



CITTA' DI TORINO
VICE DIREZIONE GENERALE INGEGNERIA

DIREZIONE SERVIZI TECNICI PER L'EDILIZIA PUBBLICA

SERVIZIO EDILIZIA PER LA CULTURA

SERVIZIO EDILIZIA PER IL SOCIALE



ENERGY CENTER

CITTA' DI TORINO

Responsabile del Procedimento:

Arch. Rosalba STURA

Progettista delle opere Architettoniche e
 Coordinatore Tecnico del Progetto:

Arch. Corrado DAMIANI

Indirizzo e supporto tecnico per l'integrazione
 dei sistemi energetici e le innovazioni tecnologiche:

Ing. Carmelo DI VITA

Progettista degli impianti tecnologici:

Ing. Alfonso FAMA'

Progettista delle opere strutturali:

Ing. Flavio AQUILANO

Ing. Elena GRILLONE

Supporto tecnico per la gestione delle terre e rocce di scavo:

Ing. Renzo FAVA

Supporto tecnico per la verifica della qualità ambientale:

Ing. Donato FIERRI

Progettista della Sicurezza:

Geom. Claudio MASTELLOTTO

Collaboratori Progettazione Opere Edili e Architettoniche:

Arch. Germana BARBERIO
 Geom. Antonio LA GAMBA
 Geom. Claudio MASTELLOTTO
 Arch. Simona MONTAFIA

Collaboratori Progettazione Impianti Tecnologici:

P.I. Marco COCCA
 P.I. Sergio CHIURATO
 P.I. Francesco FERRARI
 P.I. Maurizio GENOVESE

Collaboratori Progettazione Opere Strutturali:

Geom. Luigi BALICE
 Geom. Romano RAGO

Professionisti Esterni Supporto Tecnico al Progetto:

Ing. Gregorio CANGIALOSI
 Dott. Geol. Giuseppe GENOVESE
 Arch. Alessia Paola GRIGINIS
 Soc. MANENS-TIFS S.p.A.

POLITECNICO DI TORINO

Servizio Edilizia e Dipartimento di Energia:

Supporto al progetto per illuminotecnica
 sistemi energetici e antincendio

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTO STRUTTURALE
RELAZIONI GEOLOGICA E GEOTECNICHE

Nome_file:
 REL_GEOL_GEOT.pdf

Scala Plot
 -

Scala
 -

EMISSIONE

REVISIONE

MARZO_2013

ELABORATO

Sommario

DATI GENERALI DELL'OPERA	3
1.1 Oggetto dell'appalto	3
1.2 Descrizione sommaria delle opere	3
RELAZIONE GEOTECNICA	5
2.1 Verifiche geotecniche in condizioni statiche	5
Valutazione della sicurezza	5
Capacità portante	7
Verifica allo scorrimento	7
Cedimento	7
Determinazione del coefficiente di sottofondo di Winkler	8
Manica lunga (M1)	8
Manica Corta (M2)	14
Parcheggio interrato (PK)	19
Volume d'ingresso (Vi)	24
2.2 Verifiche geotecniche in condizioni sismiche.....	29
Valutazione della sicurezza	29
Capacità portante	29
Scorrimento	29
Cedimento	30
Stabilità globale	30
Manica lunga (M1)	31
Manica corta (M2)	33
Parcheggio interrato (PK)	36
Volume d'ingresso (Vi)	38
CONCLUSIONI	41
ALLEGATI	43
a) Relazione geologica – relazione geotecnica (settembre 2012)	
b) Rapporto interpretativo dell'indagine (agosto 2012)	
c) Rapporto certificativo delle indagini (agosto 2012)	

DATI GENERALI DELL'OPERA

1.1 Oggetto dell'appalto

Le scelte progettuali illustrate sono dettate dalla volontà di proporre un intervento di elevato livello qualitativo compatibilmente con le risorse economiche a disposizione. La progettazione ha come fine fondamentale la realizzazione di un intervento di qualità e tecnicamente valido nel rispetto del miglior rapporto tra i benefici e i costi globali di costruzione, manutenzione e gestione.

L'intervento è finalizzato alla riqualificazione e riconversione dell'area Ex-Westinghouse di Torino, compresa tra le vie Paolo Borsellino e Nino Bixio, in centro di competenza nel campo dell'innovazione energetico-ambientale, in seguito denominato Energy Center.

L'Energy Center è concepito come una struttura d'eccellenza che coinvolge un sistema di luoghi, attori e relazioni sinergiche a servizio dell'innovazione in campo energetico-ambientale (*Smart & Clean Energy*), e che si occuperà di studio e ricerca applicata, testing di tecnologie, consulenza ad enti pubblici e privati, promozione delle iniziative di settore e stimolo all'interesse verso le tematiche energetiche, ponendosi come un soggetto di livello europeo di riconosciuta competenza e autorevolezza nel proprio ambito, nonché come un punto di riferimento per le filiere di settore italiane, per il settore pubblico e per il mondo della ricerca scientifica.

1.2 Descrizione sommaria delle opere

L'edificio si sviluppa su quattro piani fuori terra ed uno interrato. Partendo dal piano interrato, dedicato principalmente ad aree di servizio (locali tecnici), ad una zona a ristoro ed a un'ampia autorimessa, che si sviluppa fuori dall'impronta dei piani soprastanti, si sale al piano terreno a doppia altezza (8 metri circa) che ospita i laboratori, con carroponete, e una sala conferenze per circa 150 persone. I rimanenti tre piani soprastanti, con un'altezza interpiano di circa 4,20 m, sono dedicati ad uffici, mentre sulla copertura piana trovano collocazione i locali tecnici contenenti le unità di trattamento dell'aria e un ampio terrazzo praticabile, predisposto per accogliere installazioni per attività di prova e studio di sistemi tecnologici.

L'impronta del fabbricato che emerge individua due maniche (M1, M2) formanti una "L" con collocato all'incrocio fra le stesse un vano a tutta altezza (Vi) contenente l'accoglienza, sita al piano terreno, ed il collegamento verticale, panoramico, costituito da un corpo scala e ascensore.

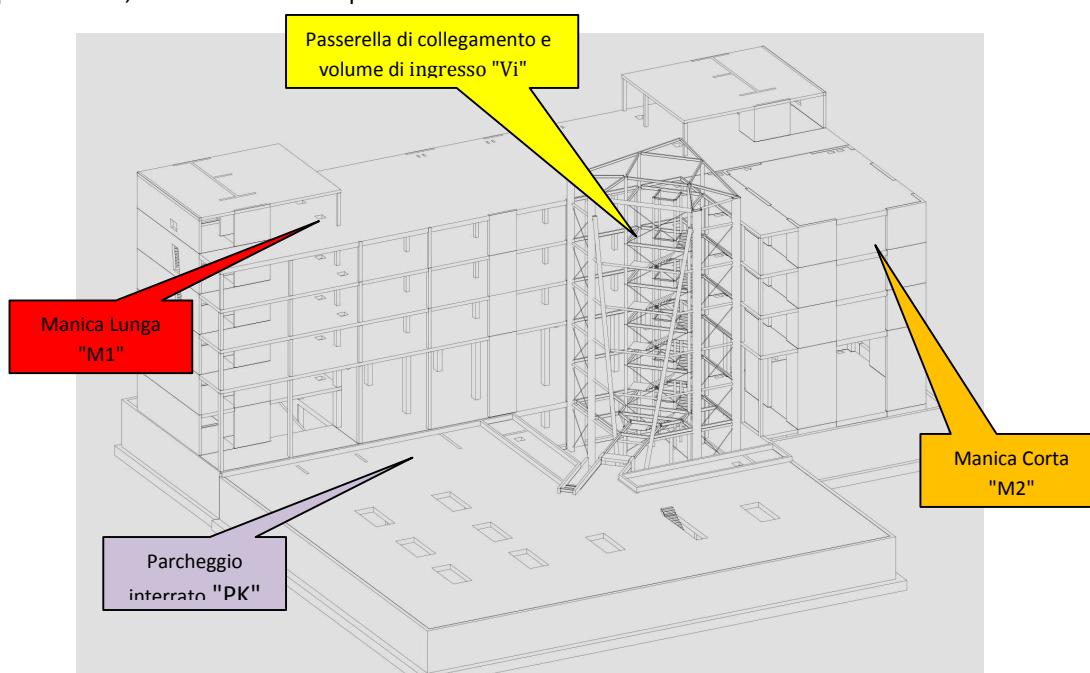


Figura 1 - Assonometria dell'opera con indicazione delle unità strutturalmente indipendenti

L'edificio Energy Center si contraddistingue per la compresenza di attività eterogenee fra cui la destinazione d'uso a uffici, auditorium, laboratori pesanti con carroponete, bar, locali tecnici e parcheggio interrato. Per riportare il complesso entro i parametri di regolarità previsti al capitolo 7.2.2 delle NTC08 si è proceduto col suddividere la struttura, mediante giunti, in unità tra loro indipendenti, nello specifico si veda la Figura 2:

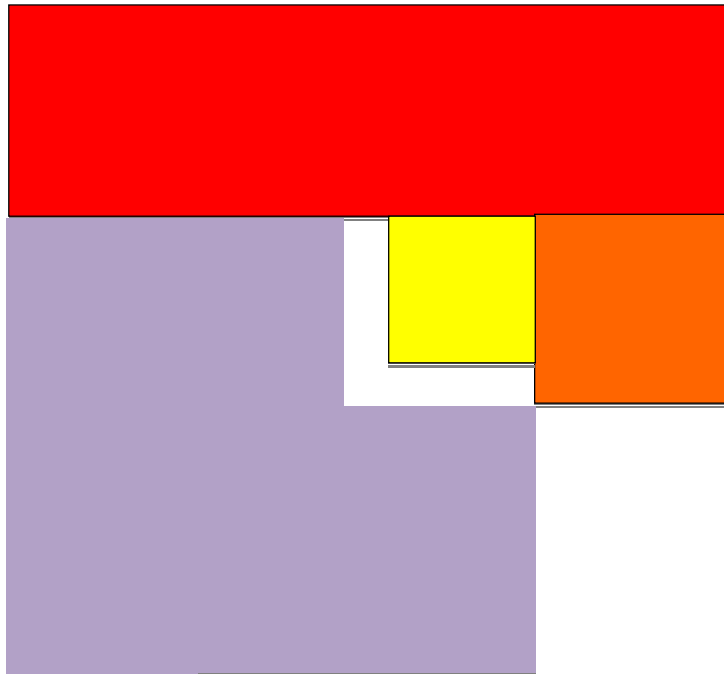


Figura 2 visualizzazione dei quattro complessi strutturali

1. Rosso: Manica lunga (M1)
2. Arancione: Manica corta (M2)
3. Giallo: Passerella di collegamento e volume di ingresso (Vi)
4. Lilla: Parcheggio interrato (PK)

La descrizione degli elementi strutturali principali che costituiscono ciascuna unità indipendente è contenuta all'interno del capitolo 6 del Capitolato Speciale d'Appalto - Parte III, che analizza ciascuna struttura.

RELAZIONE GEOTECNICA

2.1 Verifiche geotecniche in condizioni statiche

Con riferimento alle analisi del comportamento geotecnico si è proceduto a verificare la capacità portante allo S.L.U. ed i cedimenti allo S.L.E. del sistema fondale in funzione dei parametri descritti nella relazione geologico-geotecnica redatta dalla CITIEMME S.r.l. nel settembre 2012.

Il presente documento aggiorna ed integra i paragrafi 2.4 e 2.5 della predetta relazione.

Valutazione della sicurezza

Le NTC08 prevedono che le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi per le opere e i sistemi geotecnici possano essere eseguite utilizzando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi (Approccio 1 e Approccio 2).

- **Approccio 1** – Combinazione 2 - A2 + M2 + R2
- **Approccio 2** - A1 + M1 + R3

I valori dei coefficienti di sicurezza parziali sono indicati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I delle N.T.C. 2008

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.4.1 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Nel caso in esame pertanto si useranno i seguenti coefficienti:

➤ **Approccio 1** – Combinazione 2 - A2 + M2 + R2

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_R (o γ_E)	(A2)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1,0
	Sfavorevole		1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Gi}	0,0
	Sfavorevole		1,3

PARAMETRO	GRANDEZZA	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_f	1,0

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)
Capacità portante	1,8
Scorrimento	1,1

➤ **Approccio 2** - A1 + M1 + R3

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_R (o γ_E)	(A1)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1,0
	Sfavorevole		1,3
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Gi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

PARAMETRO	GRANDEZZA	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0
Coazione efficace	c'_k	γ_c	1,0
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0
Peso dell'unità di volume	γ	γ_f	1,0

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	2,3
Scorrimento	1,1

Capacità portante

Il calcolo del carico limite è stato valutato con la tradizionale formula di Brinch-Hansen, con presenza di soli terreni non coesivi e quindi in condizioni drenate.

Pertanto, il carico limite viene espresso dalla seguente formula:

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

ove:

- N_{γ}, N_q, N_c , sono quantità adimensionali funzioni dell'angolo di attrito φ
- s_{γ}, s_q, s_c , sono fattori di forma e dipendono dalla geometria della fondazione
- d_{γ}, d_q, d_c , sono fattori di profondità e dipendono dall'affondamento della fondazione
- i_{γ}, i_q, i_c , sono fattori di inclinazione dei carichi
- b_{γ}, b_q, b_c , sono fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione
- g_{γ}, g_q, g_c , sono fattori di inclinazione del terreno

La verifica di sicurezza è soddisfatta quando:

$$E_D \leq R_D$$

Dove E_D è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e $R_D = q_{lim}/\gamma_R$ è la resistenza di progetto.

Verifica allo scorrimento

La verifica si può trascurare vista l'assenza di azioni orizzontali statiche.

Cedimento

Nel caso di fondazioni dirette su terreni non coesivi si ricorre al metodo di calcolo di Burland e Burbidge. Il metodo consente una stima del valore del cedimento w di una fondazione rettangolare in terreni granulari ed è basato su correlazioni statistiche che legano i valori di cedimenti calcolati con quelli verificatisi in oltre 200 casi reali.

La formula di riferimento è la seguente:

$$w = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

dove:

- f_s , f_H e f_t sono coefficienti legati, rispettivamente: alla forma della fondazione, allo spessore dello strato comprimibile al di sotto della fondazione e al tempo per il quale si vuole calcolare il cedimento
- I_c è l'indice di compressibilità
- B è la dimensione caratteristica della fondazione
- q' è la pressione efficace
- σ'_{v0} è la tensione verticale efficace a quota d'imposta.

Essendo il calcolo dei cedimenti basato su correlazioni statistiche, è possibile associare al cedimento una probabilità. Tale valore di probabilità indica la percentuale di cedimenti che statisticamente supererebbero il valore calcolato (di default viene fornito il valore associato ad una probabilità pari al 50%) e quindi il valore del cedimento viene incrementato con un fattore $F_s=1,50$.

Determinazione del coefficiente di sottofondo di Winkler

Il coefficiente di sottofondo per la modellazione del terreno alla Winkler per carichi verticali $k_{w,v}$ viene valutato tramite la metodologia suggerita da Jamiolkowski e ripresa da Viggiani, per i quali il coefficiente è pari al rapporto tra il carico applicato e cedimento.

$$k_{w,v} = \frac{Q}{s}$$

Manica lunga (M1)

Caratteristiche geometriche:

Unità che si eleva per quattro piani fuori terra, un piano mezzanino e un piano interrato, costituita strutturalmente da:

- Platea di fondazione in cemento armato gettato in opera (sp.100cm)
- Muri controterra perimetrali in cemento armato gettati in opera (sp. 40cm)
- Setti in cemento armato gettato in opera (sp.25cm)
- Setti in cemento armato gettato in opera per la realizzazione dei vani ascensore (sp.25 cm)
- Pilastri in cemento armato gettati in opera - piano interrato, piano terra, piano mezzanino (50x80cm)
- Pilastri in cemento armato gettati in opera - piano primo (40x60cm e 30x40cm)
- Pilastri in cemento armato gettati in opera - piano secondo (35x45cm 30x40cm)
- Pilastri in cemento armato gettati in opera - piano terzo (35x45cm e 30x30cm)
- Pilastri in cemento armato gettati in opera - piano quarto (30x30cm)
- Solaio del piano terra, esclusa la zona sopra la rampa, in cemento armato bidirezionale con alleggerimenti chiusi (sp.55cm)
- Solaio del piano terra zona sopra rampa in cemento armato bidirezionale con alleggerimenti chiusi (sp.25cm)
- Solaio del piano ammezzato in cemento armato bidirezionale con alleggerimenti chiusi (sp.35cm)
- Solai piano primo, secondo e terzo in cemento armato bidirezionale con alleggerimenti chiusi (sp.35cm)

- Solaio piano quarto (terrazzo) in cemento armato bidirezionale con alleggerimenti chiusi (sp.50cm)
- Solaio di copertura dei vani tecnici in cemento armato bidirezionale con alleggerimenti chiusi (sp.30cm)
- Scale in cemento armato gettate in opera
- Struttura in carpenteria metallica di supporto ai pannelli di rivestimento delle facciate

Azioni agenti

- Azioni permanenti portate (esclusi pesi propri):

Piano	Intensità kN/m²
Interrato	4
Terreno	2,5-4
Ammezzato	4
Primo	4
Secondo	4
Terzo	4
Copertura e test site	6,5
Copertura vani scale e locali tetto	4

- Azioni variabili:

Piano	Intensità kN/m²
Interrato	2,5-4
Terreno	2,5-4-15
Ammezzato	4-6
Primo	4
Secondo	4
Terzo	4
Copertura e test site	4-6
Copertura vani scale e locali tetto	1

Calcolo della portanza limite ed ammissibile

- **Approccio 1** – Combinazione 2 - A2 + M2 + R2

PORTANZA CON BRINCH-HANSEN			
DATI (UG2)			
Peso specifico del terreno	γ	18,00	kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ	25,00	°sess
Coesione	c	0,00	kN/m ²
Coefficiente parziale γ_M	γ_ϕ	1,25	
Larghezza fondazione	B	20,75	m
eccentricità carico	e_B	1,04	m

Lunghezza fondazione	L	70,55	m
eccentricità carico	e_L	3,53	m
Profondità fondazione	D	0,00	m
Inclinazione fondazione	β	0,00	°gradi
Inclinazione del terreno	η	0,00	°gradi
COEFFICIENTI DI CALCOLO			
		γ	q
Fattori adimens. funzioni di	N	6,681	7,954
Fattori di forma	s	1,092	1,046
Fattori di profondità	d	1,00	1,00
Fattori di inclinazione del carico	i	1,00	1,00
Fattori di inclin. della fondazione	b	1,00	1,00
Fattori di inclinaz. del terreno	g	1,00	1,00
CAPACITA' PORTANTE			
q_{lim}	1362,80	kN/m ²	136,28
q_{amm} (approccio 1 – comb. 2)	757,11	kN/m ²	75,71

➤ **Approccio 2 – A1 + M1 + R3**

PORTANZA CON BRINCH-HANSEN			
DATI (UG2)			
Peso specifico del terreno	γ	18,00	kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ	25,00	°sess
Coesione	c	0,00	kN/m ²
Coefficiente parziale γ_M	γ'_M	1,00	
Larghezza fondazione	B	20,75	m
eccentricità carico	e_B	1,04	m
Lunghezza fondazione	L	70,55	m
eccentricità carico	e_L	3,53	m
Profondità fondazione	D	0,00	m
Inclinazione fondazione	β	0,00	°gradi
Inclinazione del terreno	η	0,00	°gradi

<i>COEFFICIENTI DI CALCOLO</i>				
		γ	q	c
Fattori adimens. funzioni di	N	10,876	10,662	20,721
Fattori di forma	s	1,092	1,046	1,046
Fattori di profondità	d	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinazione del carico	i	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclin. della fondazione	b	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinaz. del terreno	g	1,00	1,00	1,00
<i>CAPACITA' PORTANTE</i>				
q_{lim}		2218,66	kN /m ²	221,87 N /cm ²
q_{amm} (approccio 2)		964,63	kN /m ²	96,46 N /cm ²

Calcolo di Ed

Le tensioni agenti massime relative ai carichi permanenti ammontano a 13 N/cm², mentre quelle relative alle azioni variabili raggiungono il valore massimo di 5 N/cm².

Combinandoli secondo i due approcci sopra descritti si ottengono i seguenti valori:

➤ **Approccio 1** – Combinazione 2 - A2 + M2 + R2

CARICHI	EFFETTO	(A2)	σ (N /cm ²)
Permanenti	Sfavorevole	1,0	13,00
Variabili	Sfavorevole	1,3	5,00
Totale			19,50

Quindi

$$E_D \leq R_D \quad 19,50 < 75,71 \text{ N/cm}^2$$

➤ **Approccio 2** – A1 + M1 + R3

CARICHI	EFFETTO	(A1)	σ (N /cm ²)
Permanenti	Sfavorevole	1,3	13,00
Variabili	Sfavorevole	1,5	5,00
Totale			24,40

Quindi

$$E_D \leq R_D \quad 24,40 < 96,46 \text{ N/cm}^2$$

Calcolo dei cedimenti ammissibili

La verifica viene eseguita nelle condizioni di stato limite ultimo e di stato limite di esercizio.

- Verifica allo SLU

Manica Lunga Approccio 1 – Combinazione 2 - A2 + M2 + R2			
DATI			
Peso specifico del terreno	γ	18,00	kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ	25,00	°sess
Larghezza fondazione	B	20,75	m
Lunghezza fondazione	L	70,55	m
Profondità fondazione	D	5,90	m
Carico trasmesso dalla fondazione	q'	195,00	kN/m ²
Tempo	t	30	anni
Tensione litostatica	σ_{v0}	106,20	kN/m ²
COEFFICIENTI DI CALCOLO			
Zona di influenza del carico	Z_I		8,35
Fattori adimens. funzioni di	N		39,00
Indice di compressibilità	I_c		0,0101
Fattore di forma della fondazione	f_s		1,36
Fattore di altezza dello strato comprimibile	f_H		1,00
Fattore per effetti differiti nel tempo	f_t		1,50
W_{medio}	mm	21	
W_{max}	mm	32	

Manica Lunga Approccio 2 – A1 + M1 + R3			
DATI			
Peso specifico del terreno	γ	18,00	kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ	25,00	°sess
Larghezza fondazione	B	20,75	m
Lunghezza fondazione	L	70,55	m
Profondità fondazione	D	5,90	m
Carico trasmesso dalla fondazione	q'	244,00	kN/m ²
Tempo	t	30	anni
Tensione litostatica	σ_{v0}	106,20	kN/m ²
COEFFICIENTI DI CALCOLO			
Zona di influenza del carico	Z_I		8,35
Fattori adimens. funzioni di	N		39,00
Indice di compressibilità	I_c		0,0101
Fattore di forma della fondazione	f_s		1,36
Fattore di altezza dello strato comprimibile	f_H		1,00
Fattore per effetti differiti nel tempo	f_t		1,50
W_{medio}	mm	30	
W_{max}	mm	45	

- Verifica allo SLE (combinazione rara)

Essendo il calcolo dei cedimenti basato su correlazioni statistiche, è possibile associare al cedimento una probabilità. Tale valore di probabilità indica la percentuale di cedimenti che statisticamente supererebbero il valore calcolato (di default viene fornito il valore associato ad una probabilità pari al 50%) e quindi il valore del cedimento w_{medio} ottenuto per un cedimento istantaneo alla combinazione SLE rara, viene incrementato con un fattore pari a 1,50, ottenendo quindi il valore w_{max} .

Manica Lunga			
DATI			
Peso specifico del terreno	γ	18,00	kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ	25,00	°sess
Larghezza fondazione	B	20,75	m
Lunghezza fondazione	L	70,55	m
Profondità fondazione	D	5,90	m
Carico trasmesso dalla fondazione	q'	180,00	kN/m ²
Tempo	t	0	anni
Tensione litostatica	σ_{v0}	106,20	kN/m ²
COEFFICIENTI DI CALCOLO			
Zona di influenza del carico	Z_I		8,35
Fattori adimens. funzioni di	N		39,00
Indice di compressibilità	I_c		0,0101
Fattore di forma della fondazione	f_s		1,36
Fattore di altezza dello strato comprimibile	f_H		1,00
Fattore per effetti differiti nel tempo	f_t		1,00
W_{medio}	mm	13	
W_{max}	mm	19	

Il suddetto valore di cedimento istantaneo è compatibile con il tipo di struttura intelaiata con fondazione a platea ed è ampiamente nei limiti desunti dai riferimenti della letteratura tecnica che consigliano di contenere i cedimenti tra i 50 e 80 mm. Le tabelle di Sowers (1962) e di Holtz (1991), per le strutture intelaiate, riportano valori tra i 50 e 100 mm.

Determinazione del coefficiente di sottofondo di Winkler

➤ **Approccio 1** – Combinazione 2 - A2 + M2 + R2

Carichi totali	N /cm ²	19,50
Cedimenti istantanei (t=0)	cm	2,00
Costante di Winkler	N/cm ³	9,75

➤ **Approccio 2** – A1 + M1 + R3

Carichi totali	N /cm ²	24,40
Cedimenti istantanei (t=0)	cm	2.73
Costante di Winkler	N/cm ³	8,93

Manica Corta (M2)

Unità che si eleva per quattro piani fuori terra e un piano interrato, costituita strutturalmente da:

- Platea di fondazione in cemento armato gettato in opera (sp.100cm)
- Muri controterra perimetrali in cemento armato gettati in opera (sp. 40cm)
- Setti in cemento armato gettato in opera (sp.40cm)
- Setti in cemento armato gettato in opera (sp.35cm)
- Pilastri in cemento armato gettati in opera - piano interrato, piano terra (30x30cm)
- Solaio del piano terra, esclusa zona corridoio, in cemento armato bidirezionale con alleggerimenti chiusi (sp.55cm)
- Solaio del piano terra, zona corridoio, in cemento armato bidirezionale con alleggerimenti chiusi (sp.35cm)
- Solai piano primo, secondo e terzo, esclusa zona corridoio, in cemento armato bidirezionale con alleggerimenti chiusi (sp.55cm)
- Solaio del piano primo, secondo e terzo, zona corridoio, in cemento armato bidirezionale con alleggerimenti chiusi (sp.35cm)
- Solai piano quarto di copertura, esclusa zona corridoio, in cemento armato bidirezionale con alleggerimenti chiusi (sp.55cm)
- Solaio del piano quarto di copertura, zona corridoio, in cemento armato bidirezionale con alleggerimenti chiusi (sp.35cm)
- Struttura in carpenteria metallica di supporto ai pannelli di rivestimento delle facciate

Azioni agenti

- Azioni permanenti portate (esclusi pesi propri):

Piano	Intensità kN/m²
Interrato	4
Terreno	2,5-4-6,5
Primo	4
Secondo	4
Terzo	4
Copertura	6,5

- Azioni variabili:

Piano	Intensità kN/m²
Interrato	2,5-4
Terreno	2,5-4
Primo	4
Secondo	4
Terzo	4
Copertura	6

Calcolo della portanza limite ed ammissibile

➤ **Approccio 1** – Combinazione 2 - A2 + M2 + R2

PORTANZA CON BRINCH-HANSEN				
DATI (UG2)				
Peso specifico del terreno	γ		18,00	kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ		25,00	°sess
Coesione	c		0,00	kN/m ²
Coefficiente parziale γ_M	γ_M		1,25	
Larghezza fondazione	B		18,05	m
eccentricità carico	e_B		0,90	m
Lunghezza fondazione	L		20,00	m
eccentricità carico	e_L		1,00	m
Profondità fondazione	D		0,00	m
Inclinazione fondazione	β		0,00	°gradi
Inclinazione del terreno	η		0,00	°gradi
COEFFICIENTI DI CALCOLO				
		γ	q	c
Fattori adimens. funzioni di	N	6,681	7,954	11,931
Fattori di forma	s	1,283	1,142	1,142
Fattori di profondità	d	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinazione del carico	i	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclin. della fondazione	b	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinaz. del terreno	g	1,00	1,00	1,00
CAPACITA' PORTANTE				
q_{lim}		1392,87	kN /m ²	139,29 N /cm ²
q_{amm} (approccio 1 – comb. 2)		773,82	kN /m ²	77,38 N /cm ²

➤ **Approccio 2** – A1 + M1 + R3

PORTANZA CON BRINCH-HANSEN				
DATI (UG2)				
Peso specifico del terreno	γ		18,00	kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ		25,00	°sess
Coesione	c		0,00	kN/m ²

Coefficiente parziale γ_M	γ_G		1,00	
Larghezza fondazione	B		18,05	m
eccentricità carico	e_B		0,90	m
Lunghezza fondazione	L		20,00	m
eccentricità carico	e_L		1,00	m
Profondità fondazione	D		0,00	m
Inclinazione fondazione	β		0,00	°gradi
Inclinazione del terreno	η		0,00	°gradi
COEFFICIENTI DI CALCOLO				
		γ	q	c
Fattori adimens. funzioni di	N	10,876	10,662	20,721
Fattori di forma	s	1,283	1,142	1,142
Fattori di profondità	d	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinazione del carico	i	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclin. della fondazione	b	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinaz. del terreno	g	1,00	1,00	1,00
CAPACITA' PORTANTE				
q_{lim}		2267,61	kN /m ²	226,76 N /cm ²
q_{amm} (approccio 2)		985,92	kN /m ²	98,59 N /cm ²

Calcolo di Ed

Le tensioni agenti massime relative ai carichi permanenti ammontano a 22 N/cm², mentre quelle relative alle azioni variabili raggiungono il valore massimo di 6 N/cm².

Combinandoli secondo i due approcci sopra descritti si ottengono i seguenti valori:

➤ **Approccio 1 – Combinazione 2 - A2 + M2 + R2**

CARICHI	EFFETTO	(A2)	σ (N /cm ²)
Permanenti	Sfavorevole	1,0	22,00
Variabili	Sfavorevole	1,3	6,00
Totale			29,80

Quindi $E_D \leq R_D$ 29,80 < 77,38 N/cm²

➤ **Approccio 2 – A1 + M1 + R3**

CARICHI	EFFETTO	(A1)	σ (N /cm ²)
Permanenti	Sfavorevole	1,3	22,00

Variabili	Sfavorevole	1,5	6,00
Totale			37,60

Quindi $E_D \leq R_D \quad 37,60 < 98,59 \text{ N/cm}^2$

Calcolo dei cedimenti ammissibili

La verifica viene eseguita nelle condizioni di stato limite ultimo e di stato limite di esercizio.

- Verifica allo SLU

Manica Corta Approccio 1 – Combinazione 2 - A2 + M2 + R2			
DATI			
Peso specifico del terreno	γ	18,00	kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ	25,00	°sess
Larghezza fondazione	B	18,05	m
Lunghezza fondazione	L	20,00	m
Profondità fondazione	D	5,90	m
Carico trasmesso dalla fondazione	q'	298,00	kN/m ²
Tempo	t	30	anni
Tensione litostatica	σ_{v0}	106,20	kN/m ²
COEFFICIENTI DI CALCOLO			
Zona di influenza del carico	Z_i	7,58	
Fattori adimens. funzioni di	N	39,00	
Indice di compressibilità	I_c	0,0101	
Fattore di forma della fondazione	f_s	1,04	
Fattore di altezza dello strato comprimibile	f_H	1,00	
Fattore per effetti differiti nel tempo	f_t	1,50	
W_{medio}	mm	27	
W_{max}	mm	41	

Manica Corta Approccio 2 – A1 + M1 + R3			
DATI			
Peso specifico del terreno	γ	18,00	kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ	25,00	°sess
Larghezza fondazione	B	18,05	m
Lunghezza fondazione	L	20,00	m
Profondità fondazione	D	5,90	m
Carico trasmesso dalla fondazione	q'	376,00	kN/m ²
Tempo	t	30	anni
Tensione litostatica	σ_{v0}	106,20	kN/m ²
COEFFICIENTI DI CALCOLO			
Zona di influenza del carico	Z_i	7,58	
Fattori adimens. funzioni di	N	39,00	
Indice di compressibilità	I_c	0,0101	
Fattore di forma della fondazione	f_s	1,04	
Fattore di altezza dello strato comprimibile	f_H	1,00	
Fattore per effetti differiti nel tempo	f_t	1,50	
W_{medio}	mm	36	
W_{max}	mm	55	

- Verifica allo SLE (combinazione rara)

Essendo il calcolo dei cedimenti basato su correlazioni statistiche, è possibile associare al cedimento una probabilità. Tale valore di probabilità indica la percentuale di cedimenti che statisticamente supererebbero il valore calcolato (di default viene fornito il valore associato ad una probabilità pari al 50%) e quindi il valore del cedimento w_{medio} , ottenuto per un cedimento istantaneo alla combinazione SLE rara, viene incrementato con un fattore pari a 1,50, ottenendo quindi il valore w_{max} .

Manica Corta			
DATI			
Peso specifico del terreno	γ	18,00	kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ	25,00	°sess
Larghezza fondazione	B	18,05	m
Lunghezza fondazione	L	20,00	m
Profondità fondazione	D	5,90	m
Carico trasmesso dalla fondazione	q'	280,00	kN/m ²
Tempo	t	0	anni
Tensione litostatica	σ_{v0}	106,20	kN/m ²
COEFFICIENTI DI CALCOLO			
Zona di influenza del carico	Z_1	7,58	
Fattori adimens. funzioni di	N	39,00	
Indice di compressibilità	I_c	0,0101	
Fattore di forma della fondazione	f_s	1,04	
Fattore di altezza dello strato comprimibile	f_H	1,00	
Fattore per effetti differiti nel tempo	f_t	1,00	
W_{medio}	mm	17	
W_{max}	mm	25	

Il suddetto valore di cedimento istantaneo è compatibile con il tipo di struttura intelaiata con fondazione a platea ed è ampiamente nei limiti desunti dai riferimenti della letteratura tecnica che consigliano di contenere i cedimenti tra i 50 e 80 mm. Le tabelle di Sowers (1962) e di Holtz (1991), per le strutture intelaiate, riportano valori tra i 50 e 100 mm.

Determinazione del coefficiente di sottofondo di Winkler

➤ **Approccio 1** – Combinazione 2 - A2 + M2 + R2

Carichi totali	N /cm ²	29,80
Cedimenti istantanei (t=0)	cm	2,53
Costante di Winkler	N/cm ³	11,78

➤ **Approccio 2** – A1 + M1 + R3

Carichi totali	N /cm ²	37,60
Cedimenti istantanei (t=0)	cm	3,40
Costante di Winkler	N/cm ³	11,05

Parcheggio interrato (PK)

Unità di un piano interrato, costituita strutturalmente da:

- Fondazioni in cemento armato gettato in opera (h=100cm)
- Pilastri in cemento armato gettati in opera (50x50cm)
- Setti in cemento armato gettato in opera (sp 25cm; 30cm)
- Muri controterra perimetrali in cemento armato gettati in opera (sp. 40cm)
- Solaio di copertura in cemento armato bidirezionale con alleggerimenti chiusi (sp.50cm)
- Scale di accesso con solette in cemento armato gettato in opera

Azioni agenti

- Azioni permanenti portate (esclusi pesi propri):

<i>Piano</i>	<i>Intensità kN/m²</i>
Interrato	4
Terreno	10

- Azioni variabili:

<i>Piano</i>	<i>Intensità kN/m²</i>
Interrato	2,5-4
Terreno	20

Calcolo della portanza limite ed ammissibile

- **Approccio 1** – Combinazione 2 - A2 + M2 + R2

<i>PORTANZA CON BRINCH-HANSEN</i>			
<i>DATI (UG3)</i>			
Peso specifico del terreno	γ	20,00	kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ	33,00	°sess
Coesione	c	0,00	kN/m ²
Coefficiente parziale γ_M	γ'_M	1,25	
Larghezza fondazione	B	2,00	m
eccentricità carico	e_B	0,10	m
Lunghezza fondazione	L	52,25	m
eccentricità carico	e_L	2,61	m
Profondità fondazione	D	1,00	m
Inclinazione fondazione	β	0,00	°gradi
Inclinazione del terreno	η	0,00	°gradi

<i>COEFFICIENTI DI CALCOLO</i>				
		γ	q	c
Fattori adimens. funzioni di	N	19,067	17,350	20,141
Fattori di forma	s	1,014	1,007	1,007
Fattori di profondità	d	1,00	1,15	1,22
Fattori di inclinazione del carico	i	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclin. della fondazione	b	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinaz. del terreno	g	1,00	1,00	1,00
<i>CAPACITA' PORTANTE</i>				
q_{lim}		788,44	kN /m ²	78,84 N /cm ²
q_{amm} (approccio 1 – comb. 2)		438,02	kN /m ²	43,80 N /cm ²

➤ **Approccio 2 – A1 + M1 + R3**

<i>PORTANZA CON BRINCH-HANSEN</i>				
<i>DATI (UG3)</i>				
Peso specifico del terreno	γ		20,00	kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ		33,00	°sess
Coesione	c		0,00	kN/m ²
Coefficiente parziale γ_M	γ_ϕ		1,00	
Larghezza fondazione	B		2,00	m
eccentricità carico	e_B		0,10	m
Lunghezza fondazione	L		52,25	m
eccentricità carico	e_L		2,61	m
Profondità fondazione	D		1,00	m
Inclinazione fondazione	β		0,00	°gradi
Inclinazione del terreno	η		0,00	°gradi
<i>COEFFICIENTI DI CALCOLO</i>				
		γ	q	c
Fattori adimens. funzioni di	N	35,188	26,092	38,638
Fattori di forma	s	1,014	1,007	1,007
Fattori di profondità	d	1,00	1,15	1,22
Fattori di inclinazione del carico	i	1,00	1,00	1,00

Fattori di inclin. della fondazione	b	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinaz. del terreno	g	1,00	1,00	1,00
CAPACITA' PORTANTE				
q_{lim}		1317,82	kN/m ²	131,78 N/cm ²
q_{amm} (approccio 2)		572,96	kN/m ²	57,30 N/cm ²

Calcolo di Ed

Le tensioni agenti massime relative ai carichi permanenti ammontano a 10 N/cm², mentre quelle relative alle azioni variabili raggiungono il valore massimo di 9 N/cm².

