40  
30  
20  
10  
0  
q<sub>2</sub>

modulo elastico (MPa); q amm (kg/cm2); p eff. (kPa)

materiali granulari angolo di attrito

q amm (kg/cm2)



**Certificato di prova penetrometrica super pesante DPSH**  
Località: Marentino (TO)

**prova DPB2**  
eseguita il 27/06/02

esecuzione secondo le norme francesi NF P 94 -115 (PDB) e ESOPT2  
Rd, resistenza dinamica all'avanzamento  
N20, numero di colpi per un avanzamento di 0,20m

10,00

falda acquifera: NR

**Formula da cui si ricava la resistenza dinamica**

$Rd = (M^2)H / [Ae(M+P)]N20$  formula detta degli "Olandesi" da Sanglerat (1972) dove  
M=massa del maglio 63,5 kg, H=altezza della sua caduta 0,75 m, A=sezione della punta del penetrometro 0,002 m<sup>2</sup>,  
e=penetrazione di 0,2 m, P=massa delle aste 6,5 kg/m

**Formula da cui si ricava il valore Nsp1**

$Nsp1 = 1,5 \cdot N20$  (come consigliato dal costruttore e da Bruzzi e Cestari 1983 per penetrometro DPB)  
 $Nsp1 = 0,833 \cdot N20 / (DPA) + 1,73$  il fattore di conversione DPA = 1,5 DPB

**Conversioni da Rd a Qc statica**

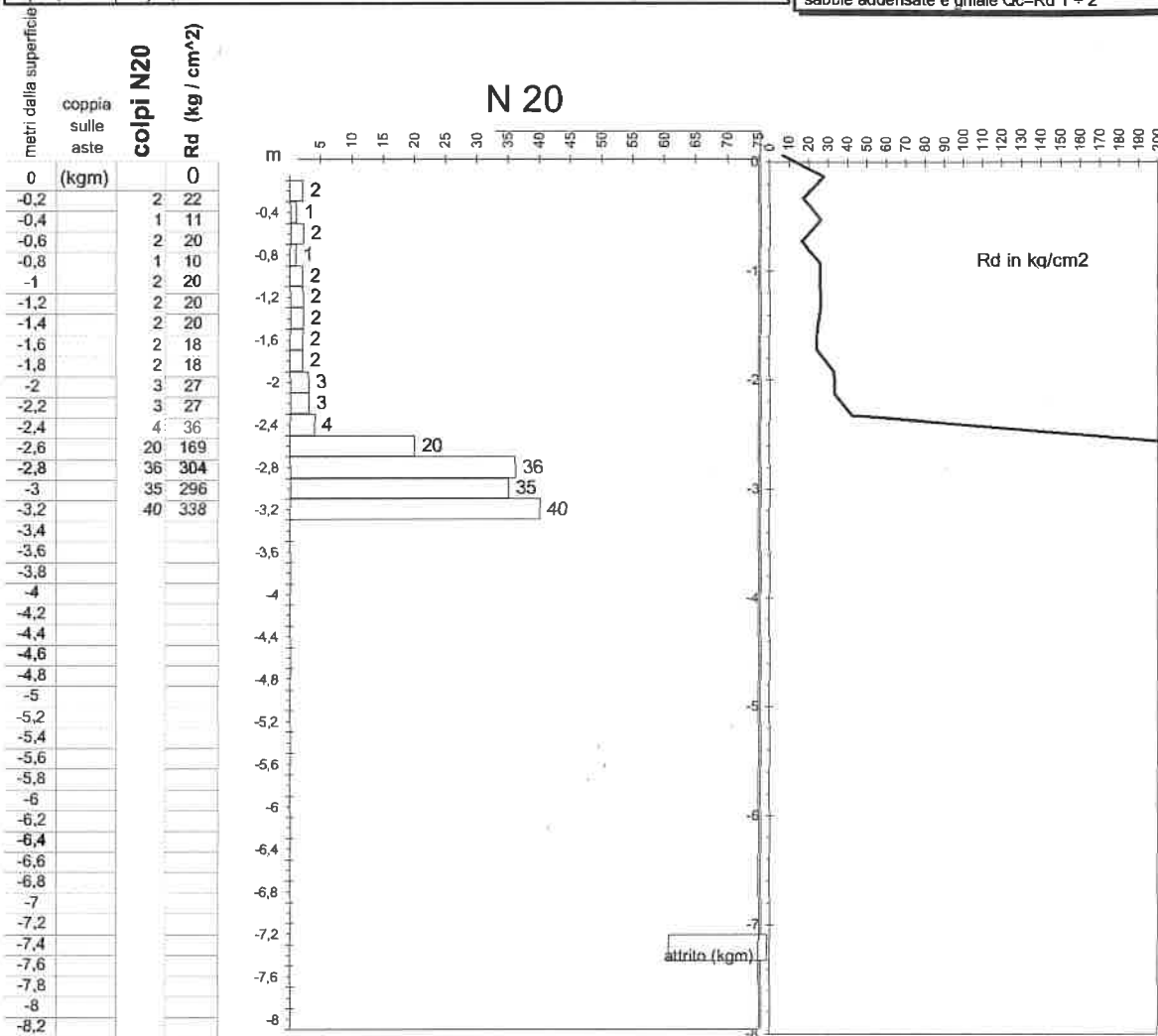
(Cestari 1990)

limi e argille SC:  $Qc = Rd \cdot 1 \div 0,5$

limi, sabbie sciolte med. add., argille NC

$Qc = Rd$  (circa)

sabbie addensate e ghiaie  $Qc = Rd \cdot 1 + 2$



180  
190  
200

### terreno granulare

metri dalla superficie	correlazioni tratte dalla resistenza dinamica		correlazioni tratte dalla densità relativa DR (generalmente valori di picco)				Nspt = 1,5*N20	Nspt (Borow. e Fran. 1961)	correlazioni tratte dal numero Nspt (non corretto con la tensione litostatica)	
	DR densità relativa	q lim pressiometrica (kg/cm <sup>2</sup> )	sabbia fine uniforme	sabbia fine ben gradata	sabbia media ben gradata	sabbie e ghiaie poco limose			sabbie	sabbie
0			Φ°	Φ°	Φ°	Φ°		Φ°	Φ°	
-0,2	0,33	7,2	33	35	38	41	3	4	23	
-0,4	0,20	4,9	31	34	36	40	2	3	22	
-0,6	0,33	6,8	33	35	38	41	3	4	23	
-0,8	0,20	4,7	31	34	36	40	2	3	22	
-1	0,33	6,8	33	35	38	41	3	4	23	
-1,2	0,33	6,8	33	35	38	41	3	4	23	
-1,4	0,33	6,8	33	35	38	41	3	4	23	
-1,6	0,33	6,5	33	35	38	41	3	4	23	
-1,8	0,33	6,5	33	35	38	41	3	4,2	23	
-2	0,41	8,4	34	36	39	41	5	5	24	
-2,2	0,41	8,4	34	36	39	41	5	5	24	
-2,4	0,46	10,4	34	37	39	42	6	7	29	
-2,6	0,77		39	40	42	44	30	27	35	
-2,8	0,88		40	42	43	45	54	47	41	
-3	0,88		40	42	43	45	53	45	41	
-3,2	0,90		41	42	44	45	60	52	43	
-3,4										
-3,6										
-3,8										
-4										
-4,2										
-4,4										
-4,6										
-4,8										
-5										
-5,2										
-5,4										
-5,6										
-5,8										
-6										
-6,2										
-6,4										
-6,6										
-6,8										
-7										
-7,2										
-7,4										

### calcolo delle pressioni peso di volume ipotizzato 18 kN/m3

pressione totale ipot.	altezza falda	pressione neutra	pressione efficace	fattore Cn	N corr	Peck Hanson Thorn. (1974)
kPa	m	kPa	kPa			Φ°
3,6	0,0	0,0	3,6	5,16	22	33
7,2	0,0	0,0	7,2	3,65	11	30
10,8	0,0	0,0	10,8	2,98	13	31
14,4	0,0	0,0	14,4	2,58	8	29
18,0	0,0	0,0	18,0	2,31	10	30
21,6	0,0	0,0	21,6	2,11	9	30
25,2	0,0	0,0	25,2	1,95	8	30
28,8	0,0	0,0	28,8	1,82	8	29
32,4	0,0	0,0	32,4	1,72	7	29
36,0	0,0	0,0	36,0	1,63	9	30
39,6	0,0	0,0	39,6	1,56	9	30
43,2	0,0	0,0	43,2	1,49	10	30
46,8	0,0	0,0	46,8	1,43	38	38
50,4	0,0	0,0	50,4	1,38	64	44
54,0	0,0	0,0	54,0	1,33	61	43
57,6	0,0	0,0	57,6	1,29	67	45

### terreno coesivo

correlazioni tratte dalla resistenza dinamica

cu (kg/cm <sup>2</sup> )	q lim pressiometrica (kg/cm <sup>2</sup> )
1,8	6,92
0,8	3,68
1,6	6,37
0,7	3,40
1,6	6,37
1,6	6,37
1,6	6,37
1,5	5,91
1,5	5,91
2,3	8,64
2,3	8,64
11,37	