Combinandoli secondo i due approcci sopra descritti si ottengono i seguenti valori:

➤ **Approccio 1** – Combinazione 2 - A2 + M2 + R2

CARICHI	EFFETTO	(A2)	σ (N/cm ²)
Permanenti	Sfavorevole	1,0	10,00
Variabili	Sfavorevole	1,3	9,00
Totale			21,70

Quindi $E_D \leq R_D$ 21,70 < 43,80 N/cm²

➤ **Approccio 2** – A1 + M1 + R3

CARICHI	EFFETTO	(A1)	σ (N/cm ²)
Permanenti	Sfavorevole	1,3	10,00
Variabili	Sfavorevole	1,5	9,00
Totale			26,50

Quindi $E_D \leq R_D$ 26,50 < 57,30 N/cm²

Calcolo dei cedimenti ammissibili

La verifica viene eseguita nelle condizioni di stato limite ultimo e di stato limite di esercizio.

- Verifica allo SLU

Parcheggio Interrato Approccio 1 – Combinazione 2 - A2 + M2 + R2			
DATI			
Peso specifico del terreno	γ	20,00	kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ	33,00	°sess
Larghezza fondazione	B	2,00	m
Lunghezza fondazione	L	52,25	m
Profondità fondazione	D	1,00	m
Carico trasmesso dalla fondazione	q'	217,00	kN/m ²
Tempo	t	30	anni
Tensione litostatica	σ'_{v0}	20,00	kN/m ²

COEFFICIENTI DI CALCOLO			
Zona di influenza del carico	Z_I		1,62
Fattori adimens. funzioni di	N		39,00
Indice di compressibilità	I_c		0,0101
Fattore di forma della fondazione	f_s		1,53
Fattore di altezza dello strato comprimibile	f_H		1,00
Fattore per effetti differiti nel tempo	f_t		1,50
W_{medio}	mm	8	
W_{max}	mm	12	

Parcheggio Interrato Approccio 2 – A1 + M1 + R3			
DATI			
Peso specifico del terreno	γ	20,00	kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ	33,00	°sess
Larghezza fondazione	B	2,00	m
Lunghezza fondazione	L	52,25	m
Profondità fondazione	D	1,00	m
Carico trasmesso dalla fondazione	q'	265,00	kN/m ²
Tempo	t	30	anni
Tensione litostatica	σ'_{v0}	20,00	kN/m ²
COEFFICIENTI DI CALCOLO			
Zona di influenza del carico	Z_I		1,62
Fattori adimens. funzioni di	N		39,00
Indice di compressibilità	I_c		0,0101
Fattore di forma della fondazione	f_s		1,53
Fattore di altezza dello strato comprimibile	f_H		1,00
Fattore per effetti differiti nel tempo	f_t		1,50
W_{medio}	mm	9	
W_{max}	mm	14	

- Verifica allo SLE (combinazione rara)

Essendo il calcolo dei cedimenti basato su correlazioni statistiche, è possibile associare al cedimento una probabilità. Tale valore di probabilità indica la percentuale di cedimenti che statisticamente supererebbero il valore calcolato (di default viene fornito il valore associato ad una probabilità pari al 50%) e quindi il valore del cedimento w_{medio} ottenuto per un cedimento istantaneo alla combinazione SLE rara, viene incrementato con un fattore pari a 1,50, ottenendo quindi il valore w_{max} .

Parcheggio Interrato			
DATI			
Peso specifico del terreno	γ	20,00	kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ	33,00	°sess
Larghezza fondazione	B	2,00	m
Lunghezza fondazione	L	52,25	m
Profondità fondazione	D	1,00	m
Carico trasmesso dalla fondazione	q'	190,00	kN/m ²
Tempo	t	0	anni
Tensione litostatica	σ'_{v0}	20,00	kN/m ²

<i>COEFFICIENTI DI CALCOLO</i>		
Zona di influenza del carico	Z_l	1,62
Fattori adimens. funzioni di	N	39,00
Indice di compressibilità	I_c	0,0101
Fattore di forma della fondazione	f_s	1,53
Fattore di altezza dello strato comprimibile	f_H	1,00
Fattore per effetti differiti nel tempo	f_t	1,00
W_{medio}	mm	4
W_{max}	mm	7

Il suddetto valore di cedimento istantaneo è compatibile con il tipo di struttura intelaiata con fondazione nastriforme ed è ampiamente nei limiti desunti dai riferimenti della letteratura tecnica che consigliano di contenere i cedimenti tra i 50 e 80 mm. Le tabelle di Sowers (1962) e di Holtz (1991), per le strutture intelaiate, riportano valori tra i 50 e 100 mm.

Determinazione del coefficiente di sottofondo di Winkler

➤ **Approccio 1** – Combinazione 2 - A2 + M2 + R2

Carichi totali	N /cm ²	21,70
Cedimenti istantanei (t=0)	cm	0,73
Costante di Winkler	N/cm ³	29,72

➤ **Approccio 2** – A1 + M1 + R3

Carichi totali	N /cm ²	26,50
Cedimenti istantanei (t=0)	cm	0,87
Costante di Winkler	N/cm ³	30,45

Volume d'ingresso (Vi)

Struttura portante in acciaio per realizzazione pilastri, travi principali e secondarie, copertura, vano ascensore e scale, composta da profili commerciali tubolari di diametri e spessori diversi e profili tipo IPE, HE, UPN, con giunzioni bullonate ed esclusione di saldature in opera.

- Platea di fondazione in cemento armato gettato in opera (sp.100cm)
- Montanti, traverse e controventi in carpenteria metallica:
 - Montanti principali a cassone con sezione rettangolare 800x400x8 mm
 - Tubi ϕ 406x8 mm per bordo perimetrale facciata inclinata
 - Tubi ϕ 219x6.3 per traversi orizzontali facciate
 - Tubi ϕ 114x8 per supporto passerella
 - Profili tipo IPE, HEA, HEB, UPN
- Vano scala in carpenteria metallica:
 - Tubi ϕ 323x7.1 mm per montanti vano scala
 - Tubi ϕ 219x6.3 per montanti vano ascensore
 - Profili tipo IPE, HEA, HEB, UPN
- Solaio misto in lamiera grecata e getto di completamento:
 - Profili tipo IPE, HEA, HEB, UPN
- Solaio di copertura in lamiera grecata portante (pannello sandwich):

Azioni agenti

- Azioni permanenti portate (esclusi pesi propri):

<i>Piano</i>	<i>Intensità kN/m²</i>
Interrato	4
Terreno e rampe scala	2
Copertura	1

- Azioni variabili:

<i>Piano</i>	<i>Intensità kN/m²</i>
Interrato	4
Terreno e rampe scala	4
Copertura	2
Facciate	0.955

Calcolo della portanza limite ed ammissibile

- **Approccio 1** – Combinazione 2 - A2 + M2 + R2

<i>PORTANZA CON BRINCH-HANSEN</i>			
<i>DATI (UG2)</i>			
Peso specifico del terreno	γ	18,00	kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ	25,00	°sess
Coesione	c	0,00	kN/m ²
Coefficiente parziale γ_M	γ_ϕ	1,25	
Larghezza fondazione	B	13,25	m

eccentricità carico	e_B		0,66	m
Lunghezza fondazione	L		13,25	m
eccentricità carico	e_L		0,66	m
Profondità fondazione	D		0,00	m
Inclinazione fondazione	β		0,00	°gradi
Inclinazione del terreno	η		0,00	°gradi
COEFFICIENTI DI CALCOLO				
		γ	q	c
Fattori adimens. funzioni di	N	6,681	7,954	11,931
Fattori di forma	s	1,314	1,157	1,157
Fattori di profondità	d	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinazione del carico	i	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclin. della fondazione	b	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinaz. del terreno	g	1,00	1,00	1,00
CAPACITA' PORTANTE				
q_{lim}		1046,78	kN /m ²	104,68 N /cm ²
q_{amm} (approccio 1 – comb. 2)		581,55	kN /m ²	58,15 N /cm ²

➤ **Approccio 2 – A1 + M1 + R3**

PORTANZA CON BRINCH-HANSEN				
DATI (UG2)				
Peso specifico del terreno	γ		18,00	kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ		25,00	°sess
Coesione	c		0,00	kN/m ²
Coefficiente parziale γ_M	γ'_s		1,00	
Larghezza fondazione	B		13,25	m
eccentricità carico	e_B		0,66	m
Lunghezza fondazione	L		13,25	m
eccentricità carico	e_L		0,66	m
Profondità fondazione	D		0,00	m
Inclinazione fondazione	β		0,00	°gradi

Inclinazione del terreno	η		0,00	°gradi
COEFFICIENTI DI CALCOLO				
		γ	q	c
Fattori adimens. funzioni di	N	10,876	10,662	20,721
Fattori di forma	s	1,314	1,157	1,157
Fattori di profondità	d	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinazione del carico	i	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclin. della fondazione	b	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinaz. del terreno	g	1,00	1,00	1,00
CAPACITA' PORTANTE				
q_{lim}		1704,17	kN /m ²	170,42 N /cm ²
q_{amm} (approccio 2)		740,95	kN /m ²	74,09 N /cm ²

Calcolo di Ed

Le tensioni agenti massime relative ai carichi permanenti ammontano a 9.00.N/cm², mentre quelle relative alle azioni variabili raggiungono il valore massimo di 9.00 N/cm².

Combinandoli secondo i due approcci sopra descritti si ottengono i seguenti valori:

➤ **Approccio 1 – Combinazione 2 - A2 + M2 + R2**

CARICHI	EFFETTO	(A2)	σ (N /cm ²)
Permanenti	Sfavorevole	1,0	9,00
Variabili	Sfavorevole	1,3	9,00
Totale			20,70

Quindi $E_D \leq R_D \quad 20,70 < 58,15 \text{ N/cm}^2$

➤ **Approccio 2 – A1 + M1 + R3**

CARICHI	EFFETTO	(A1)	σ (N /cm ²)
Permanenti	Sfavorevole	1,3	9,00
Variabili	Sfavorevole	1,5	9,00
Totale			25,20

Quindi $E_D \leq R_D \quad 25.20 < 74,09 \text{ N/cm}^2$

Calcolo dei cedimenti ammissibili

La verifica viene eseguita nelle condizioni di stato limite ultimo e di stato limite di esercizio.

- Verifica allo SLU

Volume Ingresso Approccio 1 – Combinazione 2 - A2 + M2 + R2			
DATI			
Peso specifico del terreno	γ	18,00	kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ	25,00	°sess
Larghezza fondazione	B	13,25	m
Lunghezza fondazione	L	13,25	m
Profondità fondazione	D	5,90	m
Carico trasmesso dalla fondazione	q'	207,00	kN/m ²
Tempo	t	30	anni
Tensione litostatica	σ_{v0}	106,20	kN/m ²
COEFFICIENTI DI CALCOLO			
Zona di influenza del carico	Z_I		6,10
Fattori adimens. funzioni di	N		39,00
Indice di compressibilità	I_c		0,0101
Fattore di forma della fondazione	f_s		1,00
Fattore di altezza dello strato comprimibile	f_H		1,00
Fattore per effetti differiti nel tempo	f_t		1,50
W_{medio}	mm	13	
W_{max}	mm	19	

Volume Ingresso Approccio 2 – A1 + M1 + R3			
DATI			
Peso specifico del terreno	γ	18,00	kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ	25,00	°sess
Larghezza fondazione	B	13,25	m
Lunghezza fondazione	L	13,25	m
Profondità fondazione	D	5,90	m
Carico trasmesso dalla fondazione	q'	252,00	kN/m ²
Tempo	t	30	anni
Tensione litostatica	σ_{v0}	106,20	kN/m ²
COEFFICIENTI DI CALCOLO			
Zona di influenza del carico	Z_I		6,10
Fattori adimens. funzioni di	N		39,00
Indice di compressibilità	I_c		0,0101
Fattore di forma della fondazione	f_s		1,00
Fattore di altezza dello strato comprimibile	f_H		1,00
Fattore per effetti differiti nel tempo	f_t		1,50
W_{medio}	mm	17	
W_{max}	mm	25	

- Verifica allo SLE (combinazione rara)

Essendo il calcolo dei cedimenti basato su correlazioni statistiche, è possibile associare al cedimento una probabilità. Tale valore di probabilità indica la percentuale di cedimenti che statisticamente supererebbero il valore calcolato (di default viene fornito il valore associato ad una probabilità pari al 50%) e quindi il valore del cedimento w_{medio} , ottenuto per un cedimento istantaneo alla combinazione SLE rara, viene incrementato con un fattore pari a 1,50, ottenendo quindi il valore w_{max} .

Volume Ingresso			
DATI			
Peso specifico del terreno	γ	18,00	kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ	25,00	°sess
Larghezza fondazione	B	13,25	m
Lunghezza fondazione	L	13,25	m
Profondità fondazione	D	5,90	m
Carico trasmesso dalla fondazione	q'	180,00	kN/m ²
Tempo	t	0	anni
Tensione litostatica	σ_{v0}	106,20	kN/m ²
COEFFICIENTI DI CALCOLO			
Zona di influenza del carico	Z_I	6,10	
Fattori adimens. funzioni di	N	39,00	
Indice di compressibilità	I_c	0,0101	
Fattore di forma della fondazione	f_s	1,00	
Fattore di altezza dello strato comprimibile	f_H	1,00	
Fattore per effetti differiti nel tempo	f_t	1,00	
W_{medio}	mm	7	
W_{max}	mm	10	

Il suddetto valore di cedimento istantaneo è compatibile con il tipo di struttura intelaiata con fondazione a platea ed è ampiamente nei limiti desunti dai riferimenti della letteratura tecnica che consigliano di contenere i cedimenti tra i 50 e 80 mm. Le tabelle di Sowers (1962) e di Holtz (1991), per le strutture intelaiate, riportano valori tra i 50 e 100 mm.

Determinazione del coefficiente di sottofondo di Winkler

➤ **Approccio 1** – Combinazione 2 - A2 + M2 + R2

Carichi totali	N /cm ²	20,70
Cedimenti istantanei (t=0)	cm	1,13
Costante di Winkler	N/cm ³	18,32

➤ **Approccio 2** – A1 + M1 + R3

Carichi totali	N /cm ²	25,20
Cedimenti istantanei (t=0)	cm	1,53
Costante di Winkler	N/cm ³	16,47

2.2 Verifiche geotecniche in condizioni sismiche

Valutazione della sicurezza

In riferimento al Metodo agli Stati Limite, si mantiene l'Approccio 2 di progetto, tenendo presente che i coefficienti A1 (quelli relativi ai carichi) sono posti pari a 1 (vedasi Circolare CSLPP 07/03/08 paragrafo C7.11.5.3.1)

CARICHI	Coefficiente Parziale γ_F	(A2)
Permanenti	γ_{G1}	1,0
Variabili	γ_{Q1}	1.0

PARAMETRO	GRANDEZZA	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1.00
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)
Capacità portante	2,3
Scorrimento	1,1

Capacità portante

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

Nell'analisi, 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} , calcolati nel paragrafo § 2.3.3 -Valutazione dell'azione sismica- della relazione geotecnica allegata.

Per il calcolo della capacità portante limite di progetto in condizioni sismiche del terreno di fondazione si fa riferimento al tradizionale metodo basato sulla teoria dell'equilibrio limite proposto da Brinch – Hansen richiamato nel capitolo precedente, modificato per considerare le forze inerziali della struttura e del terreno apportando nuovi coefficienti di riduzione (z_i) che tengono conto dei coefficienti sismici K_{hi} e K_{hk} .

Scorrimento

Per la verifica a collasso per scorrimento sul piano di fondazione si utilizza la classica formula, riportata anche da EC8, che calcola il contributo della resistenza $R_{SD} = N_{sd} \tan \delta + E_{pd}$, dove N_{sd} è la componente normale del carico, δ è la resistenza per attrito lungo la base (si assume normalmente $\delta = \phi_{cv}$) e E_{pd} è la resistenza passiva. Cautelativamente, si utilizza questa formula semplificata che trascurava il contributo dovuto all'adesione della fondazione al terreno.

La verifica di sicurezza sarà soddisfatta quando:

$$H_D \leq R_{SD}$$

dove H_D è il valore di progetto del carico orizzontale.

Si utilizza, per la verifica sismica, la medesima correlazione sopra descritta tenendo conto dell'incremento di carico dovuto all'azione sismica $HD''s''$ (K_{hi}) e del decremento di carico verticale $ND''s''$ (K_v) nello stato limite SLV.

Essendo $K_{hi} < 0.2a_g$, in accordo con il paragrafo 3.2.3.5 delle NTC 08, si assumerà $K_{hi} = 0.2$. Inoltre, secondo il paragrafo C7.11.5.3.1 della Circolare 2 Febbraio 2009 n. 617, per le verifiche allo scorrimento sul piano di fondazione l'Approccio 2 conduce a risultati molto meno conservativi di quelli conseguibili con l'Approccio 1. Per questo Stato limite è, pertanto, preferibile l'impiego dell'Approccio 1 – Combinazione 2 (GEO).

Per ricavare i valori di progetto si adotteranno dunque i seguenti coefficienti parziali da applicare alle resistenze dei materiali e alla resistenza globale del sistema.

CARICHI	Coefficiente Parziale γ_f	(A2)
Permanenti	γ_{G1}	1,0
Variabili	γ_{Q3}	1.0

PARAMETRO	GRANDEZZA	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,25
Peso dell'unità di volume	γ	γ_f	1.0

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE
Scorrimento	1,1

A favore di sicurezza, si trascura la resistenza passiva lungo la superficie laterale della fondazione. L'azione orizzontale sismica è la somma del carico orizzontale statico e del taglio sismico alla base:

$$T_k = N_k \times K_{hi}$$

Cedimento

Si utilizza il metodo di calcolo proposto da Burland e Burbidge (1985) precedentemente richiamato tenendo conto dell'incremento di carico dovuto all'azione sismica $\pm ND''s''$ (K_v) nello stato limite SLD, utilizzando i valori caratteristici delle azioni statiche e dei parametri di resistenza. In questo caso, il risultato dell'analisi è uno spostamento permanente.

Stabilità globale

In considerazione dell'assetto planiziale e delle condizioni geomorfologiche del sito in esame, non è necessario procedere a verifiche di stabilità di versante in condizioni sismiche.

Manica lunga (M1)

Calcolo della portanza limite ed ammissibile

PORTANZA CON BRINCH-HANSEN			
DATI (UG2)			
Peso specifico del terreno	γ	18,00	kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ	25,00	°sess
Coesione	c	0,00	kN/m ²
Carico trasmesso dalla fondazione	E_d	244,00	kPa
Componente verticale del carico trasmesso dalla fondazione	E_{ds}	248,39	kPa
Carico Verticale V	V	294535,56	kN
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali in funzione di T1 : effetto inerziale	K_{hi}	0,0520	
Accelerazione verticale massima attesa in superficie	K_v	0,0180	
Spinta Orizzontale	H	15315,85	kN
Larghezza fondazione	B	20,750	m
Eccentricità carico	e_B	1,038	m
Lunghezza fondazione	L	70,550	m
Eccentricità carico	e_L	3,528	m
Profondità fondazione	D	0,000	m
Inclinazione fondazione	β	0,000	°gradi
Inclinazione del terreno	η	0,000	°gradi
COEFFICIENTI DI CALCOLO			
		γ	q
Fattori adimens. funzioni di N	N	10,876	10,662
	m_1		1,773
	m_2		1,227
Coefficienti di riduzione	z	0,959	0,983
Fattori di forma	s	1,092	1,046

Fattori di profondità	d	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinazione del carico	i	0,86	0,89	0,91
Fattori di inclin. della fondazione	b	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinaz. del terreno	g	1,00	1,00	1,00
CAPACITA' PORTANTE				
q_{lim}		1835,78	kN /m ²	183,58
q_{amm} (approccio 2)		798,17	kN /m ²	79,82

Calcolo di Ed

Le tensioni agenti massime relative ai carichi permanenti ammontano a 10 N/cm², mentre quelle relative alle azioni variabili raggiungono il valore massimo di 9 N/cm².

Combinandoli secondo i due approcci sopra descritti si ottengono i seguenti valori:

CARICHI	EFFETTO	(A2)	σ (N /cm ²)
Permanenti	Sfavorevole	1,0	10,00
Variabili	Sfavorevole	1,0	9,00
Totale			19,00

Quindi $E_D \leq R_D$ 19,00 < 79,82 N/cm²

Scorrimento

Peso specifico del terreno	γ	18,00	kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ	25,00	°sess
Coefficiente	γ_M	1,25	
Angolo di resistenza a volume costante	ϕ_{cvd}	20,00	°sess
Coesione	c	0,00	kN/m ²
Carico trasmesso dalla fondazione	Ed	248,39	kPa
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali in funzione di T1 : effetto inerziale	K _{hi}	0,20	
Resistenza passiva	E _{pd}	0,00	
Coefficiente	γ_R	1,10	
Taglio sismico alla base	T _k	49,68	kPa
Resistenza taglio	R _{sd}	90,41	kPa

Quindi $T_k \leq R_{sd}$ 49,68 < 90,41 kPa

Calcolo dei cedimenti ammissibili

- Verifica allo SLE (combinazione rara)

Essendo il calcolo dei cedimenti basato su correlazioni statistiche, è possibile associare al cedimento una probabilità. Tale valore di probabilità indica la percentuale di cedimenti che statisticamente supererebbero il valore calcolato (di default viene fornito il valore associato ad una probabilità pari al 50%) e quindi il valore del cedimento w_{medio} , ottenuto per un cedimento istantaneo alla combinazione SLE rara, viene incrementato con un fattore pari a 1,50, ottenendo quindi il valore w_{max} .

Manica Lunga			
DATI			
Peso specifico del terreno	γ	18,00	kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ	25,00	°sess
Larghezza fondazione	B	20,75	m
Lunghezza fondazione	L	70,55	m
Profondità fondazione	D	5,90	m
Carico trasmesso dalla fondazione	q'	193,42	kN/m ²
Tempo	t	0	anni
Tensione litostatica	σ'_{v0}	106,20	kN/m ²
COEFFICIENTI DI CALCOLO			
Zona di influenza del carico	Z_l	8,35	
Fattori adimens. funzioni di	N	39,00	
Indice di compressibilità	I_c	0,0101	
Fattore di forma della fondazione	f_s	1,36	
Fattore di altezza dello strato comprimibile	f_H	1,00	
Fattore per effetti differiti nel tempo	f_t	1,00	
W_{medio}	mm	14	
W_{max}	mm	21	

Il suddetto valore di cedimento istantaneo è compatibile con il tipo di struttura intelaiata con fondazione a platea ed è ampiamente nei limiti desunti dai riferimenti della letteratura tecnica che consigliano di contenere i cedimenti tra i 50 e 80 mm. Le tabelle di Sowers (1962) e di Holtz (1991), per le strutture intelaiate, riportano valori tra i 50 e 100 mm.

Manica corta (M2)

Calcolo della portanza limite ed ammissibile

PORTANZA CON BRINCH-HANSEN			
DATI (UG2)			
Peso specifico del terreno	γ	18,00	kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ	25,00	°sess
Coesione	c	0,00	kN/m ²
Carico trasmesso dalla fondazione	E_d	376,00	kPa
Componente verticale del carico trasmesso dalla fondazione	E_{ds}	382,77	kPa
Carico Verticale V	V	124706,77	kN

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali in funzione di T1 : effetto inerziale	K_{hi}	0,0520		
Accelerazione verticale massima attesa in superficie	K_v	0,0180		
Spinta Orizzontale	H	6484,75		kN
Larghezza fondazione	B	18,050		m
Eccentricità carico	e_B	0,903		m
Lunghezza fondazione	L	20,000		m
Eccentricità carico	e_L	1,000		m
Profondità fondazione	D	0,000		m
Inclinazione fondazione	β	0,000		°gradi
Inclinazione del terreno	η	0,000		°gradi
COEFFICIENTI DI CALCOLO				
		γ	q	c
Fattori adimens. funzioni di N (Vesic 1975)	N	10,876	10,662	20,721
	m_1			1,526
	m_2			1,474
coefficienti di riduzione	z	0,959	0,959	0,983
Fattori di forma	s	1,283	1,142	1,142
Fattori di profondità	d	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinazione del carico	i	0,87	0,88	0,92
			0,92	0,91
Fattori di inclin. della fondazione	b	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinaz. del terreno	g	1,00	1,00	1,00
CAPACITA' PORTANTE				
q_{lim}		1901,05	kN /m ²	190,10 N /cm ²
q_{amm} (approccio 2)		826,54	kN /m ²	82,65 N /cm ²

Calcolo di Ed

Le tensioni agenti massime relative ai carichi permanenti ammontano a 22 N/cm², mentre quelle relative alle azioni variabili raggiungono il valore massimo di 6 N/cm².

Combinandoli secondo i due approcci sopra descritti si ottengono i seguenti valori:

CARICHI	EFFETTO	(A2)	σ (N /cm ²)
Permanenti	Sfavorevole	1,0	22,00

Variabili	Sfavorevole	1,0	6,00
Totale			29,00

Quindi $E_D \leq R_D$ $29,00 < 82,65 \text{ N/cm}^2$

Scorrimento

Peso specifico del terreno	γ	18,00	kN/m^3
Angolo di attrito	ϕ	25,00	$^\circ\text{sess}$
Coefficiente	γ_M	1,25	
Angolo di resistenza a volume costante	ϕ_{cvd}	20,00	$^\circ\text{sess}$
Coesione	c	0,00	kN/m^2
Carico trasmesso dalla fondazione	E_d	382,77	kPa
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali in funzione di T1 : effetto inerziale	K_{hi}	0,20	
Resistenza passiva	E_{pd}	0,00	
Coefficiente	γ_R	1,10	
Taglio sismico alla base	T_k	76,55	kPa
Resistenza taglio	R_{sd}	139,32	kPa

Quindi $T_k \leq R_{sd}$ $76,55 < 139,32 \text{ kPa}$

Calcolo dei cedimenti ammissibili

- Verifica allo SLE (combinazione rara)

Essendo il calcolo dei cedimenti basato su correlazioni statistiche, è possibile associare al cedimento una probabilità. Tale valore di probabilità indica la percentuale di cedimenti che statisticamente supererebbero il valore calcolato (di default viene fornito il valore associato ad una probabilità pari al 50%) e quindi il valore del cedimento w_{medio} , ottenuto per un cedimento istantaneo alla combinazione SLE rara, viene incrementato con un fattore pari a 1,50, ottenendo quindi il valore w_{max} .

Manica Corta			
DATI			
Peso specifico del terreno	γ	18,00	kN/m^3
Angolo di attrito	ϕ	25,00	$^\circ\text{sess}$
Larghezza fondazione	B	18,05	m
Lunghezza fondazione	L	20,00	m
Profondità fondazione	D	5,90	m
Carico trasmesso dalla fondazione	q'	295,22	kN/m^2
Tempo	t	0	anni
Tensione litostatica	σ'_{v0}	106,20	kN/m^2
COEFFICIENTI DI CALCOLO			
Zona di influenza del carico	Z_I		7,58
Fattori adimens. funzioni di	N		39,00
Indice di compressibilità	I_c		0,0101
Fattore di forma della fondazione	f_s		1,04
Fattore di altezza dello strato comprimibile	f_H		1,00
Fattore per effetti differiti nel tempo	f_t		1,00
W_{medio}	mm	18	
W_{max}	mm	27	

Il suddetto valore di cedimento istantaneo è compatibile con il tipo di struttura intelaiata con fondazione a platea ed è ampiamente nei limiti desunti dai riferimenti della letteratura tecnica che consigliano di contenere i cedimenti tra i 50 e 80 mm. Le tabelle di Sowers (1962) e di Holtz (1991), per le strutture intelaiate, riportano valori tra i 50 e 100 mm.

Parcheggio interrato (PK)

Calcolo della portanza limite ed ammissibile

PORTANZA CON BRINCH-HANSEN			
DATI (UG3)			
Peso specifico del terreno	γ	20,00	kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ	33,00	°sess
Coesione	c	0,00	kN/m ²
Carico trasmesso dalla fondazione	E_d	265,00	kPa
Componente verticale del carico trasmesso dalla fondazione	E_{ds}	269,77	kPa
Carico Verticale V	V	25442,35	kN
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali in funzione di T1 : effetto inerziale	K_{hi}	0,0520	
Accelerazione verticale massima attesa in superficie	K_v	0,0180	
Spinta Orizzontale	H	1323,00	kN
Larghezza fondazione	B	2,000	m
Eccentricità carico	e_B	0,100	m
Lunghezza fondazione	L	52,250	m
Eccentricità carico	e_L	2,613	m
Profondità fondazione	D	1,000	m
Inclinazione fondazione	β	0,000	°gradi
Inclinazione del terreno	η	0,000	°gradi
COEFFICIENTI DI CALCOLO			
		γ	q
Fattori adimens. funzioni di N	N	35,188	26,092
	m_1		1,963
	m_2		1,037

Coefficienti di riduzione	z	0,971	0,971	0,983
Fattori di forma	s	1,014	1,007	1,007
Fattori di profondità	d	1,00	1,15	1,22
Fattori di inclinazione del carico	i	0,85	0,90	0,90
Fattori di inclin. della fondazione	b	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinaz. del terreno	g	1,00	1,00	1,00
CAPACITA' PORTANTE				
q_{lim}		1139,54	kN /m ²	113,95 N /cm ²
q_{amm} (approccio 2)		495,45	kN /m ²	49,55 N /cm ²

Calcolo di Ed

Le tensioni agenti massime relative ai carichi permanenti ammontano a 10 N/cm², mentre quelle relative alle azioni variabili raggiungono il valore massimo di 9 N/cm².

Combinandoli secondo i due approcci sopra descritti si ottengono i seguenti valori:

CARICHI	EFFETTO	(A2)	σ (N /cm ²)
Permanenti	Sfavorevole	1,0	10,00
Variabili	Sfavorevole	1,0	9,00
Totale			19,00

Quindi $E_D \leq R_D \quad 19,00 < 49,55 \text{ N/cm}^2$

Scorrimento

Peso specifico del terreno	γ	20,00	kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ	33,00	°sess
Coefficiente	γ_M	1,25	
Angolo di resistenza a volume costante	ϕ_{cvd}	26,40	°sess
Coesione	c	0,00	kN/m ²
Carico trasmesso dalla fondazione	E_d	269,77	kPa
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali in funzione di T1 : effetto inerziale	K_{hi}	0,20	
Resistenza passiva	E_{pd}	0,00	
Coefficiente	γ_R	1,10	
Taglio sismico alla base	T_k	53,95	kPa
Resistenza taglio	R_{sd}	133,91	kPa

Quindi $T_k \leq R_{sd} \quad 53,95 < 133,91 \text{ kPa}$

Calcolo dei cedimenti ammissibili

- Verifica allo SLE (combinazione rara)

Essendo il calcolo dei cedimenti basato su correlazioni statistiche, è possibile associare al cedimento una probabilità. Tale valore di probabilità indica la percentuale di cedimenti che statisticamente supererebbero il valore calcolato (di default viene fornito il valore associato ad una probabilità pari al 50%) e quindi il valore del cedimento w_{medio} , ottenuto per un cedimento istantaneo alla combinazione SLE rara, viene incrementato con un fattore pari a 1,50, ottenendo quindi il valore w_{max} .

Parcheggio Interrato			
DATI			
Peso specifico del terreno	γ	20,00	kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ	33,00	°sess
Larghezza fondazione	B	2,00	m
Lunghezza fondazione	L	52,25	m
Profondità fondazione	D	1,00	m
Carico trasmesso dalla fondazione	q'	193,42	kN/m ²
Tempo	t	0	anni
Tensione litostatica	σ'_{v0}	20,00	kN/m ²
COEFFICIENTI DI CALCOLO			
Zona di influenza del carico	Z_I	1,62	
Fattori adimens. funzioni di	N	39,00	
Indice di compressibilità	I_c	0,0101	
Fattore di forma della fondazione	f_s	1,53	
Fattore di altezza dello strato comprimibile	f_H	1,00	
Fattore per effetti differiti nel tempo	f_t	1,00	
W_{medio}	mm	5	
W_{max}	mm	7	

Il suddetto valore di cedimento istantaneo è compatibile con il tipo di struttura intelaiata con fondazione nastriforme ed è ampiamente nei limiti desunti dai riferimenti della letteratura tecnica che consigliano di contenere i cedimenti tra i 50 e 80 mm. Le tabelle di Sowers (1962) e di Holtz (1991), per le strutture intelaiate, riportano valori tra i 50 e 100 mm.

Volume d'ingresso (Vi)

Calcolo della portanza limite ed ammissibile

PORTANZA CON BRINCH-HANSEN			
DATI (UG2)			
Peso specifico del terreno	γ	18,00	kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ	25,00	°sess
Coesione	c	0,00	kN/m ²
Carico trasmesso dalla fondazione	E_d	252,00	kPa
Componente verticale del carico trasmesso dalla fondazione	E_{ds}	256,54	kPa
Carico Verticale V	V	40646,89	kN

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali in funzione di T1 : effetto inerziale	K_{hi}	0,0520		
Accelerazione verticale massima attesa in superficie	K_v	0,0180		
Spinta Orizzontale	H	2113,64		kN
Larghezza fondazione	B	13,250		m
Eccentricità carico	e_B	0,663		m
Lunghezza fondazione	L	13,250		m
Eccentricità carico	e_L	0,663		m
Profondità fondazione	D	0,000		m
Inclinazione fondazione	β	0,000		°gradi
Inclinazione del terreno	η	0,000		°gradi
COEFFICIENTI DI CALCOLO				
		γ	q	c
Fattori adimens. funzioni di N	N	10,876	10,662	20,721
	m_1			1,500
	m_2			1,500
Coefficienti di riduzione	z	0,959	0,959	0,983
Fattori di forma	s	1,314	1,157	1,157
Fattori di profondità	d	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinazione del carico	i	0,88	0,88	0,92
				0,92
Fattori di inclin. della fondazione	b	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinaz. del terreno	g	1,00	1,00	1,00
CAPACITA' PORTANTE				
q_{lim}		1430,75	kN /m ²	143,07
q_{amm} (approccio 2)		622,06	kN /m ²	62,21
				N /cm ²

Calcolo di Ed

Le tensioni agenti massime relative ai carichi permanenti e alle azioni variabili raggiungono il valore massimo di 9.00 N/cm².

Combinandoli secondo i due approcci sopra descritti si ottengono i seguenti valori:

CARICHI	EFFETTO	(A2)	σ (N /cm ²)
Permanenti	Sfavorevole	1,0	9,00

Variabili	Sfavorevole	1,0	9,00
Totale			18,00

Quindi $E_D \leq R_D$ $18,00 < 62,21 \text{ N/cm}^2$

Scorrimento

Peso specifico del terreno	γ	18,00	kN/m^3
Angolo di attrito	ϕ	25,00	$^\circ\text{sess}$
Coefficiente	γ_M	1,25	
Angolo di resistenza a volume costante	ϕ_{cvd}	20,00	$^\circ\text{sess}$
Coesione	c	0,00	kN/m^2
Carico trasmesso dalla fondazione	E_d	256,54	kPa
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali in funzione di T1 : effetto inerziale	K_{hi}	0,20	
Resistenza passiva	E_{pd}	0,00	
Coefficiente	γ_R	1,10	
Taglio sismico alla base	T_k	51,31	kPa
Resistenza taglio	R_{sd}	93,37	kPa

Quindi $T_k \leq R_{sd}$ $51,31 < 93,37 \text{ kPa}$

Calcolo dei cedimenti ammissibili

- Verifica allo SLE

Volume Ingresso			
DATI			
Peso specifico del terreno	γ	18,00	kN/m^3
Angolo di attrito	ϕ	25,00	$^\circ\text{sess}$
Larghezza fondazione	B	13,25	m
Lunghezza fondazione	L	13,25	m
Profondità fondazione	D	5,90	m
Carico trasmesso dalla fondazione	q'	183,24	kN/m^2
Tempo	t	0	anni
Tensione litostatica	σ_{v0}	106,20	kN/m^2
COEFFICIENTI DI CALCOLO			
Zona di influenza del carico	Z_i	6,10	
Fattori adimens. funzioni di	N	39,00	
Indice di compressibilità	I_c	0,0101	
Fattore di forma della fondazione	f_s	1,00	
Fattore di altezza dello strato comprimibile	f_H	1,00	
Fattore per effetti differiti nel tempo	f_t	1,00	
W_{medio}	mm	7	
W_{max}	mm	10	

Il suddetto valore di cedimento istantaneo è compatibile con il tipo di struttura intelaiata con fondazione a platea ed è ampiamente nei limiti desunti dai riferimenti della letteratura tecnica che consigliano di contenere i cedimenti tra i 50 e 80 mm. Le tabelle di Sowers (1962) e di Holtz (1991), per le strutture intelaiate, riportano valori tra i 50 e 100 mm.

CONCLUSIONI

La presente relazione è predisposta come aggiornamento, per la sola parte relativa all'Energy Center, della relazione geologico geotecnica redatta dalla CITIEMME nel settembre 2012, prima della stesura del progetto definitivo. Sarà onere dell'Appaltatore, durante la stesura del progetto esecutivo, aggiornare la documentazione geologico-geotecnica in funzione delle scelte fondali effettuate.

Dall'analisi dei risultati si riscontra la compatibilità del sistema fondale con le caratteristiche del suolo sottostante sia dal punto di vista tensionale che per quello dei cedimenti.

Si ribadiscono in questa sede le conclusioni e le raccomandazioni di cui alla relazione geologica suddetta ed in particolare:

- la rimozione completa dei riporti antropici, che non possono offrire garanzie di omogeneità al piano di fondazione delle strutture e delle relative pertinenze;
- la protezione degli scavi con idonee opere di sostegno provvisoria o mediante profilatura con adeguato angolo di scarpa, evitando ogni sovraccarico sul ciglio per una distanza inferiore alla profondità dello scavo stesso;
- la verifica delle effettive condizioni litostratigrafiche e idrogeologiche in corso d'opera: qualora nel corso degli scavi emergessero situazioni difformi da quanto precedentemente considerato sarà necessario rivedere le conclusioni della presente relazione e procedere ad opportuni approfondimenti;
- di attenersi ai disposti della Deliberazione della Giunta Regionale del Piemonte 15 Febbraio 2010 n. 24-13302 "Linee guida per la gestione delle terre e rocce da scavo ai sensi dell'articolo 186 del Decreto Legislativo 3 Aprile 2006, n. 152" nella gestione degli scavi e dei relativi materiali, che esula dalle finalità della presente relazione.

ALLEGATI

- a) **Relazione geologica – relazione geotecnica (settembre 2012)**
- b) **Rapporto interpretativo dell'indagine (agosto 2012)**
- c) **Rapporto certificativo delle indagini (agosto 2012)**

REGIONE PIEMONTE
PROVINCIA DI TORINO
CITTA' DI TORINO

CITTIEMME S.r.l. c/o POLITECNICO DI TORINO

PROGETTAZIONE DELLA RESIDENZA UNIVERSITARIA "CESARE CODEGONE" NELL'AREA DELIMITATA DALLE VIE BORSELLINO



RELAZIONE GEOLOGICA
RELAZIONE GEOTECNICA

GL/GT

ELABORATO

ALLEGATO

--

SETTEMBRE 2012
DATA EMISSIONE

12-000/24-GL/GT
CODICE



Via Donati, 14
10121 Torino

Tel: 011-3975311
Fax: 011-3493790
info@ing-con.org

Geol. M. Lavezzi

REDATTO

Ing. S. Monti

REDATTO

Ing. S. Monti

CONTROLLATO E APPROVATO



CITTIEMME S.r.l.
Via Donati, 14
10121 Torino

REGIONE PIEMONTE
CITTA' DI TORINO

CITIEMME S.r.l.
c/o POLITECNICO DI TORINO

**PROGETTAZIONE DELLA RESIDENZA UNIVERSITARIA
“CESARE CODEGONE”
NELL’AREA DELIMITATA DALLE VIE BORSELLINO**

**RELAZIONE GEOLOGICA e
RELAZIONE GEOTECNICA**

Settembre 2012

SOMMARIO

PREMESSA	2
Relazione Geologica	
1.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO	4
1.2 CONDIZIONI GEOLOGICHE LOCALI	9
1.3 CONDIZIONI DI PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA	12
1.4 CONDIZIONI DI SISMICITA'	15
1.5 CONCLUSIONI GEOLOGICHE.....	20
Relazione Geotecnica	
2.1 MODELLAZIONE GEOTECNICA.....	25
2.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....	28
2.3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA LOCALE	35
2.4 VERIFICHE GEOTECNICHE IN CONDIZIONI STATICHE	49
2.5 VERIFICHE GEOTECNICHE IN CONDIZIONI SISMICHE	59
2.6 CONCLUSIONI E RACCOMANDAZIONI.....	64
PRINCIPALI RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI.....	66

PREMESSA

Il presente fascicolo comprende la Relazione Geologica e la Relazione Geotecnica, predisposte su incarico della Società Citiemme S.r.l. di Torino per conto del POLITECNICO DI TORINO nell'ambito del progetto di realizzazione della Residenza Universitaria denominata "Cesare Codegone" e dell'Energy Center del Politecnico nell'area delimitata dalle Vie Borsellino nel concentrico metropolitano di Torino.

Le relazioni sono redatte in ottemperanza alla vigente normativa, con particolare riguardo a:

- *Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/08 S.O. n. 30 alla G.U. n. 29 del 04/02/2008) - nel seguito denominato anche NTC08;*
- *Circ. Min. Infrastrutture e trasporti n. 617 CSLPP del 02/02/09 "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008" (S.O. n. 27 alla G.U. n. 47 del 26/02/2009).*
- *O.P.C.M. n. 3431 del 03/05/05 e O.P.C.M. n. 3316 del 02/10/03 recante modifiche ed integrazioni dell' O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/03 " Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici" e s.m.i.;*
- *Legge Regionale REGIONE PIEMONTE 5 dicembre 1977, n. 56. "Tutela ed uso del suolo" (B.U. 24 dicembre 1977, n. 53) e s.m.i.;*
- *P.R.G.C. della Città di Torino – N.U.E.A. - Norme Urbanistiche Edilizie di Attuazione integrate con la variante n. 100 (a seguito dell'approvazione della variante n. 100 con D.G.R. N. 21-9903 del 27/10/2008 e pubblicata sul B.U.R. n. 45 del 6/11/2008).*

La caratterizzazione si basa su di una campagna di indagini geognostiche appositamente realizzata dalla Società Citiemme S.r.l., autorizzata dal Ministero Infrastrutture e Trasporti all'esecuzione di prove geotecniche in sito ai sensi del D.P.R. 380/01. I report delle indagini geognostiche e sismiche sono da considerarsi a tutti gli effetti parte integrante della presente relazione.

Il presente lavoro si prefigge dunque di:

- illustrare le indagini geognostiche e le prove geotecniche eseguite;
- valutare le condizioni di pericolosità di base del sito in oggetto, con particolare riguardo alla pericolosità geomorfologica e alla pericolosità sismica, con riferimento alla classificazione sismica aggiornata del territorio nazionale, tenendo in considerazione gli strumenti di pianificazione territoriale e i piani urbanistici vigenti;
- fornire la modellazione geologica, geotecnica e sismica del sito in oggetto secondo la vigente normativa, basandosi sulle indagini puntuali realizzate in loco e su studi di carattere descrittivo, qualitativo e quantitativo, al fine d'interpretare l'assetto del territorio in relazione alla sua costituzione geologica ed alla distribuzione dei litotipi;
- caratterizzare il terreno e verificare la sicurezza e le prestazioni delle fondazioni, sulla base delle indicazioni progettuali fornite dalla Committenza.



RELAZIONE GEOLOGICA

1.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

1.1.1 Contesto dell'intervento

L'area interessata dal progetto si colloca tra le Vie Borsellino, nel concentrico urbano di Torino.

Ai fini dell'inquadramento topografico nella cartografia ufficiale, essa ricade nella Sez. 155120 della base cartografica CTR alla scala 1:10.000.

Dal punto di vista geologico, l'area è compresa nel foglio n° 56 – Torino della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000 e nel Foglio n. 155 – Torino Ovest della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000.

1.1.2 Inquadramento litostratigrafico

Nel settore in esame, la Pianura Padana è originata dall'accumulo di materiali clastici derivati dal graduale smantellamento delle Alpi ad opera degli agenti atmosferici e trasportati da fiumi, torrenti e ghiacciai. Nella parte più prossimale alla cerchia alpina, la pianura si è formata per coalescenza di vecchie conoidi pleistoceniche; tale settore si raccorda progressivamente con la bassa pianura, formata anch'essa da depositi fluviali e fluvio-glaciali, ma di età più recente, poco terrazzati e con lievissima pendenza. In particolare, i depositi tardo-pleistocenici ed olocenici sono costituiti da terreni fluvio-glaciali rissiani, che costituiscono un ripiano sopraelevato di pochi di metri rispetto alle alluvioni post-glaciali del Fiume Po e dei suoi affluenti di sinistra, che a loro volta scorrono in modeste incisioni morfologicamente segnate da orli di terrazzo.

Il settore di pianura, nel quale si colloca il territorio in esame, risulta compreso nell'ambito del grande conoide fluvioglaciale e fluviale rissiano, originato dall'attività deposizionale della Dora Riparia e del Sangone.

I terreni rissiani, riferibili al tardo Pleistocene, sono costituiti in prevalenza da sedimenti alluvionali continentali, composti da ghiaie a clasti silicatici e subordinatamente calcarei, sabbia e limo, in cui sono localmente abbondanti anche frazioni granulometriche grossolane, quali ciottoli e subordinati blocchi. Tali depositi mostrano in genere una assenza di classazione granulometrica, con disposizione caotica e frequente struttura lentiforme (strati deposizionali a limitata estensione laterale). Le caratteristiche principali, che contraddistinguono queste alluvioni, sono la presenza sporadica di cementazione e un discreto grado di alterazione delle porzioni sotto falda. La cementazione secondaria si riscontra in livelli discontinui, il cui spessore diminuisce progressivamente andando dal bordo alpino a quello collinare.

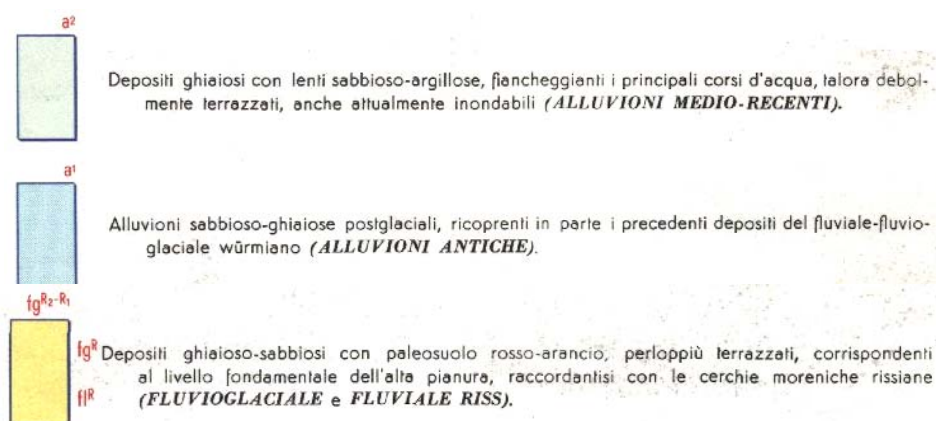
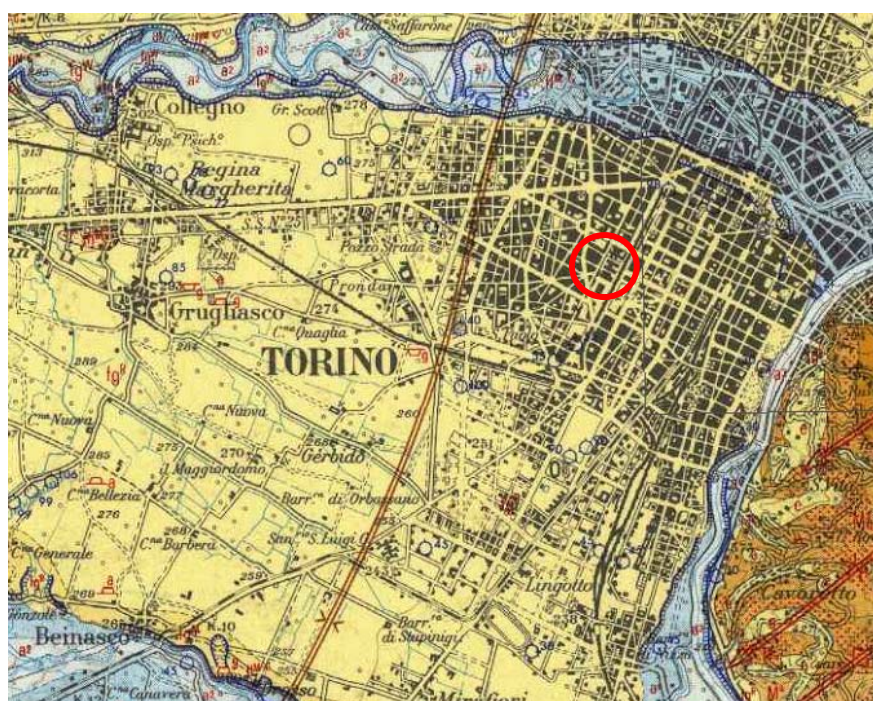
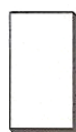


Figura 1 - Estratto Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100000 – Foglio n° 56 – Torino



SINTEMA DI FRASSINERE

Subsistema di Col Giansesco



AFR₂

Sabbie ghiaiose e ghiaie sabbiose con clasti eterometrici di quarziti, serpentiniti, gneiss e subordinatamente di prasiniti, calcescisti e marmi grigi (depositi fluvio-glaciali) (AFR_{2b}). Sottile copertura di silt sabbiosi e loess l.s. e locali accumuli di sabbie grossolane (depositi eolici) (AFR_{2d}). Sabbie siltose e silt sabbiosi stratificati con intercalazioni ghiaiose e torbose (depositi lacustri, palustri e di torbiera) (AFR_{2e}). Morenico scheletrico sparso (AFR_{2c3}). *Diamicton* con clasti e blocchi angolosi e subangolosi, sfaccettati, levigati e striati, immersi in una matrice siltoso-sabbiosa addensata (depositi glaciali di fondo) (AFR_{2c4}). *Diamicton* con clasti angolosi e subangolosi e blocchi di dimensioni metriche immersi in una matrice siltoso-sabbiosa (depositi glaciali di ablazione) (AFR_{2c5}). I depositi sono complessivamente poco alterati (10-7,5YR). *Parte superiore del PLEISTOCENE SUP.*

Subsistema di Cresta Grande



AFR₁

Sabbie ghiaiose e ghiaie sabbiose grossolane con matrice siltoso-sabbiosa e con copertura di silt sabbiosi e loess l.s. con spessore di 0,5-2 m (depositi fluvio-glaciali) (AFR_{1b}). Silt sabbiosi con locali intercalazioni torbose (depositi lacustri, palustri e di torbiera) (AFR_{1e}). Depositi glaciali indifferenziati (AFR_{1c1}). Morenico scheletrico sparso (AFR_{1c3}). *Diamicton* con clasti e blocchi angolosi e subangolosi, sfaccettati, levigati e striati, immersi in una matrice siltoso-sabbiosa e siltoso-argillosa addensata (depositi glaciali di fondo) (AFR_{1c4}). *Diamicton* con clasti angolosi e subangolosi e blocchi di dimensioni superiori a un metro (depositi glaciali di ablazione) (AFR_{1c5}). Con esclusione dei soli sedimenti lacustri, i depositi sono complessivamente

Subsistema di Cascine Vica



BEN₂

Sabbie ghiaiose e ghiaie sabbiose eterometriche con clasti subarrotondati immersi in una matrice sabbioso-siltosa; i clasti sono costituiti da gneiss, micascisti, quarziti, prasiniti, anfiboliti, eclogiti e gabbri (depositi fluvio-glaciali) (BEN_{2b}). Depositi glaciali indifferenziati (BEN_{2c1}). *Diamicton* con clasti da subarrotondati a subangolosi, sfaccettati e striati, e blocchi di dimensioni superiori a 2 m immersi in una matrice siltoso-sabbiosa addensata (depositi glaciali di fondo) (BEN_{2c4}). *Diamicton* con clasti angolosi e subangolosi e blocchi eterometrici (depositi glaciali di ablazione) (BEN_{2c5}). Depositi lacustri (BEN_{2e}). I depositi sono complessivamente da mediamente a molto alterati (5YR-10R). *Parte superiore del PLEISTOCENE MEDIO*

Figura 2 - Estratto Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50000 – Foglio n° 155 – Torino Ovest

Nella loro parte sommitale possono essere ricoperte da un paleosuolo argilloso di colore rosso-arancio, inglobante ciottoli silicatici in avanzata fase di alterazione. Talora si rinvencono ancora lembi relitti di una debole copertura loessica.

I depositi rissiani poggiano sui più antichi sedimenti fluvioglaciali riferiti al Mindel dalla cartografia ufficiale alla scala 1:100.000. Si tratta di ghiaie e sabbie caratterizzate da elevato grado di alterazione.

Secondo la più recente cartografia geologica, i depositi rissiani del bacino del Fiume Dora Riparia appartengono al Sintema di Frassinere e sono distinti nei due Subsintemi di Cresta Grande (parte inferiore del Pleistocene Superiore) e di Col Giansesco, che in parte ricopre i precedenti. La base del Sintema è di natura erosiva e poggia direttamente sulle Unità litologiche del Pleistocene medio del Sintema di Bennale (qui rappresentato dal Subsintema di Cascine Vica), riferibile al Fluvioglaciale Mindel della vecchia cartografia.

Il sedime della zona in esame appartiene dunque ai terreni ascritti al Subsintema di Col Giansesco nella suddivisione litologica AFR_{2b} della Carta Geologica: si tratta di sabbie ghiaiose e ghiaie sabbiose con clasti eterometrici di quarziti, serpentiniti, gneiss e subordinatamente di prasiniti, calcescisti e marmi grigi, legati alla dinamica deposizionale fluvioglaciale. La base del Sintema è di natura erosiva e poggia direttamente sulle Unità litologiche del Pleistocene medio del Sintema di Bennale.

Dal punto di vista strutturale, i rapporti geometrici tra i diversi litotipi sono assai semplici, costituiti da eteropie laterali e stratigrafiche di facies, senza giunti di strato né discontinuità rilevanti. I contatti tra le diverse Unità litologiche sono segnati da superfici erosionali; i cambi litologici e stratigrafici all'interno delle singole formazioni presentano in ogni caso una giacitura suborizzontale.

1.1.3 Geomorfologia

Dal punto di vista morfologico, i depositi fluvioglaciali formano un ripiano genericamente noto come “Tavoliere Torinese”, sopraelevato rispetto alle alluvioni post-glaciali degli affluenti della sinistra orografica del Fiume Po (Sangone, Dora Riparia, Stura di Lanzo), che a loro volta scorrono in modeste incisioni morfologicamente segnate da orli di terrazzo. Si tratta di un *glacis* di raccordo tra la zona montana e la Collina di Torino, formatosi in fasi successive (stadi interglaciali) nel corso del Pleistocene medio, grazie alla sovrapposizione e interdigitazione dei conoidi costruiti dagli affluenti di sinistra del Po.

Il contesto antropizzato metropolitano e industriale ha parzialmente obliterato e modificato l'originale micro rilievo e il sito è sostanzialmente planiziale.

1.1.4 Inquadramento idrogeologico

Sotto il profilo idrogeologico, la pianura torinese rappresenta un serbatoio idrico di primaria importanza. In funzione dell'assetto litologico-stratigrafico, le Note Illustrative alla “Carta di base dell'acquifero superficiale” (Provincia di Torino, 2002) individuano alcuni grandi complessi geoidrologici. Nel settore in esame è presente il “Complesso idrogeologico Superficiale”: depositi alluvionali antichi, recenti ed attuali, per lo più ghiaiosi, costituenti un acquifero praticamente indifferenziato, di età complessiva Pleistocene medio – Olocene, contenente la falda superficiale o falda idrica freatica; tale complesso è localmente caratterizzato dalla presenza di paleosuoli argillosi praticamente impermeabili, che di fatto proteggono l'acquifero da infiltrazioni superficiali.

Secondo la Carta della base dell'acquifero superficiale della Pianura di Torino, edita dall'Amministrazione Provinciale, lo spessore dell'acquifero freatico in corrispondenza del sito è di circa 45-50 m.

Nel particolare del sito in esame, tanto i depositi recenti che quelli del Pleistocene medio sono formati da materiali molto permeabili, che costituiscono degli ottimi acquiferi. La falda impostata è di tipo libero, collegata idraulicamente al reticolato idrografico di superficie.

1.2 CONDIZIONI GEOLOGICHE LOCALI

1.2.1 Indagini geognostiche

Per la ricostruzione stratigrafica dell'area è stata condotta una campagna di indagini geognostiche consistente in n° 6 sondaggi a carotaggio continuo con prove geotecniche in foro tipo SPT, ubicati in corrispondenza dell'impronta degli edifici in progetto. Le indagini dirette, come richiesto dal Politecnico di Torino, hanno raggiunto la profondità di 10 m dal p.c. attuale. A completamento dell'indagine, per la caratterizzazione sismica del sito è stato inoltre eseguito uno stendimento geofisico con rilievo delle onde sismiche mediante metodologia MASW.

In ottemperanza a quanto disposto dal paragrafo 6.2.2 delle NTC/08, le indagini sono state affidate alla Società Citiemme S.r.l. di Torino, autorizzata dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti all'esecuzione e certificazione di indagini geognostiche e prove geotecniche in sito su terreni e rocce ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01 (Decreto di Autorizzazione n. 4965 del 04/06/2010). I certificati delle prove rilasciati dalla Società Citiemme S.r.l. si intendono a tutti gli effetti parte integrante della presente relazione.

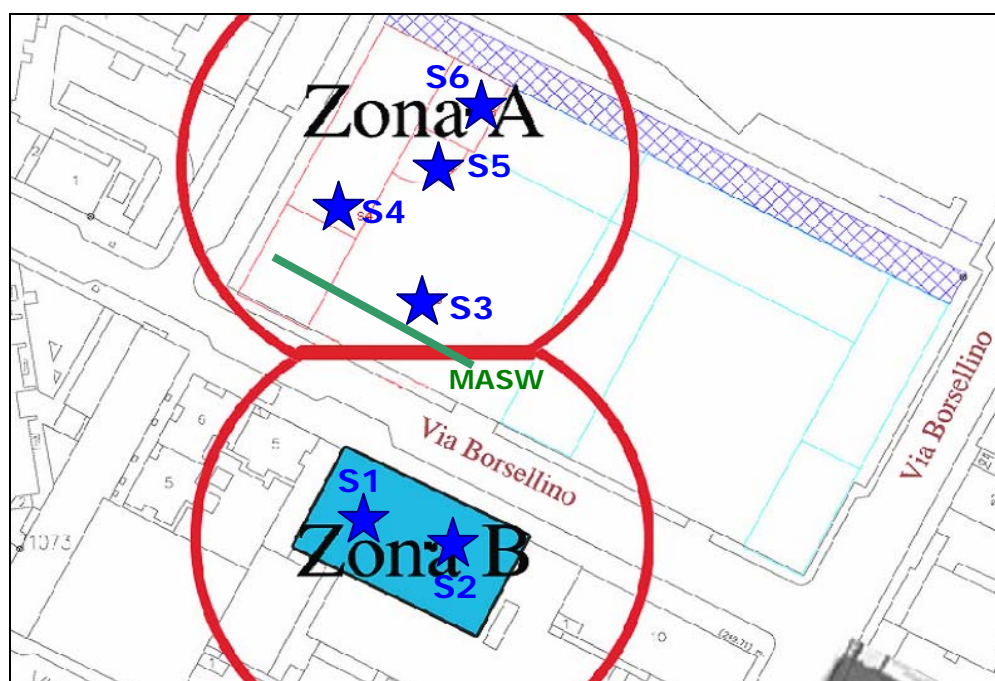


Figura 3 – Identificazione delle aree di intervento e ubicazione dei sondaggi.

1.2.2 Assetto litostratigrafico

Il progetto è articolato in 2 interventi distinti, identificati come Zona A e B rispettivamente (fig. 3).

Nella **Zona A**, che corrisponde all'attuale parcheggio GTT' e dove è prevista la realizzazione dell' "Energy Center", sono stati realizzati n. 4 sondaggi. Si evidenzia in tutti i punti di indagine la presenza di una coltre di riporto antropico, costituita da ghiaia sabbiosa con frammenti di laterizi. Lo spessore del riporto è variabile da un minimo di 1.40 m fino ad un massimo di 2.50 m, ma è opportuno ricordare che le indagini eseguite sono puntuali e non è possibile affermare con certezza né la continuità laterale del deposito né la sua effettiva potenza.

I sondaggi S5 e S6, eseguiti nella porzione NE del sito, alla base del riporto presentano una coltre di limo argilloso poco consistente e debolmente plastico, di potenza circa metrica, probabile relitto dell'originario suolo pedogenetico; l'assenza di questo livello in S4 è forse dovuta alla completa asportazione e sostituzione con il riporto. Infatti, la soggiacenza del materiale limoso si trova a profondità comprese tra 2.50 e 2.80 m dal piano di calpestio attuale. Segue un livello decimetrico di ghiaia limosa alterata, probabile livello regolitico del profilo pedogenetico, e quindi un orizzonte di ghiaia eterometrica in matrice siltoso-sabbiosa, da poco a moderatamente addensata e con contestuale grado di alterazione che diminuisce con la profondità, caratterizzata da una colorazione tipicamente bruna e/o giallastra. Fa eccezione il sondaggio S3, ubicato nella porzione SE della zona A, dove non solo è assente il livello pedogenizzato ma il deposito di ghiaia siltosa brunastra è ridotto a poco meno di un metro di spessore, compreso tra 1.70 e 2.50 m da p.c.: esso infatti sormonta direttamente un deposito ghiaioso tipicamente grigiastro, caratterizzato da buon grado di addensamento e con sporadici livelli cementati.

Il litotipo ghiaioso grigio, ben addensato e con frequente cementazione secondaria, è rinvenuto nei restanti sondaggi a partire da -6.00 m fino a -7.40, lungo un piano inclinato che si approfondisce da S verso N. Il deposito cementato è stato rinvenuto fino alla massima profondità di indagine (10 m).

È possibile che sia stato intercettato un paleoterrazzo sepolto: un paleocanale di deflusso di un affluente di sinistra del Po (forse la Dora Riparia) che ha disseccato il proprio conoide alluvionale e che ha in seguito colmato con dinamica deposizionale più recente. Ai fini del presente lavoro, tale situazione comporta una disomogeneità litologica e geomeccanica del piano di posa delle fondazioni in progetto.

Più semplice appare l'assetto litostratigrafico nella **Zona B**, a S di Via Borsellino, dove è prevista la costruzione della Residenza Universitaria "Codegone". Qui è presente una coltre di riporto antropico, di natura ghiaioso-sabbiosa con ciottoli e macerie, di potenza compresa tra 1.70 e 2.50 m, dove lo spessore maggiore si trova nel punto di indagine S1, posto a W. Si richiama anche qui la nota sui materiali di riporto formulata in precedenza. Il riporto ricopre o sostituisce il suolo originario, costituito da limo argilloso poco consistente di colore brunastro, la cui base è posta a -2.50 m da p.c.; segue la coltre regolitica data da ghiaia alterata di colore brunastro, rinvenuta a profondità variabili da -3.00 m in S1 fino a -3.70 m in S2. A seguire, è presente la successione alluvionale (fluvio-glaciale) ghiaiosa grigiastrea, ben addensata con cementazione secondaria, a tratti ciottolosa, rinvenuta fino alla massima profondità indagata.

Per completezza di informazione, oltre i 10 m da p.c. non si dispone di informazioni dirette; tuttavia, il profilo sismico ricavato dalla prova MASW (realizzata con stendimento parallelo alla Via Borsellino, lungo la recinzione del parcheggio) indica che a profondità maggiori di 10 m si trova un deposito caratterizzato da elevate proprietà geomeccaniche, dove la velocità delle onde sismiche è quella di un materiale quasi sublitoide. La conoscenza pregressa dell'area, grazie a indagini geognostiche a conoscenza degli scriventi, permette di affermare che si tratta di depositi alluvionali clastici grossolani caratterizzati da elevato grado di addensamento e diffusa cementazione secondaria.

I litotipi alterati e poco addensati corrispondono alla descrizione fornita per il Subsistema di Col Giansesco dalla cartografia geologica alla scala 1:50.000, mentre i depositi addensati e/o cementati di colore grigio possono essere ascritti al Subsistema di Cascine Vica.

1.2.3 Condizioni idrogeologiche

Dal punto di vista idrogeologico, è presente una falda idrica sotterranea di tipo freatico in continuità idrodinamica con il reticolo idrografico superficiale.

L'indagine eseguita non ha rilevato la presenza di acqua nei primi 10 metri di sottosuolo. Indagini in zona, a conoscenza degli scriventi, non hanno intercettato falde idriche nemmeno nei primi 20 m.

Ai fini del presente lavoro e in mancanza di ulteriori informazioni di monitoraggio piezometrico, si può dunque ragionevolmente assumere la soggiacenza piezometrica a profondità superiori a 20 m da p.c., comunque non interferente con le fondazioni in progetto.

1.3 CONDIZIONI DI PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA

1.3.1 Uso pregresso del suolo

Il sito oggetto del progetto è un'area ex industriale (ex. Officine Nebiolo, in seguito Westinghouse), che ora si colloca in un contesto urbano-residenziale. Il terreno della Zona A è attualmente sede di un parcheggio GTT a raso con pavimentazione in asfalto, mentre il sito indicato come zona B è abbandonato a gerbido.

1.3.2 Assetto morfologico locale e condizioni di dissesto

Il sito è ubicato nel concentrico metropolitano di Torino, tra le Vie Borsellino, nel quartiere compreso tra Corso Ferrucci e Corso Vittorio Emanuele II, non lontano dalle ex Carceri "Le Nuove". La zona è sostanzialmente pianiziale: il terreno presenta una pendenza pari a circa lo 0,6% in direzione SE, che corrisponde in buona sostanza all'acclività media del conoide torinese nel suo tratto terminale.

L'assetto pianiziale pone il sito al riparo da fenomeni di instabilità gravitativa. L'assenza di idrografia superficiale locale e la posizione relativamente elevata del sito rispetto all'alveo attuale del Fiume Po e dei suoi affluenti di sinistra lo pongono anche al riparo di fenomeni di alluvionamento per esondazione.

A conferma di ciò, non risultano fenomeni di dissesto pregressi, in atto o potenziali.

1.3.3 Vincoli geologici e territoriali e condizioni di rischio geomorfologico

Ai fini dell'idoneità all'uso urbanistico, ai sensi del vigente P.R.G. della Città di Torino, il territorio risulta suddiviso in aree omogenee, distinte secondo diverse classi di idoneità ai sensi della L.R. 56/77 e della Circolare P.G. Reg. Piemonte n. 7/LAP del 1996 e s.m.i.

Le opere in progetto, ai sensi dell'allegato B della Variante n. 100, ricadono nella Classe I, Sottoclasse I(P), che comprende "*Zone non soggette a pericolo di inondazione né di allagamento*" così definita: "*Porzioni di territorio dove le condizioni di pericolosità geomorfologica sono tali da non porre limitazioni alle scelte urbanistiche: gli interventi sia pubblici che privati sono di norma consentiti nel rispetto delle prescrizioni del D.M. 11/03/88*".

Tale assegnazione risulta dalla tavola n. 3, foglio n. 8b “*Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell’idoneità all’utilizzazione urbanistica*” del P.R.G.C. con le variazioni approvate alla data del 31 Ottobre 2004 (fig.4).

L’assegnazione dell’area in oggetto alla sopraccitata classe di idoneità è confermata anche dalla consultazione della cartografia tematica del vigente PAI (Piano stralcio per l’Assetto Idrogeologico), con particolare riguardo alle aree inondabili e alla dinamica di versante e processi erosivi lungo la rete idrografica: il sito in oggetto non ricade in area a rischio idrogeologico, essendo esterna anche al limite della Fascia C di esondazione per “piena catastrofica per collasso dei bacini artificiali”.

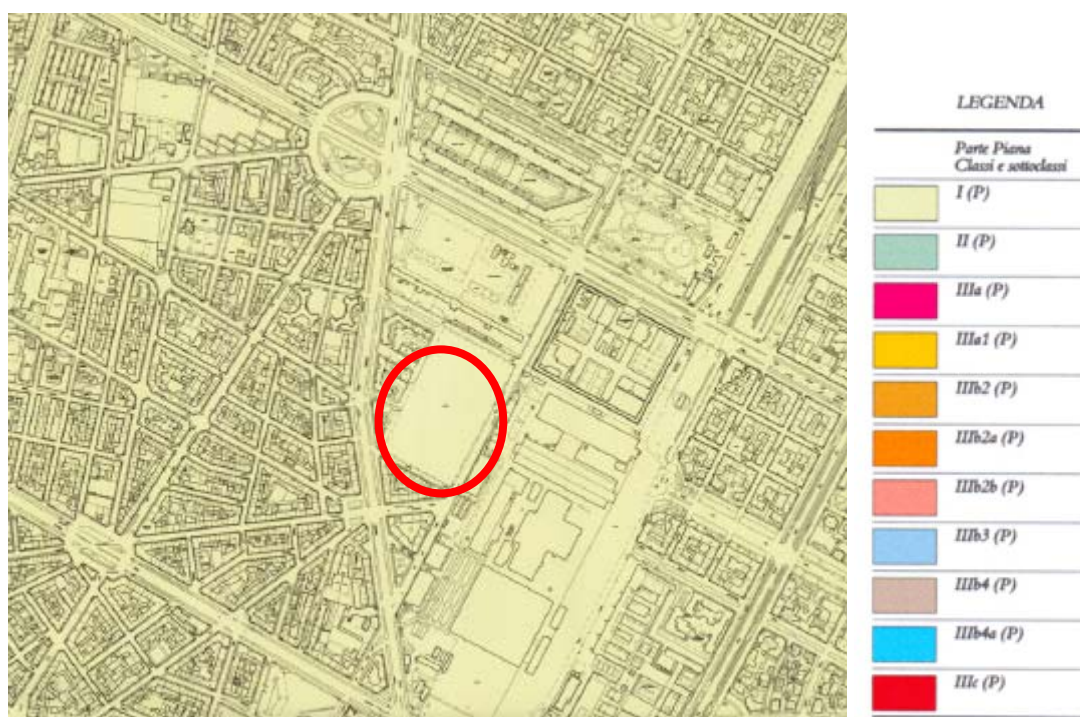


Figura 4 – Estratto P.R.G.C. Torino – tavola n. 3, foglio n. 8b – adeguamento 2004:
 “*Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell’idoneità all’utilizzazione urbanistica*”.

Come già asserito, l’assetto planiziale esclude ogni possibile fenomeno di dissesto gravitativo: tale evenienza è peraltro confermata dalla consultazione della cartografia allegata al progetto I.F.F.I. (Inventario dei Fenomeni Franosi d’Italia), nell’aggiornamento curato da ARPA Piemonte (SIFRAP-RERCOMF). Fenomeni di instabilità indiretta potrebbero tuttavia verificarsi nel caso di scavi non adeguatamente profilati o comunque non protetti.

Non essendo interessati corsi d'acqua, gli interventi non saranno sottoposti ai vincoli di cui al R.D. 523/1904 in tema di acque pubbliche né ai vincoli di cui alla Legge 8 agosto 1985 n. 431 (Galasso). Inoltre, l'area di intervento non è sottoposta a vincolo idrogeologico ai sensi del R.D. 3267/1923 e della L.R. 49/1989. Il sito non rientra tra le aree dichiarate di notevole interesse pubblico ai sensi del D.Lgs. n. 42 del 22/01/2004 che conferma il Decreto Ministeriale 1/8/1985 (c.d. Galassini) e sottoposte a vincolo paesistico; le opere in progetto non risultano interferire con preesistenze di significativo valore storico-artistico vincolate ai sensi del D.Lgs. 42/2004.

1.4 CONDIZIONI DI SISMICITA'

1.4.1 Sismicità storica

La Città di Torino si colloca in una zona a sismicità molto bassa. La sismicità storica è desumibile dal DBMI04 (Database delle osservazioni macrosismiche dei terremoti italiani utilizzate per la compilazione del catalogo parametrico CPTI04), pubblicato dall'INGV. Nella figura seguente sono evidenziati gli epicentri dei terremoti più significativi

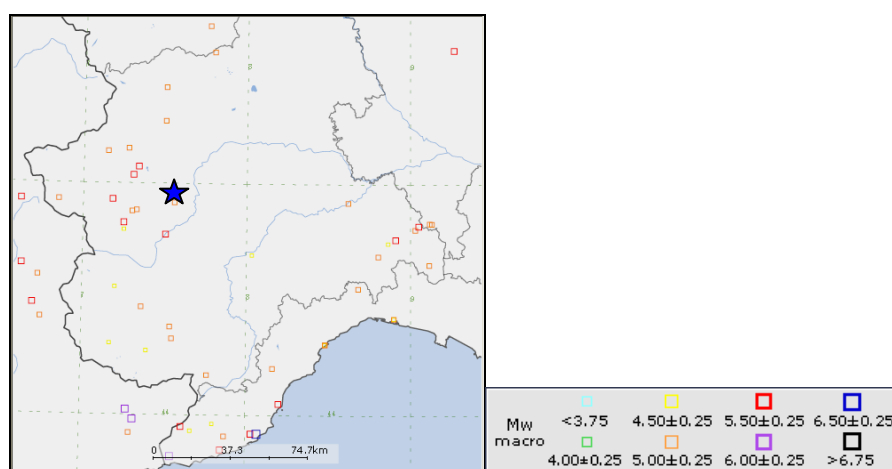


Figura 5 – Sismicità storica del Piemonte

La tabella a pagina seguente riporta gli eventi sismici più significativi (dal Database Macrosismico Italiano dell'INGV, versione DBMI11, Dicembre 2011), dove I_s è l'intensità al sito (MCS), I_o è l'intensità epicentrale (MCS) e M_w è la magnitudo momento del terremoto.

1.4.2 Sismicità locale

Ai sensi dell' O.P.C.M. n. 3274 del 20 Marzo 2003 e s.m.i., il territorio della Città di Torino è stato classificato in zona 4, caratterizzata da valori di accelerazione orizzontale massima su suolo rigido $a_{g(max)} = 0.05$ g. A seguito della riclassificazione sismica del territorio piemontese con D.G.R. 19 gennaio 2010, n. 11-13058 (fig. 6) e relativi aggiornamenti di cui alle D.G.R. n. 4-3084 del 12 dicembre 2011 e D.G.R. n. 7-3340 del 3 febbraio 2012, il Comune di Torino ha mantenuto la medesima assegnazione.