Correlazioni tratte dalla trasformazione, 1:1, della resistenza dinamica in resistenza alla punta (Qc) del penetrometro statico; per il quale esiste una correlazione tra Qc e la consistenza dei terreni argillosi (Tsytoovich); con cui stabilire una preliminare stima dei valori di progetto di resistenza al taglio

argilla (IP>17%)	loam (7%<IP<17%)	loam sabbioso (IP<7%)
Φ° c (kg/cm <sup>2</sup> )	Φ° c (kg/cm <sup>2</sup> )	Φ° c (kg/cm <sup>2</sup> )
14 0,2	17 0,2	20 0,50
14 0,2	17 0,2	20 0,50
8 0,1	13 0,1	18 0,20
14 0,2	17 0,2	20 0,50
14 0,2	17 0,2	20 0,50
14 0,2	17 0,2	20 0,50
14 0,2	17 0,2	20 0,50
14 0,2	17 0,2	20 0,50
14 0,2	17 0,2	20 0,50
18 0,4	21 0,3	24 0,10
18 0,4	21 0,3	24 0,10
18 0,4	21 0,3	24 0,10
18 0,4	21 0,3	24 0,10
22 1,0	25 0,6	28 0,20
22 1,0	25 0,6	28 0,20
22 1,0	25 0,6	28 0,20
22 1,0	25 0,6	28 0,20

Borowczyk e Frankowsky (1981)

Waschowsky (1982)

Schmermann (1977)

Road Bridge Specification (1982)

Japanese National Railway (1982)

Piester (1974)

Wolf (1989)

Waschowsky (1982)

Maslov (1949-86)

capacità portante  
terreni granulari e limosi  
fondazioni superficiali  
1<D/B<4

D=incasso B=base minore  
correlazione tratta dalla  
resistenza dinamica  
(non attendibile per terreni fini  
sotto falda)

E' modulo di compressibilità per terreni granulari

Rd/20 (kg/cm2) fattore di sicurezza: circa 4	metri dalla superficie	sabbie e ghiaie NC	sabbie fini e sabbie fini lir	sabbia satura	sabbia argillosa	sabbie	sabbie	Plinti		Travi	
								E25 (secondo Schmertmann) correlando la Rd con qc (del penetrometro statico) ossia E=qc*2,5	E25 (secondo Schmertmann) correlando la Rd con qc (del penetrometro statico) ossia E=qc*3,5		
1,1	0,0	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
0,5	-0,2	22	14	9	3	11,0	10,9	5,3	7,4	5,3	7,4
1,0	-0,4	21	12	9	3	7,7	9,9	2,6	3,7	2,6	3,7
0,5	-0,6	22	14	9	3	11,0	10,9	4,8	6,8	4,8	6,8
0,5	-0,8	21	12	9	3	7,7	9,9	2,4	3,4	2,4	3,4
1,0	-1,0	22	14	9	3	11,0	10,9	4,8	6,8	4,8	6,8
1,0	-1,2	22	14	9	3	11,0	10,9	4,8	6,8	4,8	6,8
1,0	-1,4	22	14	9	3	11,0	10,9	4,8	6,8	4,8	6,8
0,9	-1,6	22	14	9	3	11,0	10,9	4,5	6,2	4,5	6,2
0,9	-1,8	22	14	9	3	11,0	10,9	4,5	6,2	4,5	6,2
1,4	-2,0	23	16	10	3	14,2	11,9	6,7	9,4	6,7	9,4
1,4	-2,2	23	16	10	3	14,2	11,9	6,7	9,4	6,7	9,4
1,8	-2,4	24	18	10	4	17,5	12,9	8,9	12,5	8,9	12,5
8,4	-2,6	39	36	20	10	69,5	28,9	41,4	57,9	41,4	57,9
15,2	-2,8	54	48	29	16	121,5	44,9	74,5	104,3	74,5	104,3
14,8	-3,0	53	47	29	16	118,2	43,9	72,4	101,4	72,4	101,4
16,9	-3,2	58	50	32	18	134,4	48,9	82,8	115,9	82,8	115,9
	-3,4										
	-3,6										
	-3,8										
	-4,0										
	-4,2										
	-4,4										
	-4,6										
	-4,8										
	-5,0										
	-5,2										
	-5,4										
	-5,6										
	-5,8										
	-6,0										
	-6,2										
	-6,4										
	-6,6										
	-6,8										
	-7,0										
	-7,2										

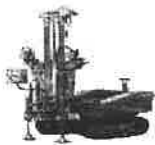
80  
70  
60  
50  
40  
30  
20  
10  
0  
0,2

modulo elastico (MPa); q amm (kg/cm2); p eff. (kPa)

materiale granulari angolo di attrito

Sanglerat (1972) D'appolonia Pasqualini Webb Webb Japanese Design Standard Papadopoulos Anagnostopoulos 1987

q amm (kg/cm2)  
10  
0  
0,2



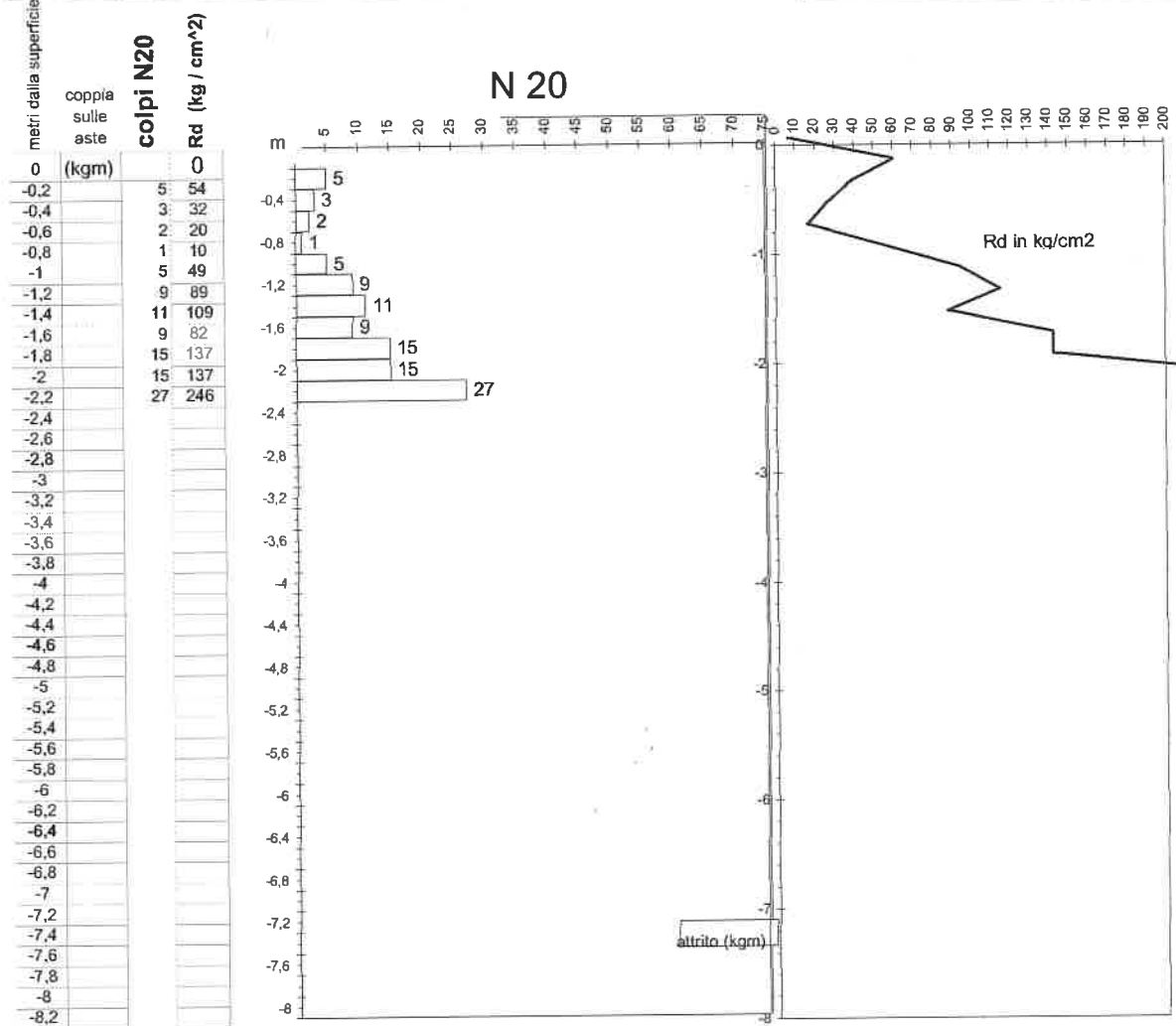
**Certificato di prova penetrometrica super pesante DPSH**  
Località: Marentino (TO)

**prova DPB3**  
eseguita il 27/06/02

esecuzione secondo le norme francesi NF P 94 -115 (PDB) e ESOPT2 a -1 m da scala; 3 m ca. da muro esterno  
Rd, resistenza dinamica all'avanzamento  
N20, numero di colpi per un avanzamento di 0,20m **falda acquifera: NR**