Seismic history of Torino [45.070, 7.674]

Total number of earthquakes: 57

Effects	Earthquake occurred:				
Is	Anno Me Gi Or	Area epicentrale	Io	Mw	
5	1753 03 09 13:15	Valle del Chisone	6-7	5.19 ±0.41	
4-5	1759 05 26 22:15	PAVIA			
F	1767 02 07 03:45	GENOVA	6	5.16 ±0.39	
F	1767 05 26 18:24	Valle di Lanzo	7	5.14 ±0.34	
3	1802 05 12 09:00	VALLE DELL'OGLIO	8	5.64 ±0.22	
6	1808 04 02 16:43	Valle del Pellice	8	5.69 ±0.15	
F	1808 04 02 20:15	Valle del Pellice			
5	1808 04 16 01:15	Valle del Pellice			
4	1810 12 25 00:45	NOVELLARA	6	5.29 ±0.22	
3	1818 02 23 18:10	Liguria occidentale-Francia	7	5.45 ±0.22	
5	1828 10 09 02:20	Valle Staffora	8	5.76 ±0.15	
4	1828 10 10 01:30	Valle Staffora			
2	1830 01 26 04:30	Appennino bolognese	5-6	4.74 ±0.65	
F	1831 05 26 10:30	Liguria occidentale	8	5.46 ±0.36	
3	1831 09 11 18:15	Reggiano	7-8	5.54 ±0.32	
3	1832 03 13 03:30	Reggiano	7-8	5.53 ±0.18	
4	1834 02 14 13:15	Valle del Taro-Lunigiana	9	5.83 ±0.15	
4-5	1854 12 29 01:45	Liguria occidentale-Francia		6.73 ±0.16	
3	1873 06 29 03:58	Bellunese	9-10	6.32 ±0.11	
3	1873 09 17	LIGURIA ORIENTALE	6-7	5.43 ±0.15	
NF	1884 09 12 07:23	Bassa valle del Serio	6	4.85 ±0.35	
5	1884 11 27 22:15	Alpi Cozie	6-7	5.33 ±0.20	
5	1886 09 05	VAL DI SUSÀ	7	5.25 ±0.17	
6	1887 02 23 05:21:50	Liguria occidentale		6.97 ±0.15	
4	1891 06 07 01:06:14	Valle d'Illasi	8-9	5.86 ±0.06	
3	1892 03 05	PONT S. MARTIN	7	4.90 ±0.19	
4-5	1901 05 25 03:59:20	Torinese	5-6	4.81 ±0.34	
4	1901 10 30 14:49:58	SaiÀ²	8	5.70 ±0.10	
4	1905 04 29 01:46	Alta Savoia	7-8	5.63 ±0.09	
NF	1909 01 13 00:45	BASSA PADANA	6-7	5.53 ±0.09	
6	1914 10 26 03:43	TAVERNETTE	7	5.41 ±0.16	
NF	1914 10 27 09:22:36	Garfagnana	7	5.76 ±0.09	
F	1916 05 17 12:49:50	Alto Adriatico		5.95 ±0.14	
F	1920 09 07 05:55:40	Garfagnana	10	6.48 ±0.09	
3-4	1927 12 11 15:49	VAL DI SUSÀ	5	4.97 ±0.31	
3	1943 05 22 19:03	VAL DI SUSÀ	5	4.40 ±0.25	
2-3	1945 06 14 05:03:45	Valle Staffora	6-7	4.86 ±0.30	
3-4	1945 06 29 15:37:13	Valle Staffora	7-8	5.11 ±0.28	
3	1945 12 15 05:27	VARZI	6	5.05 ±0.34	
4	1947 02 17 00:12:33	Alpi occidentali		5.03 ±0.37	
4	1951 05 15 22:54	LODIGIANO	6-7	5.39 ±0.14	
2	1955 05 12 14:16	Alpi Cozie	6-7	4.80 ±0.20	
4	1960 03 23 23:08:49	Vallese		5.00 ±0.20	
4-5	1963 07 19 05:45:28	Mar Ligure		6.02 ±0.14	
2	1966 04 07 19:38:58	CUNEESE	6	4.65 ±0.27	
4	1968 06 18 05:27:33	BARD	6	5.08 ±0.17	
3	1972 01 18 23:26:12	RIVIERA DI PONENTE	6-7	4.78 ±0.24	
3	1976 05 06 20:00:12	Friuli	9-10	6.46 ±0.09	
3	1976 09 15 09:21:19	Friuli		5.98 ±0.15	
4	1979 02 09 14:44:17	CAPRIATE S. GERVASIO	6	4.85 ±0.13	
3	1980 12 23 12:01:06	Piacentino	6-7	4.60 ±0.09	
3	1983 11 09 16:29:52	Parmense	6-7	5.06 ±0.09	
5	1990 02 11 07:00:37	CANAVESE	6	4.71 ±0.09	
3	1995 11 21 04:04:36	Torinese	5-6	4.46 ±0.15	
3-4	2003 04 11 09:26:57	S. Agata Fossili	6	4.85 ±0.09	
3-4	2004 11 24 22:59:38	Lago di Garda	7-8	5.06 ±0.09	
NF	2005 06 12 21:16:14	Val di Susa	5	4.09 ±0.14	

this file has been downloaded from INGV – DBMI11

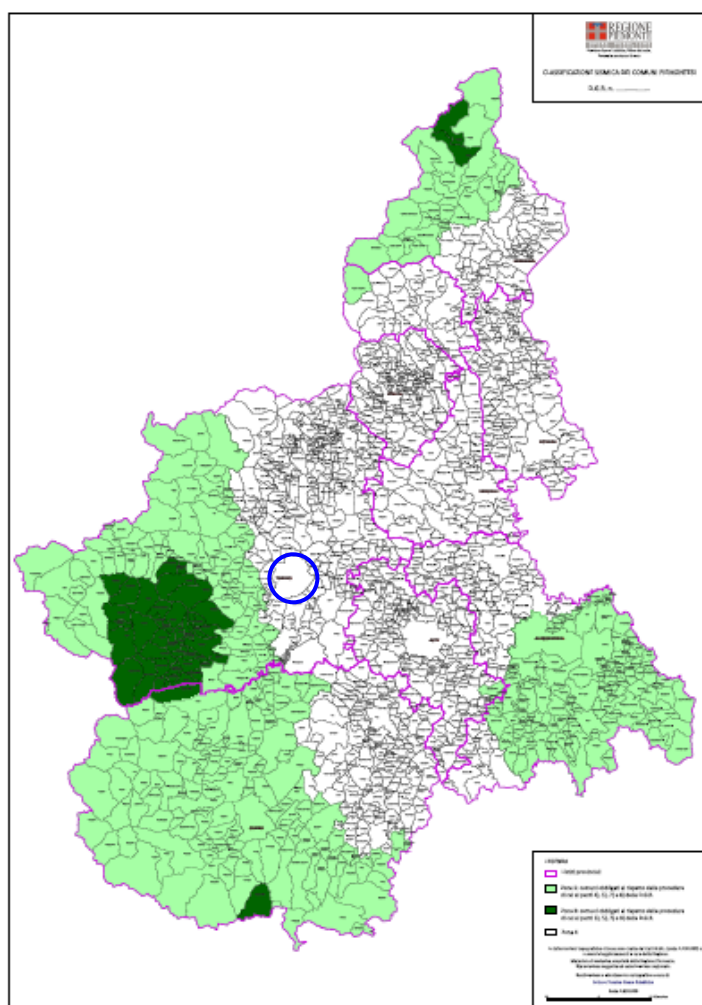


Figura 6 – *Classificazione sismica (fonte: Regione Piemonte)*

Ai sensi delle vigenti NTC08, allegato A, la stima della pericolosità sismica (intesa in termini di azione sismica di riferimento per la progettazione - paragrafo 3.2.3) viene definita sulla base dei valori di pericolosità sismica proposti dal progetto S1-INGV ai sensi dell'OPCM n. 3519 del 28 Aprile 2006. Viene pertanto superato il concetto di sismicità di area in favore della sismicità di sito, intesa come risposta sismica locale, che verrà pertanto nel seguito analizzata.

La massima intensità macrosismica per il Comune di Torino, secondo le tabelle pubblicate dall'INGV, è minore-uguale al grado 6 MCS.

1.4.3 Magnitudo massima attesa

Secondo la Zonazione Simogenetica S9 dell'INGV, ogni zona sorgente è definita come possibile sorgente di terremoti di magnitudo maggiore di 5. Poiché il territorio comunale di Torino si colloca

in area esterna alla zone sorgente alpina ZS908 “del Piemonte”, caratterizzata da $M_{w(max1)} = 5.68$, si assumerà tale valore (il sito in oggetto si trova a distanza di circa 20 km a E della ZS908).

Non esistono infatti documenti ufficiali che definiscano le aree con evento atteso inferiore ad una data soglia di magnitudo: pertanto, in mancanza di precisazioni in merito e in via cautelativa, si preferisce assegnare alle zone esterne la magnitudo massima attesa indicata per la zona sismogenetica più prossima.

1.4.4 Spettro di risposta elastico in accelerazione

Come definito dal § 3.2.3 NTC08 le accelerazioni di riferimento su suolo rigido (intensità dell'azione sismica, intesa come stato limite sismico probabilistico per determinati periodi di riferimento T_R), sono calcolate sulla base della carta di rischio dell'INGV e variano secondo le coordinate del sito, in funzione di punti di ancoraggio nodali costituenti un reticolo di riferimento, i cui valori sono riportati nella tabella 1 allegata alle NTC08.

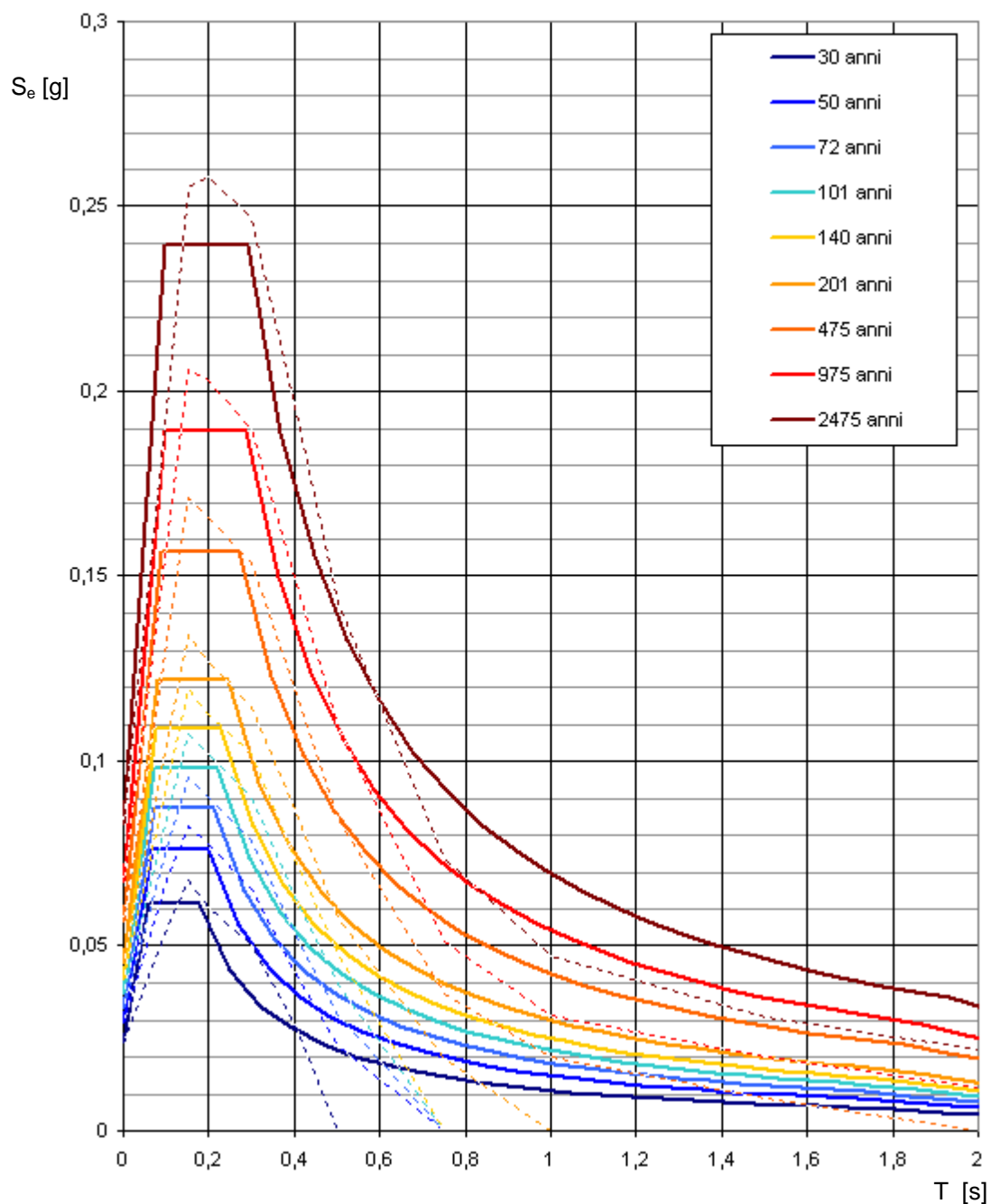
Si assumono cautelativamente le coordinate del sito identificato come “Zona B”, dove è previsto l'edificio residenziale (coordinate ED50 – conforme al sistema adottato dall'INGV):

Longitudine: E 7,6574167; Latitudine: N 45,0677500

da cui si ricavano gli spettri di risposta riportati nella figura 7. Per comodità di lettura, si riportano nelle seguente tabella i parametri sismici per i vari T_R (tempi di ritorno) assegnati (con: a_g = accelerazione orizzontale al suolo):

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0,024	2,573	0,178
50	0,029	2,584	0,197
72	0,033	2,622	0,210
101	0,037	2,650	0,221
140	0,041	2,668	0,230
201	0,045	2,687	0,245
475	0,057	2,759	0,272
975	0,067	2,804	0,287
2475	0,083	2,894	0,291

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



NOTA:

Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

Figura 7 – Spettri elastici di riferimento su suolo rigido per il sito in esame

1.5 CONCLUSIONI GEOLOGICHE

La presente relazione è predisposta per la caratterizzazione geologica del sito interessato dal progetto di realizzazione della Residenza Universitaria denominata “Cesare Codegone” e dell’Energy Center del Politecnico di Torino nell’area delimitata dalle Vie Borsellino nel concentrico metropolitano di Torino.

La finalità del lavoro in questa fase è la modellazione geologica dell’intorno significativo con particolare attenzione alla costituzione litologica del sedime di fondazione e alle condizioni di pericolosità geomorfologica.

1.5.1 Modello geologico

Le indagini messe a disposizione dalla Committenza e le indicazioni bibliografiche e di conoscenza pregressa dell’area hanno consentito la ricostruzione del modello geologico del terreno di fondazione delle opere in progetto. I report delle indagini geognostiche e sismiche sono da considerarsi a tutti gli effetti parte integrante della presente relazione.

La successione stratigrafica è costituita da sedimenti clastici continentali legati alla dinamica deposizionale di ambiente fluviale, ascrivibile alle formazioni quaternarie del Pleistocene medio. I rapporti geometrici e strutturali sono semplici con eteropie laterali e verticali di facies, senza giunti di strato né discontinuità rilevanti. I contatti tra le diverse Unità litologiche sono talora segnati da superfici erosionali; i cambi litologici e stratigrafici all’interno delle singole formazioni mostrano in genere una giacitura suborizzontale.

Nella **Zona A**, dove è prevista la realizzazione dell’Energy Center, è presente una coltre di riporto antropico, la cui potenza è variabile da un minimo di 1.40 m fino ad un massimo di 2.50 m, ma è opportuno ricordare che le indagini eseguite sono puntuali e non è possibile affermare con certezza né la continuità laterale del deposito né la sua effettiva potenza. Il terreno naturale in posto è costituito da una copertura di limo argilloso poco consistente e debolmente plastico, di potenza circa metrica, probabile relitto dell’originario suolo pedogenetico, localmente asportato e sostituito dal riporto. A partire da quota -2.80 m ca. segue un livello decimetrico di ghiaia limosa alterata, ascrivibile alla porzione regolitica del profilo pedogenetico, quindi un orizzonte di ghiaia eterometrica in matrice siltoso-sabbiosa, da poco a moderatamente addensata e con contestuale grado di alterazione che diminuisce con la profondità, caratterizzata da una colorazione tipicamente

bruna e/o giallastra. Infine si rinviene un deposito ghiaioso tipicamente grigiastro, caratterizzato da buon grado di addensamento e con sporadici livelli cementati.

Il contatto tra ghiaia alterata e ghiaia cementata è irregolare. In S3 (nella parte SE dell'area) manca quasi del tutto la coltre di alterazione e il litotipo addensato e con cementazione secondaria si rinviene già a -2.50 m da p.c.; nei restanti sondaggi si trova a partire da -6.00 m fino a -7.40, lungo un piano inclinato con andamento da S verso N. È possibile che sia stato intercettato un paleoterrazzo sepolto: un paleocanale di deflusso di un affluente di sinistra del Po (forse la Dora Riparia) che ha disseccato il proprio conoide alluvionale e che ha in seguito colmato con dinamica deposizionale più recente. Ai fini del presente lavoro, tale situazione comporta una disomogeneità litologica e geomeccanica del piano di posa delle fondazioni in progetto.

Nella **Zona B**, dove è prevista la costruzione della Residenza Universitaria “Codegone”, è presente una coltre di riporto antropico, di natura ghiaioso-sabbiosa con ciottoli e macerie, di potenza compresa tra 1.70 e 2.50 m, con lo spessore maggiore nel punto di indagine S1, posto a W. Il riporto ricopre o sostituisce il suolo originario, costituito da limo argilloso poco consistente di colore brunastro, la cui base è posta a -2.50 m da p.c.; segue la coltre regolitica data da ghiaia alterata di colore brunastro, rinvenuta a profondità variabili da -3.00 m in S1 fino a -3.70 m in S2. A seguire, è presente la successione alluvionale (fluvio-glaciale) ghiaiosa grigiastra, ben addensata con cementazione secondaria, a tratti ciottolosa, rinvenuta fino alla massima profondità indagata (10 m dal p.c. attuale).

Oltre i 10 m da p.c. non si dispone di informazioni dirette; tuttavia, il profilo sismico ricavato dalla prova MASW (realizzata con stendimento parallelo alla Via Borsellino, lungo la recinzione del parcheggio) indica che a profondità maggiori di 10 m si trova un deposito caratterizzato da elevate proprietà geomeccaniche, dove la velocità delle onde sismiche è quella di un materiale quasi sublitoide. La conoscenza pregressa dell'area, grazie a indagini geognostiche a conoscenza degli scriventi, permette di affermare che si tratta di depositi alluvionali clastici grossolani caratterizzati da elevato grado di addensamento e diffusa cementazione secondaria.

Questi depositi ospitano una falda idrica freatica, la cui soggiacenza piezometrica si pone a profondità maggiore di quella indagata: infatti non è stata rilevata nel corso dell'indagine condotta nel mese di Agosto 2012. Indagini in zona, a conoscenza degli scriventi, non hanno intercettato falde idriche nemmeno nei primi 20 m: si può dunque ragionevolmente assumere la soggiacenza piezometrica a profondità superiori a 20 m da p.c., comunque non interferente con le fondazioni in progetto.

Il modello geologico qui ricostruito e schematizzato in figura 8 potrà servire per le successive fasi progettuali, a partire dalla relazione geotecnica. Stante le condizioni planiziali e l'assenza di situazioni di pericolosità geologica al contorno, il modello è limitato alla ricostruzione stratigrafica del sedime di fondazione.

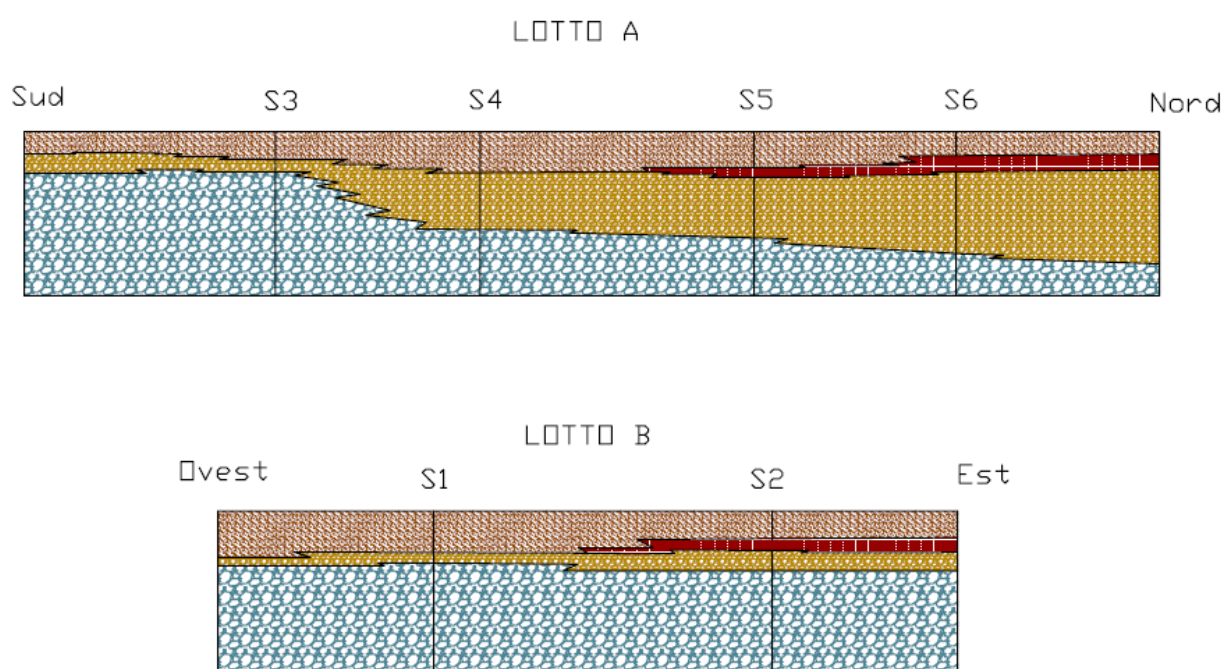


Figura 8 – Modello geologico (legenda e profondità sono riportate nel testo)

1.5.2 Elementi di criticità e pericolosità geologiche

Allo stato attuale non si riscontrano segni di dissesto pregressi, in atto o potenziali che possano interagire negativamente sulle strutture in progetto.

L'assetto planiziale del sito lo pone al riparo da fenomeni di instabilità gravitativa.

In merito ai rischi connessi alla dinamica fluviale, l'assenza di idrografia superficiale locale e la posizione relativamente elevata del sito rispetto all'alveo attuale del Fiume Po e dei suoi affluenti di sinistra lo pongono anche al riparo di fenomeni di alluvionamento per esondazione.

Tale situazione è confermata dagli elaborati degli strumenti urbanistici e territoriali, che assegnano l'area in oggetto esternamente alla Fascia C di esondazione del PAI. Ai sensi della L.R. 56/77 e della Circolare P.G. Reg. Piemonte n. 7/LAP del 1996 e s.m.i., il vigente P.R.G.C. assegna il sito alla Classe I, Sottoclasse I(P), che comprende *“Zone non soggette a pericolo di inondazione né di allagamento”* così definita: *“Porzioni di territorio dove le condizioni di pericolosità geomorfologica sono tali da non porre limitazioni alle scelte urbanistiche: gli interventi sia pubblici che privati sono di norma consentiti nel rispetto delle prescrizioni del D.M. 11/03/88”*.

Sismicamente, il territorio comunale di Torino è classificato in zona 4, a sismicità molto bassa. Come magnitudo massima attesa si assume $M_{w(max1)} = 5.68$, in via cautelativa, trovandosi in area esterna alla zona sismogenetica alpina ZS908 “del Piemonte”.

1.5.3 Fattibilità dell'intervento e raccomandazioni

Per quanto precedentemente esaminato e considerato, si ritiene che l'intervento in progetto non sia soggetto a specifici rischi geomorfologici.

In relazione con la quantità e la qualità delle informazioni reperite, delle indagini eseguite e del modello geologico di riferimento qui ricostruito, è possibile affermare che l'intervento in progetto sia compatibile con il contesto geologico e geomorfologico ospitante e che non induca al territorio circostante effetti negativi per l'evoluzione geomorfologica.

Si richiama a tal proposito l'attenzione sul contesto urbanistico nel quale si colloca il progetto, in quanto potrebbero verificarsi fenomeni di instabilità indiretta nel caso di scavi non adeguatamente profilati o comunque non protetti. Pertanto, per l'esecuzione degli scavi atti al raggiungimento delle profondità di posa delle fondazioni dirette o per sbancamenti di rilevante entità, **si raccomanda** di prevedere idonee opere di sostegno provvisoriale delle pareti di scavo, supportate da idonee verifiche in fase di progettazione esecutiva e costruttiva ai sensi della vigente normativa in materia.

Si raccomanda inoltre di prevedere, già dalle prime fasi progettuali, una adeguata regimazione delle acque superficiali con apposite canalizzazioni di raccolta e di evacuazione controllata.

Il progetto esecutivo non potrà infatti prescindere dalla relazione geotecnica che, sulla base delle informazioni di dettaglio acquisite, verifichi la compatibilità delle opere e delle strutture previste con l'assetto geologico, geotecnico, idrogeologico e sismico locale, ai sensi della normativa tecnica vigente.

Infine si precisa che, come già specificato in precedenza, la presente relazione geologica è finalizzata esclusivamente al progetto di costruzione di una nuova Residenza Universitaria e dell'Energy Center del Politecnico di Torino. Le analisi e le conclusioni del presente lavoro si basano su di un'indagine geognostica puntuale appositamente realizzata. Si raccomanda di non utilizzare le indicazioni qui contenute per siti, opere, interventi e strutture diverse da quelle in oggetto della presente relazione.



RELAZIONE GEOTECNICA

2.1 MODELLAZIONE GEOTECNICA

2.1.1 Profilo geomeccanico del terreno indagato

Nell'ambito della presente relazione e delle indicazioni e raccomandazioni fornite, il riferimento altimetrico della quota zero indicante il piano di campagna (talvolta abbreviato in p.c.) è stato assunto coincidente con il piano di calpestio del cortile presente al momento dell'esecuzione dei sondaggi geognostici. Il profilo geomeccanico è ricavato dalla distribuzione dei valori normalizzati di N_{SPT} e risulta coincidere con il modello geologico.

Conversione dei dati di prova

Per la determinazione della natura dei litotipi ci si basa sulla descrizione stratigrafica di campagna delle carote estratte dai sondaggi.

Per la caratterizzazione geomeccanica si sono utilizzate le prove penetrometriche dinamiche tipo S.P.T. eseguite nel corso della perforazione fornita dalla Committente.

In accordo con la letteratura tecnica, i valori di N_{SPT} sono stati normalizzati, al fine di tenere conto dell'influenza della pressione del terreno sovrastante, tramite le correlazioni di Skempton o di Jamiolkowski, 1985, adottando per ciascuna prova il valore maggiormente conservativo.

2.1.3 Modello geotecnico del sottosuolo

Sulla scorta del modello geologico e dei risultati delle indagini geognostiche, correlando i livelli a comportamento geomeccanico omogeneo, si ipotizza il seguente modello geotecnico concettuale del sottosuolo, che potrà essere impiegato per la stratigrafia di progetto.

Si individuano pertanto 4 unità litologiche e geotecniche caratterizzate sulla base del comportamento geomeccanico.

UG0: Terreno di riporto

Trattandosi di materiali antropici, non è possibile determinarne con precisione natura e geometria. Sulla scorta delle indagini disponibili, si ipotizza una potenza massima di 2.50 m di materiali eterogenei, costituiti ghiaia sabbiosa con frammenti di laterizi. Si tratta di materiali privi di storia tensionale e pertanto poco addensati e poco consistenti., inadatti a sopportare carichi fondazionali e si ritiene opportuno prevederne l'asportazione. Ai fini del presente lavoro, si potrà assumere un valore di peso dell'unità di volume totale $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$.

UG1: Limo argilloso e ghiaia limosa alterata

A questa UG si ascrivono i termini superficiali della formazione fluvioglaciale, costituita da limo argilloso, ghiaia e sabbia con limo argilloso, alterata ed ossidata: si tratta della porzione pedogenizzata e di possibili lembi relitti di copertura loessica, dal colore tipicamente bruno.

Nel dettaglio del progetto in esame, si provvederà a suddividere questa UG in due sottounità, rispettivamente per caratterizzare con maggior precisione la Zona A (UG1a, settore Nord) e la Zona B (UG1b, settore Sud dove è previsto l'edificio residenziale).

La soggiacenza della base di questa UG si pone a circa -4.00 m dal piano di campagna nella Zona B, mentre nella Zona A si può ragionevolmente porre a circa -3.00 m dal piano di calpestio del parcheggio.

UG2: Ghiaia e sabbia

Presente solamente nella porzione settentrionale della Zona A, a questa UG appartengono depositi costituiti da ghiaia eterometrica con sabbia debolmente limosa e/o limosa, caratterizzata da basso grado di addensamento, discreta alterazione e colorazione nocciola. La soggiacenza della base di questa UG è variabile: assente in S3, tende ad approfondirsi procedendo verso N da un minimo di 6.00 m fino ad un massimo di 7.40 m.

UG3: Ghiaia con sabbia siltosa con tracce di cementazione

Si tratta di un deposito alluvionale clastico costituito da ghiaia con sabbia limosa; la descrizione stratigrafica segnala la presenza di subordinati ciottoli e sporadica cementazione secondaria; la

colorazione è tipicamente grigiastra. Si tratta dei depositi rinvenuti a partire da -4.00 m nella zona B e al di sotto della UG2 nella Zona A, presenti fino alla massima profondità indagata.

Per completezza, dal profilo sismico del terreno emerge un aumento del grado di addensamento e probabilmente di cementazione a partire da -10.00 m, a profondità non indagate direttamente con le perforazioni a carotaggio.

Andamento della falda

Sulla base delle indicazioni fornite dalla Relazione Geologica, la falda idrica si pone a profondità maggiori di 10 m e comunque non interferenti con le fondazioni delle opere in progetto.

Lo ***schema geotecnico di progetto*** è riportato in figura 9 e coincide con il modello geologico.

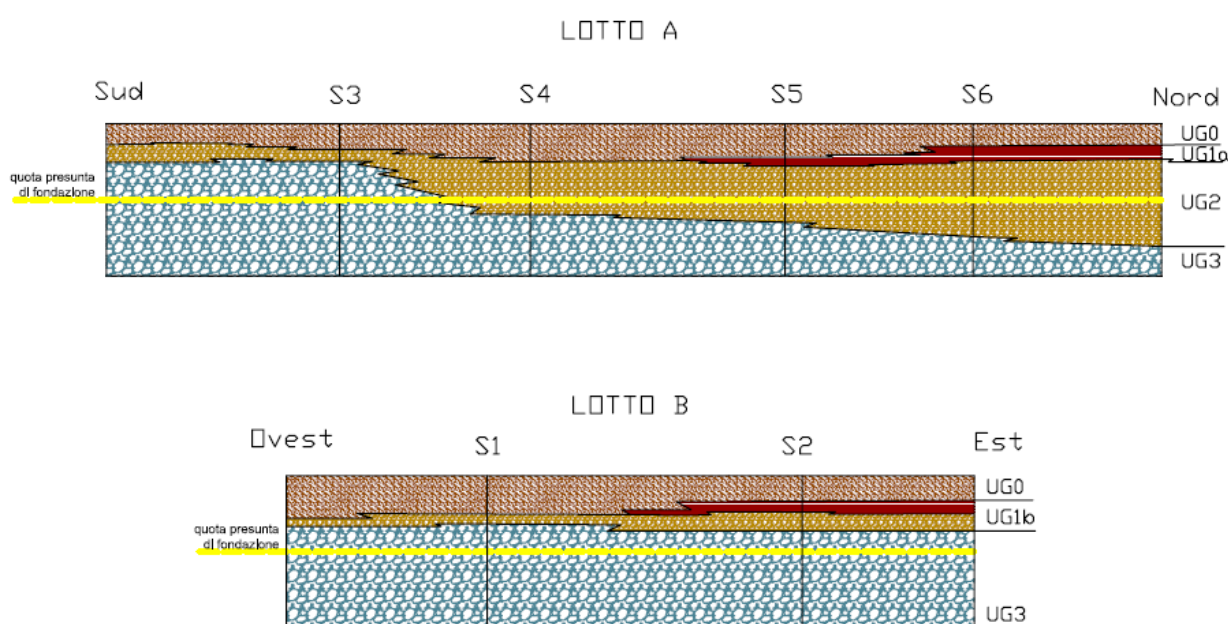


Figura 9 – *Modello geotecnico di progetto (legenda e profondità sono riportate nel testo)*
La quota presunta di imposta delle fondazioni è pari a -5.00 m dal p.c. attuale

2.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

2.2.1 Determinazione delle proprietà indice

In considerazione della natura e consistenza e delle condizioni idrogeologiche dei materiali presenti, la caratterizzazione prevede la stima dei parametri geotecnici in **condizioni drenate** (in termini di *tensioni efficaci*, secondo Terzaghi, 1936), nell'ipotesi che i tempi di dissipazione delle pressioni interstiziali indotte dall'applicazione dei carichi siano brevi: pertanto si assume nullo il valore della coesione drenata ($c' = 0$ kPa). Per completezza, per quanto riguarda i materiali della UG1, si procederà anche alla stima dei parametri in **condizioni non drenate** (in termini di *tensioni totali*).

La caratterizzazione comprenderà i parametri utili alla verifica delle fondazioni. Verranno inoltre valutati i moduli elastici, come espressamente richiesto dalla Committenza.

Nota preliminare

Ai sensi delle NTC approvate con il DM 14 gennaio 2008, i parametri geotecnici nel seguito individuati sono da ritenersi come valori intrinseci caratteristici e verranno pertanto identificati con il pedice “*k*”.

In accordo alle NTC08, “per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato”. Secondo il codice europeo (EC7, punto 2.4.5.2) “il valore caratteristico dovrebbe essere ricavato in maniera tale che le probabilità calcolata di valori più sfavorevoli, che determinano la manifestazione dello stato limite, non sia maggiore del 5%”. Pertanto nel presente lavoro, per i valori caratteristici nel seguito indicati, la stima cautelativa consiste nel 5° o nel 95° percentile del valore medio o della mediana del campione. Infatti, a seconda delle verifiche, ciascun parametro riveste un ruolo a favore o a sfavore di sicurezza e dovrà essere impiegato il valore cautelativo probabilistico più opportuno.

Sotto il profilo procedurale, per ciascun parametro si è provveduto a ricavare i valori tramite le correlazioni indicate nei successivi paragrafi, utilizzando qualora possibile più metodi proposti da autori diversi. Dopo aver criticamente escluso eventuali valori anomali, i dati di ciascuna unità geotecnica sono stati trattati con metodi statistici al fine di ottenere il parametro caratteristico rappresentativo nel seguito riportato. Nel caso in esame, il trattamento statistico è stato condotto in

termini di assenza di compensazione strutturale per deformazioni del terreno su piccoli volumi, valido per fondazioni superficiali isolate.

Alcune normative, quali la norvegese (NORSOK standard N001), esplicitano le differenze tra grandi e piccoli volumi significativi: il valore caratteristico deve essere scelto in modo che la probabilità di incidenza del valore meno favorevole sia bassa. Quando uno stato limite è governato da un grande volume di terreno, l'incidenza è minore e viceversa. Secondo la teoria dei campi aleatori, i parametri geomeccanici presentano fluttuazioni periodiche nei loro valori, nel verso verticale e nel verso orizzontale. Più sono grandi le dimensioni entro le quali i parametri sono mediati, più le fluttuazioni attorno al trend tendono a cancellarsi nel calcolo della media spaziale (Nadim e Lacasse, 1996). Pertanto, il trattamento statistico per piccoli volumi di deformazione risulta maggiormente conservativo.

Per completezza di informazione, si fornisce anche il valore nominale, che corrisponde al valore medio o medio ponderato dei dati ricavati mediante le diverse correlazioni.

Parametri fisici caratteristici

Per la classificazione litologica, condotta secondo il Sistema Unificato – USCS, è possibile procedere indirettamente sulla scorta della descrizione litologica fornita dai certificati stratigrafici.

Il peso dell'unità di volume totale del terreno γ è stimato indirettamente utilizzando la carta di classificazione proposta dal NAVFAC DM-7 (1971).

La densità relativa D_R è stata calcolata con le correlazioni di Gibbs & Holtz (1957) e di Meyerhof (1957), mediando poi i risultati.

Parametri di resistenza

L'angolo di resistenza a taglio di picco ϕ'_p delle sabbie e delle ghiaie è stato stimato applicando diverse correlazioni: De Mello (1971), Schmertmann (1975 e 1978), Wolff (1989), Hatanaka & Uchida (1996), del NAV-FAC Manual Design e della Road Bridge Specification. Al fine della determinazione, si sono scartati i valori che si discostano della deviazione standard dalla media.

Per la valutazione dell'angolo di resistenza a taglio residuo ϕ'_{cv} si è fatto ricorso alla correlazione di Bolton (1986) sulla base del valore adottato di ϕ'_p .

La coesione drenata c' in termini di tensioni efficaci, per quanto precedentemente espresso, è sempre assunta pari a zero.

La coesione non drenata c_u è stimata indirettamente da N_{SPT} tramite le formule del Nav-fac (1982) e di Stroud (1974).

Parametri di deformabilità (moduli elastici)

Il coefficiente di Poisson ν (coefficiente di contrazione trasversale, Poisson 1829) è stato stimato in riferimento alle indicazioni disponibili in letteratura tecnica (Cestelli-Guidi, Bowles), in funzione della litologia e dell'angolo di resistenza a taglio di picco.

Il modulo di Young E' (modulo elastico normale, Young 1807) in condizioni drenate viene stimato indirettamente dal valore corrispondente di N_{SPT} mediante le correlazioni proposte da Denver (1982).

$$E' = s_1 \cdot N_{SPT} + s_2$$

Per la determinazione di s_1 e s_2 si ricorre alle indicazioni bibliografiche: nel caso di sabbia e ghiaia D'Appolonia et al. (1970) propongono $s_1 = 0.756$ MPa e $s_2 = 18.75$ MPa, mentre per sabbie argillose (caso della UG1) Webb (1970) propone $s_1 = 0.316$ MPa e $s_2 = 1.58$ MPa.

Il Modulo di Taglio G (modulo elastico tangenziale) e il Modulo elastico Edometrico E_{ed} in assenza di specifiche prove di laboratorio, sono calcolati indirettamente tramite la note relazioni matematiche della teoria del modello elastico che correlano tali moduli con il modulo elastico normale e il coefficiente di Poisson (cfr. Lancellotta, 2004; Di Francesco, 2011).