**Formula da cui si ricava la resistenza dinamica**  
 $Rd = (M^2)H / (Ae(M+P))N20$  formula detta degli "Olandesi" da Sanglerat (1972) dove  
M=massa del maglio 63,5 kg, H=altezza della sua caduta 0,75 m, A=sezione della punta del penetrometro 0,002 m<sup>2</sup>,  
e=penetrazione di 0,2 m, P=massa delle aste 6,5 kg/m  
**Formula da cui si ricava il valore Nspt**  
Nspt=1,5\*N20 (come consigliato dal costruttore e da Bruzzi e Cestari 1983 per penetrometro DPB)  
Nspt=0,833 N20(DPA) +1,73 il fattore di conversione DPA = 1,5 DPB

**Conversioni da Rd a Qc statica (Cestari 1990)**  
limi e argille SC:  $Qc = Rd \cdot 1 + 0,5$   
limi, sabbie sciolte med. add., argille NC  
 $Qc = Rd$  (circa)  
sabbie addensate e ghiaie  $Qc = Rd \cdot 1 + 2$



**terreno granulare**

metri dalla superficie	correlazioni tratte dalla resistenza dinamica		correlazioni tratte dalla densità relativa DR (generalmente valori di picco)					Nspt (Borow. e Fran. 1981)	Nspt (non corretto con la tensione litostatica)	pressione totale ipot.	altezza falda	pressione neutra	pressione efficace	fattore Cn	N corr	Peck-Henson Thorn. (1974)
	DR densità relativa	q lim preelometrica (kg/cm <sup>2</sup> )	sabbia fine uniforme	sabbia fine ben gradata	sabbia media ben gradata	sabbie e ghiaie poco limose	Φ°									

correlazioni tratte dal numero Nspt (non corretto con la tensione litostatica)

calcolo delle pressioni peso di volume ipotizzato 18 kN/m<sup>3</sup>

**terreno coesivo**

correlazioni tratte dalla resistenza dinamica

Correlazioni tratte dalla trasformazione, 1:1, della resistenza dinamica in resistenza alla punta (Qc) del penetrometro statico; per il quale esiste una correlazione tra Qc e la consistenza dei terreni argillosi (Tsytovich); con cui stabilire una preliminare stima dei valori di progetto di resistenza al taglio

argilla (IP > 17%)	loam (17% < IP < 47%)	loam sabbioso (IP < 7%)
--------------------	-----------------------	-------------------------

0	0,50	35	37	40	42	8	8	29	3,6	0,2	2,0	1,6	7,64	61	43	10,16	18 0,4	21 0,3	24 0,10
-0,2	0,41	9,5	34	36	39	41	5	5	7,2	0,4	3,9	3,3	5,40	30	36	6,37	14 0,2	17 0,2	20 0,50
-0,4	0,33	6,8	33	35	38	41	3	4	10,8	0,6	5,9	4,9	4,41	19	33	3,40	8 0,1	13 0,1	18 0,20
-0,6	0,20	4,7	31	34	36	40	2	3	14,4	0,8	7,8	6,6	3,82	11	30	0,7	8 0,1	13 0,1	18 0,20
-0,8	0,50		35	37	40	42	8	8	18,0	1,0	9,8	8,2	3,42	27	35		18 0,4	21 0,3	24 0,10
-1	0,62		37	39	41	43	14	13	21,6	1,2	11,8	9,8	3,12	40	38		20 0,6	23 0,4	26 0,15
-1,2	0,66		37	39	41	43	17	15	25,2	1,4	13,7	11,5	2,89	45	39		22 1,0	25 0,6	28 0,20
-1,4	0,62		37	39	41	43	14	13	28,8	1,6	15,7	13,1	2,70	35	37		20 0,6	23 0,4	26 0,15
-1,6	0,71		38	40	42	44	23	20	32,4	1,8	17,6	14,8	2,55	52	41		22 1,0	25 0,6	28 0,20
-1,8	0,71		38	40	42	44	23	20	36,0	2,0	19,6	16,4	2,42	49	41		22 1,0	25 0,6	28 0,20
-2	0,83		40	41	43	45	41	35	39,6	2,2	21,6	18,0	2,30	82	48		22 1,0	25 0,6	28 0,20
-2,2																			
-2,4																			
-2,6																			
-2,8																			
-3																			
-3,2																			
-3,4																			
-3,6																			
-3,8																			
-4																			
-4,2																			
-4,4																			
-4,6																			
-4,8																			
-5																			
-5,2																			
-5,4																			
-5,6																			
-5,8																			
-6																			
-6,2																			
-6,4																			
-6,6																			
-6,8																			
-7																			
-7,2																			
-7,4																			

Borowczyk e Frankowsky (1981) | Road Bridge Specification (1982) | Wolf (1989) | Maslov (1949-86)  
 Waschowsky (1982) | Japanese National Railway (1982) | Waschowsky (1982)  
 Schmetmann (1977) | Pfister (1974)

capacità portante  
terreni granulari e limosi

fondazioni superficiali  
1<D/B<4

D=incassamento B=base minore  
correlazione tratta dalla  
resistenza dinamica  
(non attendibile per terreni fini  
sotto falda)

Rd/20 (kg/cm<sup>2</sup>)  
fattore di sicurezza:  
circa 4

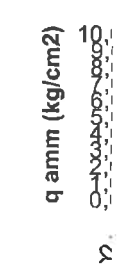
E' modulo di compressibilità per terreni granulari

	metri dalla superficie	sabbie e ghiaie NC	sabbie fini e sabbie fini lir	sabbia satura	sabbia argillosa	sabbie	sabbie	Plinti E25 (secondo Schmertmann) correlando la Rd con qc (del penetrometro statico) ossia E=qc*2,5	Travi E25 (secondo Schmertmann) correlando la Rd con qc (del penetrometro statico) ossia E=qc*3,5
		MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
2,7	0,0	25	20	11	4	20,7	13,9	13,2	18,5
1,6	-0,2	23	16	10	3	14,2	11,9	7,9	11,1
1,0	-0,4	22	14	9	3	11,0	10,9	4,8	6,8
0,5	-0,6	21	12	9	3	7,7	9,9	2,4	3,4
2,5	-0,8	25	20	11	4	20,7	13,9	12,1	16,9
4,4	-1,0	29	25	13	6	33,7	17,9	21,8	30,5
5,4	-1,2	30	28	15	6	40,2	19,9	26,6	37,3
4,1	-1,4	29	25	13	6	33,7	17,9	20,1	28,1
6,8	-1,6	34	32	17	8	53,2	23,9	33,5	46,9
6,8	-1,8	34	32	17	8	53,2	23,9	33,5	46,9
12,3	-2,0	46	42	24	13	92,2	35,9	60,3	84,4
	-2,2								
	-2,4								
	-2,6								
	-2,8								
	-3,0								
	-3,2								
	-3,4								
	-3,6								
	-3,8								
	-4,0								
	-4,2								
	-4,4								
	-4,6								
	-4,8								
	-5,0								
	-5,2								
	-5,4								
	-5,6								
	-5,8								
	-6,0								
	-6,2								
	-6,4								
	-6,6								
	-6,8								
	-7,0								
	-7,2								

Sanglerat (1972)      D'appolonia      Webb Webb      Japanese Design Standard      Papadopoulos Anagnostopoulos 1987



materiali granulari angolo di attrito





**Certificato di prova penetrometrica super pesante DPSH**  
Località: Marentino (TO)

**prova DPB4**  
eseguita il 27/06/02

esecuzione secondo le norme francesi NF P 94 -115 (PDB) e ESOPT2  
Rd, resistenza dinamica all'avanzamento  
N20, numero di colpi per un avanzamento di 0,20m

10,00

**falda acquifera: NR**

**Formula da cui si ricava la resistenza dinamica**

$Rd = (M \cdot 2) \cdot H / (Ae \cdot (M + P)) \cdot N20$  formula detta degli "Olandesi" da Sanglerat (1972) dove  
M=massa del maglio 63,5 kg, H=altezza della sua caduta 0,75 m, A=sezione della punta del penetrometro 0,002 m<sup>2</sup>,  
e=penetrazione di 0,2 m, P=massa delle aste 6,5 kg/m

**Formula da cui si ricava il valore Napt**

$Napt = 1,5 \cdot N20$  (come consigliato dal costruttore e da Bruzzi e Cestari 1983 per penetrometro DPB)  
 $Napt = 0,833 \cdot N20 (DPA) \cdot 1,73$  il fattore di conversione DPA = 1,5 DPB

**Conversioni da Rd a Qc statica**

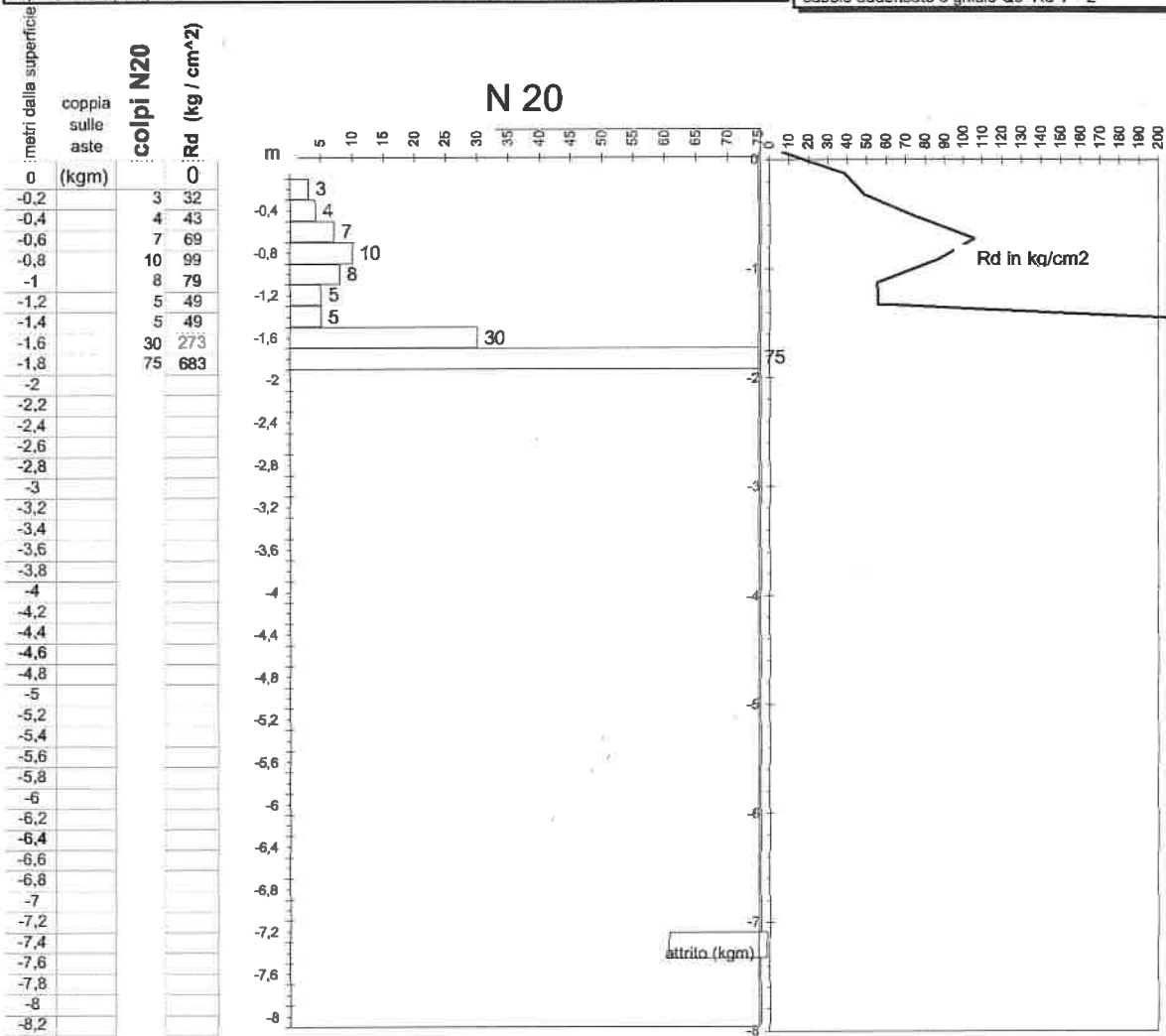
(Cestari 1990)

limi e argille SC:  $Qc = Rd \cdot 1 + 0,5$

limi, sabbie sciolte med. add., argille NC

$Qc = Rd$  (circa)

sabbie addensate e ghiaie  $Qc = Rd \cdot 1 + 2$



**terreno granulare**

**terreno coesivo**

calcolo delle pressioni  
peso di volume ipotizzato  
18 kN/m<sup>3</sup>

Correlazioni tratte dalla trasformazione, 1:1, della resistenza dinamica in resistenza alla punta (Qc) del penetrometro statico; per il quale esiste una correlazione tra Qc e la consistenza dei terreni argillosi (Tsytoovich); con cui stabilire una preliminare stima dei valori di progetto di resistenza al taglio

correlazioni tratte dalla resistenza dinamica

cu (kg/cm<sup>2</sup>)  
q lim pressiometrica (kg/cm<sup>2</sup>)

argilla (IP > 17%)  
loam (7% < IP < 17%)  
loam sabbioso (IP < 7%)

metri dalla superficie	correlazioni tratte dalla resistenza dinamica		correlazioni tratte dalla densità relativa DR (generalmente valori di picco)					correlazioni tratte dal numero N <sub>spt</sub> (non corretto con la tensione litostatica)		calcolo delle pressioni				correlazioni tratte dalla resistenza dinamica						
	DR densità relativa	q lim pressiometrica (kg/cm <sup>2</sup> )	Φ°	Φ°	Φ°	Φ°	Φ°	Φ°	pressione totale ipot.	altezza falda	pressione neutra	pressione efficace	fattore Cn	N corr	Peck Hanson Thorn. (1974)	cu (kg/cm <sup>2</sup> )	q lim pressiometrica (kg/cm <sup>2</sup> )	argilla (IP > 17%)	loam (7% < IP < 17%)	loam sabbioso (IP < 7%)
0	0,41	9,5	34	36	39	41	5	5	24	3,6	0,0	0,0	3,6	5,16	28	35	10,16	18 0,4	21 0,3	24 0,10
-0,2	0,46		34	37	39	42	6	7	29	7,2	0,0	0,0	7,2	3,65	25	34		20 0,6	23 0,4	26 0,15
-0,4	0,57		36	38	40	43	11	10	30	10,8	0,0	0,0	10,8	2,98	31	36		20 0,6	23 0,4	26 0,15
-0,6	0,64		37	39	41	43	15	14	31	14,4	0,0	0,0	14,4	2,58	37	37		20 0,6	23 0,4	26 0,15
-0,8	0,59		36	38	40	43	12	12	31	18,0	0,0	0,0	18,0	2,31	27	35		20 0,6	23 0,4	26 0,15
-1	0,50		35	37	40	42	8	8	29	21,6	0,0	0,0	21,6	2,11	17	32		18 0,4	21 0,3	24 0,10
-1,2	0,50		35	37	40	42	8	8	29	25,2	0,0	0,0	25,2	1,95	16	32		18 0,4	21 0,3	24 0,10
-1,4	0,85		40	41	43	45	45	39	39	28,8	0,0	0,0	28,8	1,82	72	46		22 1,0	25 0,6	28 0,20
-1,6	1,02		42	43	45	46	113	95	56	32,4	0,0	0,0	32,4	1,72	164	62		22 1,0	25 0,6	28 0,20
-1,8																				
-2																				
-2,2																				
-2,4																				
-2,6																				
-2,8																				
-3																				
-3,2																				
-3,4																				
-3,6																				
-3,8																				
-4																				
-4,2																				
-4,4																				
-4,6																				
-4,8																				
-5																				
-5,2																				
-5,4																				
-5,6																				
-5,8																				
-6																				
-6,2																				
-6,4																				
-6,6																				
-6,8																				
-7																				
-7,2																				
-7,4																				

Borowczyk e Frankowsky (1981)  
Waschowsky (1982)  
Schmermann (1977)

Road Bridge Specification (1982)  
Japanese National Railway (1982)  
Pfister (1974)

Wolf (1989)  
Waschowsky (1982)

Maslov (1949-86)

capacità portante  
terreni granulari e limosi

fondazioni superficiali  
1<D/B<4

D=incassamento B=base minore  
correlazione tratta dalla  
resistenza dinamica  
(non attendibile per terreni fini  
sotto falda)

Rd/20 (kg/cm2)  
fattore di sicurezza:  
circa 4

E' modulo di compressibilità per terreni granulari

metri dalla superficie	sabbie e ghiate NC	sabbie fini e sabbie fini lir	sabbia satura	sabbia argillosa	sabbie	sabbie	Plinti E25 (secondo Schmertmann) correlando la Rd con qc (del penetrometro statico) ossia E=qc*2,5	Travi E25 (secondo Schmertmann) correlando la Rd con qc (del penetrometro statico) ossia E=qc*3,5
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
0,0	23	16	10	3	14,2	11,9	7,9	11,1
-0,2	24	18	10	4	17,5	12,9	10,6	14,8
-0,6	27	23	12	5	27,2	15,9	16,9	23,7
-0,8	30	26	14	6	37,0	18,9	24,2	33,9
-1,0	28	24	13	5	30,5	16,9	19,4	27,1
-1,2	25	20	11	4	20,7	13,9	12,1	16,9
-1,4	25	20	11	4	20,7	13,9	12,1	16,9
-1,6	48	44	26	14	102,0	38,9	67,0	93,7
-1,8	91	68	53	32	248,2	83,9	167,4	234,3
-2,0								
-2,2								
-2,4								
-2,6								
-2,8								
-3,0								
-3,2								
-3,4								
-3,6								
-3,8								
-4,0								
-4,2								
-4,4								
-4,6								
-4,8								
-5,0								
-5,2								
-5,4								
-5,6								
-5,8								
-6,0								
-6,2								
-6,4								
-6,6								
-6,8								
-7,0								
-7,2								