Per i moduli di deformazione, utili per la stima dei cedimenti differenziali, si procede alla determinazione statistica del 5° e del 95° percentile, al fine di fornire il range di variabilità massima in termini cautelativi ai sensi delle NTC08. Il valore normalizzato di N_{SPT} corrispondente, assunto come valore indice massimo e minimo per ciascuna UG, viene nel seguito indicato come valore caratteristico derivato dai metodi statistici precedentemente illustrati.

Il modulo di Winkler orizzontale $k_{w,s}$ viene stimato in via preliminare ed approssimata in funzione del valore di resistenza penetrometrica N_{SPT} tramite l'abaco di Terzaghi (1955) per le sabbie secche.

Nel successivo capitolo di verifica delle prestazioni verrà inoltre calcolato il modulo di Winkler verticale $k_{w,v}$ sulla base degli effettivi cedimenti attesi sul piano di fondazione.

4.2 Caratterizzazione delle unità geotecniche omogenee

<i>Tabella riepilogativa per laUG1a: Limo argilloso (Zona A)</i>			
Classificazione (Sistema Unificato USCS)	ML		
Soggiacenza strato	0.0 – 2.8 m		
PARAMETRO	Valore nominale	VALORE caratteristico	UNITA' DI MISURA
Indice Standard Penetration Test (normalizzato)	3	$N_{SPT (k) \max} = 3$	[colpi/piede]
		$N_{SPT (k) \min} = 1$	[colpi/piede]
Peso dell'unità di volume totale		$\gamma_{(k)} = 16-18$	[kN/m ³]
Densità relativa	33	$D_R (k) = 10$	[%]
Angolo di resistenza a taglio di picco	26	$\phi'_P (k) = 18$	[°]
Angolo di resistenza a volume costante	24	$\phi'_{CV (k)} = 18$	[°]
Coesione drenata	0	$c'_{(k)} = 0$	[kPa]
Coesione non drenata	25	$c_u (k) = 15$	[kPa]
Coefficiente di Poisson	0.36	$\nu_{(k)} = 0.41$	[-]
Modulo di Young in condizioni drenate	2.37	$E'_{(k) \max} = 3.7$	[MPa]
		$E'_{(k) \min} = 1.4$	[MPa]
Modulo di Taglio	0.87	$G_{(k) \max} = 1.31$	[MPa]
		$G_{(k) \min} = 0.50$	[MPa]
Modulo Edometrico	3.98	$E_{ed (k) \max} = 8.60$	[MPa]
		$E_{ed (k) \min} = 3.25$	[MPa]
Costante di Winkler orizzontale	0.5	$k_{m,s} = 0.5$	[daN/cm ³]

Tabella riepilogativa per laUG1b: Limo argilloso e ghiaia alterata (Zona B)			
Classificazione (Sistema Unificato USCS)	ML-GC		
Soggiacenza strato	0.0 – 3.7 m		
PARAMETRO	Valore nominale	VALORE caratteristico	UNITA' DI MISURA
Indice Standard Penetration Test (normalizzato)	11	$N_{SPT (k) \max} = 13$	[colpi/piede]
		$N_{SPT (k) \min} = 9$	[colpi/piede]
Peso dell'unità di volume totale		$\gamma_{(k)} = 18$	[kN/m ³]
Densità relativa	66	$D_R (k) = 61$	[%]
Angolo di resistenza a taglio di picco	33	$\phi_P (k) = 27$	[°]
Angolo di resistenza a volume costante	27	$\phi_{CV (k)} = 22$	[°]
Coesione drenata	0	$c'_{(k)} = 0$	[kPa]
Coesione non drenata	57	$c_u (k) = 34$	[kPa]
Coefficiente di Poisson	0.31	$\nu_{(k)} = 0.35$	[-]
Modulo di Young in condizioni drenate	4.90	$E'_{(k) \max} = 7.6$	[MPa]
		$E'_{(k) \min} = 2.9$	[MPa]
Modulo di Taglio	1.87	$G_{(k) \max} = 2.81$	[MPa]
		$G_{(k) \min} = 1.07$	[MPa]
Modulo Edometrico	6.79	$E_{ed (k) \max} = 12.2$	[MPa]
		$E_{ed (k) \min} = 4.65$	[MPa]
Costante di Winkler orizzontale	2	$k_{w,s} = 2$	[daN/cm ³]

<i>Tabella riepilogativa per laUG2: Ghiaia e sabbia (solo Zona A)</i>			
Classificazione (Sistema Unificato USCS)	GM-GW		
Soggiacenza strato	2.8 – 6.0/7.4 m		
PARAMETRO	Valore nominale	VALORE caratteristico	UNITA' DI MISURA
Indice Standard Penetration Test (normalizzato)	20	$N_{SPT (k) \max} = 23$	[colpi/piede]
		$N_{SPT (k) \min} = 16$	[colpi/piede]
Peso dell'unità di volume totale		$\gamma_{(k)} = 18$	[kN/m ³]
Densità relativa	75	$D_R (k) = 66$	[%]
Angolo di resistenza a taglio di picco	37	$\phi_P (k) = 30$	[°]
Angolo di resistenza a volume costante	30	$\phi_{CV} (k) = 25$	[°]
Coesione drenata	0	$c' (k) = 0$	[kPa]
Coefficiente di Poisson	0.28	$\nu_{(k)} = 0.33$	[-]
Modulo di Young in condizioni drenate	35.76	$E'_{(k) \max} = 55.5$	[MPa]
		$E'_{(k) \min} = 21.1$	[MPa]
Modulo di Taglio	13.97	$G_{(k) \max} = 20.86$	[MPa]
		$G_{(k) \min} = 7.93$	[MPa]
Modulo Edometrico	45.72	$E_{ed (k) \max} = 82.23$	[MPa]
		$E_{ed (k) \min} = 31.26$	[MPa]
Costante di Winkler orizzontale	5	$k_{w,s} = 3.5$	[daN/cm ³]

Tabella riepilogativa per laUG3: Ghiaia con sabbia siltosa con tracce di cementazione			
Classificazione (Sistema Unificato USCS)	GM-GW		
Soggiacenza strato	> 6.0/7.4 m (zona A); > 3.7 m (zona B)		
PARAMETRO	Valore nominale	VALORE caratteristico	UNITA' DI MISURA
Indice Standard Penetration Test (normalizzato)	58	$N_{SPT (k) \max} = 73$	[colpi/piede]
		$N_{SPT (k) \min} = 43$	[colpi/piede]
Peso dell'unità di volume totale		$\gamma_{(k)} = 20$	[kN/m ³]
Densità relativa	100	$D_R (k) = 87$	[%]
Angolo di resistenza a taglio di picco	46	$\phi'_P (k) = 40$	[°]
Angolo di resistenza a volume costante	36	$\phi'_{CV (k)} = 33$	[°]
Coesione drenata	0	$c'_{(k)} = 0$	[kPa]
Coefficiente di Poisson	0.22	$\nu_{(k)} = 0.27$	[-]
Modulo di Young in condizioni drenate	78.4	$E'_{(k) \max} = 99.4$	[MPa]
		$E'_{(k) \min} = 60.5$	[MPa]
Modulo di Taglio	32.13	$G_{(k) \max} = 39.13$	[MPa]
		$G_{(k) \min} = 23.82$	[MPa]
Modulo Edometrico	89.51	$E_{ed (k) \max} = 124.5$	[MPa]
		$E_{ed (k) \min} = 75.6$	[MPa]
Costante di Winkler orizzontale	30	$k_{w,s} = 20$	[daN/cm ³]

2.3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA LOCALE

2.3.1 Classificazione sismica del sito

Con riferimento agli effetti locali, ai sensi della tabella 3.2.II delle NTC08, per poter classificare sismicamente i terreni occorre disporre di alcuni parametri: $V_{s,30}$, $N_{SPT,30}$ o $c_{u,30}$.

Grazie alla prova sismica tipo MASW appositamente condotta nell'ambito del presente lavoro, è possibile ricavare il $V_{s,30}$. Oltre a tale profondità, i dati di letteratura forniscono la quota di soggiacenza della base dei depositi fluvio-glaciali a circa 45-50 m da p.c.; segue una potente successione sedimentaria riferita al Villafranchiano e infine, a profondità maggiori di 180-200 m, la successione sedimentaria pliocenica. Pertanto il bedrock sismico è posto a profondità maggiori di 200 m.

Il grado di addensamento e conseguentemente il profilo di velocità delle onde S cresce all'aumentare della profondità. Il profilo della MASW indica infatti un aumento graduale della velocità, senza gradini significativi né inversioni apprezzabili.

Si ricava dunque: $V_{s,30} = 593$ m/s (cfr. report dell'indagine eseguita da Citiemme S.r.l.).

In ragione della bassa sismicità del territorio, della classe d'uso delle costruzioni e della litostratigrafia, si può ricorrere all'approccio semplificato di analisi di risposta sismica locale. Pertanto, con riferimento agli effetti locali, ai sensi della tabella 3.2.II delle NTC08, i terreni della zona in esame possono essere ragionevolmente classificati in **categoria B**:

“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).”

2.3.2 Risposta sismica locale

Ai sensi delle NTC08, come da indicazioni fornite dai Progettisti, per entrambi gli edifici si assumono le condizioni di un edificio non strategico rientrante nella Classe d'uso II e per un tempo ≥ 50 anni di vita nominale. Si assume quindi un valore del coefficiente d'uso C_U pari a 1 (cfr. tabella 2.4.II delle NTC08).

Per un sottosuolo di riferimento di CATEGORIA B si assume cautelativamente un valore del coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.20$ (cfr. tabella 3.2.V delle NTC08).

La categoria topografica (Tab. 3.2.VI delle NTC08), in ragione dell'assetto planiziale del sito, è T1, cui corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1.0$.

Nel caso in esame dunque, i parametri sismici per i vari Stati Limite di progetto, di cui alle NTC08, sulla base dei quali ricavare gli spettri di progetto per le verifiche geotecniche, sono i seguenti (con: $a_{g(max)}$ = accelerazione orizzontale massima al suolo: $a_{g(max)} = S \cdot a_g = S_T \cdot S_s \cdot a_g$):

STATO LIMITE	T_R [anni]	$a_{g(max)}$ [g]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0,029	0,024	2,573	0,178
SLD	50	0,035	0,029	2,584	0,197
SLV	475	0,068	0,057	2,759	0,272
SLC	975	0,081	0,067	2,804	0,287

2.3.3 Valutazione dell'azione sismica: Residenza Universitaria "Codegone"

Spettri di progetto per le verifiche agli stati limite

Sulla base della caratterizzazione sismica di cui sopra:

- categoria di sottosuolo: B
- categoria topografica T1: (superficie pianeggiante)

e assumendo le caratteristiche fornite dai progettisti:

- vita nominale: ≥ 50 anni
- classe d'uso: II
- fattore di struttura per azioni verticali: 1.5
- fattore di struttura per azioni orizzontali: 2.0, edificio regolare in altezza
- coefficiente di smorzamento viscoso $\xi = 5\%$

applicando i metodi di analisi pseudostatica definiti nel § 3.2.3 NTC08, si possono ricavare gli spettri di progetto $S_d(T)$ al fine di determinare i coefficienti sismici K_{hi} (effetto inerziale), K_{hk} (effetto cinematico) (§ C7.11.5.3 della Circolare CSLPP 2/02/09 n 617) e il coefficiente sismico K_v (§ 7.11.3.5.2 NTC08).

Gli spettri elastici di risposta ricavati sono riportati in fig. 10 (SLU = SLV) e in fig. 11 (SLE = SLD); per comodità di lettura, nelle tabelle a seguire si riportano i parametri numerici.

Residenza Universitaria Codegone
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

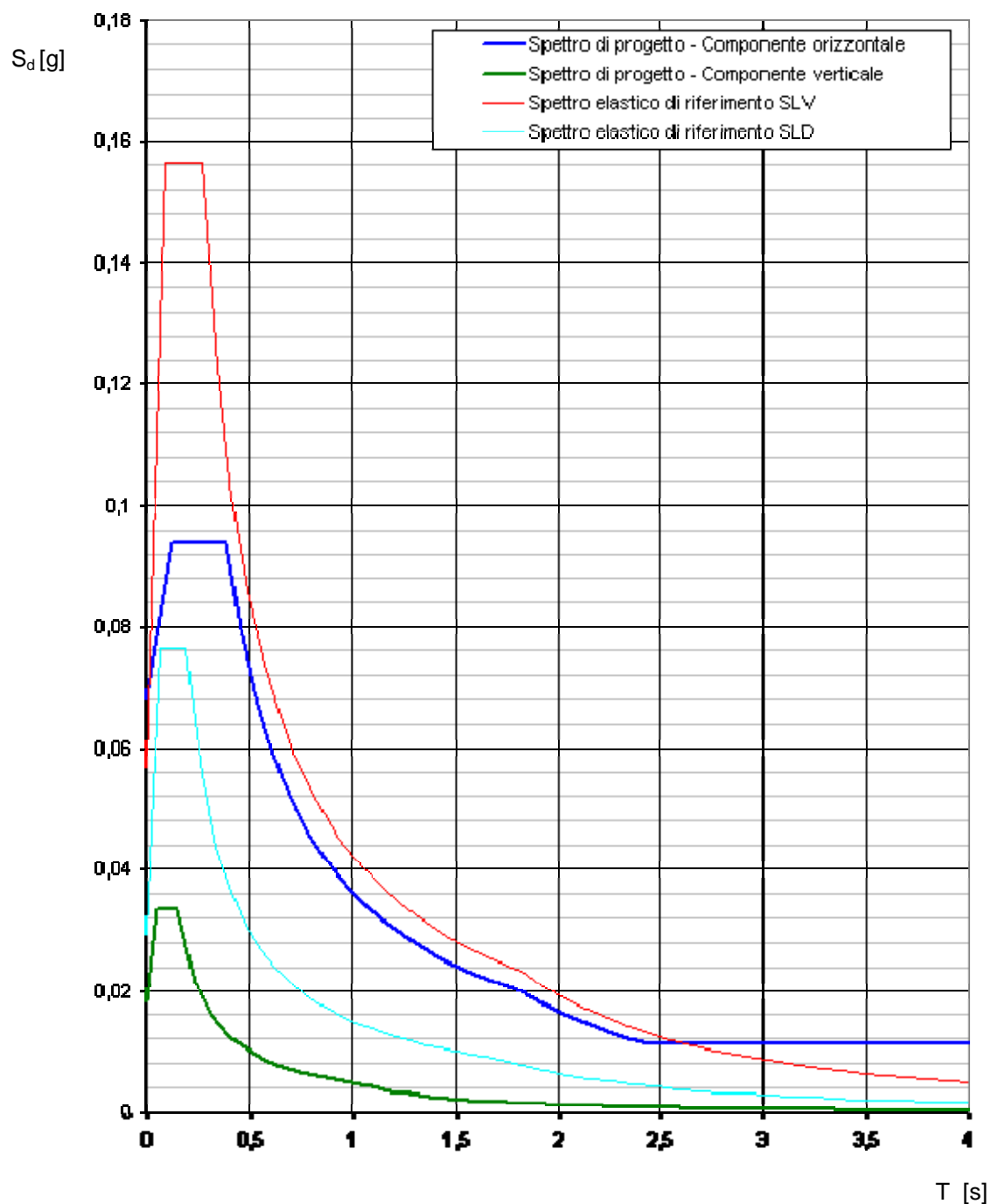


Figura 10 – Spettri di risposta SLU

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,057 g
F_o	2,759
T_C^*	0,272 s
S_s	1,200
C_C	1,427
S_T	1,000
q	2,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	0,500
T_B	0,129 s
T_C	0,388 s
T_D	1,827 s

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,068
T_B	0,129	0,094
T_C	0,388	0,094
	0,457	0,080
	0,525	0,069
	0,594	0,061
	0,662	0,055
	0,731	0,050
	0,799	0,046
	0,868	0,042
	0,936	0,039
	1,005	0,036
	1,073	0,034
	1,142	0,032
	1,210	0,030
	1,279	0,028
	1,347	0,027
	1,416	0,026

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0,018 g
S_s	1,000
S_T	1,000
q	1,500
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	0,887
S	1,000
η	0,667

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,018
T_B	0,050	0,034
T_C	0,150	0,034
	0,235	0,021
	0,320	0,016
	0,405	0,012
	0,490	0,010
	0,575	0,009
	0,660	0,008
	0,745	0,007
	0,830	0,006
	0,915	0,005
T_D	1,000	0,005
	1,094	0,004
	1,188	0,004
	1,281	0,003
	1,375	0,003

Residenza Universitaria Codegone

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD

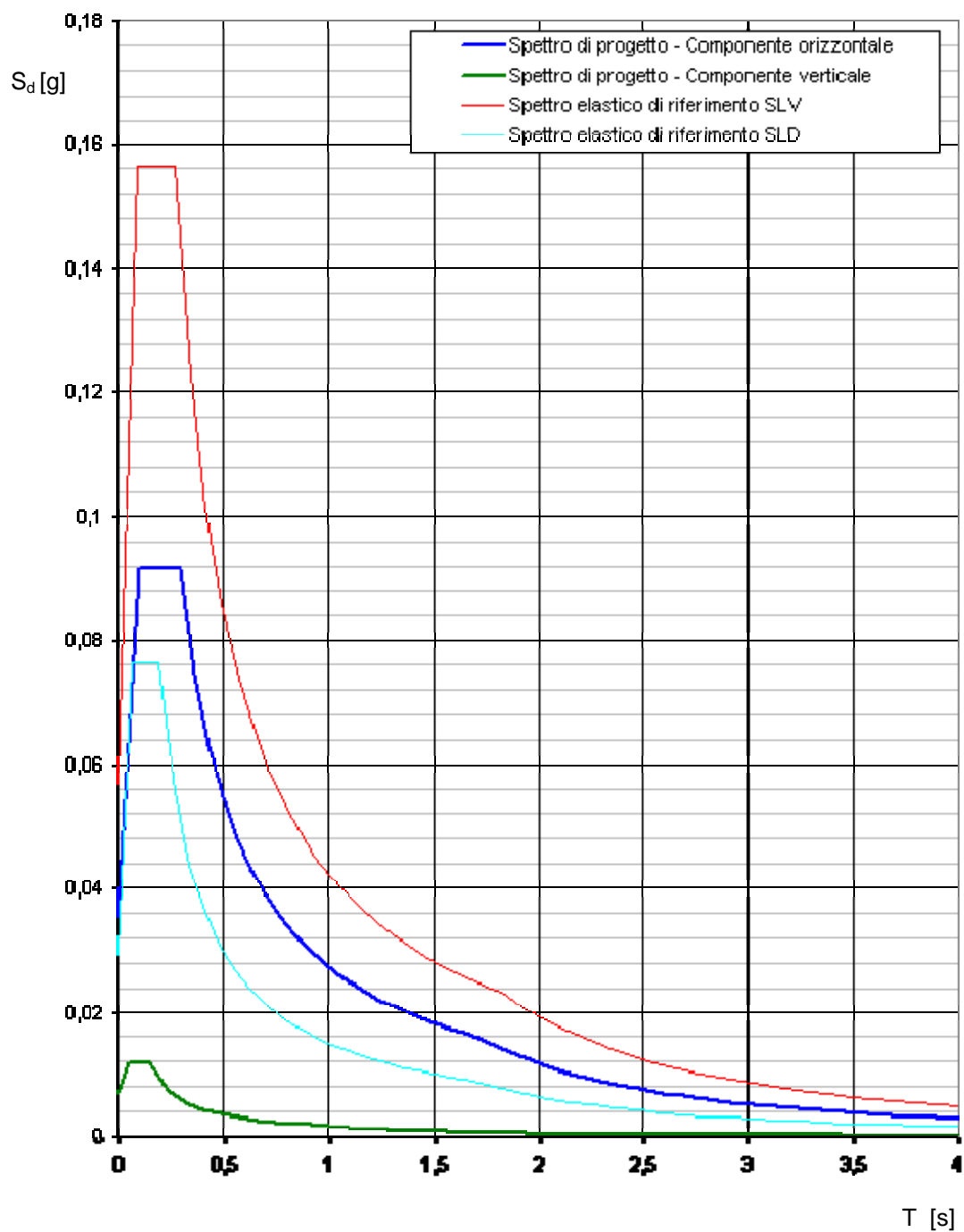


Figura 11 – Spettri di risposta SLE

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,029 g
F_o	2,584
T_C^*	0,197 s
S_S	1,200
C_C	1,522
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,100 s
T_C	0,300 s
T_D	1,718 s

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,035
T_B	0,100	0,091
T_C	0,300	0,091
	0,367	0,075
	0,435	0,063
	0,502	0,055
	0,570	0,048
	0,638	0,043
	0,705	0,039
	0,773	0,035
	0,840	0,033
	0,908	0,030
	0,975	0,028
	1,043	0,026
	1,110	0,025
	1,178	0,023
	1,245	0,022
	1,313	0,021

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLD
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_{gv}	0,007 g
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,500
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	0,599
S	1,000
η	0,667

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,007
T_B	0,050	0,012
T_C	0,150	0,012
	0,235	0,008
	0,320	0,006
	0,405	0,004
	0,490	0,004
	0,575	0,003
	0,660	0,003
	0,745	0,002
	0,830	0,002
	0,915	0,002
T_D	1,000	0,002
	1,094	0,001
	1,188	0,001
	1,281	0,001
	1,375	0,001

Valutazione degli spettri di progetto:

Dagli spettri elastici di risposta, in funzione delle caratteristiche strutturali fornite dai progettisti, per un edificio regolare in altezza con periodo fondamentale di vibrazione T_1 pari a 1.29, si ricavano i seguenti spettri di progetto per l'edificio "Residenza Universitaria Codegone":

per le verifiche agli SLU	$k_{hk} = a_{g(max)} = 0.068 \text{ g}$	(accelerazione orizzontale massima attesa in superficie: effetto cinematico)
	$k_{hi} = S_e(T) = 0.028$	(spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali in funzione di T_1 : effetto inerziale)
	$S_{De}(T) = 1.19E-03$	(spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali in funzione di T_1)
	$K_v = \pm 0.018$	(accelerazione verticale massima attesa in superficie)
	$S_{ve}(T) = 0.003$	(spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale in funzione di T_1)
per le verifiche agli SLE	$k_{hk} = a_{g(max)} = 0.035 \text{ g}$	(accelerazione orizzontale massima attesa in superficie: effetto cinematico)
	$k_{hi} = S_e(T) = 0.021$	(spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali in funzione di T_1 : effetto inerziale)
	$S_{De}(T) = 8.97E-04$	(spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali in funzione di T_1)
	$K_v = \pm 0.007$	(accelerazione verticale massima attesa in superficie)
	$S_{ve}(T) = 0.001$	(spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale in funzione di T_1)

Valutazione delle componenti orizzontali del moto

Il § 3.2.3.3 delle NTC08 fornisce le espressioni per calcolare i valori dello spostamento orizzontale d_g e la velocità orizzontale v_g massimi del terreno, applicando le quali si ottiene:

$$d_g = 0,012 \text{ m}$$

$$v_g = 0,041 \text{ m/s}$$

Magnitudo massima attesa

Dalla Relazione Geologica si ricava che il territorio del Comune di Torino è caratterizzato da $Mw_{(max)} = 5.68$.

2.3.4 Valutazione dell'azione sismica: Energy Center

Spettri di progetto per le verifiche agli stati limite

Sulla base della caratterizzazione sismica di cui sopra:

- categoria di sottosuolo: B
- categoria topografica T1: (superficie pianeggiante)

e assumendo le caratteristiche fornite dai progettisti:

- vita nominale: ≥ 50 anni
- classe d'uso: II
- fattore di struttura per azioni verticali: 1.5
- fattore di struttura per azioni orizzontali: 2.0, edificio non regolare in altezza
- coefficiente di smorzamento viscoso $\xi = 5\%$

applicando i metodi di analisi pseudostatica definiti nel § 3.2.3 NTC08, si possono ricavare gli spettri di progetto $S_d(T)$ al fine di determinare i coefficienti sismici K_{hi} (effetto inerziale), K_{hk} (effetto cinematico) (§ C7.11.5.3 della Circolare CSLPP 2/02/09 n 617) e il coefficiente sismico K_v (§ 7.11.3.5.2 NTC08).

Gli spettri elastici di risposta ricavati sono riportati in fig. 12 (SLU = SLV) e in fig. 13 (SLE = SLD); per comodità di lettura, nelle tabelle a seguire si riportano i parametri numerici.

Energy Center

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

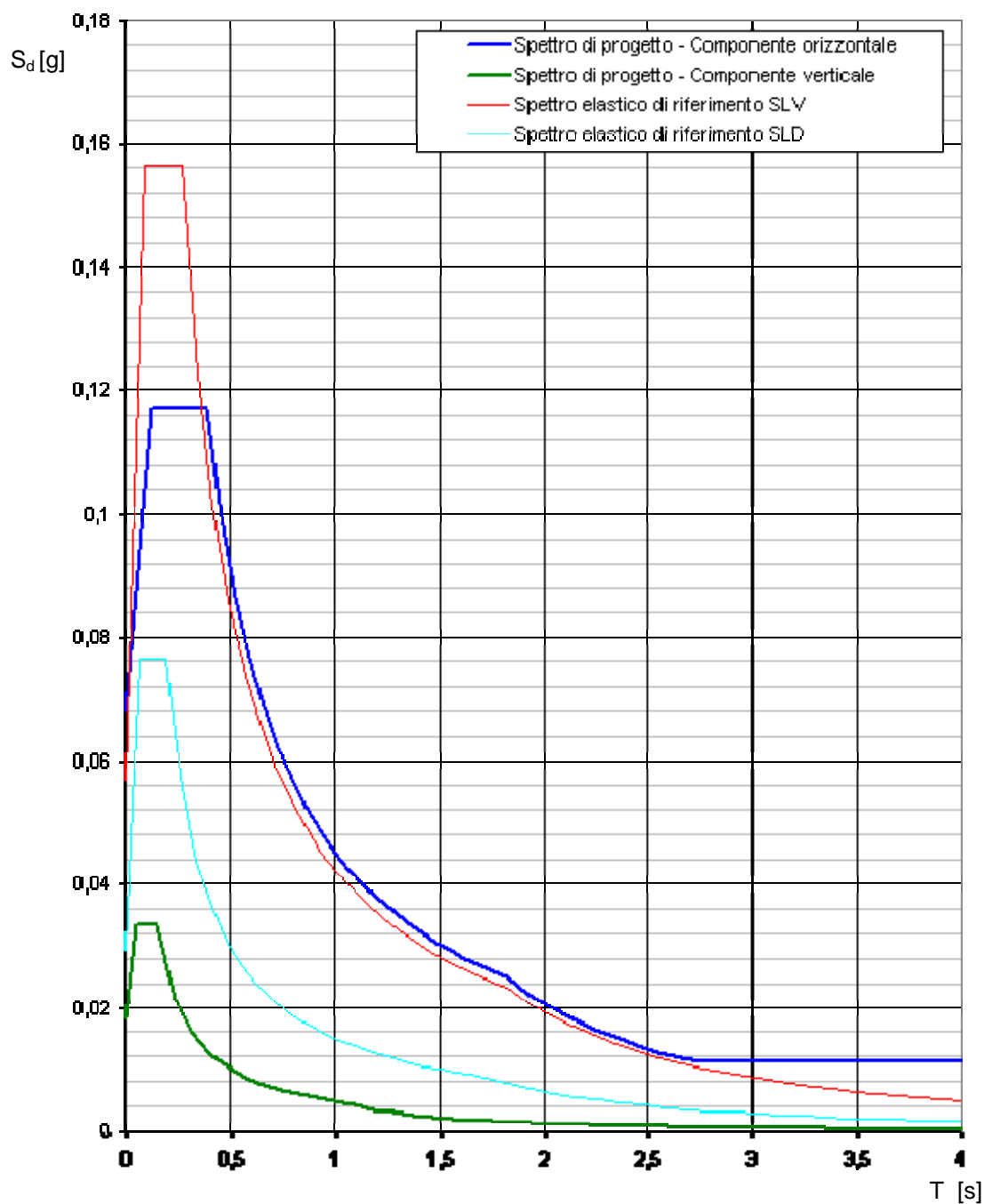


Figura 12 – Spettri di risposta SLU

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,057 g
F_o	2,759
T_C^*	0,272 s
S_s	1,200
C_C	1,427
S_T	1,000
q	1,600

Parametri dipendenti

S	1,200
η	0,625
T_B	0,129 s
T_C	0,388 s
T_D	1,827 s

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,068
T_B	0,129	0,117
T_C	0,388	0,117
	0,457	0,100
	0,525	0,087
	0,594	0,077
	0,662	0,069
	0,731	0,062
	0,799	0,057
	0,868	0,052
	0,936	0,049
	1,005	0,045
	1,073	0,042
	1,142	0,040
	1,210	0,038
	1,279	0,036
	1,347	0,034
	1,416	0,032

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0,018 g
S_s	1,000
S_T	1,000
q	1,500
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	0,887
S	1,000
η	0,667

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,018
T_B	0,050	0,034
T_C	0,150	0,034
	0,235	0,021
	0,320	0,016
	0,405	0,012
	0,490	0,010
	0,575	0,009
	0,660	0,008
	0,745	0,007
	0,830	0,006
	0,915	0,005
T_D	1,000	0,005
	1,094	0,004
	1,188	0,004
	1,281	0,003
	1,375	0,003

Energy Center

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD

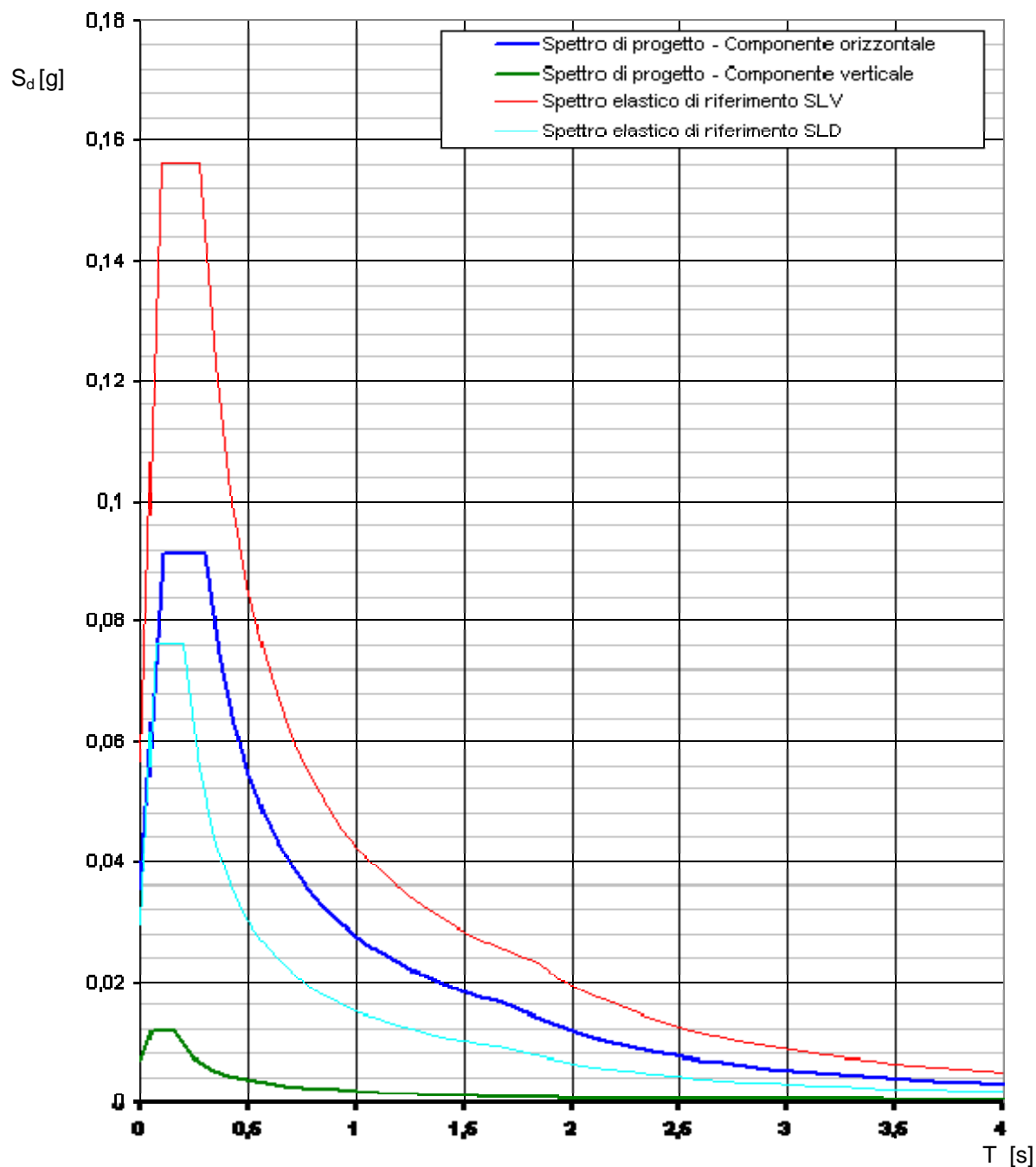


Figura 13 – Spettri di risposta SLE

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti		Punti dello spettro di risposta	
STATO LIMITE	SLD	T [s]	Se [g]
a_g	0,029 g	0,000	0,035
F_o	2,584	0,100	0,091
T_C^*	0,197 s	0,300	0,091
S_S	1,200	0,367	0,075
C_C	1,522	0,435	0,063
S_T	1,000	0,502	0,055
q	1,000	0,570	0,048
		0,638	0,043
		0,705	0,039
		0,773	0,035
		0,840	0,033
		0,908	0,030
		0,975	0,028
		1,043	0,026
		1,110	0,025
		1,178	0,023
		1,245	0,022
		1,313	0,021

Parametri dipendenti	
S	1,200
η	1,000
T_B	0,100 s
T_C	0,300 s
T_D	1,718 s

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti		Punti dello spettro di risposta	
STATO LIMITE	SLD	T [s]	Se [g]
a_{gv}	0,007 g	0,000	0,007
S_S	1,000	0,050	0,012
S_T	1,000	0,150	0,012
q	1,500	0,235	0,008
T_B	0,050 s	0,320	0,006
T_C	0,150 s	0,405	0,004
T_D	1,000 s	0,490	0,004
		0,575	0,003
		0,660	0,003
		0,745	0,002
		0,830	0,002
		0,915	0,002
		1,000	0,002
		1,094	0,001
		1,188	0,001
		1,281	0,001
		1,375	0,001

Parametri dipendenti	
F_v	0,599
S	1,000
η	0,667

Valutazione degli spettri di progetto:

Dagli spettri elastici di risposta, in funzione delle caratteristiche strutturali fornite dai progettisti, per un edificio non regolare in altezza con periodo fondamentale di vibrazione T_1 stimato pari a 0.873, si ricavano i seguenti spettri di progetto per l'edificio denominato "Energy Center":

per le verifiche agli SLU	$k_{hk} = a_{g(max)} = 0.068 \text{ g}$	(accelerazione orizzontale massima attesa in superficie: effetto cinematico)
	$k_{hi} = S_e(T) = 0.052$	(spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali in funzione di T_1 : effetto inerziale)
	$S_{De}(T) = 1.01E-03$	(spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali in funzione di T_1)
	$K_v = \pm 0.018$	(accelerazione verticale massima attesa in superficie)
	$S_{ve}(T) = 0.006$	(spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale in funzione di T_1)
per le verifiche agli SLE	$k_{hk} = a_{g(max)} = 0.035 \text{ g}$	(accelerazione orizzontale massima attesa in superficie: effetto cinematico)
	$k_{hi} = S_e(T) = 0.031$	(spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali in funzione di T_1 : effetto inerziale)
	$S_{De}(T) = 6.07E-04$	(spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali in funzione di T_1)
	$K_v = \pm 0.007$	(accelerazione verticale massima attesa in superficie)
	$S_{ve}(T) = 0.002$	(spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale in funzione di T_1)

Valutazione delle componenti orizzontali del moto

Il § 3.2.3.3 delle NTC08 fornisce le espressioni per calcolare i valori dello spostamento orizzontale d_g e la velocità orizzontale v_g massimi del terreno, applicando le quali si ottiene:

$$d_g = 0,012 \text{ m}$$

$$v_g = 0,041 \text{ m/s}$$

Magnitudo massima attesa

Dalla Relazione Geologica si ricava che il territorio del Comune di Torino è caratterizzato da $Mw_{(max1)} = 5.68$.

2.3.5 Instabilità indiretta

Con riferimento al p.to 7.11.3.4.2 delle NTC08 l'analisi del rischio liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle circostanze ivi previste.

Poiché la condizione di cui al punto 2: *“accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g”* risulta sempre soddisfatta per gli stati limite SLU, è possibile concludere che il sito in esame, nel suo insieme, possa ritenersi non soggetto a potenziali fenomeni di liquefazione. Inoltre, la soggiacenza della falda è a profondità maggiore di 20 m dal piano di campagna, in condizioni di terreno pianeggiante e progetto a fondazioni superficiali, soddisfacendo anche la condizione di cui al punto n. 5.

Par quanto riguarda la presenza di rischi secondari, quali ad esempio quelli derivanti da frane sismoidotte, l'assetto morfologico del sito esclude tale pericolosità. Tuttavia è necessario prevedere idonei sostegni e/o forme di stabilizzazione per le scarpate degli scavi sia in fase transitoria provvisoria di cantierizzazione che nella fase definitiva di esercizio delle opere in progetto.

2.4 VERIFICHE GEOTECNICHE IN CONDIZIONI STATICHE

Nel presente capitolo si affrontano le verifiche a capacità portante (SLU) e cedimento (SLE) della fondazione in funzione dei parametri precedentemente descritti e in funzione delle dimensioni e dei carichi forniti dal progettista.

2.4.1 Valutazione della sicurezza

Stanti le vigenti condizioni normative, si precisa che i calcoli geotecnici condotti ed i fattori di sicurezza adottati fanno riferimento espressamente al **metodo degli stati limite** come previsto dalle Norme Tecniche delle Costruzioni D.M. 14/01/2008.