Sanglerat (1972)

D'apponia

Pasqualini

Webb Webb

Japanese  
Design  
Standard

Papadopoulos  
Anagnostopoulos  
1987

80  
70  
60  
50  
40  
30  
20  
10  
0  
0,2

modulo elastico (MPa); q amm (kg/cm2); p. eff. (kPa)

materiali granulari angolo di attrito

q amm (kg/cm2)

10  
0  
0,2

### **Relazione sismica.**

Trattandosi di un intervento inserito in una zona esclusa dal rischio sismico non vengono predisposte le verifiche derivanti dall'azione dinamica secondo quanto disposto dal Decreto Ministeriale del 16 gennaio 1996 - "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" e dalla Legge N° 64 del 5 Novembre 1974 - "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

**ALLEGATO 2 – RELAZIONE DI DEFINIZIONE  
CATEGORIA SOTTOSUOLO - 2018**



COMUNE DI MARENTINO

VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA DI EDIFICI STRATEGICI O RILEVANTI  
SCUOLA MATERNA

LOCALIZZAZIONE

ITALIA	REGIONE PIEMONTE	CITTA' METROPOLITANA DI TORINO	COMUNE DI MARENTINO
--------	------------------	--------------------------------	---------------------

VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA


OGGETTO DELL'ELABORATO	RELAZIONE DI DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO
SCALA	--

CODICE GENERALE ELABORATO

LOCALIZZAZIONE DELL'OPERA	CODICE OPERA	LIVELLO PROGETTO	TIPO DOCUMENTO	N° ELABORATO	VERSIONE
MRN	RVS2	VS	DOC	02	01

IDENTIFICAZIONE FILE: MRN\_RVS2\_VS\_DOC\_02\_01.doc

	data	oggetto
1	Marzo 2018	emissione relazione di vulnerabilità sismica

<p>IL PROGETTISTA</p> <p>Studio Associato Leving Ing. Giovanni Lopreato Via Cassini, 43 - Torino</p> 	<p>TIMBRI - FIRME</p>
--	-----------------------

<p>IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO</p> <p>Geom. Corrado Meliga</p>	<p>TIMBRI - FIRME</p>
---	-----------------------

**COMUNE DI MARENTINO**

**PROVINCIA DI TORINO**

**VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA  
DI UN EDIFICIO SCOLASTICO**

**SCUOLA MATERNA**

**DEFINIZIONE CATEGORIA DI SOTTOSUOLO**

(codice interno: SGF18\_a\_22-bis)

**Saluzzo, 28 marzo 2018**

dott. Geol. FRENCIA Riccardo

(n. 715 Ordine Regionale Geologi del Piemonte – Sez. A)

## INDICE

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2. UBICAZIONE.....</b>	<b>3</b>
<b>3. MODELLO GEOLOGICO .....</b>	<b>4</b>
3.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	4
3.2 INDAGINI GEOFISICHE REPERITE PER LA DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO .....	9
<b>4. DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO .....</b>	<b>11</b>
<b>5. CONCLUSIONI .....</b>	<b>12</b>

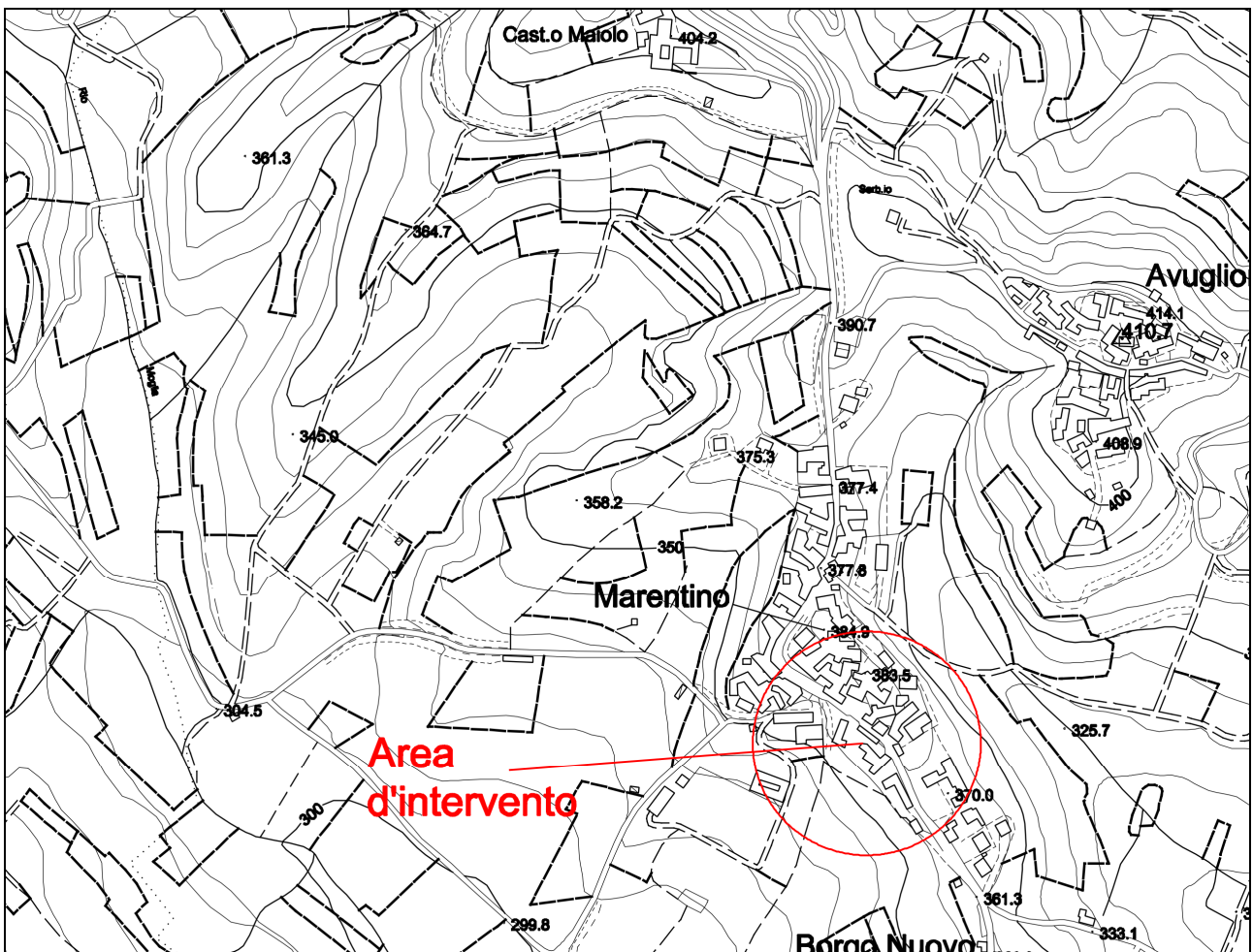
## 1. PREMESSA

Il presente studio ha lo scopo di esporre le conclusioni emerse dall'analisi dei dati geologici per la definizione della categoria di sottosuolo ai sensi del D.M. 17/01/2018 – NTC2018 dell'area su cui sorge l'edificio della scuola materna del Comune di Marentino (TO).

Nell'area in oggetto sarà realizzato uno studio di vulnerabilità sismica di un edificio scolastico, finalizzato all'adeguamento strutturale dell'immobile.

## 2. UBICAZIONE

L'area si trova nel centro di Marentino, ad una quota di circa 370 m s.l.m. (riferimento C.T.R. Piemonte) e risulta identificabile sulla sezione n. 156.110 della Carta Tecnica Regionale in scala 1:10.000, di cui si riporta in seguito un estratto con riportata l'ubicazione dell'area in esame.



**Figura 1:** estratto della C.T.R. Piemonte in scala 1:10.000, con indicata l'area in esame.

### **3. MODELLO GEOLOGICO**

#### **3.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO**

L'area in esame sorge nel settore centrale del concentrico del comune di Marentino, che occupa la porzione orientale della collina di Torino.

Il territorio di Marentino è geomorfologicamente caratterizzato dalla presenza di blande dorsali e piccole valli poco profonde che fungono da sistema di drenaggio delle acque superficiali provenienti dalle colline soprastanti.

I terreni presenti nel territorio comunale sono suddivisibili in due tipologie di sedimenti in funzione della loro età di messa in posto: quelli quaternari legati all'evoluzione geomorfologica continentale (depositi eluvio-colluviali e alluvionali) e quelli pre-quaternari dovuti al bacino marino.