In riferimento al Metodo agli Stati Limite, le NTC08 forniscono i valori dei coefficienti parziali da applicare alle azioni, alle resistenze dei materiali e alla resistenza globale del sistema. In particolare, le verifiche allo stato limite ultimo di tipo geotecnico sono state condotte seguendo l'Approccio 2, che prevede i seguenti coefficienti:

Azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Coefficiente Parziale γ_F</i>
Permanenti	1.30
Variabili	1.50

Resistenze dei materiali:

<i>Parametro</i>	<i>Grandezza</i>	<i>Coefficiente Parziale γ_M</i>
Resistenza non drenata	$\gamma_{\varphi'}$	1.00
Peso di volume	γ_k	1.00

Resistenza del sistema:

<i>Verifica</i>	<i>Coefficiente Parziale γ_R</i>
Capacità portante	2.3
Scorrimento	1.1

2.4.2 Metodi di calcolo

Capacità portante

Per il calcolo della capacità portante limite di progetto ($q_{lim,d}$) del terreno di fondazione si fa riferimento al tradizionale metodo basato sulla teoria dell'equilibrio limite così come proposto da Brinch – Hansen.

Si trascura, a favore di sicurezza, la preconsolidazione dovuta allo scavo fino alla quota d'imposta;

La presenza di soli terreni non coesivi impone una verifica in condizioni drenate.

L'espressione generale per il calcolo usata è:

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

dove:

γ' = peso di volume del terreno secco sotto il piano di posa della fondazione [kN/m³],

B = larghezza della fondazione [m],

c' = coesione drenata agente lungo la superficie di scorrimento [kPa],

q' = carico indotto dal peso proprio del terreno a lato della fondazione [kPa];

e con i seguenti coefficienti adimensionali:

N_{γ} ; N_c ; N_q = coefficienti di capacità portante (Vesic, 1975; Prandtl, 1921; Reissner, 1924; Bolton, 1979),

s_{γ} ; s_c ; s_q = coefficienti di forma (Meyerhof, 1951),

d_c ; d_q = coefficienti di profondità (Brinch-Hansen, 1970; Vesic, 1973),

i_{γ} ; i_c ; i_q = coefficienti correttivi per componente orizzontale di carico (Vesic, 1973),

b_{γ} ; b_c ; b_q = coefficienti correttivi per fondazioni inclinate (Brinch-Hansen, 1970),

g_{γ} ; g_c ; g_q = coefficienti correttivi in caso di piano di campagna inclinato (Brinch-Hansen, 1970),

in presenza di carico eccentrico si ricorre alla correzione di B proposta da Meyerhof (1953).

La verifica di sicurezza sarà soddisfatta quando:

$$E_D \leq R_D$$

dove E_D è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e $R_D = q_{amm} = q_{lim} / \gamma_R$ è la resistenza di progetto con il fattore di sicurezza da normativa γ_R .

Scorrimento

Per la verifica a collasso per scorrimento sul piano di fondazione si utilizza la classica formula, riportata anche da EC8, che calcola il contributo della resistenza $R_{SD} = N_{sd} \tan \delta + E_{pd}$, dove N_{sd} è la componente normale del carico, δ è la resistenza per attrito lungo la base (si assume normalmente $\delta = \varphi_{cv}$) e E_{pd} è la resistenza passiva. Cautelativamente, si utilizza questa formula semplificata che trascurava il contributo dovuto all'adesione della fondazione al terreno.

La verifica di sicurezza sarà soddisfatta quando:

$$H_D \leq R_{SD}$$

dove H_D è il valore di progetto del carico orizzontale.

Cedimento

Nel caso di fondazioni dirette su terreni non coesivi si ricorre al metodo di calcolo proposto da Burland e Burbidge (1985). Poiché le fondazioni in progetto non sono appoggiate direttamente sul piano di campagna, ma si pongono generalmente ad una quota alla quale corrisponde una determinata tensione geostatica, per calcolare il cedimento indotto si applica la seguente relazione:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot \frac{I_C}{3} + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

dove:

S = cedimento assoluto [mm];

e con:

σ'_{v0} = tensione verticale efficace a quota d'imposta [kPa],

B = dimensione caratteristica della fondazione [m],

$q' =$ pressione efficace [kPa],

$I_c =$ indice di compressibilità calcolato come $I_c = 1.7 / N_{1(60)}^{1.4}$, dove $N_{1(60)}$ è il valore riferito ad una profondità di interesse pari a 1 metro al di sotto del piano di posa della fondazione;

$f_s =$ coefficiente di correzione se la fondazione ha un rapporto delle dimensioni $L / B > 1$,

$f_{H1} =$ coefficiente di correzione che tiene conto dello spessore dello strato compressibile,

$f_t =$ coefficiente di correzione della componente viscosa dei cedimenti.

In particolare, con $f_t = 1$ il calcolo fornisce il valore del cedimento immediato; occorre però valutare anche i cedimenti differiti nel tempo, in funzione della durata e del tipo di carico applicato (statico o ciclico). Nei calcoli condotti si è assunto un tempo di 30 anni applicando le costanti valide per carichi statici (cfr. Lancellotta, 1993). Il risultato ottenuto rappresenta la stima del più probabile valore del cedimento. Tenendo conto dell'incertezza del metodo, secondo l'analisi statistica condotta da Burland e Burbidge (1985), a tale valore va associata una probabilità del 50% che il cedimento possa essere in realtà superiore o inferiore. In via cautelativa (cfr. Lancellotta, 1993), il valore di cedimento calcolato è stato incrementato di un fattore pari a:

$$F_s = 1.5$$

Stabilità globale

In considerazione delle condizioni geomorfologiche del sito in esame, non è necessario procedere a verifiche di stabilità del terreno.

Tuttavia, le condizioni geologiche e geotecniche del sito impongono che gli scavi siano realizzati con adeguata profilatura delle scarpate o previa adozione di opere di sostegno provvisoriale, che dovranno essere oggetto di apposite verifiche in sede progettuale.

Stante la soggiacenza rilevata in sede geognostica, si ritiene che non vi possano essere interferenze degli scavi con la falda idrica. Fenomeni di allagamento degli scavi potrebbero comunque verificarsi a seguito di importanti eventi meteo-climatici. La profondità alla quale si pone la falda freatica non richiede la verifica di sifonamento.

Per quanto precedentemente espresso si escludono condizioni favorevoli alla liquefazione del terreno.

Determinazione del coefficiente di sottofondo di Winkler

Il coefficiente di sottofondo per la modellazione del terreno alla Winkler per carichi verticali $k_{w,v}$ viene valutato tramite la metodologia suggerita da Jamiolkowski *et al.* (1977) e ripresa da Viggiani (2000), per i quali il coefficiente è pari al rapporto tra carico applicato e cedimento:

$$k_{w,v} = \frac{Q}{s} \text{ [daN/cm}^3\text{]}$$

2.4.3 Verifica Residenza Codegone

Capacità portante

Parametri di calcolo generali:

- fondazione superficiale mediante travi rovesce: 1.60 m x 0.80 m;
- platea centrale: 9.30 m x 21.00 m x 0.80 m;
- piano di posa a -5.00 m da piano di campagna;
- piano di posa e di campagna orizzontali;
- carichi verticali trasmessi al terreno dalle fondazioni: max. 300 kPa, min 200 kPa;
- eccentricità del carico ipotizzata: 5%.

Da un punto di vista geotecnico la profondità del volume di influenza per la verifica a capacità portante è pari a 2B quindi si utilizzano i parametri dell'unità geotecnica 3 (UG3):

$$\gamma_d = \text{peso di volume di progetto} = \gamma_k / \gamma_M \quad 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi_{cv_d} = \text{angolo di resistenza al taglio} = \phi'_{cvk} / \gamma_M \quad 33^\circ$$

$$c'_d = \text{coesione efficace di progetto} = c'_k / \gamma_M \quad 0 \text{ kPa}$$

poiché il terreno di appoggio della fondazione sarà presumibilmente rimaneggiato dalle operazioni di scavo e livellamento del piano si ritiene opportuno considerare in via cautelativa l'angolo di attrito a volume costante in luogo del ϕ di picco.

I risultati ottenuti applicando i metodi descritti al paragrafo precedente sono i seguenti:

Fondazione nastriforme a trave rovescia:

$$E_D = 390 \text{ kPa} < R_D = 403 \text{ kPa}$$

VERIFICATO in quanto $E_D < R_D$

Fondazione a platea:

$$E_D = 390 \text{ kPa} < R_D = 1810 \text{ kPa}$$

VERIFICATO in quanto $E_D < R_D$

Verifica allo scorrimento

La verifica si può trascurare vista l'assenza di azioni orizzontali statiche.

Verifica dei cedimenti

Alla profondità di interesse z_i si ritiene significativo assumere come numero di colpi N_{SPT} il valore medio caratteristico dell'unità geotecnica (UG3) cui appartiene il piano di posa previsto (-5.00 m da piano campagna), che è pari a:

$$N_{1(60)k \max} = 73 \text{ colpi/piede}$$

$$N_{1(60)k \min} = 43 \text{ colpi/piede}$$

Pertanto il valore dell'indice di compressibilità significativo per l'ammasso assunto è pari a:

$$I_C(N_{1(60) \max}) = 1.706 / (N_{1(60) \max}^{1.4}) = 0.0042$$

$$I_C(N_{1(60) \min}) = 1.706 / (N_{1(60) \min}^{1.4}) = 0.0088$$

Nella seguente tabella si riassumono i valori delle altre grandezze che partecipano alla valutazione del cedimento come indicato in precedenza:

$\sigma'_{vo(z=z_f)}$	92.6	kPa
B =	1.60	m
$f_s =$	1.52	
$f_{H1} =$	1.0	
$f_t =$	1.5	
$F_S =$	1.5	

Tabella: Grandezze coinvolte nel calcolo del cedimento

In funzione del carico massimo e minimo trasmesso al terreno dalla fondazione, rispettivamente pari a 300 kPa e 200 kPa, i cedimenti assoluti immediati ($t = 0$) ed a 30 anni ($t = 30$ anni) valgono:

Fondazione nastriforme a trave rovescia:

con $N_{1(60) \max}$ e Q_{\min}	con $N_{1(60) \min}$ e Q_{\max}	differenziale stimato (a 30 anni)
$S(t = 0 \text{ anni}) = 2 \text{ mm}$	$S(t = 0 \text{ anni}) = 4 \text{ mm}$	$\Delta S = 6 \text{ mm}$
$S(t = 30 \text{ anni}) = 5 \text{ mm}$	$S(t = 30 \text{ anni}) = 11 \text{ mm}$	

Fondazione a platea:

con $N_{1(60) \max}$ e Q_{\min}	con $N_{1(60) \min}$ e Q_{\max}	differenziale stimato (a 30 anni)
$S(t = 0 \text{ anni}) = 3 \text{ mm}$	$S(t = 0 \text{ anni}) = 6 \text{ mm}$	$\Delta S = 7 \text{ mm}$
$S(t = 30 \text{ anni}) = 7 \text{ mm}$	$S(t = 30 \text{ anni}) = 14 \text{ mm}$	

Sarà cura del progettista verificare la compatibilità del cedimento atteso con l'opera di progetto.

Determinazione del coefficiente di sottofondo di Winkler

In funzione del carico di progetto (300 kPa) e del cedimento massimo atteso (cedimento immediato, pari a 4.45 mm per la fondazione nastriforme e 5.90 mm per la platea) si ricavano i seguenti coefficienti di Winkler verticale:

$$k_{w,v} (\text{trave}) = 6.88 \text{ daN/cm}^3; \quad k_{w,v} (\text{platea}) = 5.19 \text{ daN/cm}^3.$$

2.4.4 Verifica Energy Center

Per questo edificio il progetto è attualmente a livello di preliminare. In assenza dei carichi di progetto, si procederà alla verifica delle prestazioni attese in termini di R_D del terreno per diverse geometrie di fondazione (le dimensioni sono state comunicate dalla Committente); sarà cura del progettista verificare la compatibilità in funzione degli effettivi carichi trasmessi dalle fondazioni. Si sono assunti i seguenti parametri di calcolo generali:

Capacità portante

Parametri di calcolo generali:

- fondazione superficiale a plinti isolati;
- fondazione superficiale mediante travi rovesce;

- platea;
- piano di posa a -5.00 m da piano di campagna;
- piano di posa e di campagna orizzontali;
- eccentricità del carico ipotizzata: 5%.

Da un punto di vista geotecnico la profondità del volume di influenza per la verifica a capacità portante è pari a 2B quindi si ritiene opportuno utilizzare i parametri dell'unità geotecnica 2 (UG2):

$$\gamma_d = \text{peso di volume di progetto} = \gamma_k / \gamma_M \quad 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi_{cv_d} = \text{angolo di resistenza al taglio} = \phi'_{cvk} / \gamma_M \quad 25^\circ$$

$$c'_d = \text{coesione efficace di progetto} = c'_{kv} / \gamma_M \quad 0 \text{ kPa}$$

poiché il terreno di appoggio della fondazione sarà presubilmente rimaneggiato dalle operazioni di scavo e livellamento del piano si ritiene opportuno considerare in via cautelativa l'angolo di attrito a volume costante in luogo del ϕ di picco.

I risultati ottenuti applicando i metodi descritti al paragrafo precedente sono i seguenti:

Fondazione a plinti isolati:

dimensioni della fondazione		$Q_{amm} = R_D$
B [m]	L [m]	[kPa]
1,50	1,50	212
2,00	2,00	226
2,50	2,50	244
3,00	3,00	263
3,50	3,50	283
4,00	4,00	303
3,00	4,70	244

Fondazione nastriforme a trave rovescia:

dimensioni della fondazione	$Q_{amm} = R_D$
B [m]	[kPa]
1,65	173
1,75	175
2,00	182
2,50	196
3,00	211

Fondazione a platea:

dimensioni della fondazione		$Q_{amm} = R_D$
B [m]	L [m]	[kPa]
9,20	15,60	559
11,10	18,70	651

Verifica allo scorrimento

La verifica si può trascurare vista l'assenza di azioni orizzontali statiche.

Verifica dei cedimenti

Alla profondità di interesse z_i si ritiene significativo assumere come numero di colpi N_{SPT} il valore medio caratteristico dell'unità geotecnica (UG2) cui appartiene il piano di posa previsto (-5.00 m da piano campagna), che è pari a:

$$N_{1(60)k \max} = 23 \text{ colpi/piede}$$

$$N_{1(60)k \min} = 16 \text{ colpi/piede}$$

Pertanto il valore dell'indice di compressibilità significativo per l'ammasso assunto è pari a:

$$I_C(N_{1(60) \max}) = 1.706 / (N_{1(60) \max}^{1.4}) = 0.0212$$

$$I_C(N_{1(60) \min}) = 1.706 / (N_{1(60) \min}^{1.4}) = 0.0352$$

In funzione del carico massimo trasmesso al terreno dalla fondazione, assunto pari a R_D , i cedimenti assoluti valgono:

Fondazione a plinti isolati:

dimensioni della fondazione		con $N_{1(60) \max}$	con $N_{1(60) \min}$	differenziale stimato (a 30 anni)
B [m]	L [m]	S_{\min}	S_{\max}	ΔS
1,50	1,50	10 mm	17 mm	7 mm
2,00	2,00	13 mm	21 mm	8 mm
2,50	2,50	15 mm	24 mm	9 mm
3,00	3,00	16 mm	27 mm	11 mm
3,50	3,50	18 mm	29 mm	11 mm
4,00	4,00	19 mm	32 mm	13 mm
3,00	4,70	17 mm	28 mm	11 mm

Fondazione nastriforme a trave rovescia:

dimensioni della fondazione	con $N_{1(60) \max}$	con $N_{1(60) \min}$	differenziale stimato (a 30 anni)
B [m]	S_{min}	S_{max}	ΔS
1,65	13 mm	21 mm	8 mm
1,75	13 mm	22 mm	9 mm
2,00	15 mm	24 mm	9 mm
2,50	17 mm	27 mm	10 mm
3,00	19 mm	31 mm	12 mm

Fondazione a platea:

dimensioni della fondazione		con $N_{1(60) \max}$	con $N_{1(60) \min}$	differenziale stimato (a 30 anni)
B [m]	L [m]	S_{min}	S_{max}	ΔS
9,20	15,60	43 mm	72 mm	29 mm
11,10	18,70	46 mm	76 mm	30 mm

Sarà cura del progettista verificare la compatibilità del cedimento atteso con l'opera di progetto.

Determinazione del coefficiente di sottofondo di Winkler

In mancanza di carichi di progetto, si assume il Q_{amm} e il relativo cedimento immediato per ciascuna tipologia e per le dimensioni estreme di fondazione precedentemente considerate. Si ricavano in tal modo i seguenti coefficienti di Winkler verticale:

	dimensioni fondazione		$k_{w,v}$ Winkler
	B [m]	L [m]	[daN/cm ³]
Fondazione a plinti isolati	1,50	1,50	3.11
	4,00	4,00	2.30
	3,00	4,70	2.10
Fondazione nastriforme	1.65		0.90
	3.00		0.73
Fondazione a platea	9,20	15,60	0.81
	11,10	18,70	0.89

2.5 VERIFICHE GEOTECNICHE IN CONDIZIONI SISMICHE

In riferimento al Metodo agli Stati Limite, si mantiene l'Approccio 2 di progetto come indicato dal progettista, tenendo presente che i coefficienti A1 (quelli relativi ai carichi) sono posti pari a 1 (vedasi Circolare CSLLPP 07/03/08 paragrafo C7.11.5.3.1)

Azioni (in condizioni sismiche):

<i>Carichi</i>	<i>Coefficiente Parziale γ_F</i>
Permanenti	1.00
Variabili	1.00

Resistenze dei materiali (in condizioni sismiche):

<i>Parametro</i>	<i>Grandezza</i>	<i>Coefficiente Parziale γ_M</i>
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	1.00
Peso di volume	γ_k	1.00

Resistenza del sistema (in condizioni sismiche):

<i>Verifica</i>	<i>Coefficiente Parziale γ_R</i>
Capacità portante	2.3
Scorrimento	1.1

2.5.1 Metodi di calcolo

Capacità portante

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} , calcolati nel paragrafo § 2.3.3 Valutazione dell'azione sismica.

Per il calcolo della capacità portante limite di progetto in condizioni sismiche ($q_{lim,s}$) del terreno di fondazione si fa riferimento al tradizionale metodo basato sulla teoria dell'equilibrio limite proposto da Brinch – Hansen richiamato nel capitolo precedente, modificato per considerare le forze inerziali

della struttura e del terreno apportando nuovi coefficienti di riduzione (z_i) che tengono conto dei coefficienti sismici K_{hi} e K_{hk} .

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi} e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_g in funzione del coefficiente K_{hk} mediante la relazione polinomiale di Maugeri e Novità (2004).

Inoltre le componenti orizzontali e verticali del carico sono incrementate in funzione dei coefficienti K_{hi} e K_v .

$$N_{D's'} = N_D + N_D K_v$$

$$H_{D's'} = H_D + N_D \cdot K_{hi}$$

Scorrimento

Si utilizza la medesima correlazione già indicata nel capitolo di analisi statica tenendo conto dell'incremento di carico dovuto all'azione sismica $H_{D's'}$ (K_{hi}) e del decremento di carico verticale $N_{D's'}$ (K_v) nello stato limite SLV. Poiché $K_{hi} < 0.2a_g$, in accordo con il § 3.2.3.5 delle NTC/08 si assumerà $K_{hi} = 0.2$.

Secondo il § C7.11.5.3.1 della Circolare 2 Febbraio 2009 n. 617, per le verifiche allo scorrimento sul piano di fondazione l'Approccio 2 conduce a risultati molto meno conservativi di quelli conseguibili con l'Approccio 1. Per questo Stato limite è, pertanto, preferibile l'impiego dell'Approccio 1 – Combinazione 2 (GEO). Per ricavare i valori di progetto si adotteranno dunque i seguenti coefficienti parziali da applicare alle resistenze dei materiali e alla resistenza globale del sistema (le verifiche agli SLU in condizioni sismiche si effettuano ponendo pari all'unità i coefficienti sulle azioni - § 7.11.1 delle NTC/08):

$$\gamma_M = 1.25; \gamma_R = 1.1$$

A favore di sicurezza, si trascura la resistenza passiva lungo la superficie laterale della fondazione.

L'azione orizzontale sismica è la somma del carico orizzontale statico e del taglio sismico alla base:

$$T_k = N_k \times K_{hi}$$

Cedimento

Si utilizza il metodo di calcolo proposto da Burland e Burbidge (1985) precedentemente richiamato tenendo conto dell'incremento di carico dovuto all'azione sismica $\pm N_{D's}$ (K_v) nello stato limite SLD, utilizzando i valori caratteristici delle azioni statiche e dei parametri di resistenza. In questo caso, il risultato dell'analisi è uno spostamento permanente.

Stabilità globale

In considerazione dell'assetto planiziale e delle condizioni geomorfologiche del sito in esame, non è necessario procedere a verifiche di stabilità di versante in condizioni sismiche.

2.5.2 Verifica Residenza Codegone

Verifica a capacità portante in condizioni sismiche

I risultati ottenuti applicando i metodi descritti al paragrafo precedente sono i seguenti:

Fondazione nastriforme a travi rovesce:

$$E_D = 305.4 \text{ kPa} < R_D = 322 \text{ kPa}$$

VERIFICATO in quanto $E_D < R_D$

Fondazione a platea:

$$E_D = 305.4 \text{ kPa} < R_D = 1293 \text{ kPa}$$

VERIFICATO in quanto $E_D < R_D$

Verifica allo scorrimento in condizioni sismiche

Applicando i metodi precedentemente illustrati, si ricava:

$$H_{D(s)} = T_k = 60 \text{ kPa} < R_{SD} = 142 \text{ kPa}$$

VERIFICATO in quanto $H_D < R_{SD}$

Verifica dei cedimenti in condizioni sismiche

Applicando i metodi di calcolo agli SLE precedentemente illustrati, si ricavano i seguenti valori:

Fondazione nastriforme a trave rovescia:

con $N_{1(60)\max}$ e Q_{\min}	con $N_{1(60)\min}$ e Q_{\max}	differenziale stimato (a 30 anni)
$S(t = 0 \text{ anni}) = 1 \text{ mm}$	$S(t = 0 \text{ anni}) = 4 \text{ mm}$	$\Delta S = 8 \text{ mm}$
$S(t = 30 \text{ anni}) = 3 \text{ mm}$	$S(t = 30 \text{ anni}) = 11 \text{ mm}$	

Fondazione a platea:

con $N_{1(60)\max}$ e Q_{\min}	con $N_{1(60)\min}$ e Q_{\max}	differenziale stimato (a 30 anni)
$S(t = 0 \text{ anni}) = 2 \text{ mm}$	$S(t = 0 \text{ anni}) = 6 \text{ mm}$	$\Delta S = 10 \text{ mm}$
$S(t = 30 \text{ anni}) = 4 \text{ mm}$	$S(t = 30 \text{ anni}) = 14 \text{ mm}$	

2.5.3 Verifica Energy Center

I calcoli verranno ripetuti in termini di verifica delle prestazioni attese di resistenza del terreno per le diverse geometrie di fondazione considerate nella verifica in condizioni statiche.

Verifica a capacità portante in condizioni sismiche

Fondazione a plinti isolati:

dimensioni della fondazione		$Q_{\text{amm}} = R_D$
B [m]	L [m]	[kPa]
1,50	1,50	189
2,00	2,00	200
2,50	2,50	214
3,00	3,00	229
3,50	3,50	245
4,00	4,00	262
3,00	4,70	211

Fondazione nastriforme a trave rovescia:

dimensioni della fondazione	$Q_{\text{amm}} = R_D$
B [m]	[kPa]
1,65	150
1,75	151
2,00	156
2,50	167
3,00	179

Fondazione a platea:

dimensioni della fondazione		$Q_{\text{amm}} = R_D$
B [m]	L [m]	[kPa]
9,20	15,60	467
11,10	18,70	542

Verifica allo scorrimento in condizioni sismiche

In mancanza dei carichi di progetto, si assume in via preliminare e del tutto indicativa il medesimo carico utilizzato per la verifica della Residenza Codegone (300 kPa). Applicando i metodi precedentemente illustrati, si ricava:

$$H_{D(s)} = T_k = 60 \text{ kPa} < R_{SD} = 102 \text{ kPa}$$

VERIFICATO in quanto $H_D < R_{SD}$

Verifica dei cedimenti in condizioni sismiche

Applicando i metodi di calcolo agli SLE precedentemente illustrati, si ricavano i seguenti valori:

Fondazione a plinti isolati:

dimensioni della fondazione		con $N_{1(60) \max}$ e Q_{\min}	con $N_{1(60) \min}$ e Q_{\max}	differenziale stimato
B [m]	L [m]	S_{\min}	S_{\max}	ΔS
1,50	1,50	9 mm	15 mm	6 mm
2,00	2,00	11 mm	18 mm	7 mm
2,50	2,50	13 mm	21 mm	8 mm
3,00	3,00	14 mm	23 mm	9 mm
3,50	3,50	15 mm	25 mm	10 mm
4,00	4,00	16 mm	27 mm	11 mm
3,00	4,70	14 mm	24 mm	10 mm

Fondazione nastriforme a trave rovescia:

dimensioni della fondazione	con $N_{1(60) \max}$ e Q_{\min}	con $N_{1(60) \min}$ e Q_{\max}	differenziale stimato
B [m]	S_{\min}	S_{\max}	ΔS
1,65	10 mm	17 mm	7 mm
1,75	11 mm	18 mm	7 mm
2,00	12 mm	19 mm	7 mm
2,50	14 mm	22 mm	8 mm
3,00	15 mm	25 mm	10 mm

Fondazione a platea:

dimensioni della fondazione		con $N_{1(60) \max}$ e Q_{\min}	con $N_{1(60) \min}$ e Q_{\max}	differenziale stimato
B [m]	L [m]	S_{\min}	S_{\max}	ΔS
9,20	15,60	36 mm	59 mm	23 mm
11,10	18,70	38 mm	63 mm	25 mm

2.6 CONCLUSIONI E RACCOMANDAZIONI

La presente relazione è predisposta per la caratterizzazione geotecnica del terreno e per la verifica delle prestazioni attese dalle fondazioni per il progetto di realizzazione della Residenza Universitaria denominata “Cesare Codegone” e dell’Energy Center del Politecnico nell’area delimitata dalle Vie Borsellino nel concentrico metropolitano di Torino.

I modelli geologico e geotecnico del sedime di fondazione sono basati sui risultati di una campagna di indagine geognostica costituita da n. 6 sondaggi geognostici a carotaggio continuo con prove penetrometriche tipo SPT e da una prova sismica tipo MASW eseguite dalla Società Citiemme S.r.l. di Torino, autorizzata dal Ministero Infrastrutture e Trasporti all’esecuzione di prove geotecniche in sito ai sensi del D.P.R. 380/01. I certificati di prova sono da considerarsi a tutti gli effetti parte integrante di questa relazione.

Per quanto riguarda la Residenza “Codegone”, le verifiche sono state condotte sulla base delle indicazioni progettuali fornite dalla Committente in termini di carichi e di dimensioni delle fondazione. Le verifiche risultano soddisfatte sia in condizioni statiche che sismiche nei confronti degli stati limite ultimi (capacità portante e rottura del terreno); sarà invece cura del progettista strutturale verificare la compatibilità delle opere in progetto con i cedimenti attesi.

Per quanto riguarda l’Energy Center, il cui progetto è ancora in fase preliminare, sono state verificate diverse soluzioni dimensionali delle fondazioni, su indicazione dei progettisti, per ciascuna delle quali è fornita la q_{amm} e il cedimento atteso in funzione della q_{amm} stessa. Sarà cura del progettista strutturale verificare la compatibilità delle opere in progetto in funzione dei carichi attesi e dei cedimenti ammissibili indotti dalle deformazioni del terreno.

Si ribadiscono in questa sede le conclusioni e le raccomandazioni di cui alla relazione geologica.

Si **raccomanda** inoltre:

- la rimozione completa dei riporti antropici, che non possono offrire garanzie di omogeneità al piano di fondazione delle strutture e delle relative pertinenze;
- la protezione degli scavi con idonee opere di sostegno provvisoriale o mediante profilatura con adeguato angolo di scarpa, evitando ogni sovraccarico sul ciglio per una distanza inferiore alla profondità dello scavo stesso; le relative verifiche di legge dovranno essere

oggetto di apposita relazione geotecnica, in quanto tale aspetto esula dall'incarico conferito agli scriventi;

- la predisposizione di idoneo impianto di aggotamento per l'evacuazione dal fondo degli scavi di eventuali acque di infiltrazione e/o di apporto meteorico, a protezione delle maestranze e delle attrezzature;
- la verifica delle effettive condizioni litostratigrafiche e idrogeologiche in corso d'opera: qualora nel corso degli scavi emergessero situazioni difformi da quanto precedentemente considerato sarà necessario rivedere le conclusioni della presente relazione e procedere ad opportuni approfondimenti;
- di attenersi ai disposti della Deliberazione della Giunta Regionale del Piemonte 15 Febbraio 2010 n. 24-13302 "Linee guida per la gestione delle terre e rocce da scavo ai sensi dell'articolo 186 del Decreto Legislativo 3 Aprile 2006, n. 152" nella gestione degli scavi e dei relativi materiali, che esula dalle finalità delle presente relazione.

Infine si precisa che, come già specificato in precedenza, la presente relazione è finalizzata esclusivamente al progetto di costruzione di una nuova residenza universitaria e di un nuovo edificio a servizio del Politecnico di Torino nell'area compresa tra le Vie Borsellino. Le analisi e le conclusioni del presente lavoro si basano su di un'indagine geognostica puntuale appositamente condotta costituita da sondaggi e prove in sito. Si raccomanda quindi di non utilizzare le indicazioni stratigrafiche e geotecniche qui contenute per opere, interventi e strutture di altro tipo o in aree diverse da quella oggetto della presente relazione.



PRINCIPALI RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

- D.M. 14.01.2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni” (S.O. n. 30 alla G.U. n. 29 del 04/02/2008).
- 617 C.S.LL.PP. del 02/02/09 “Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008” (S.O. n. 27 alla G.U. n. 47 del 26/02/2009).
- O.P.C.M. n. 3519 del 28/04/2006 “Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”, (G.U. del 11/05/06, n. 108).
- O.P.C.M. n. 3431 del 03/05/05 “Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici”.
- O.P.C.M. n. 3316 del 02/10/03 recante modifiche ed integrazioni dell' O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/03.
- O.P.C.M. n. 3274 del 20.03.2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, (G.U. del 08/05/2003, n. 105).
- Allegato al voto n. 36 del 27/07/07 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici “Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale”.
- Legge Regionale REGIONE PIEMONTE 5 dicembre 1977, n. 56. “Tutela ed uso del suolo” (B.U. 24 dicembre 1977, n. 53) e s.m.i..
- Regione Piemonte, Settore Direzione Opere pubbliche, difesa del suolo, economia montana e foreste: WEB-GIS Difesa del Suolo – DISUW (<http://www.regione.piemonte.it/disuw/main.php>)
- ARPA Piemonte: Sistema Informatico Geografico On Line – Servizi Informativi WebGIS. (<http://webgis.arpa.piemonte.it>)
- D.G.R. REGIONE PIEMONTE 19 gennaio 2010, n. 11-13058 “Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006)”, (B. U. n. 7 del 18/02/10).
- D.G.R. REGIONE PIEMONTE 12 dicembre 2011, n. 4-3084 “D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010. Approvazione delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico attuative della nuova classificazione sismica del territorio piemontese”, (B. U. n. 50 del 15/12/11).
- D.G.R. REGIONE PIEMONTE 3 febbraio 2012, n. 7-3340 “Modifiche e integrazioni alle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvate con D.G.R. n. 4-3084 del 12/12/2011”.
- Gruppo di Lavoro MPS (2004). Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003. Rapporto Conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano-Roma, aprile 2004, 65 pp. + 5 appendici.
- Stucchi et alii. (2007). “DBMI04, il database delle osservazioni macrosismiche dei terremoti italiani utilizzate per la compilazione del catalogo parametrico CPTI04”. Quaderni di Geofisica, Vol 49, pp.38. (<http://emidius.mi.ingv.it/DBMI04/>)



- A. Rovida, R. Camassi, P. Gasperini e M. Stucchi (a cura di), 2011. CPTI11, la versione 2011 del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani. Milano, Bologna, <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI>
- Città di Torino: Progetto Definitivo della Variante n. 100 al P.R.G. adottata con D.C.C. n. 147 del 12/04/2006 – “Variante al Piano Regolatore Generale in adeguamento alla Circolare P.R.G. 8 Maggio 1996 n. 7 LAP e al Piano per l’Assetto Idrogeologico”.
- Bortolami et al.: “Foglio 56 “Torino” della Carta Geologica d’Italia alla scala 1:100.000. II° ed.”, Serv. Geol. It., Roma, 1969.
- Bonsignore et al.: “Note Illustrative della Carta Geologica d’Italia alla scala 1:100.000, Fogli 56 e 57 Torino e Vercelli, II° ed.”, Serv. Geol. It., Roma, 1969.
- R. Polino (coordinatore): “Note Illustrative della Carta Geologica d’Italia alla scala 1:50.000, Foglio 155 Torino Ovest”; ISPRA, Servizio Geologico d’Italia, a cura di ARPA Piemonte, 2010
- Provincia di Torino e Università degli Studi di Torino: Le acque sotterranee della pianura di Torino. Carta della base dell’acquifero superficiale – Ottobre 2002, Provincia di Torino
- AGI (1977) “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”.
- Jamiolkowski, Lancellotta, Battaglio, Pasqualini (1977) “Geotecnica e fondazioni”, CELID Torino.
- Lancellotta R. (1993) “Geotecnica”, II Edizione, Zanichelli - Bologna.
- Cestari F. (1996) “Prove geotecniche in situ”, Editrice GEO-GRAPH s.n.c. – Segrate.
- Lancellotta R., Calavera J. (1999) “Fondazioni”, McGraw-Hill Libri Italia s.r.l. Milano
- Viggiani (2000) “Fondazioni”, Hevelius Edizioni.
- Tanzini M. (2002) “L’indagine geotecnica”, Dario Flaccovio Editore.
- Bruschi A. (2010) “Prove geotecniche in situ”, Dario Flaccovio Editore.
- Nori L. (2009) “Caratterizzazione geotecnica e parametri di progetto secondo l’EC7 e il D.M. 14/01/08” 8a revisione – dispensa inedita a cura O.R.G.P..
- Aiello E. (2010) “Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008): Teoria ed applicazioni nella progettazione geologica e geotecnica” - dispensa inedita a cura O.R.G.P..
- Dal Moro G. (2012) “Onde di superficie in geofisica applicata. Acquisizione e analisi di dati secondo tecniche MASW e HVSR”, Dario Flaccovio Editore.

REGIONE PIEMONTE PROVINCIA DI TORINO COMUNE DI TORINO

INDAGINE GEOFISICA DI TIPO MASW PER LA CARATTERIZZAZIONE DEL SOTTOSUOLO - RESIDENZA CODEGONE



RAPPORTO INTERPRETATIVO DELL'INDAGINE

<i>ELABORATO N°</i>	<i>ALLEGATO N°</i>	<i>CODICE</i>			
GF	--	12037\GF-ig			
<i>COMMITTENTE</i>					
POLITECNICO DI TORINO Corso Duca degli Abruzzi, 24 10129 TORINO			COMPAGNIA TORINESE MONITORAGGI Srl		
2			Ing. M. Brunatto	Ing. S. Monfi	Dott. G. Sola
1					
0	AGOSTO 2012	Edizione			
<i>REV.</i>	<i>DATA</i>	<i>DESCRIZIONE</i>	<i>REDATTO</i>	<i>CONTROLLATO</i>	<i>APPROVATO</i>



REGIONE PIEMONTE
PROVINCIA DI TORINO
COMUNE DI TORINO

INDAGINE GEOFISICA DI TIPO MASW PER LA
CARATTERIZZAZIONE DEL SOTTOSUOLO – RESIDENZA CODEGONE

Rapporto interpretativo dell'indagine

Agosto 2012

SOMMARIO

PREMESSA

INDAGINE GEOFISICA MASW

ALLEGATI

INDAGINE GEOFISICA TIPO MASW

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA.....