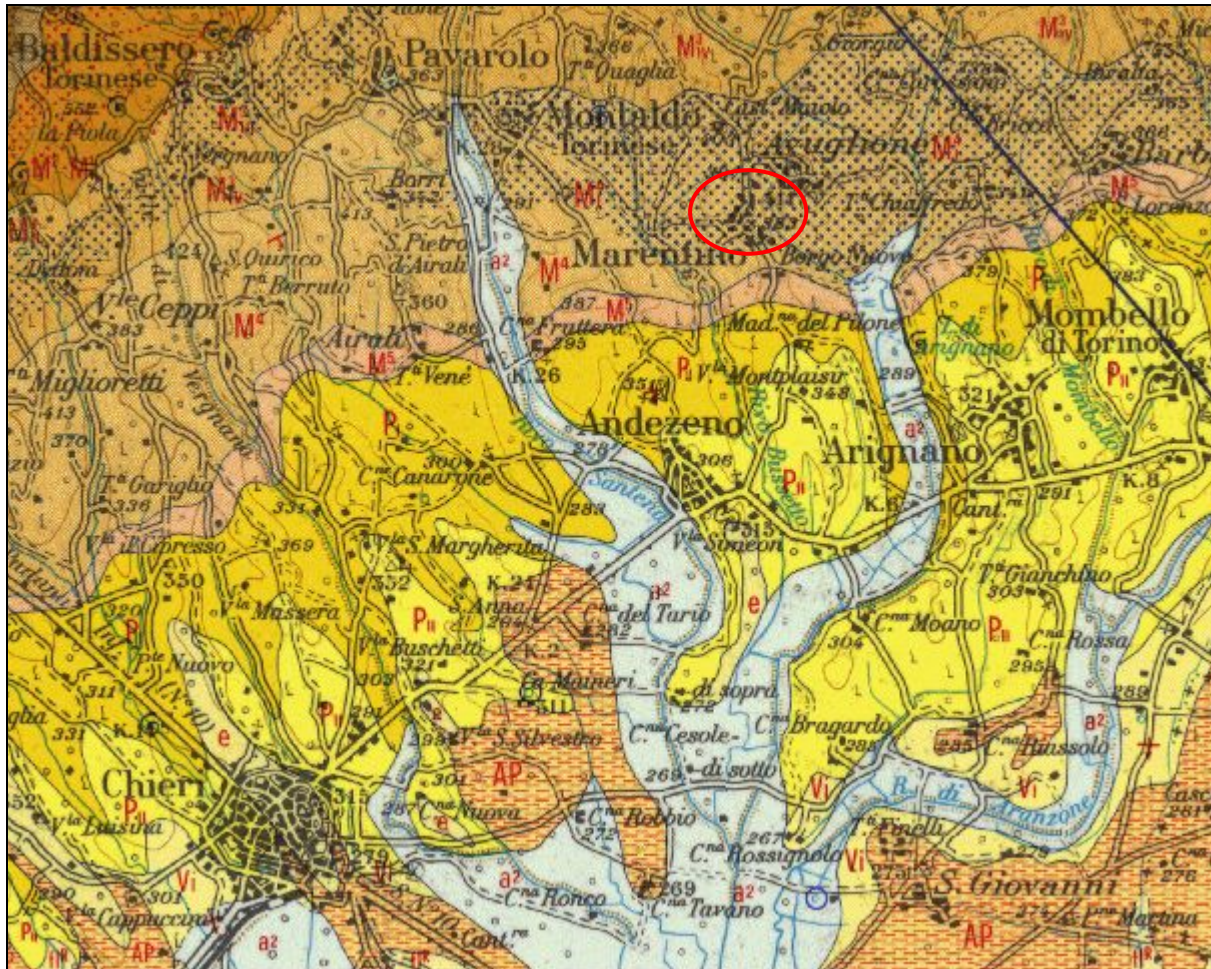
L'assetto geologico-strutturale che costituisce la Collina di Torino è riassumibile con una grande piega anticlinale con asse da sud-ovest a nord-est; di conseguenza, in questo settore posto a sud-est dell'asse dell'anticlinale stessa, risulta che la zona di Marentino assume le caratteristiche di una monoclinale immergente verso SE.

L'effetto è che spostandosi da NW verso SE si trovano in affioramento formazioni di età via via più recente che si immergono al di sotto delle coperture quaternarie fluviali e che risultano localmente coperte da depositi eolici (loess).



Le sequenze sedimentarie qui presenti rappresentano la parte terminale di un ampio ciclo sedimentario che dal Miocene Inferiore evolve sino al Pliocene Inferiore.




Da un punto di vista cartografico l'area in esame è riportata sul foglio n° 56 della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000, *Torino* (di cui si riporta un estratto in seguito), in questa carta l'area in esame risulta ubicata su depositi marini definiti come *Membro di Montaldo: alternanze di sabbie silts e argille con macrofauna* ( $M_I^4$ ).

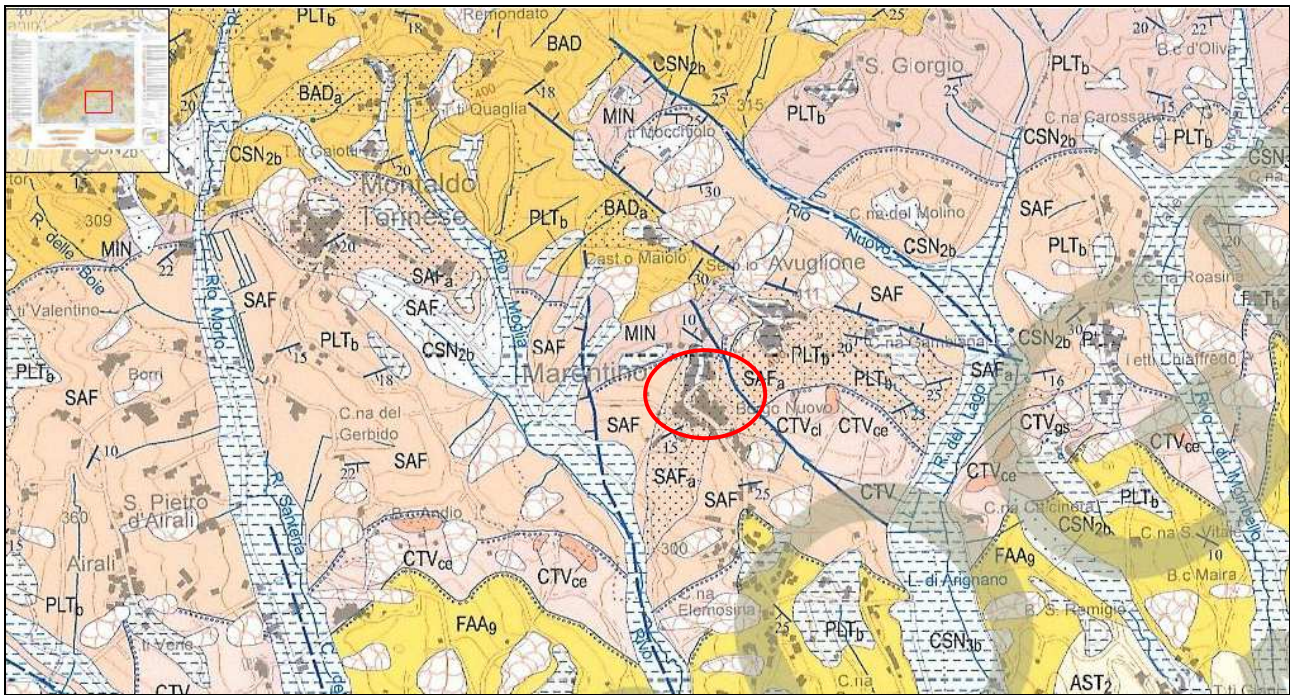
Più recentemente è stata prodotta la Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000 (Progetto CARG), in particolare il territorio di Marentino ricade sul Foglio 156 – Torino Est. L'area in esame ricade sui depositi che costituiscono le Marne di Sant'Agata Fossili (SAF) e in particolare nella parte bassa della formazione costituita da un corpo di sabbie medio-grossolane con potenza massima di 300 m con intercalazioni di livelli conglomeratici (SAF<sub>a</sub>).







**Figura 2:** estratto del foglio n. 56 "Torino" e legenda semplificata (pagina seguente) della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000, con evidenziata in rosso l'area di intervento.