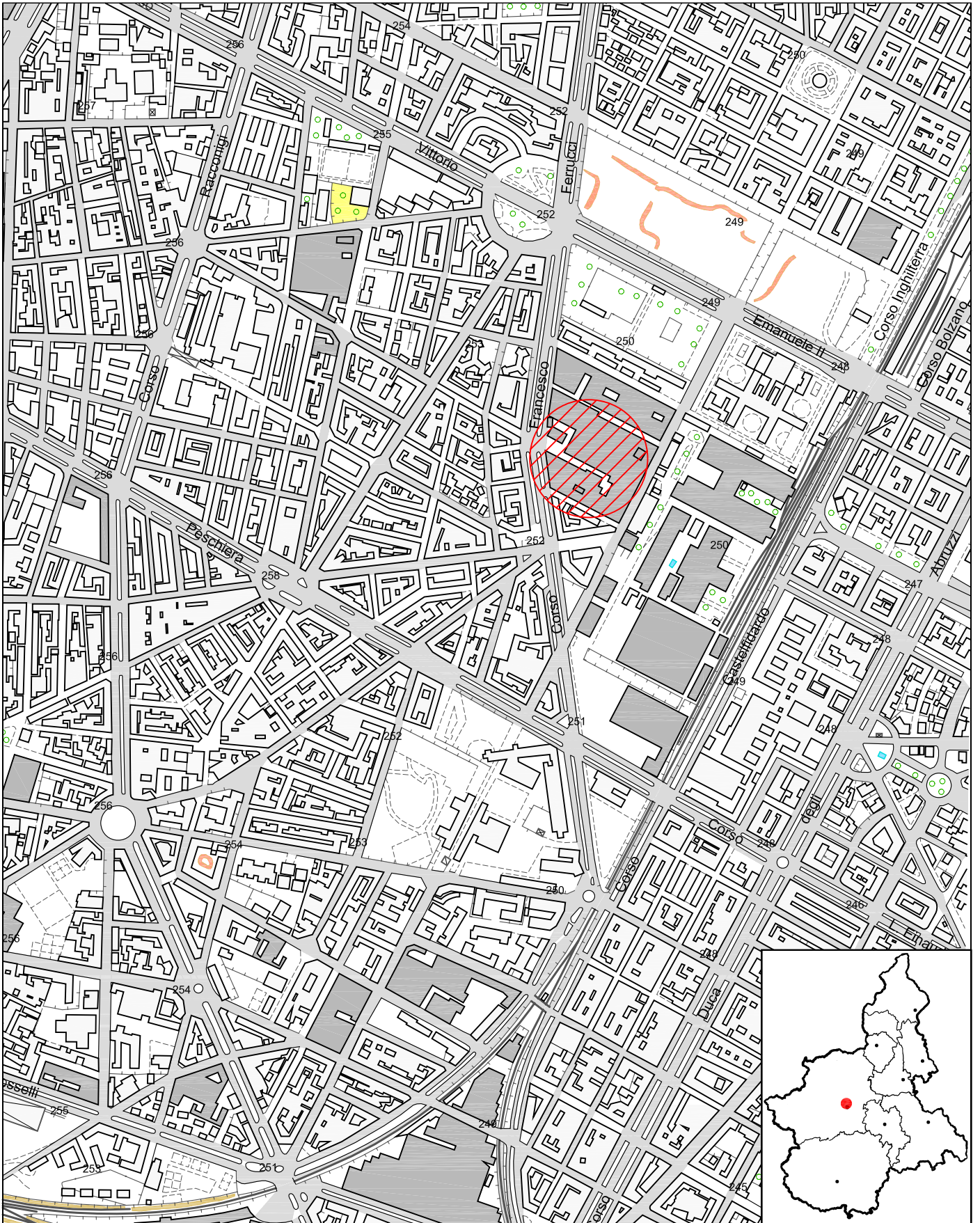
PREMESSA

In data 27/08/2012 è stata eseguita un'indagine geofisica sismica di tipo MASW composta da uno stendimento di geofoni verticali collocati, come mostrato nella tavola di ubicazione riportata nel seguito, all'interno del posteggio GTT di Via Borsellino nel Comune di Torino.

Lo stendimento è costituito da 24 geofoni verticali disposti con passo due metri.

L'indagine è stata finalizzata a ricavare il parametro rappresentativo V_{s30} per la caratterizzazione sismica del terreno indagato, secondo quanto disposto dalla normativa tecnica vigente, che sarà destinato alla realizzazione di una nuova struttura del Politecnico di Torino.

Di seguito vengono fornite la documentazione relativa alla metodologia di indagine adottata, i risultati dell'indagine e la relativa documentazione fotografica.



COROGRAFIA DI INQUADRAMENTO GENERALE
DELL'AREA OGGETTO DELL'INTERVENTO
(Reg. Piemonte - C.T.R. Vettoriale Sez. 155120)



Scala 1:10.000



INDAGINE GEOFISICA MASW

Principi di base

Le indagini sismiche si basano sulla misura della velocità di propagazione delle onde elastiche in rocce e terreni. Le onde elastiche vengono create artificialmente per mezzo di esplosioni controllate o di altre tipologie di sorgenti e la loro propagazione viene rilevata in punti diversi, in superficie e/o in profondità tramite trasduttori che generano un segnale elettrico misurabile corrispondente alla sollecitazione elastica del terreno nel punto di misura.

Se un corpo in equilibrio subisce una sollecitazione in un punto, esso tende a deformarsi in relazione alle caratteristiche elastiche del corpo stesso e al tipo di sollecitazione. La propagazione della deformazione nei punti circostanti avviene come propagazione di onde la cui velocità dipende dalle caratteristiche elastiche del corpo (Godio et al., 2001).

Le onde sismiche (o onde elastiche) si generano e si propagano in un corpo quando questo viene sollecitato da uno sforzo impulsivo di piccola energia (cioè nel campo delle piccole tensioni e delle piccole deformazioni). Quando il corpo sollecitato si deforma nel campo elastico (campo di linearità della legge di Hooke) le sue particelle si spostano dalla loro posizione di equilibrio.

Al cessare della sollecitazione le particelle tendono a tornare alla loro posizione di equilibrio innescando un moto di oscillazione (vibrazione). Tale moto di oscillazione si propaga in tutte le direzioni alle particelle circostanti con velocità che dipende dalla facilità delle particelle ad abbandonare il loro stato di quiete, cioè dalle caratteristiche meccaniche del corpo.

Le onde elastiche così generatesi interessano tutto il volume del corpo (onde di volume), non sono dispersive (la velocità di propagazione non dipende dalla frequenza) e possono essere distinte in funzione della direzione di vibrazione rispetto alla direzione di propagazione.

Si hanno dunque:

- onde di compressione (onde P): longitudinali e primarie, si propagano ad alta velocità sia nei solidi che nei liquidi e sono caratterizzate da un moto delle particelle nella stessa direzione di propagazione dell'onda, con successive compressioni e rarefazioni;

- onde di taglio (onde S): trasversali e secondarie, si propagano più lentamente delle onde P e presentano un moto delle particelle perpendicolare alla direzione di propagazione; non si trasmettono nei fluidi;
- onde di Rayleigh: sono onde superficiali e determinano spostamenti ellittici delle particelle il cui moto avviene nel piano verticale e con verso retrogrado rispetto alla direzione di propagazione stessa;
- onde di Love: sono onde superficiali che si sviluppano solo in presenza di uno strato a bassa velocità e non si trasmettono nei fluidi; gli spostamenti sono orizzontali e trasversali rispetto alla direzione di propagazione.

La Normativa Italiana (Decreto Ministeriale del 14/01/2008 Norme Tecniche per le costruzioni e S.O. n. 30 alla G.U. n. 29 del 04/02/08), coerentemente con quanto indicato nell'Eurocodice 8, prevede una classificazione del sito in funzione sia della velocità delle onde S nella copertura sia dello spessore della stessa. Vengono identificate 5 classi, A, B, C, D e E a ognuna delle quali è associato uno spettro di risposta elastico. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente:

Classe	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{S30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi fra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{spt30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).

C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi fra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{spt30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{spt30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_{S30} > 800$ m/s).
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di V_{S30} inferiori 100 m/s (ovvero $10 < c_{u30} < 20$ kPa) che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includano almeno 3 m di torba o argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Per V_{S30} s'intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati fino a 30 metri di profondità dal piano di posa della fondazione.

In generale il fenomeno dell'amplificazione sismica diventa più accentuato passando dalla classe A alla classe E.



Descrizione del metodo

Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde compressive, più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, la componente principale delle onde superficiali.

Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale ha una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) che, a sua volta, corrisponde ad una diversa lunghezza d'onda per ciascuna frequenza che si propaga: questa proprietà si chiama dispersione.

Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di corpo (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali.

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

Questo tipo di analisi fornisce i parametri fondamentali comunemente utilizzati per valutare la rigidità superficiale, una proprietà critica per molti studi geotecnici.

L'intero processo comprende tre passi successivi:

- l'acquisizione delle onde superficiali (ground roll);
- la costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza);
- l'inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle V_s .

Il principale vantaggio di un metodo di registrazione multicanale è la capacità di riconoscimento dei diversi comportamenti, che consente di identificare ed estrarre il segnale utile dall'insieme di varie e differenti tipi di onde sismiche.



Quando un impatto è applicato sulla superficie del terreno, tutte queste onde vengono simultaneamente generate con differenti proprietà di attenuazione, velocità e contenuti spettrali.

Queste proprietà sono individualmente identificabili in una registrazione multicanale e lo stadio successivo del processo fornisce grande versatilità nell'estrazione delle informazioni utili.

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

L'inversione della curva di dispersione viene realizzata iterativamente, utilizzando la curva di dispersione misurata come riferimento sia per la modellizzazione diretta che per la procedura ai minimi quadrati.

Quando si generano le onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh, vengono generate anche una molteplicità di tipi diversi di onde. Fra queste le onde di corpo, le onde superficiali non piane, le onde riverberate (back scattered) dalle disomogeneità superficiali, il rumore ambientale e quello imputabile alle attività umane.

Le onde di corpo sono in vario modo riconoscibili in un sismogramma multicanale. Quelle rifratte e riflesse sono il risultato dell'interazione fra le onde e l'impedenza acustica (il contrasto di velocità) fra le superfici di discontinuità, mentre le onde di corpo dirette viaggiano, come è implicito nel nome, direttamente dalla sorgente ai ricevitori (geofoni).

Le onde che si propagano a breve distanza dalla sorgente sono sempre onde superficiali. Queste onde, in prossimità della sorgente, seguono un complicato comportamento non lineare e non possono essere trattate come onde piane.

Le onde superficiali riverberate (back scattered) possono essere prevalenti in un sismogramma multicanale se in prossimità delle misure sono presenti discontinuità orizzontali quali fondazioni e muri di contenimento.



Le ampiezze relative di ciascuna tipologia di rumore generalmente cambiano con la frequenza e la distanza dalla sorgente.

Ciascun rumore, inoltre, ha diverse velocità e proprietà di attenuazione che possono essere identificate sulla registrazione multicanale grazie all'utilizzo di modelli di coerenza e in base ai tempi di arrivo e all'ampiezza di ciascuno.

La scomposizione di un campo di onde registrate in un formato a frequenza variabile consente l'identificazione della maggior parte del rumore, analizzando la fase e la frequenza dipendentemente dalla distanza dalla sorgente.

La scomposizione può essere quindi utilizzata in associazione con la registrazione multicanale per minimizzare il rumore durante l'acquisizione.

La scelta dei parametri di elaborazione così come del miglior intervallo di frequenza per il calcolo della velocità di fase, può essere fatto con maggior accuratezza utilizzando dei sismogrammi multicanale.

Una volta scomposto il sismogramma, una opportuna misura di coerenza applicata nel tempo e nel dominio della frequenza può essere utilizzata per calcolare la velocità di fase rispetto alla frequenza.

La velocità di fase e la frequenza sono le due variabili (x ; y), il cui legame costituisce la curva di dispersione.

E' anche possibile determinare l'accuratezza del calcolo della curva di dispersione analizzando la pendenza lineare di ciascuna componente di frequenza delle onde superficiali in un singolo sismogramma. In questo caso MASW permette la miglior registrazione e separazione ad ampia banda ed elevati rapporti S/N. Un buon rapporto S/N assicura accuratezza nel calcolo della curva di dispersione, mentre l'ampiezza di banda migliora la risoluzione e la possibile profondità di indagine del profilo V_s di inversione.



Stendimento di geofoni verticali

Le onde di superficie sono facilmente generate da una sorgente sismica quale, ad esempio, una mazza battente. La configurazione base di campo e la routine di acquisizione per la procedura MASW sono generalmente le stesse utilizzate in una convenzionale indagine a riflessione (CMP). Però alcune regole operative per MASW sono incompatibili con l'ottimizzazione della riflessione. Questa similitudine permette di ottenere, con la procedura MASW, delle sezioni superficiali di velocità che possono essere utilizzate per accurate correzioni statiche dei profili a riflessione.



Finalità e programmazione dello studio

L'indagine sismica realizzata nell'area di posteggio GTT di Via Borsellino nel Comune di Torino si è resa necessaria per valutare il parametro V_{s30} dei terreni in fase di studio, come dato di ingresso propedeutico alla progettazione di una struttura del Politecnico di Torino.

L'indagine sismica multicanale è servita a fornire un valore dello stato di addensamento del sottosuolo fino a 30m da piano campagna.

Strumentazione utilizzata

Acquisizione dati

I dati sono stati acquisiti con il sismografo GEODE della Geometrics dotato di 24 canali a 24 bit, possibilità di stacking, filtri analogici e digitali. Nella tabella si riportano le caratteristiche tecniche del sismografo.

A/D Conversion	24 bit result using Crystal Semiconductor sigma-delta converters and Geometrics proprietary oversampling
Dynamic Range	144 dB (system), 110 dB (instantaneous, measured) at 2ms, 24dB
Sample Interval	0.02, 0.3125, 0.0625, 0.125, 0.25, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0, 16.0 ms
Record Length	16,000 samples
Maximum Input Signal	2.8 VPP
Distortion	0.0005% @ 2 ms, 1.75 to 208 Hz
Bandwidth	1.75 Hz to 20 kHz
Common Mode Rejection	>-100 dB at <=100 Hz, 36 dB
Crosstalk	-125 dB at 23.5 Hz, 24 dB, 2 ms
Noise Floor	0.2uV, RFI at 2 ms, 36 dB, 1.75 to 208 Hz
Stacking Trigger Accuracy	1/32 of sample interval
Input Impedance	20 kOhm, 0.02 uf
Anti-alias Filters	-3 dB at 83% of Nyquist frequency, down 90 dB
Delay	0 to 9999 ms in 1 ms steps
Acquisition and Display Filters	<ul style="list-style-type: none"> ↪ LowCut: OUT, 10, 15, 25, 35, 50, 70, 100, 140, 200, 280, 400 Hz, 24 or 48 dB/octave, Butterworth. ↪ Notch: 50, 60, 150, 180 Hz and OUT, with the 50 dB rejection bandwidth 2% of center frequency. ↪ HighCut: OUT, 250, 500 or 1000 Hz, 24 or 48 dB/octave.
Triggering	Positive, negative or contact closure, software adjustable threshold
Power	12V external battery



Sorgenti

Per l'indagine è stata utilizzata come sorgente di energia la massa battente, costituita da un martello avente massa da 10 kg utilizzato da un operatore.

L'impulso viene generato attraverso il colpo del martello su una piastra in teflon appoggiata al terreno.

L'istante di trigger è fornito da un geofono posizionato in prossimità del punto di battuta.

Ricevitori

Per l'indagine in esame sono stati utilizzati geofoni con asse verticale con frequenza pari a 4.5 Hz.

I geofoni sono sensori di tipo elettromagnetico che generano una tensione proporzionale alla velocità della perturbazione sismica.

I cavi utilizzati per l'acquisizione sono cavi con guaina in polipropilene schermati con connettori tipo militare Bendix o Cannon a 36 pin.

Geometria dello stendimento

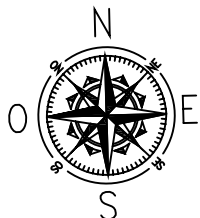
E' stato realizzato una stendimento sismico MASW costituito da 24 geofoni, in modo da determinare con precisione il parametro V_{S30} .

Lo stendimento ha previsto la collocazione dei geofoni ad una distanza reciproca di 2 m fino a coprire un'estensione lineare di 46 m complessivi.

L'energizzazione è stata effettuata in 2 punti collocati a circa 10 m di distanza dal primo e dall'ultimo geofono dello stendimento.

Un geofono 'starter' è stato disposto accanto ad ogni punto di energizzazione per dare inizio alla registrazione del segnale trasmesso dai 24 geofoni al sismografo multicanale.

La scelta di energizzare in due punti diversi è dettata dalla possibilità, in fase di elaborazione dati, di selezionare la registrazione migliore e più chiara ai fini del calcolo del V_{S30} ; pertanto in allegato viene presentata la tavola riepilogativa di un solo sismogramma.



Legenda



Stendimento indagine
geofisica tipo MASW

REGIONE PIEMONTE
PROVINCIA DI TORINO
COMUNE DI TORINO

INDAGINE GEOFISICA TIPO MASW
NEL COMUNE DI TORINO - RESIDENZA CODEGONE

File:
12037\Tavole\Tav.01

UBICAZIONE STENDIMENTO
GEOFISICO MASW

Tavola: **01**



Analisi dei risultati e considerazioni conclusive

I risultati dell'indagine sono riportati nel seguito; è stata allegata la tavola contenente il sismogramma registrato in fase di misura ed i relativi grafici ottenuti dall'elaborazione (All. 01).

La tavola riporta il sismogramma prodotto dai 24 geofoni in fase di acquisizione dati, ossia a seguito dell'attivazione del geofono starter dopo l'energizzazione, le curve delle velocità rapportate alla frequenza ed alla profondità del terreno, una tabella di calcolo delle Vs ed il valore finale di Vs₃₀.

MASW

I risultati ottenuti consentono di evidenziare un mezzo dalle discrete caratteristiche di resistenza meccanica (Vs inferiori a 300 m/s) che si approfondisce in maniera omogenea fino a circa 3.8 metri da p.c., caratterizzante un materiale di copertura ed un mezzo rimaneggiato.

A profondità maggiori e fino a circa 10 metri da p.c. sono state registrate velocità maggiori, intorno ai 500 m/s, a testimonianza del maggior grado di addensamento dei mezzi attraversati.

Oltre tale profondità e fino a 30 metri si sono registrate velocità delle onde di taglio pari a 842 m/s, individuanti un mezzo con migliori caratteristiche di resistenza meccanica costituente il substrato.

Per il calcolo del Vs₃₀ è stata utilizzata la formula proposta dall'O.P.C.M. 3274 s.m.i., ovvero:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

h_i = Spessore in metri dello strato i-esimo

V_i = Velocità dell'onda di taglio i-esima

N = Numero di strati

Dall'applicazione della relazione precedente si è ricavato quanto segue:

MASW Vs₃₀ = 593 m/s;

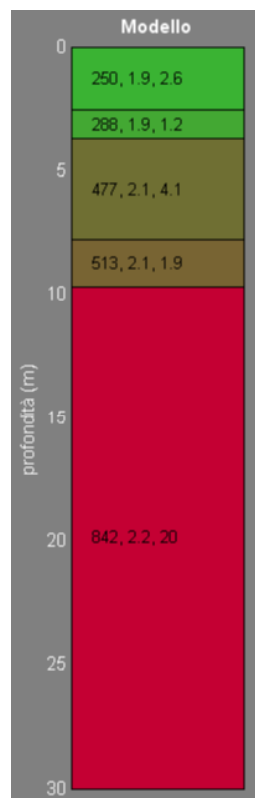
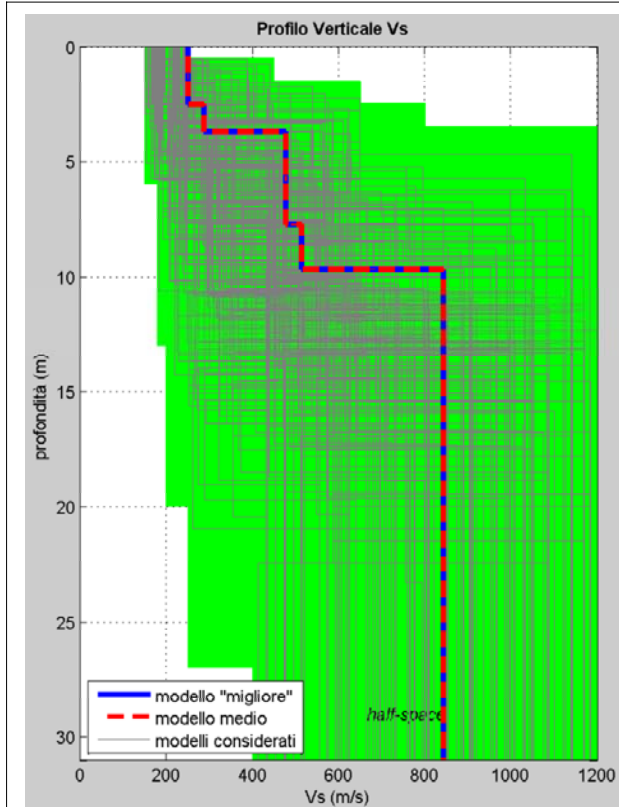
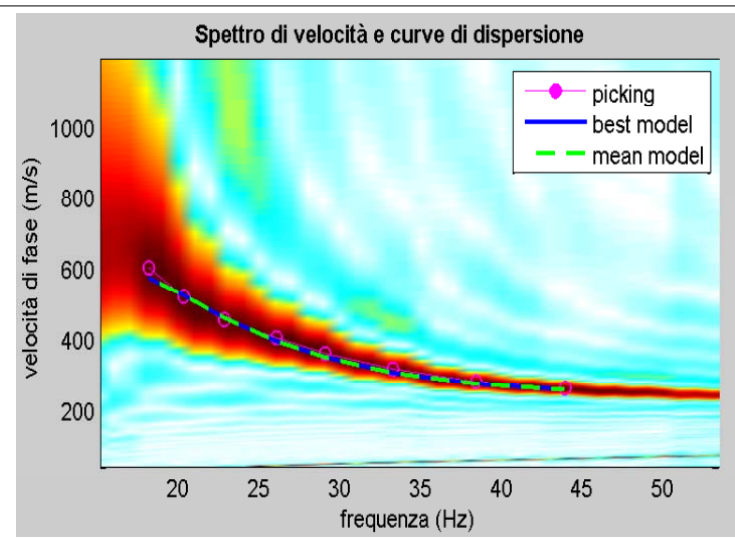
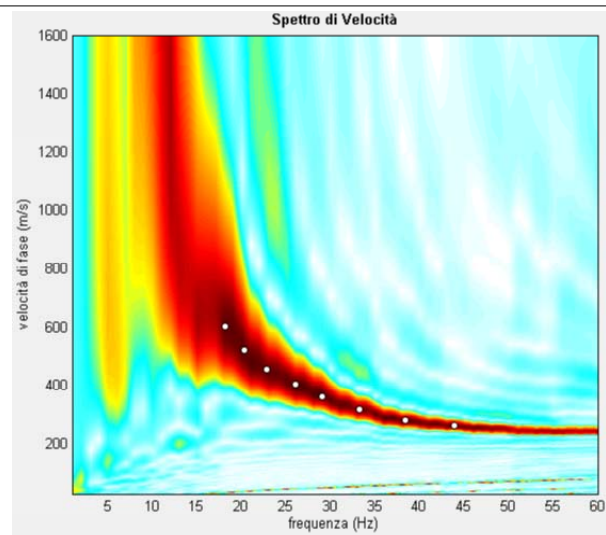
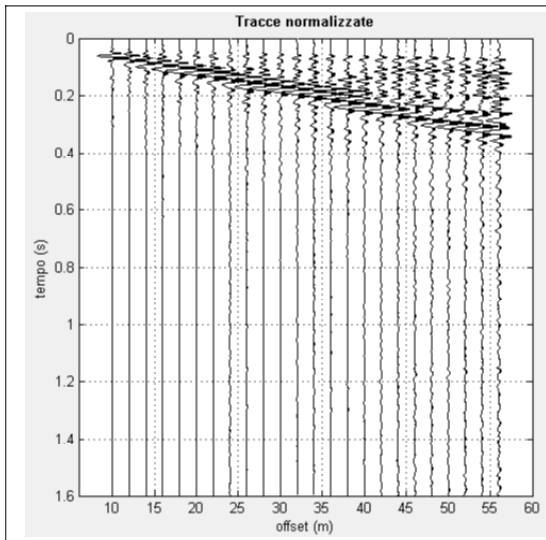


In riferimento al Decreto Ministeriale del 14/01/2008 (Norme Tecniche per le costruzioni) e alla Successiva Ordinanza n. 30 riportante alla G.U. n. 29 del 04/02/08), il sito indagato si colloca pertanto all'interno della categoria B che fornisce la seguente descrizione di terreno generalmente incontrato:

“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi fra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{spt30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).”

ALLEGATI

**INDAGINE GEOFISICA
TIPO MASW**



Legenda

Velocità, densità, spessore (m/s) (gr/cm ³) (m)

TABELLA DI CALCOLO

Da Prof.	a Prof.	Vs
0	2.6	250
1.9	3.8	288
3.8	7.9	477
7.9	9.8	513
9.8	30.0	842

VS30 = 593 m/s

PROVA SISMICA VS30

Comune di TORINO

POLITECNICO DI TORINO

Metodologia MASW

**VELOCITA' DELLE ONDE S
PROVA MASW - Vs30**

All. 01

Agosto 2012



DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Figura 1 Area di esecuzione dell'indagine MASW

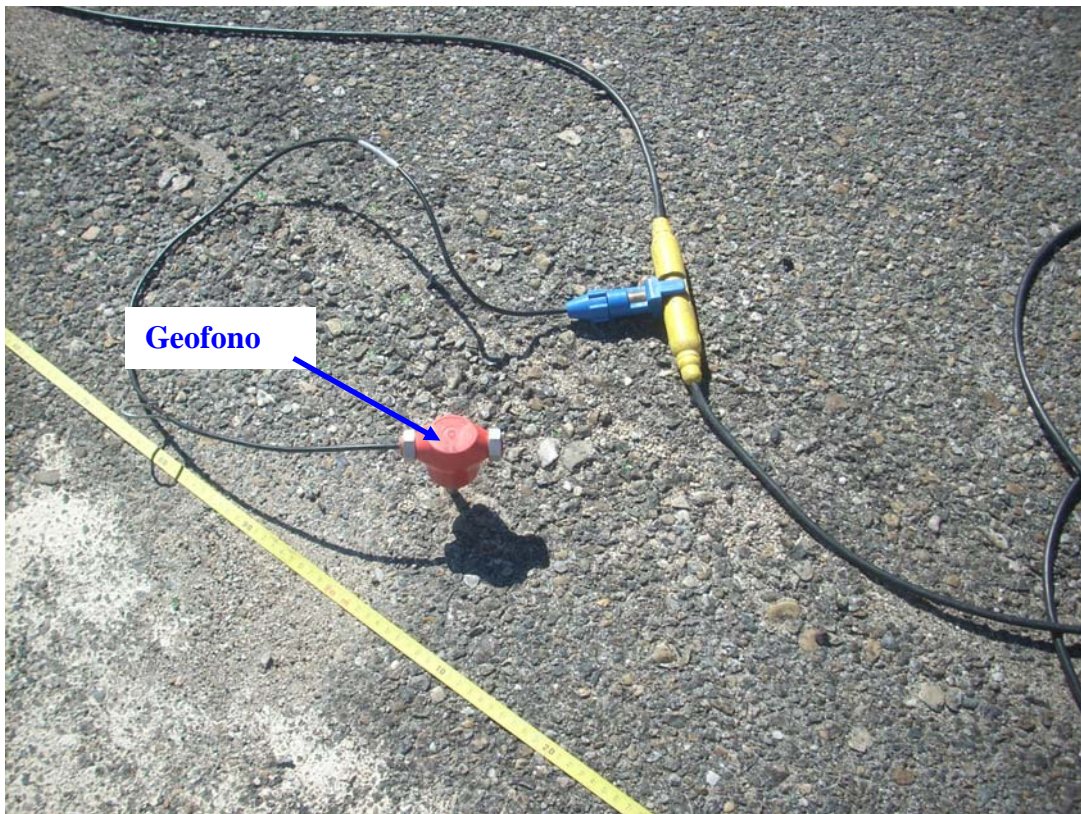


Figura 2 Strumentazione utilizzata: geofono verticale

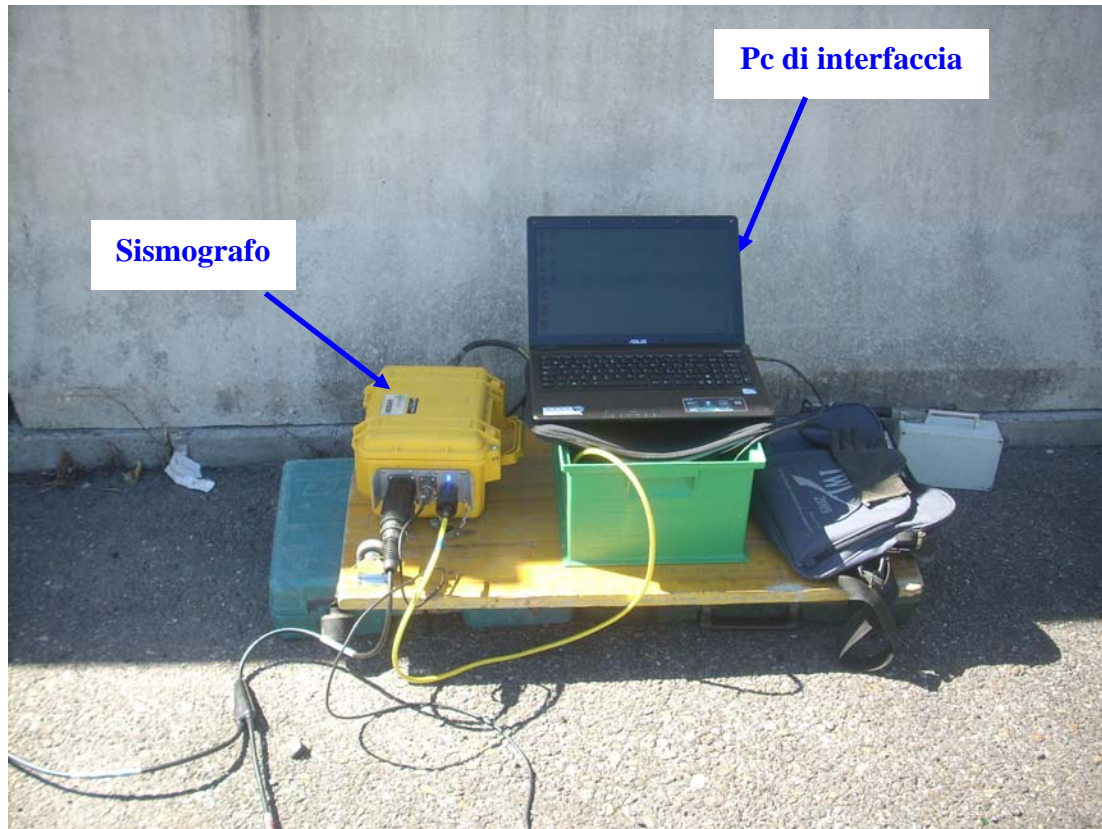


Figura 3 Strumentazione utilizzata: postazione di acquisizione

REGIONE PIEMONTE PROVINCIA DI TORINO COMUNE DI TORINO

INDAGINI PER LA CARATTERIZZAZIONE DEL SOTTOSUOLO PER RESIDENZA UNIVERSITARIA "CESARE CODEGONE"



RAPPORTO CERTIFICATIVO DELLE INDAGINI

CODICE ELABORATO

12037/ IG-gf


COMMITTENTE



POLITECNICO DI TORINO
Corso Duca degli Abruzzi, 24
10129 - TORINO



COMPAGNIA TORINESE MONITORAGGI Srl

 Decreto di autorizzazione
n. 4965 del 04/08/2010
per esecuzione e certificazione di
indagini geognostiche e prove in sito
ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01

Accettazione n.12037 del 09/08/2012

Dr. A. Cantù *Dr. A. Cantù*

Dr. A. Cantù

Dr. A. Cantù

Dr.

AGOSTO 2012

Lo Sperimentatore

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio

DATA EDIZIONE

REDATTO

CONTROLLATO

VALIDATO





REGIONE PIEMONTE
PROVINCIA DI TORINO
COMUNE DI TORINO

INDAGINI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA DEL SOTTOSUOLO PER
RESIDENZA UNIVERSITARIA “CESARE CODEGONE”

Rapporto certificativo delle indagini geognostiche

Agosto 2012

INDICE CERTIFICATI

12037/01 Rilievo stratigrafico di perforazione S3	
12037/02 Prove penetrometriche dinamiche SPT sondaggio S3	
12037/03 Rilievo stratigrafico di perforazione S4	
12037/04 Prove penetrometriche dinamiche SPT sondaggio S4	
12037/05 Rilievo stratigrafico di perforazione S5	
12037/06 Prove penetrometriche dinamiche SPT sondaggio S5	
12037/07 Rilievo stratigrafico di perforazione S6	
12037/08 Prove penetrometriche dinamiche SPT sondaggio S6	
12037/09 Rilievo stratigrafico di perforazione S2	
12037/10 Prove penetrometriche dinamiche SPT sondaggio S2	
12037/11 Rilievo stratigrafico di perforazione S1	
12037/12 Prove penetrometriche dinamiche SPT sondaggio S1	

INDAGINI GEOGNOSTICHE

Committente: Politecnico di Torino

Commessa: 12037

Cantiere: Indagini per la caratterizzazione geologica del sottosuolo per Residenza Universitaria “Cesare Codegone”

Tra il 20/08/12 e il 21/08/12 sono stati realizzati n.6 sondaggio a carotaggio continuo nel Comune di Torino in Via Paolo Borsellino. (Vedi corografia e Tav.01).

In particolare, si tratta dei sondaggi:

- S1: profondo 10 m;
- S2: profondo 10 m;
- S3: profondo 10 m;
- S4: profondo 10 m;
- S5: profondo 10 m;
- S6: profondo 10 m.

La terebrazione è stata eseguita impiegando una sonda COMACCHIO MC T450P montata su autocarro gommato Unimog, di cui nella scheda allegata a seguire ne vengono presentate le principali caratteristiche.



Particolare fotografico della sonda utilizzata



SONDA PERFORATRICE IDRAULICA		
Modello: COMACCHIO – MC T450 P su autocarro Unimog – U2150		
Coppia max.	kgm	1100
Velocità di rotazione	rpm	20÷550
Spinta	kg	4500
Tiro	kg	6500
Velocità rapida risalita	m/min	22
Velocità rapida discesa (min.-max.)	m/min	32
Tiro max. argano	kg	2000
Motore JOHN DEERE	KW	86
	C.C.	4500
	C.V.	115
<i>Dimensioni</i>		
<i>Lunghezza</i>	m	7.65
<i>Larghezza</i>	m	2.45
<i>Altezza (in movimento)</i>	m	3.50
<i>Altezza (in fase lavorativa)</i>	m	7.70
<i>Peso</i>	kg	12100
Pompa a pistoncini Triplex 200 per fanghi		
Portata max.	l/min	200
Pressione max. esercizio	bar	45

METODOLOGIA DI PERFORAZIONE

Carotaggio continuo

La perforazione dei sondaggi è stata condotta con rotazione a carotaggio continuo del terreno attraversato utilizzando carotieri semplici di diametro 101 mm e 131 mm, tali da rendere minimo il disturbo dei materiali attraversati e da consentire il prelievo dei campioni rappresentativi (carote).

La perforazione di carotaggio per il recupero dei campioni realizzata con carotiere semplice, è stata eseguita, compatibilmente con la natura dei terreni attraversati, senza l'uso di fluido di circolazione (carotaggio a secco).

RIVESTIMENTO

La natura del terreno e la finalità dell'intervento hanno determinato la necessità di rivestire i fori per il sostegno delle pareti: a tal scopo sono stati impiegati rivestimenti provvisori consistenti in tubi di acciaio speciale filettati, della lunghezza di 1.5 m e del diametro di 127 mm alla profondità indicata in stratigrafia.

Durante le operazioni di posa del rivestimento provvisorio si è reso necessario l'impiego di fluidi di perforazione per il raffreddamento del tagliente (scarpa) e l'asportazione del detrito: a tale scopo si è impiegata circolazione diretta di acqua chiara.

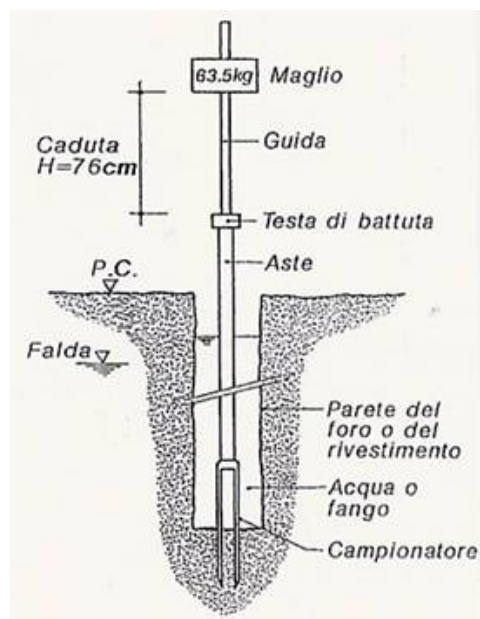
PROVE GEOTECNICHE IN FORO

PROVE S.P.T.

In ogni foro di sondaggio sono state eseguite n.4 prove S.P.T. ("Standard Penetration Test"), alle profondità indicate in stratigrafia.

La prova è di tipo discontinuo e viene eseguita nel corso della perforazione a carotaggio continuo, interrompendo l'avanzamento del sondaggio a intervalli regolari o prestabiliti; essa consente di ottenere dati sulla consistenza e sul grado di addensamento dei terreni attraversati.

Le prove S.P.T. si effettuano tramite l'infissione, a partire dal fondo foro raggiunto, di un campionatore a parete grossa tipo Raymond (diam. 51 mm, lunghezza utile 562 mm), collegato alla sonda da una batteria di aste di dimensioni standardizzate (diam. 51 mm, peso 7.5 kg/m), per mezzo di un'apparecchiatura a percussione del peso standard di 63.5 kg con sganciamento automatico del maglio (Trip Monkey tipo Pilcon) dall'altezza prefissata di 760 mm. Il dispositivo di sollevamento è fornito dall'argano oleodinamico della sonda perforatrice.

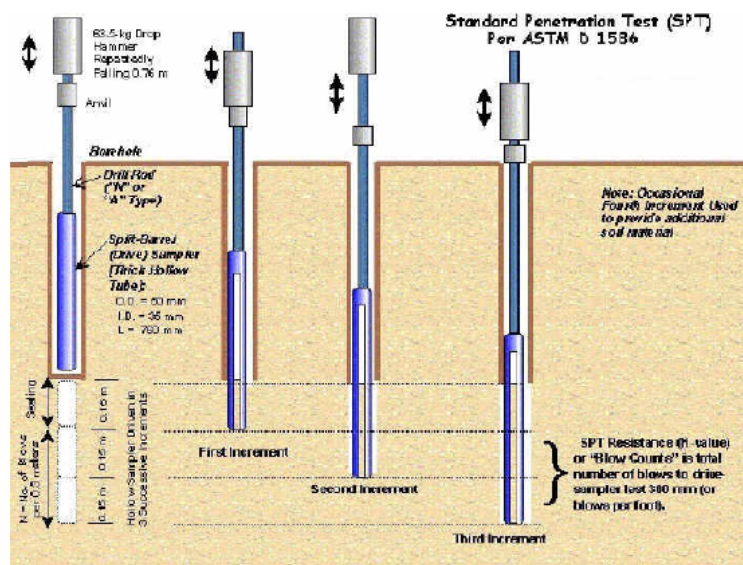


Il campionatore viene fatto penetrare nel terreno per una profondità di 45 cm, a partire dalla quota di fondo foro (eventualmente ripulito tramite apposita manovra), rilevando il numero di colpi (N) necessari per la penetrazione di ciascun intervallo di 15 cm. Il valore di NSPT è ottenuto sommando i colpi necessari per il 2° e 3° tratto.