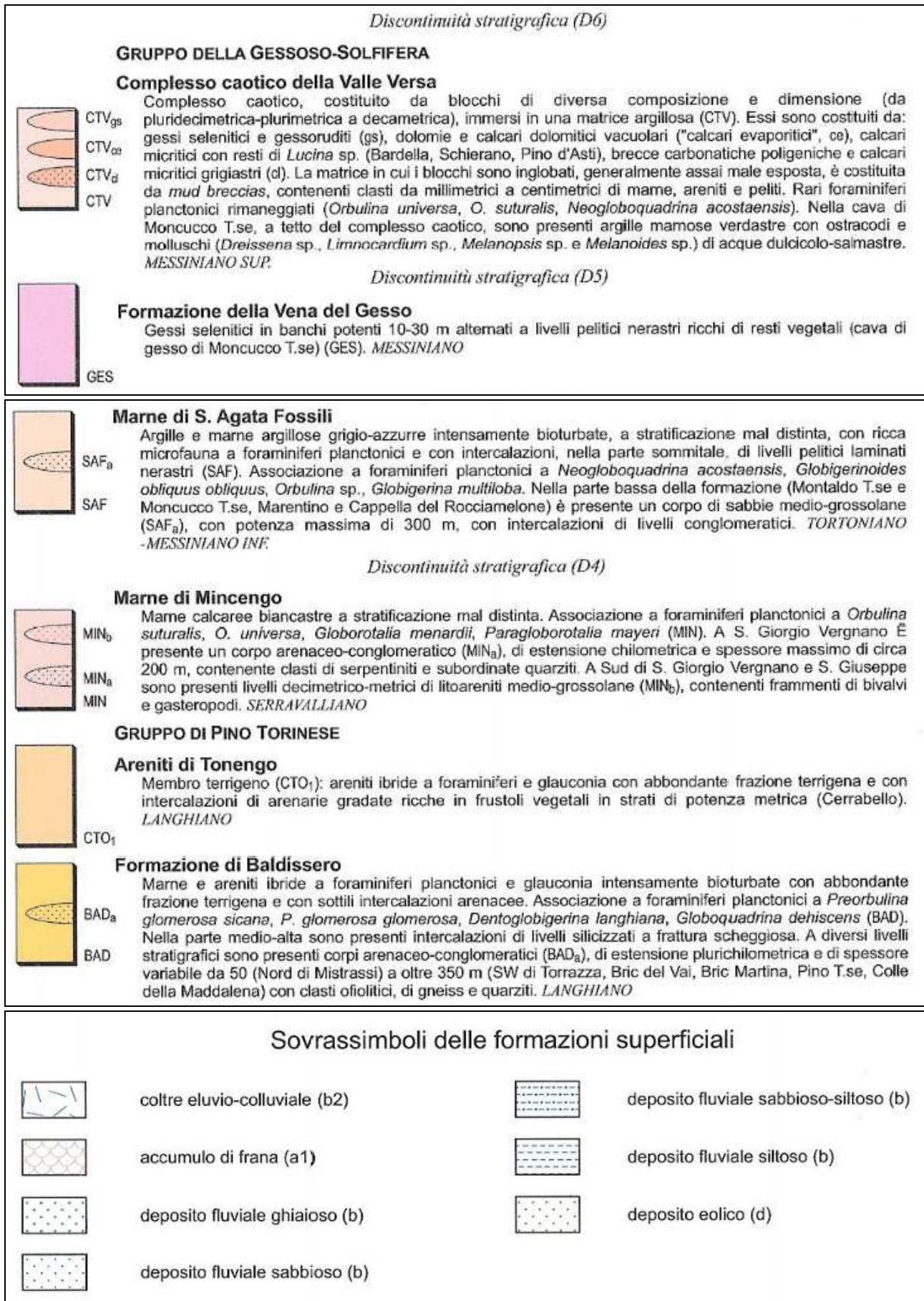
Legenda	
	Depositi ghiaiosi con lenti sabbioso-argillose, fiancheggianti i principali corsi d'acqua, talora debolmente terrazzati, anche attualmente inondabili ( <b>ALLUVIONI MEDIO-RECENTI</b> ).
	Depositi fluvioglaciali dell'alto terrazzo ondulato, a paleosuolo argilloso rosso-bruno completamente decalcificato ("tipico ferretto") per uno spessore di oltre 5 m, con scarsi ciottoli silicatici alterati e silicei, raccordato coi cordoni morenici mindeliani dell'anfiteatro di Rivoli; depositi fluviali costituenti i lembi relitti delle antiche conoidi della Dora Riparia e della Stura di Lanzo ( <b>fg<sup>M-fim</sup></b> ) ( <b>FLUVIOGLACIALE</b> e <b>FLUVIALE MINDEL</b> ). Nella pianura a SE di Chieri, terreni eluviali di età postvillafanchiana con copertura loessica rissiana ( <b>AP</b> ).
	Depositi di origine fluviolacustre, senza limite netto col Pliocene sottostante, costituiti da ghiaie e sabbie quarzose, frequentemente alternanti con banchi di argille grigie, verdi e rossicce, e contenenti talora deboli livelli lignitiferi ( <b>VILAFRANCHIANO</b> ).

	<p>Sabbie gialle con banchi fossiliferi a faune di mare poco profondo, talora fortemente cementati (Moriondo Torinese), e con ricche microfaune a <i>Eponides frigidus</i> (CUSH.) <i>granulatus</i> di NAPOLI, <i>Elphidium crispum</i> (L.), <i>Ammonia beccarii</i> (L.), <i>Nonion scaphum</i> ( FICHT. &amp; MOLL. ), <i>Bulinna elongata</i> d'ORB., ecc. (PLIOCENE CON FACIES DI "ASTIANO").</p>
	<p>Argille e silts azzurrognoli con abbondanti fossili marini (Pleurotome, ecc.) e con microfaune a <i>Uvigerina rutila</i> CUSH. &amp; TODD, <i>Bolivina punctata</i> d'ORB., <i>Anomalina helicina</i> ( COSTA ), <i>Siphonina planoconvexa</i> (SILV.), <i>Globorotalia punctulata</i> DESH., ecc. (PLIOCENE CON FACIES DI "PIACENZIANO").</p>
	<p>Argille grigie o biancastre a concrezioni calcaree, con subordinate intercalazioni di calcari marnosi vacuolari (M<sup>6</sup>); lenti e banchi irregolari di gessi (M<sup>7</sup>) (MESSINIANO).</p> <p>Argille e marne argillose azzurrognole a frattura concoide, con rari macrofossili ed abbondanti microfaune (M<sup>4</sup>); intercalazioni sabbiose e conglomeratiche (Revigliasco) con fossili di mare basso (Ostree, Balani, <i>Teredo</i>) (punteggiature rosse) (M<sup>7</sup>); Membro di Montaldo: alternanze di sabbie, silts ed argille con macrofaune tortoniane tipiche (Pleurotome, <i>Venericardia</i> (<i>Megacardita</i>) <i>jouanneti laevisplana</i> DEF.) (punteggiature azzurre) (M<sup>8</sup>) (TORTONIANO).</p>



**Figura 3:** estratto del foglio n. 156 "Torino Est" e legenda semplificata (pagine seguenti) della Carta Geologica d'Italia in scala 1:50.000, con evidenziata in rosso l'area di intervento.

<b>SINTEMA DI PALAZZOLO</b>	
	<p><b>Subsistema di Ghiaia Grande</b> Ghiaie e ghiaie-sabbiose inalterate o poco alterate (2,5Y - 10YR) con locali intercalazioni sabbiose, coperte in modo generalizzato da una coltre di spessore decimetrico o metrico di sabbie e sabbie siltose inalterate (2,5Y). Nell'area collinare depositi siltosi e sabbioso-siltosi poco alterati (2,5Y) con intercalazioni ghiaiose (depositi fluviali) (CSN<sub>3b</sub>). <i>OLOCENE - ATTUALE</i></p> <p>CSN<sub>3</sub></p>
	<p><b>Subsistema di Crescentino</b> Ghiaie e ghiaie-sabbiose debolmente alterate (7,5-10YR) con locali intercalazioni sabbiose a laminazione piano-parallela e incrociata, coperte in modo generalizzato da una coltre di spessore decimetrico o metrico di sabbie e sabbie siltose a stratificazione incrociata debolmente o poco alterate (2,5Y - 10YR). Localmente le ghiaie contengono tronchi fluitati e lenti ricche in sostanza organica. Costituiscono ampie superfici terrazzate sospese di alcuni metri sui fondovalle attuali. Nell'area collinare silt e silt sabbiosi privi di stratificazione e debolmente alterati (7,5-10YR) (depositi fluviali) (CSN<sub>2b</sub>). <i>PLEISTOCENE SUP. - OLOCENE</i></p> <p>CSN<sub>2</sub></p>
<b>SINTEMA DI ZANCO</b>	
	<p>PLT Silt argillosi privi di stratificazione, sensibilmente alterati di colore bruno-rossastro (5YR4/4), costituenti il riempimento di ampi relitti di meandro; alla base localmente sono presenti corpi lenticolari ghiaiosi formati da ciottoli di serpentiniti, peridotiti, gabbri, scisti verdi, scisti blu e quarziti (depositi fluviali) (PLT<sub>b</sub>). Spessore conservato di 3-10 m. <i>PLEISTOCENE MEDIO</i></p>
<b>Sabbie di Asti</b>	
	<p>AST<sub>2</sub> Membro sabbioso (AST<sub>2</sub>): sabbie fini e silt omogenei, con stratificazione piano-parallela poco evidente, di colore giallo e con elevato addensamento e localizzata cementazione carbonatica; solo localmente si osservano livelli siltosi con stratificazione piano-parallela e strutture da moto ondoso. <i>PLIOCENE INF.</i></p>
<b>Argille Azzurre</b>	
	<p>FAA<sub>3a</sub> FAA<sub>9</sub> Membro siltoso-argilloso (FAA<sub>9</sub>): silt e sabbie fini di colore bruno in cui solo localmente si osserva una laminazione piano-parallela. All'interno di questi sedimenti si rinvencono arenarie medio-grossolane, talvolta conglomeratiche, di colore giallo, caratterizzate da stratificazione incrociata concava (FAA<sub>3a</sub>) organizzate in livelli potenti fino a 5 m; colmano evidenti strutture canalizzate. Contengono resti di gasteropodi, bivalvi, brachiopodi, echinoidi e scafopodi; spesso sono interessati da tracce di bioturbazioni e raramente contengono frustoli ed impronte di foglie. <i>PLIOCENE INF.</i></p>