La prova viene sospesa ogni qualvolta il numero di colpi N, per un tratto di 15 cm, supera il valore di 50, annotando in tal caso il rifiuto alla penetrazione e registrando l'infissione in centimetri ottenuta con 50 colpi.

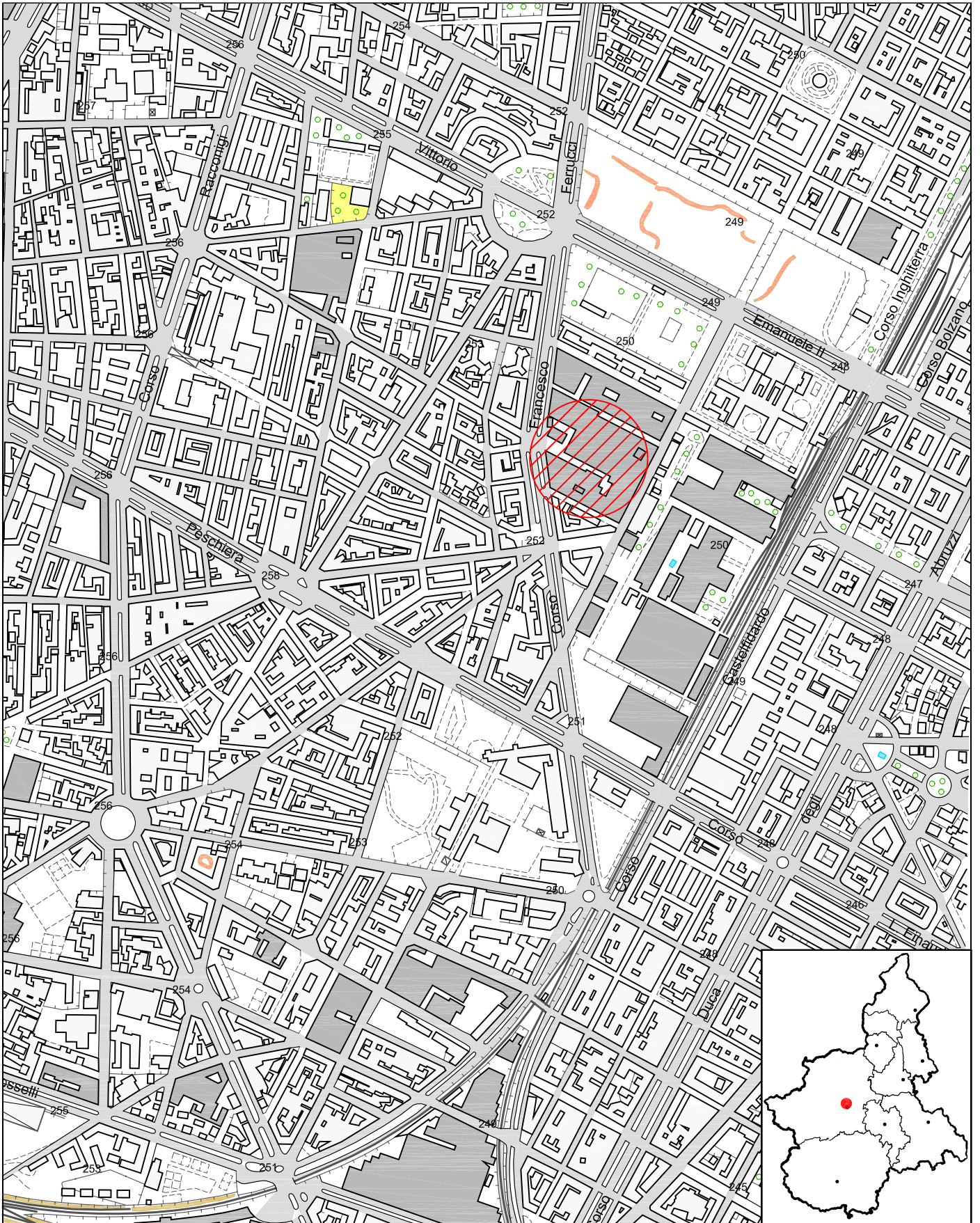
Nei casi in cui non vi è pericolo di repentino collasso del foro, la prova viene eseguita immediatamente dopo la manovra di carotaggio e prima della manovra di rivestimento, per evitare disturbi al terreno, previa verifica della quota del fondo foro.

Per l'esecuzione della prova si veda lo schema a seguire:



~

In allegato vengono fornite le stratigrafie dei sondaggi geognostici, i certificati delle prove eseguite e le fotografie delle carote prelevate.



COROGRAFIA DI INQUADRAMENTO GENERALE
DELL'AREA OGGETTO DELL'INTERVENTO
(Reg. Piemonte - C.T.R. Vettoriale Sez. 155120)



Scala 1:10.000

Torino - Via Borsellino - Tav. 01 - Ubicazione sondaggi



CERTIFICATI



Decreto di autorizzazione n. 4965 del 04/06/2010 per esecuzione e certificazione di indagini geognostiche e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01

Mod. 7.5.4 rev. 00

RILIEVO STRATIGRAFICO DI PERFORAZIONE

UNI EN ISO 22475-1:2007
UNI EN ISO 14688-1:2003 e 14689-1:2004

SONDAGGIO

S3

Committente Politecnico di Torino

Cantiere Indagini per la caratterizz. geologica del sottosuolo per Residenza Universitaria "Cesare Codegone"

Località Torino - via Paolo Borsellino

Commessa n. 12037

Pagina 1 di 1

Perforazione inizio: 20/08/2012 fine: 20/08/2012 Sonda: Com MC T450P Unimog

Lo Sperimentatore
Dr. A. Cantù

Il Direttore del Laboratorio
Dr. Geol. Giorgio Sola

Coordinate: N= 45°04'01.92" E= 07°39'23.42"

Scala 1:40

Accettazione n. 12037

Certificato n. 12037/01

del 22/08/2012


Dr. A. Cantù

Dr. Geol. Giorgio Sola

profondità dal p.c. [m]	potenza dello strato [m]	sezione stratigrafica	descrizione litologica	falda	metodo e diam. di perforazione	diametro rivestimenti	percentuale di carotaggio	piezometro tubo aperto	inclinometro	S.P.T.	pocket penetrometer	pocket vane test	campioni indisturbati	campioni rimaneggiati	permeabilità [m/s]
0.00	0.10		Asfalto bituminoso.												
0.10	1.20		Terreno di riporto ghiaioso-sabbioso con frammenti lateritici sparsi.												
1.30	0.40		Terreno di riporto e/o rimaneggiato limoso-argilloso con sporadici frammenti lateritici millimetrici e ghiaietto sparso.		CC										
1.70	0.80		Ghiaia eterometrica con sabbia da limosa a debolmente limosa con la profondità, da intensa a discreta ossidazione, moderatamente addensata, colore nocciola-brunastro con deboli screziature ocracee.		131 mm semplice					2.00 15-17-18					
2.50	1.80		Ghiaia eterometrica in matrice siltoso-sabbiosa talora abbondante, da addensata a molto addensata con talora livelli debolmente cementati, colore grigio.												
4.30	0.80		Come sopra, molto ciottolosa, colore grigio.												
5.10	4.90		Ghiaia eterometrica con sabbia siltosa a tratti abbondante, subordinati ciottoli, da addensata a molto addensata con subordinati livelli debolmente cementati, colore grigio.		carotaggio continuo 101 mm semplice	127 mm	90-100 %			5.00 19-23-25					
10.00										8.00 29-33-R (4 cm)					
										10.00					

30-36-40

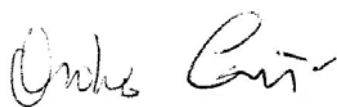
DEPOSITO CASSETTE : magazzino Politecnico
Il foro di sondaggio è stato ritombato a fine della perforazione.
FALDA ASSENTE

 <p>COMPAGNIA TORINESE MONITORAGGI</p> <p>Decreto di autorizzazione n. 4965 del 04/06/2010 per esecuzione e certificazione di indagini geognostiche e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01</p>	PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE		SONDAGGIO n. S3
	SPT (UNI EN ISO 22476-3:2005)		
	Mod. 7.5.13 rev. 00	Committente: Politecnico di Torino	
		Cantiere: Indagini per la caratterizzazione del sottosuolo per Residenza Universitaria "Cesare Codegone"	
	Località: Torino – Via Borsellino		
	Coordinate: N = 45° 04' 01.92" E = 07° 39' 23.42"		
Accettazione n. 12037 - Certificato n. 12037/02 del 22/08/2012 - Commessa n. 12037			

Prova n.	inizio prova prof. [m] da p.c.	N° colpi			note
		15 cm	30 cm	45 cm	
1	2.00	15	17	18	
2	5.00	19	23	25	
3	8.00	29	33	R (4cm)	
4	10.00	30	36	40	
5					
6					
7					
8					
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					
18					
19					
20					

NOTE E OSSERVAZIONI:

Lo Sperimentatore
Dr. A. Cantù



Il Direttore del Laboratorio
Dr. Geol. Giorgio Sola





Decreto di autorizzazione n. 4965 del 04/06/2010 per esecuzione e certificazione di indagini geognostiche e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01

Mod. 7.5.4 rev. 00

RILIEVO STRATIGRAFICO DI PERFORAZIONE

UNI EN ISO 22475-1:2007
UNI EN ISO 14688-1:2003 e 14689-1:2004

SONDAGGIO

S4

Committente Politecnico di Torino

Cantiere Indagini per la caratterizz. geologica del sottosuolo per Residenza Universitaria "Cesare Codegone"

Località Torino - via Paolo Borsellino

Commessa n. 12037

Pagina 1 di 1

Perforazione inizio: 20/08/2012 fine: 20/08/2012 Sonda: Com MC T450P Unimog

Lo Sperimentatore
Dr. A. Cantù

Il Direttore del Laboratorio
Dr. Geol. Giorgio Sola

Coordinate: N= 45°04'02.50" E= 07°39'22.70"

Scala 1:40

Accettazione n. 12037

Certificato n. 12037/03

del 22/08/2012

Dr. A. Cantù

Dr. Geol. Giorgio Sola

profondità dal p.c. [m]	potenza dello strato [m]	sezione stratigrafica	descrizione litologica	falda	metodo e diam. di perforazione	diametro rivestimenti	percentuale di carotaggio	piezometro tubo aperto	inclinometro	S.P.T.	pocket penetrometer	pocket vane test	campioni indisturbati	campioni rimaneggiati	permeabilità [m/s]
0.00	0.20		Asfalto bituminoso.												
0.20	0.90		Terreno di riporto costituito prevalentemente da laterizi con sporadica ghiaia e sabbia.												
1.10	1.40		Terreno di riporto ghiaioso-sabbioso con ciottoli sparsi e sporadici frammenti lateritici.		CC 131 mm semplice										
2.50	0.50		Ghiaia medio-fine con limo debolmente sabbioso a tratti prevalente, poco addensata, colore nocciola-brunastro.							3.00 9-7-9					
3.00	1.00		Ghiaia eterometrica in matrice limoso-sabbiosa a tratti abbondante, discreta ossidazione talora intensa, poco addensata, colore nocciola.												
4.00	2.00		Ghiaia eterometrica con sabbia siltosa che talora si concentra in livelli centimetrici, subordinati ciottoli, da poco addensata a moderatamente addensata, colore da grigio a grigio-nocciola.			127 mm	90-100 %			5.00 10-13-14					
6.00	4.00		Ghiaia eterometrica in matrice siltoso-sabbiosa a tratti abbondante, debolmente ciottolosa, da addensata a molto addensata con subordinati livelli debolmente cementati, colore grigio.		carotaggio continuo 101 mm semplice					8.00 20-27-32					
10.00										10.00					

29-37-R
(8cm)

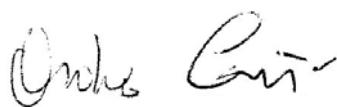
DEPOSITO CASSETTE : magazzino Politecnico
Il foro di sondaggio è stato ritombato a fine della perforazione.
FALDA ASSENTE

 <p>COMPAGNIA TORINESE MONITORAGGI</p> <p>Decreto di autorizzazione n. 4965 del 04/06/2010 per esecuzione e certificazione di indagini geognostiche e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01</p>	PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE		SONDAGGIO n. S4
	SPT (UNI EN ISO 22476-3:2005)		
	Mod. 7.5.13 rev. 00	Committente: Politecnico di Torino	
		Cantiere: Indagini per la caratterizzazione del sottosuolo per Residenza Universitaria "Cesare Codegone"	
	Località: Torino – Via Borsellino		
	Coordinate: N = 45° 04' 02.50" E = 07° 39' 22.70"		
Accettazione n. 12037 - Certificato n. 12037/04 del 22/08/2012 - Commessa n. 12037			

Prova n.	inizio prova prof. [m] da p.c.	N° colpi			note
		15 cm	30 cm	45 cm	
1	3.00	9	7	9	
2	5.00	10	13	14	
3	8.00	20	27	32	
4	10.00	29	37	R (8 cm)	
5					
6					
7					
8					
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					
18					
19					
20					

NOTE E OSSERVAZIONI:

Lo Sperimentatore
Dr. A. Cantù



Il Direttore del Laboratorio
Dr. Geol. Giorgio Sola





Decreto di autorizzazione n. 4965 del 04/06/2010 per esecuzione e certificazione di indagini geognostiche e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01

Mod. 7.5.4 rev. 00

RILIEVO STRATIGRAFICO DI PERFORAZIONE

UNI EN ISO 22475-1:2007
UNI EN ISO 14688-1:2003 e 14689-1:2004

SONDAGGIO

S5

Committente Politecnico di Torino

Cantiere Indagini per la caratterizz. geologica del sottosuolo per Residenza Universitaria "Cesare Codegone"

Località Torino - via Paolo Borsellino

Commessa n. 12037

Pagina 1 di 1

Perforazione inizio: 20/08/2012 fine: 20/08/2012 Sonda: Com MC T450P Unimog

Lo Sperimentatore
Dr. A. Cantù

Il Direttore del Laboratorio
Dr. Geol. Giorgio Sola

Coordinate: N= 45°04'02.84" E= 07°39'23.51"

Scala 1:40

Accettazione n. 12037

Certificato n. 12037/05

del 22/08/2012

Dr. A. Cantù

Dr. Geol. Giorgio Sola

profondità dal p.c. [m]	potenza dello strato [m]	sezione stratigrafica	descrizione litologica	falda	metodo e diam. di perforazione	diametro rivestimenti	percentuale di carotaggio	piezometro tubo aperto	inclinometro	S.P.T.	pocket penetrometer	pocket vane test	campioni indisturbati	campioni rimaneggiati	permeabilità [m/s]
0.00	0.10		Asfalto bituminoso.												
0.10	1.50		Terreno di riporto ghiaioso-sabbioso con ciottoli sparsi e sporadici frammenti lateritici.												
1.60	0.25		Terreno rimaneggiato limoso-argilloso con rari frammenti lateritici millimetrici, colore grigiastro.							2.00					
1.85	0.95		Limo argilloso poco consistente, debolmente plastico, colore bruno-nocciola.							1-2-2					
2.80	2.40		Ghiaia eterometrica in matrice limoso debolmente sabbiosa talora abbondante, rari ciottoli, intensa ossidazione ed alterazione, da poco addensata a moderatamente addensata, colore nocciola-brunastro..												
5.20	1.30		Ghiaia eterometrica con sabbia debolmente limosa talora abbondante, ciottolosa (diam max 8-10 cm), debole alterazione, da moderatamente addensata ad addensata, colore grigio.							5.00					
6.50	3.50		Ghiaia eterometrica in abbondante matrice fine silto-sabbiosa, subordinati ciottoli, da addensata a molto addensata con subordinati livelli debolmente cementati, colore grigio.							6-9-12					
10.00										8.00					
										23-39-36					
										10.00					

32-R
(6 cm)

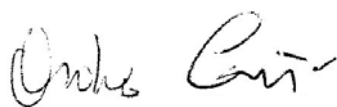
DEPOSITO CASSETTE : magazzino Politecnico
Il foro di sondaggio è stato ritombato a fine della perforazione.
FALDA ASSENTE

 <p>COMPAGNIA TORINESE MONITORAGGI</p> <p>Decreto di autorizzazione n. 4965 del 04/06/2010 per esecuzione e certificazione di indagini geognostiche e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01</p>	PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SPT (UNI EN ISO 22476-3:2005)		SONDAGGIO n. S5
	Mod. 7.5.13 rev. 00 Committente: Politecnico di Torino Cantiere: Indagini per la caratterizzazione del sottosuolo per Residenza Universitaria "Cesare Codegone" Località: Torino – Via Borsellino Coordinate: N = 45° 04' 02.84" E = 07° 39' 23.51"	Accettazione n. 12037 - Certificato n. 12037/06 del 22/08/2012 - Commessa n. 12037	

Prova n.	inizio prova prof. [m] da p.c.	N° colpi			note
		15 cm	30 cm	45 cm	
1	2.00	1	2	2	
2	5.00	6	9	12	
3	8.00	23	39	36	
4	10.00	32	R (6 cm)		
5					
6					
7					
8					
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					
18					
19					
20					

NOTE E OSSERVAZIONI:

Lo Sperimentatore
Dr. A. Cantù



Il Direttore del Laboratorio
Dr. Geol. Giorgio Sola





Decreto di autorizzazione n. 4965 del 04/06/2010 per esecuzione e certificazione di indagini geognostiche e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01

Mod. 7.5.4 rev. 00

RILIEVO STRATIGRAFICO DI PERFORAZIONE

UNI EN ISO 22475-1:2007
UNI EN ISO 14688-1:2003 e 14689-1:2004

SONDAGGIO

S6

Committente Politecnico di Torino

Cantiere Indagini per la caratterizz. geologica del sottosuolo per Residenza Universitaria "Cesare Codegone"

Località Torino - via Paolo Borsellino

Commessa n. 12037

Pagina 1 di 1

Perforazione inizio: 21/08/2012 fine: 21/08/2012 Sonda: Com MC T450P Unimog

Lo Sperimentatore
Dr. A. Cantù

Il Direttore del Laboratorio
Dr. Geol. Giorgio Sola

Coordinate: N= 45°04'03.21" E= 07°39'23.93"

Scala 1:40

Accettazione n. 12037

Certificato n. 12037/07

del 22/08/2012

Dr. A. Cantù

Dr. Geol. Giorgio Sola

profondità dal p.c. [m]	potenza dello strato [m]	sezione stratigrafica	descrizione litologica	falda	metodo e diam. di perforazione	diametro rivestimenti	percentuale di carotaggio	piezometro tubo aperto	inclinometro	S.P.T.	pocket penetrometer	pocket vane test	campioni indisturbati	campioni rimaneggiati	permeabilità [m/s]
0.00 0.10	0.10		Asfalto bituminoso.												
0.10 1.40	1.30		Terreno di riporto ghiaioso-sabbioso con ciottoli sparsi e frammenti lateritici.												
1.40 2.50	1.10		Limo argilloso, poco consistente, debolmente plastico, colore variegato bruno-nocciola/grigiastro.		CC 131 mm semplice					2.00 1-1 (30 cm)					
2.50 3.00	0.50		Ghiaia eterometrica con limo argilloso a tratti abbondante, intensa ossidazione ed alterazione, poco addensata, colore bruno con screziature ocracee d'ossidazione.												
3.00 4.60	1.60		Ghiaia eterometrica in abbondante sabbia limosa, intensa ossidazione ed alterazione, poco addensata, colore bruno-nocciola.(carota umida)												
4.60 7.40	2.80		Ghiaia eterometrica con sabbia debolmente limosa a livelli prevalenti, subordinati ciottoli, discreta alterazione e debole ossidazione, moderatamente addensata con livelli meno competenti, colore nocciola.		carotaggio continuo 101 mm semplice	127 mm	90-100 %			5.00 9-10-9					
7.40 10.00	2.60		Ghiaia eterometrica in matrice siltoso-sabbiosa a tratti abbondante, subordinati ciottoli, da addensata a molto addensata con subordinati livelli debolmente cementati, colore grigio.							8.00 17-23-25					
										10.00					

21-33-40

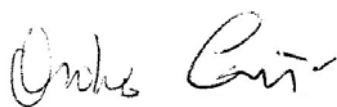
DEPOSITO CASSETTE : magazzino Politecnico
Il foro di sondaggio è stato ritombato a fine della perforazione.
FALDA ASSENTE

 <p>COMPAGNIA TORINESE MONITORAGGI</p> <p>Decreto di autorizzazione n. 4965 del 04/06/2010 per esecuzione e certificazione di indagini geognostiche e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01</p>	PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE		SONDAGGIO n. S6
	SPT (UNI EN ISO 22476-3:2005)		
	Mod. 7.5.13 rev. 00	Committente: Politecnico di Torino	
	Cantiere:	Indagini per la caratterizzazione del sottosuolo per Residenza Universitaria "Cesare Codegone"	
Località:	Torino – Via Borsellino		Eseguito il
Coordinate:	N = 45° 04' 03.21" E = 07° 39' 23.93"		21/08/2012
Accettazione n. 12037 - Certificato n. 12037/08 del 22/08/2012 - Commessa n. 12037			

Prova n.	inizio prova prof. [m] da p.c.	N° colpi			note
		15 cm	30 cm	45 cm	
1	2.00	1	1 (30 cm)		
2	5.00	9	10	9	
3	8.00	17	23	25	
4	10.00	21	33	40	
5					
6					
7					
8					
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					
18					
19					
20					

NOTE E OSSERVAZIONI:

Lo Sperimentatore
Dr. A. Cantù



Il Direttore del Laboratorio
Dr. Geol. Giorgio Sola





Decreto di autorizzazione n. 4965 del 04/06/2010 per esecuzione e certificazione di indagini geognostiche e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01

Mod. 7.5.4 rev. 00

RILIEVO STRATIGRAFICO DI PERFORAZIONE

UNI EN ISO 22475-1:2007
UNI EN ISO 14688-1:2003 e 14689-1:2004

SONDAGGIO

S2

Committente Politecnico di Torino

Cantiere Indagini per la caratterizz. geologica del sottosuolo per Residenza Universitaria "Cesare Codegone"

Località Torino - via Paolo Borsellino

Commessa n. 12037

Pagina 1 di 1

Perforazione inizio: 21/08/2012 fine: 21/08/2012 Sonda: Com MC T450P Unimog

Lo Sperimentatore
Dr. A. Cantù

Il Direttore del Laboratorio
Dr. Geol. Giorgio Sola

Coordinate: N= 45°04'0.16"

E= 07°39'23.50"

Scala 1:40

Accettazione n. 12037

Certificato n. 12037/09


del 22/08/2012

Dr. A. Cantù

Dr. Geol. Giorgio Sola

profondità dal p.c. [m]	potenza dello strato [m]	sezione stratigrafica	descrizione litologica	falda	metodo e diam. di perforazione	diametro rivestimenti	percentuale di carotaggio	piezometro tubo aperto	inclinometro	S.P.T.	pocket penetrometer	pocket vane test	campioni indisturbati	campioni rimaneggiati	permeabilità [m/s]
0.00 0.10	0.10		Cotica erbosa. Terreno di riporto ghiaioso-sabbioso con ciottoli sparsi e frammenti lateritici.												
1.70	1.60		Limo argilloso, poco consistente, colore bruno-nocciola.		CC 131 mm semplice					2.00 3-4-4					
2.40	0.70		Ghiaia eterometrica in matrice limoso-sabbiosa a livelli prevalenti, rari ciottoli, intensa ossidazione e discreta alterazione, moderatamente addensata, colore nocciola-brunastro.												
3.70	1.30		Ghiaia eterometrica con sabbia siltosa a tratti abbondante e/o prevalente, subordinati ciottoli, da addensata a molto addensata con subordinati livelli debolmente cementati, colore grigio.												
7.00	3.30		Ghiaia eterometrica con sabbia siltosa a tratti abbondante e/o prevalente, subordinati ciottoli, da addensata a molto addensata con subordinati livelli debolmente cementati, colore grigio.		carotaggio continuo 101 mm semplice	127 mm	90-100 %			5.00 20-25-27					
10.00	3.00		Come sopra, ciottolosa (diam max 8-10 cm).							8.00 23-27-R (6 cm)					
										10.00 36-R (5 cm)					

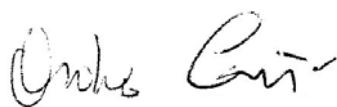
DEPOSITO CASSETTE : magazzino Politecnico
Il foro di sondaggio è stato ritombato a fine della perforazione.
FALDA ASSENTE

 <p>COMPAGNIA TORINESE MONITORAGGI</p> <p>Decreto di autorizzazione n. 4965 del 04/06/2010 per esecuzione e certificazione di indagini geognostiche e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01</p>	PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE		SONDAGGIO n. S2
	SPT (UNI EN ISO 22476-3:2005)		
	Mod. 7.5.13 rev. 00	Committente: Politecnico di Torino	
	Cantiere:	Indagini per la caratterizzazione del sottosuolo per Residenza Universitaria "Cesare Codegone"	
Località:	Torino – Via Borsellino		Eseguito il
Coordinate:	N = 45° 04' 0.16" E = 07° 39' 23.50"		21/08/2012
Accettazione n. 12037 - Certificato n. 12037/10 del 22/08/2012 - Commessa n. 12037			

Prova n.	inizio prova prof. [m] da p.c.	N° colpi			note
		15 cm	30 cm	45 cm	
1	2.00	3	4	4	
2	5.00	20	25	27	
3	8.00	23	27	R (6 cm)	
4	10.00	36	R (5 cm)		
5					
6					
7					
8					
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					
18					
19					
20					

NOTE E OSSERVAZIONI:

Lo Sperimentatore
Dr. A. Cantù



Il Direttore del Laboratorio
Dr. Geol. Giorgio Sola





Decreto di autorizzazione n. 4965 del 04/06/2010 per esecuzione e certificazione di indagini geognostiche e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01

Mod. 7.5.4 rev. 00

RILIEVO STRATIGRAFICO DI PERFORAZIONE

UNI EN ISO 22475-1:2007
UNI EN ISO 14688-1:2003 e 14689-1:2004

SONDAGGIO

S1

Committente Politecnico di Torino

Cantiere Indagini per la caratterizz. geologica e geotecnica del sottosuolo per Residenza Universitaria "Cesare Codegone"

Località Torino - via Paolo Borsellino

Commessa n. 12037

Pagina 1 di 1

Perforazione inizio: 21/08/2012 fine: 21/08/2012 Sonda: Com MC T450P Unimog

Lo Sperimentatore Dr. A. Cantù

Il Direttore del Laboratorio Dr. Geol. Giorgio Sola

Coordinate: N= 45°04'0.40"

E= 07°39'22.77"

Scala 1:40

Accettazione n. 12037

Certificato n. 12037/11


del 22/08/2012

Dr. A. Cantù

Dr. Geol. Giorgio Sola

profondità dal p.c. [m]	potenza dello strato [m]	sezione stratigrafica	descrizione litologica	falda	metodo e diam. di perforazione	diametro rivestimenti	percentuale di carotaggio	piezometro tubo aperto	inclinometro	S.P.T.	pocket penetrometer	pocket vane test	campioni indisturbati	campioni rimaneggiati	permeabilità [m/s]
0.00 0.10	0.10		Cotica erbosa. Terreno di riporto ghiaioso-sabbioso con ciottoli sparsi, frammenti lateritici e frammenti di cls anche pluricentimetrici.												
2.50	2.40				CC 131 mm semplice					2.50 5-6-5					
3.00	0.50		Ghiaia eterometrica in matrice limoso-sabbiosa a tratti abbondante, intensa ossidazione ed alterazione, moderatamente addensata, colore bruno.												
4.00	1.00		Ghiaia eterometrica con sabbia siltosa a tratti abbondante, rari ciottoli, da addensata a molto addensata, colore grigio.												
6.00	6.00		Ghiaia eterometrica in matrice siltoso sabbiosa a tratti abbondante e/o prevalente, ciottolosa (diam max 8-10 cm), molto addensata con subordinati livelli debolmente cementati.		carotaggio continuo 101 mm semplice	127 mm	90-100 %			5.00 25-33-38					
10.00										8.00 27-39-R (6 cm)					
										10.00 39-R (7 cm)					

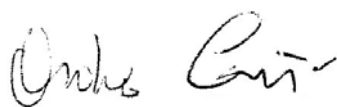
DEPOSITO CASSETTE : magazzino Politecnico
Il foro di sondaggio è stato ritombato a fine della perforazione.
FALDA ASSENTE

 <p>COMPAGNIA TORINESE MONITORAGGI</p> <p>Decreto di autorizzazione n. 4965 del 04/06/2010 per esecuzione e certificazione di indagini geognostiche e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01</p>	PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE		SONDAGGIO n. S1
	SPT (UNI EN ISO 22476-3:2005)		
	Mod. 7.5.13 rev. 00	Committente: Politecnico di Torino	
	Cantiere:	Indagini per la caratterizzazione del sottosuolo per Residenza Universitaria "Cesare Codegone"	
Località:	Torino – Via Borsellino		Eseguito il
Coordinate:	N = 45° 04' 0.40" E = 07° 39' 22.77"		21/08/2012
Accettazione n. 12037 - Certificato n. 12037/12 del 22/08/2012 - Commessa n. 12037			

Prova n.	inizio prova prof. [m] da p.c.	N° colpi			note
		15 cm	30 cm	45 cm	
1	2.50	5	6	5	
2	5.00	25	33	38	
3	8.00	27	39	R (6 cm)	
4	10.00	39	R (7 cm)		
5					
6					
7					
8					
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					
18					
19					
20					

NOTE E OSSERVAZIONI:

Lo Sperimentatore
Dr. A. Cantù



Il Direttore del Laboratorio
Dr. Geol. Giorgio Sola

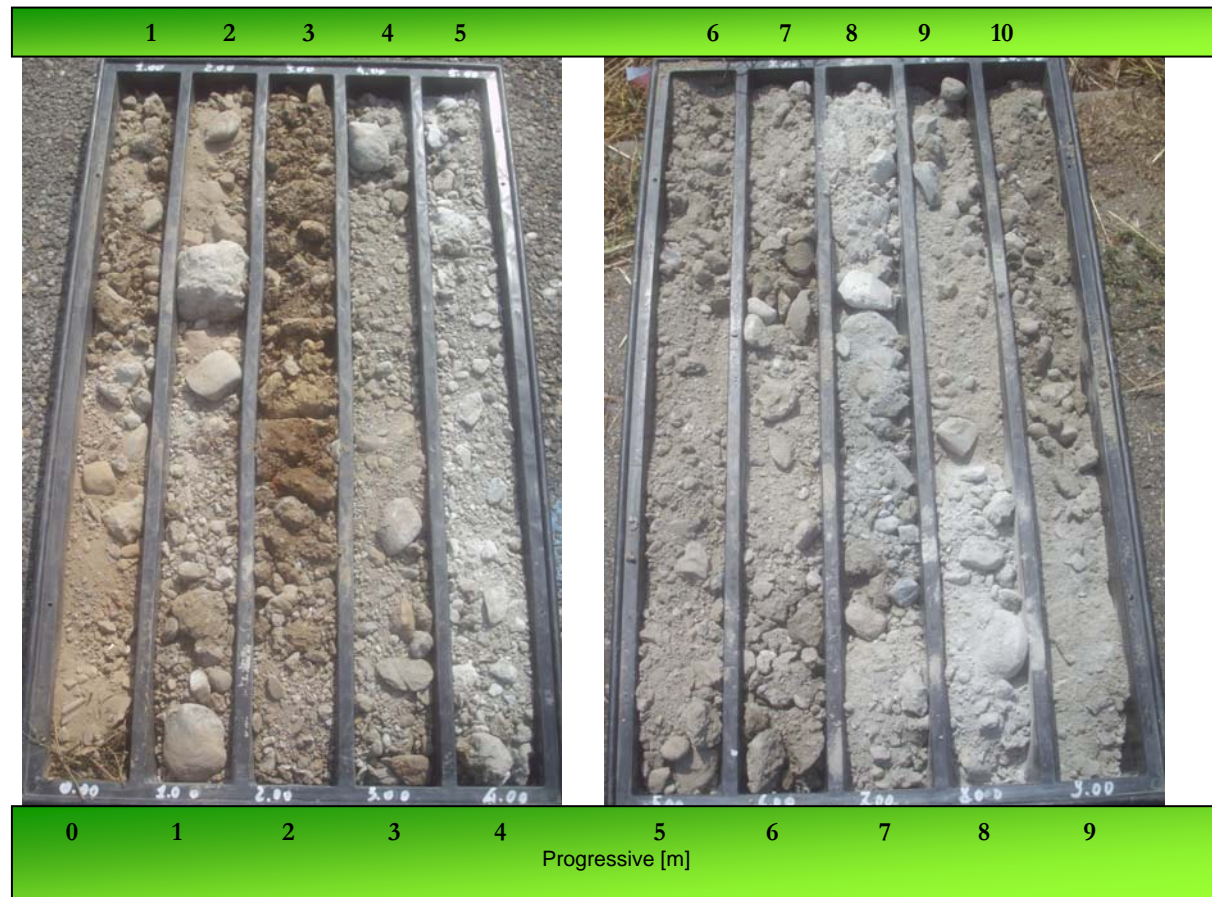


FOTOGRAFIE CASSETTE

Torino – Via Borsellino – Sondaggio S1 (L=10.00m)

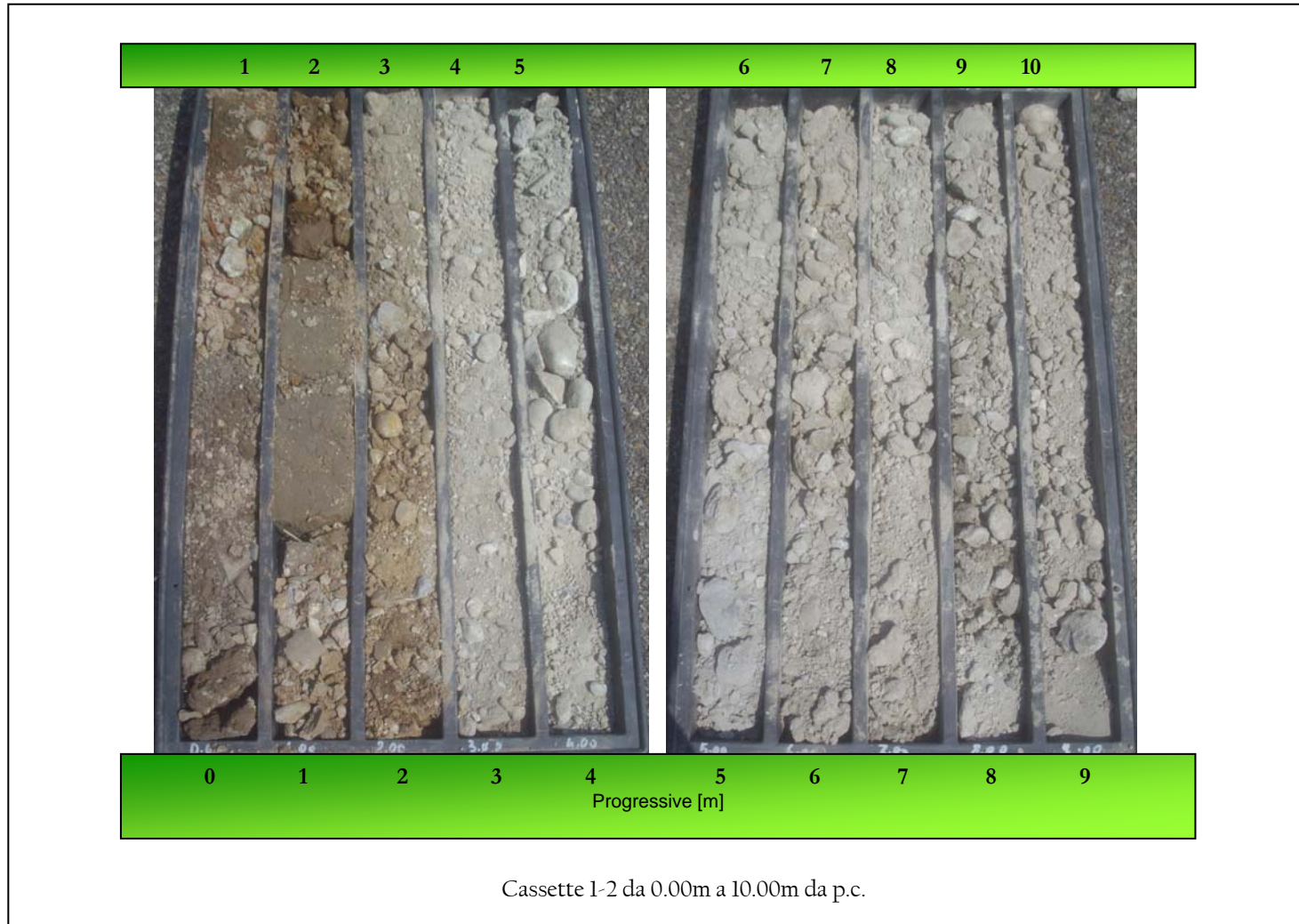


Torino – Via Borsellino – Sondaggio S2 (L=10.00m)



Cassette 1-2 da 0.00m a 10.00m da p.c.

Torino – Via Borsellino – Sondaggio S3 (L=10.00m)



Torino – Via Borsellino – Sondaggio S4 (L=10.00m)



Torino – Via Borsellino – Sondaggio S5 (L=10.00m)



Torino – Via Borsellino – Sondaggio S6 (L=10.00m)



Cassette 1-2 da 0.00m a 10.00m da p.c.