### **3.2 INDAGINI GEOFISICHE REPERITE PER LA DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO**

A circa 150 m dall'edificio della scuola materna in esame è stata effettuata una stazione di registrazione dei microtremori ambientali secondo tecnica H.V.S.R., mirata all'acquisizione di elementi fruibili ai fini della risposta sismica locale. La tecnica H.V.S.R. (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) è applicata e sviluppata da più di 30 anni <sup>(1)</sup>, ma deve la sua diffusione a Nakamura<sup>2</sup> (1989). Essa si basa sul rapporto spettrale delle componenti orizzontali e verticali del moto del suolo, dovuto al rumore sismico ambientale (microtremore). Questa metodologia, nata principalmente per valutare l'amplificazione sismica di sito, è in grado di determinare le frequenze fondamentali di risonanza del sottosuolo (o di strutture), che corrispondono ai picchi dei rapporti spettrali tra la componente verticale e le componenti orizzontali del rumore sismico. La natura dei picchi H/V è tuttora molto discussa, ed è opinione diffusa e convergente, da parte della comunità scientifica, che essi siano principalmente dovuti alla propagazione delle onde di Rayleigh, onde di velocità prossima alle onde S (queste ultime hanno importanti implicazioni in campo antisismico).

L'inversione vincolata ad un modello di riferimento consente, secondo numerosi studi della letteratura tecnica più recente, una buona accuratezza nella stima del VS30 e nella definizione della categoria di sottosuolo ai sensi delle N.T.C.

Nella fattispecie, la registrazione del microtremore, della durata di 20 minuti, è stata effettuata mediante tromografo AMBROGEO ECHO TROMO HVSR 3, apparecchio costituito da un digitalizzatore del segnale a 24 bit e da 3 velocimetri ad alta sensibilità necessari all'acquisizione delle due componenti di microvibrazione orizzontali, appositamente orientate N-S ed E-W, e di quella verticale.

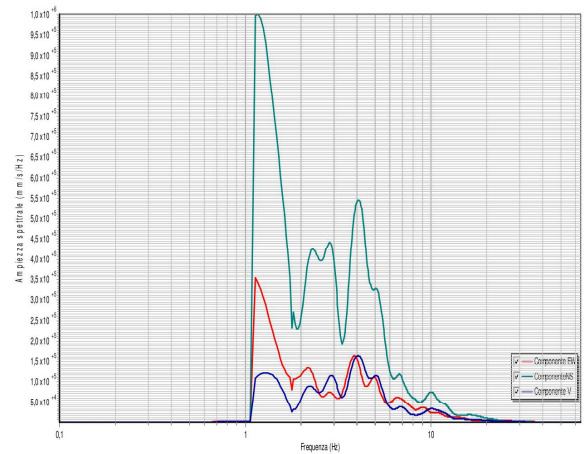
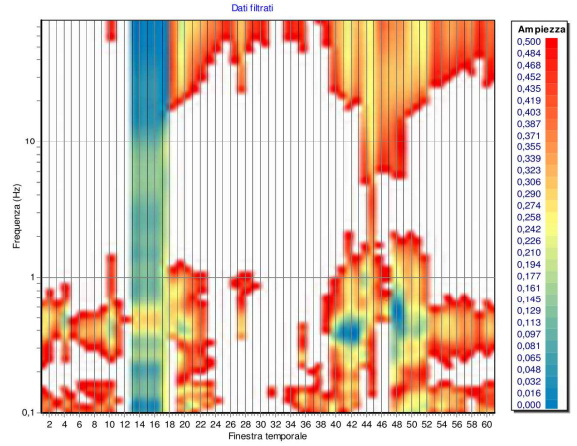
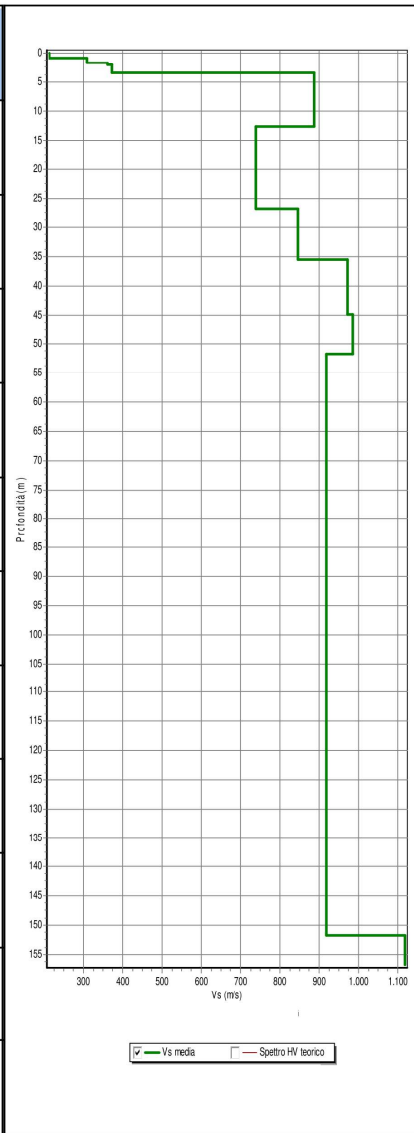
Le elaborazioni, sviluppate tramite il codice di calcolo GeoHVSR della ProgramGeo, le curve sintetiche mostrano una buona sovrapposizione con quelle sperimentali ed il modello geofisico di inversione evidenzia un contrasto di rigidità in prossimità a circa 3,5 m di profondità; uno dei modelli geofisici di best-fit associabili a tali distribuzioni individua, nelle profondità di interesse, materiali caratterizzati da Vs via via maggiori con la profondità e prossimi agli 800 m/s a partire da circa 3,5 m di profondità dal p.c..

<sup>(1)</sup> Nogoshi M. - Igarashi T. (1970): "On the propagation characteristics of the microtremors", J. Seism. Soc., Japan, 24-40.

<sup>(2)</sup> Nakamura Y. (1989): "A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface", Q. Res. Rail. Transp. Res. Inst., 30(1), 25-33.

RIASSUNTO interpretazione HVSR V1

N.	H(m)	Vs(m/s)
1	0,93	213
2	1,76	310
3	2,08	361
4	3,41	373
5	12,65	888
6	26,62	739
7	35,61	847
8	44,9	973
9	51,65	985
10	151,75	919
11	Oltre	1119



#### 4. DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Poiché la tipologia di sottosuolo e la topografia di un'area influenzano notevolmente la risposta sismica locale <sup>(3)</sup> è necessario definire questi due parametri.

Gli effetti topografici vengono sintetizzati nella tab. 3.2.III delle NTC-18 in quattro categorie basate sull'inclinazione media dei terreni circostanti all'area in cui è previsto lo studio in esame, in particolare le quattro categorie vengono così definite:

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 $i > 30^\circ$

**Figura 4:** tabella 3.2.III delle NTC-18 – categorie topografiche e loro descrizione.

Nel caso in esame, trattandosi di un'area topograficamente elevata (tipo cresta) con un pendio avente inclinazione compresa tra i  $15^\circ$  e i  $30^\circ$ , la categoria topografica può essere assunta come pari a **T3**.

La risposta sismica locale è, come detto, funzione anche della stratigrafia dell'area: per la valutazione degli effetti sismici risulta pertanto fondamentale la definizione della categoria di sottosuolo.

Più dettagliatamente, la normativa distingue le seguenti 5 categorie di terreno:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

**Figura 5:** tabella 3.2.II – categorie di sottosuolo e loro caratteristiche secondo le NTC-18.

<sup>(3)</sup> Termine con il quale si intende l'azione sismica quale essa "emerge in superficie" a seguito delle modifiche (in ampiezza, durata e contenuto in frequenza) subite trasmettendosi dal substrato rigido.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{S,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

con:

$h_i$  spessore dell' $i$ -esimo strato;

$V_{S,i}$  velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato;

$N$  numero di strati;

$H$  profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s.

Nel caso in esame il sottosuolo dell'area è stato classificato come appartenente alla categoria "E".

## 5. CONCLUSIONI

Dall'analisi della documentazione bibliografica tecnica reperita e da una prova HVSR eseguita in area limitrofa a quella in esame è stato possibile ricostruire il modello geologico e litostratigrafico dell'area in esame e definire la categoria di sottosuolo ai sensi del D.M. 17/01/2018 (NTC18).

Si ricorda che il Comune di Marentino ricade nella zona sismica 4 ai sensi della D.G.R. 11-13058 del 19/01/2010 e D.G.R. 65-7656 del 21 Maggio 2014.

Da questi dati risulta che il sottosuolo dell'area in esame sia classificabile nella categoria di sottosuolo "E" e nella categoria topografica "T3" ai sensi del citato D.M. 17/01/2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni.