



**COMUNE DI
VENEZIA**



PROGETTO

**PIANO INTEGRATO METROPOLITANO
EX ART 21 DL 152/21 - PNRR M5C2
INTERVENTO 2.2.**

BOSCO DELLO SPORT
Intervento I05 - Arena

GRUPPO DI LAVORO

Architettura: **arch. ALESSANDRA DAL CIN**
arch. MATTEO FIORINDO
Strutture: **ing. ROBERTO DI BUSSOLO**
ing. FRANCESCO DITTADI

EMISSIONE

**PROGETTO DI FATTIBILITÀ
TECNICO-ECONOMICA**

(di cui agli artt. 44 e 48 del decreto-legge 31 maggio 2021, n. 77, convertito nella legge 29 luglio 2021, n. 108, delle prime indicazioni e prescrizioni per la stesura dei Piani di Sicurezza e dell'aggiornamento dello studio del traffico).

TITOLO ELABORATO

INDAGINI E STUDI PRELIMINARI
Relazione geotecnica e sismica

REV.	DATA	FILE	OGGETTO	DIS.	APPR.
a	18/03/22	I05-PFTE-G-003-A.dwg	Prima emissione	A. D. C.	R. D. B.
b	NOV. 2022	I05-PFTE-G-003-B.dwg	Revisione NOVEMBRE 2022	A. D. C.	R. D. B.
c	19/12/22	I05-PFTE-G-003-C.dwg	Aggiornamento validazione	A.D.C.	R.D.B.
d	22/12/22	I05-PFTE-G-003-D.dwg	Aggiornamento validazione	A.D.C.	R.D.B.
e					
f					
g					
h					

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:
Ing. Simone Agrondi

ELABORATO N.

G-003

DATA: 18/03/2022	SCALA: -	FILE: I05-PFTE-G-003.dwg	N. INTERVENTO I05
PROGETTO A. Dal Cin	DISEGNO M. Fiorindo	VERIFICA F. Dittadi	APPROVAZIONE R. Di Bussolo

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D

RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

1	PREMESSA	1
2	UBICAZIONE DELL'INTERVENTO.....	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
	3.1 Leggi, decreti e circolari nazionali.....	6
	3.2 Normativa europea ed internazionale.....	6
	3.3 Raccomandazioni AGI.....	6
4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	7
5	BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO	8
6	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	9
7	INQUADRAMENTO SISMICO	11
	7.1 Rischio sismico	11
	7.2 Classificazione sismica dell'area	13
	7.3 Mappe di pericolosità sismica	17
	7.4 Zonazione sismogenetica	25
	7.5 Sismicità storica dell'area.....	27
8	CATEGORIA TOPOGRAFICHE.....	39
9	CATEGORIA SISMICA DEL SUOLO	40
10	PARAMETRI SISMICI DI PROGETTO	43
11	INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO 2018	44
	11.1 FORMAZIONI COESIVE.....	54
	11.1.1 Caratteristiche fisiche	54
	11.1.2 Caratteristiche a rottura	57
	11.1.3 Caratteristiche deformative	59
	11.2 FORMAZIONI GRANULARI	60
	11.2.1 Caratteristiche fisiche	60
	11.2.2 Angolo di attrito ϕ	63
	11.2.3 Caratteristiche deformative	65
12	INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO 2022	67
	12.1 FORMAZIONI COESIVE.....	77
	12.1.1 Caratteristiche fisiche	77

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

12.1.2	Caratteristiche a rottura	80
12.1.3	Caratteristiche deformative	83
12.2	FORMAZIONI GRANULARI	84
12.2.1	Caratteristiche fisiche	84
12.3	Angolo di attrito φ	88
12.4	Caratteristiche deformative	90
13	MODELLO GEOTECNICO PRELIMINARE	92
14	CRITERI GENERALI DI VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI NTC2018	93
15	CRITERI DI VERIFICA OPERE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI NTC 2018.....	96
16	CRITERI DI VERIFICA OPERE DI FONDAZIONE SU PALI NTC 2018	97
17	CRITERI DI VERIFICA OPERE DI FONDAZIONI MISTE NTC 2018.....	100
18	CRITERI DI VERIFICA OPERE DI SOSTEGNO - PARATIE.....	101
19	PORTANZA VERTICALE FONDAZIONI SUPERFICIALI (TEORIA)	103
20	PORTANZA VERTICALE PALI DI FONDAZIONE (TEORIA)	106
21	DESCRIZIONE OPERE DI FONDAZIONE.....	109
22	VERIFICHE PRELIMINARI PALI – ARENA	112
23	VERIFICA LIQUEFAZIONE.....	118

1 PREMESSA

La presente relazione geotecnica è redatta nell'ambito del Progetto di Fattibilità Tecnico Economica della **nuova arena dello sport** con annessi parcheggi facenti parte del complesso "bosco dello sport" di Venezia. Il tutto verrà costruito in un'area oggi ad uso agricolo antistante all'Aeroporto Marco Polo di Tessera.



FIGURA 1: RENDER DELL'INTERVENTO COMPLESSIVO.

Nello specifico il documento riporta:

- Ubicazione dell'opera
- Elenco dei documenti, normative, raccomandazioni e bibliografia di riferimento.
- Descrizione dei programmi di calcolo utilizzati.
- Indagini geognostiche di riferimento.
- Interpretazione dei risultati delle prove eseguite.
- Definizione del modello geotecnico e assunzione livello di falda
- Descrizione dei criteri generali di verifica secondo NTC 2018.
- Descrizione metodi di calcolo fondazioni
- Verifiche preliminari pali di fondazione (ARENA)

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Si riportano di seguito alcune immagini dello stadio



FIGURA 2: KEYPLAN

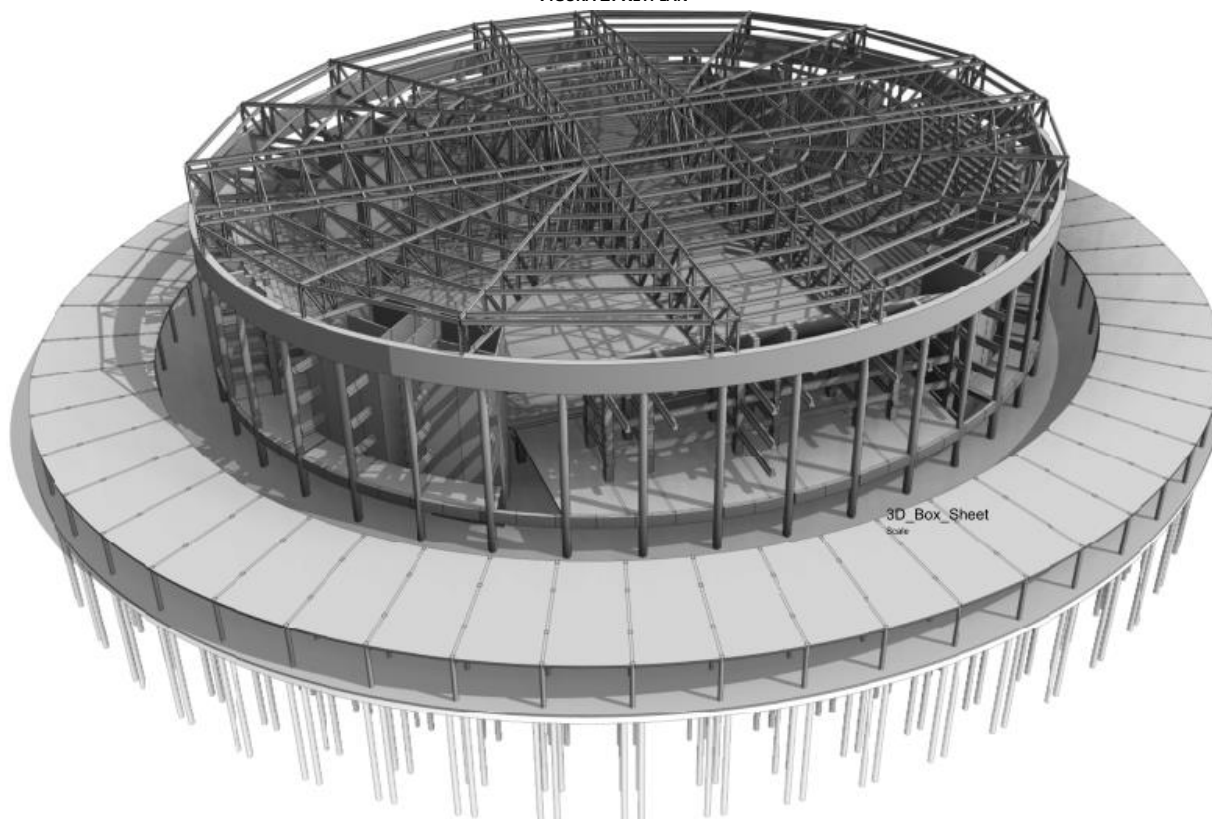


FIGURA 3: MODELLO 3D ARENA

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

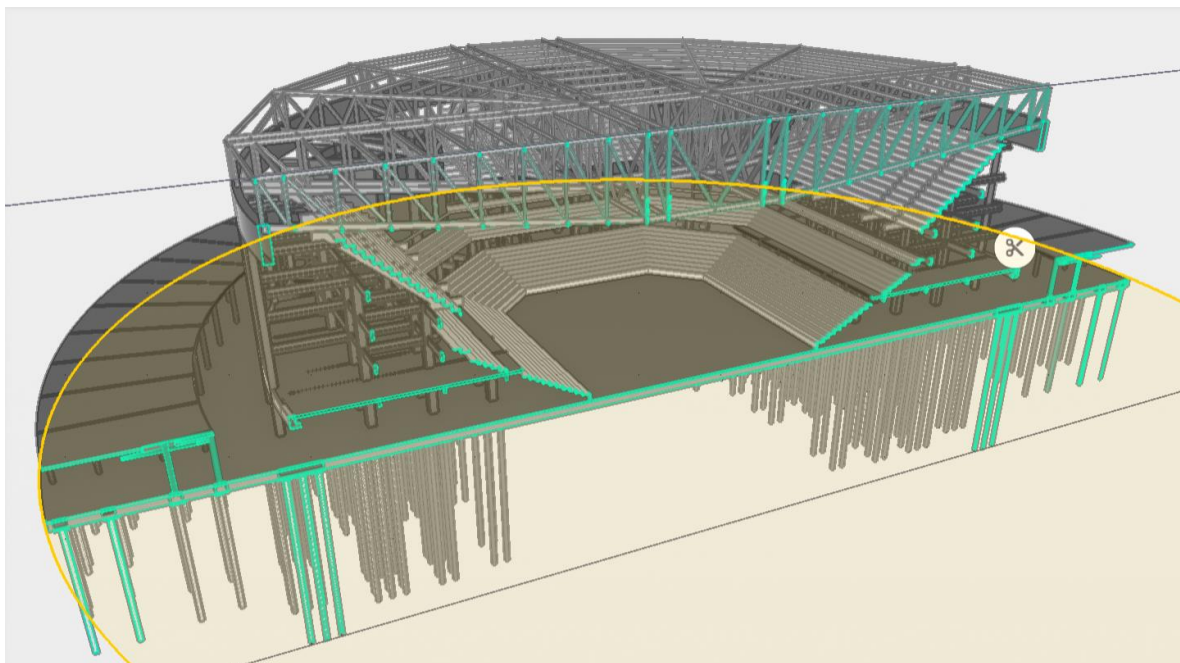


FIGURA 4: MODELLO 3D ARENA

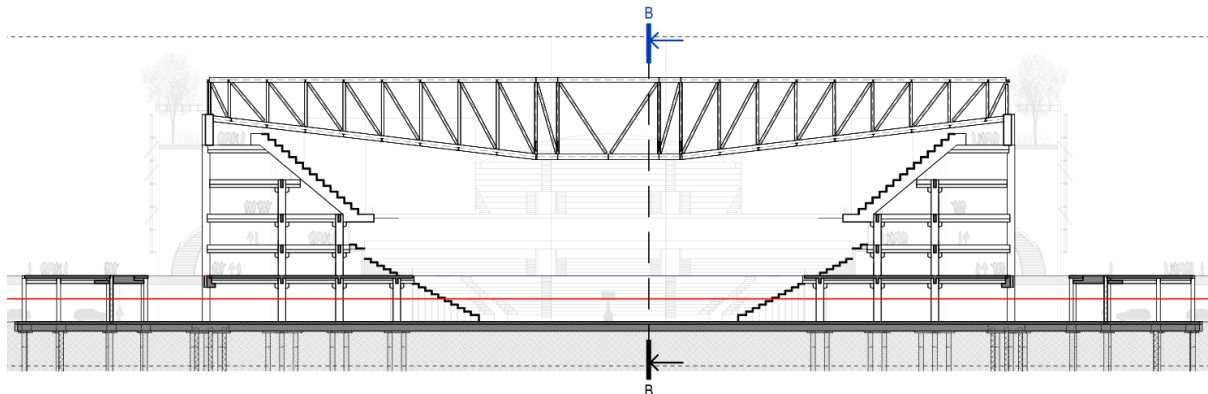


FIGURA 5: SEZIONE

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

2 UBICAZIONE DELL'INTERVENTO

L'area oggetto del presente studio fa parte dell'ambito territoriale di Tessera-Cà Noghera nella Municipalità di Favaro Veneto, suddivisione amministrativa del Comune di Venezia che comprende l'estremità orientale della terraferma. Situata a nord-est di Tessera appena sopra l'aeroporto Marco Polo è delimitata ad est dalla bretella autostradale che collega l'aeroporto con l'autostrada A4 Venezia Trieste, ad ovest da Via Ca' Zorzi e a nord da via Litomarinò e ricopre una superficie di circa 116 ha, oggi a destinazione agricola.

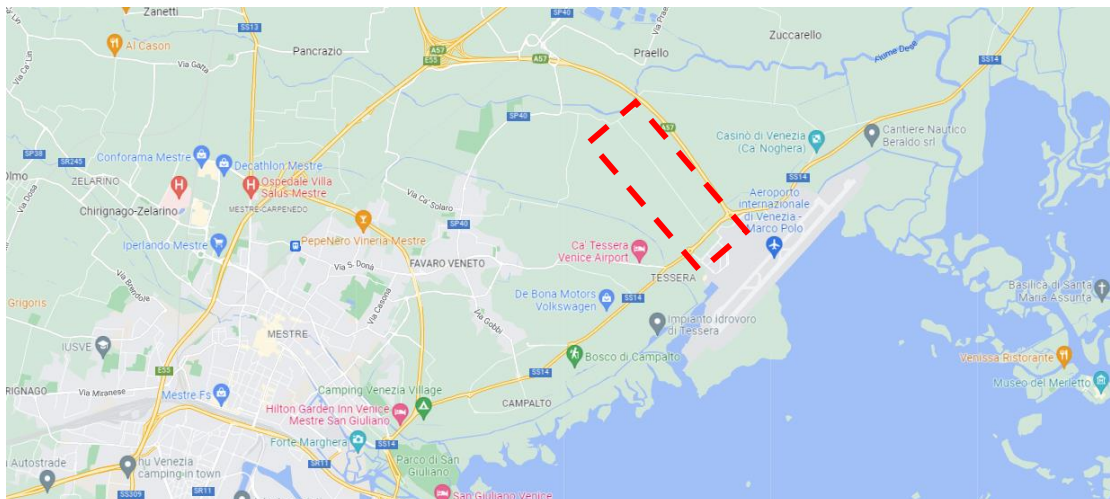


FIGURA 6: INDIVIDUAZIONE DELL'AREA DI INTERVENTO NEL SISTEMA STRADALE ESISTENTE



FIGURA 7: FOTOAREA AREA DI INTERVENTO

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

L'immagine seguente riporta le coordinate geografiche del sito.

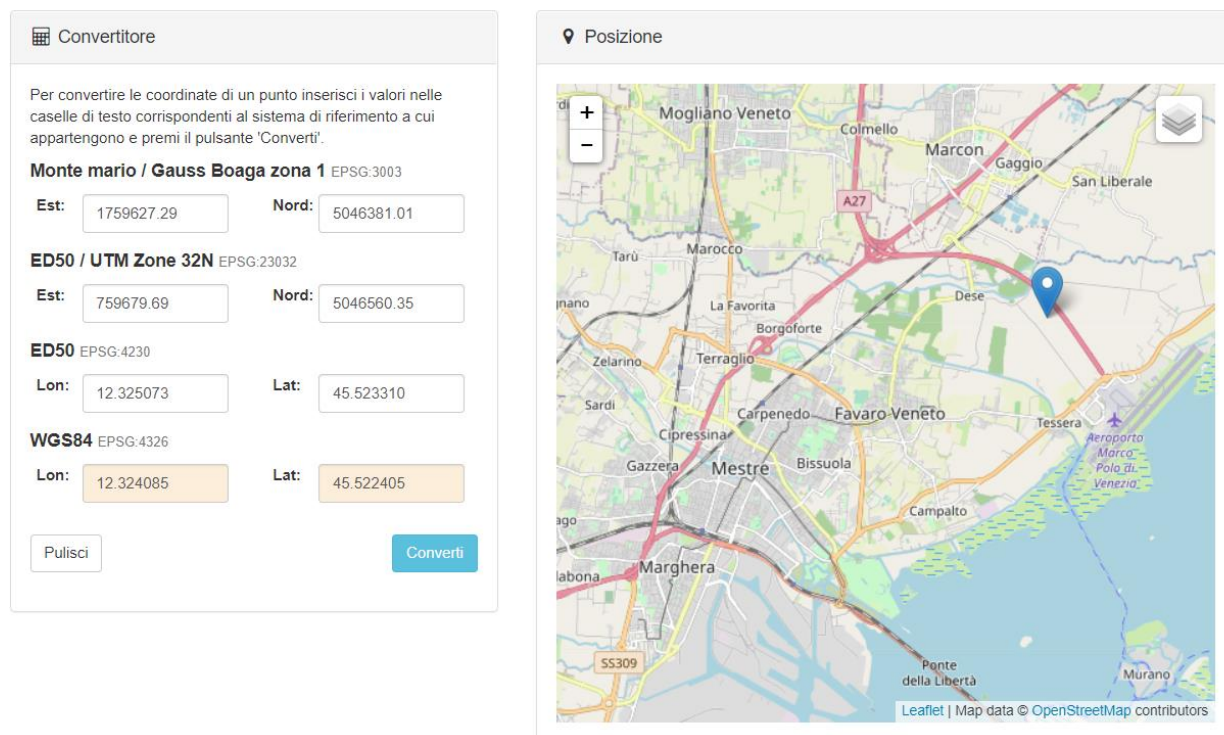


FIGURA 8: COORDINATE GEOGRAFICHE

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I criteri di progettazione, dimensionamento e verifica sono conformi alle seguenti direttive:

3.1 Leggi, decreti e circolari nazionali

- [1] L. 5.11.1971, n° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- [2] D.M. 17.01.2018 – “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.
- [3] Circ. Min n. 7 del 21 gennaio 2019 C.S.LL.PP. Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

3.2 Normativa europea ed internazionale

- [4] UNI EN 1992-1-1 - Eurocodice 2 – “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”.
- [5] UNI EN 1993-1-1 - Eurocodice 3 – “Progettazione delle strutture di acciaio”.
- [6] UNI EN 1997-1 - Eurocodice 7 – “Progettazione geotecnica”.
- [7] UNI EN 1998-5 - Eurocodice 8: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”

3.3 Raccomandazioni AGI

- [8] Associazione Geotecnica Italiana (1977) “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”.
- [9] Associazione Geotecnica Italiana (1984) “Raccomandazioni sui pali di fondazione”.
- [10] Associazione Geotecnica Italiana (1994) “Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio”.
- [11] Associazione Geotecnica Italiana (2005) “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”.
- [12] Raccomandazioni A.I.C.A.P. (2012) “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce”.
- [13] Associazione Geotecnica Italiana (2012) “Jet-grouting – Raccomandazioni”.

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [14] Progetto di Fattibilità Tecnico Economica (parte architettonica e parte strutturale).
- [15] Indagini geognostiche effettuate nel 2005 dalla ditta Geotecnica Veneta di Martellago
- [16] Indagini geognostiche e geotecniche 2022
- [17] Relazione geologica generale 2022

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

5 BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

Si riportano di seguito i testi di riferimento:

- [18] C. Viggiani – Fondazioni, 1999, Hevelius
- [19] J. E. Bowles – Fondazioni Progetto e Analisi, 1991 McGraw libri Italia
- [20] P. Colombo, Francesco Colleselli – Elementi di Geotecnica, 1996 Zanichelli
- [21] R. Lancellotta – Geotecnica, 2008 Zanichelli
- [22] R. Lancellotta j. Calavera – Fondazioni, 1999 McGraw Hill
- [23] R. Nova – Fondamenti di Meccanica delle Terre, 2002 McGraw Hill
- [24] M. Favaretti A. Mazzucato – Prove Geotecniche di Laboratorio, 1987 Cleup Editore
- [25] C. Cestelli Guidi – Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni, 1980 Hoepli
- [26] F. Cestari – Prove geotecniche in sito, 1990-205 Geograph
- [27] K. Terzaghi R.B. Peck – Soil Mechanics in Engineering Practice, 1967 Wiley
- [28] Poulos H.G. Davis E.H. – Analisi e Progettazione di Fondazioni su Pali, 1987 Dario Flacovio.
- [29] Ezio Faccioli, Roberto Paolucci - Elementi di sismologia applicata all'ingegneria.

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

6 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Il progetto è sviluppato nel rispetto del Decreto Ministeriale 17/01/2018 "Norme Tecniche per le costruzioni", il quale prescrive di esplicitare la scelta di Vita Nominale e Classe d'Uso delle opere. Tale scelta deve essere effettuata di concerto con il Committente. **La vita nominale** di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali, ed è correlata alla "Tipologia dell'opera". **La classe d'uso** delle opere individua il grado di prestazione atteso dalla struttura in presenza di azione sismica, in riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso. Nella progettazione la classe d'uso si traduce nell'applicazione di azioni tanto più gravose, quanto più la struttura è importante in termini di sicurezza collettiva e pubblico interesse. La Normativa suddivide gli edifici in quattro categorie.

2.4.1. VITA NOMINALE DI PROGETTO

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Non sono da considerarsi temporanee le costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate con l'intento di essere riutilizzate. Per un'opera di nuova realizzazione la cui fase di costruzione sia prevista in sede di progetto di durata pari a P_N , la vita nominale relativa a tale fase di costruzione, ai fini della valutazione delle azioni sismiche, dovrà essere assunta non inferiore a P_N e comunque non inferiore a 5 anni.

Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.

2.4.2. CLASSI D'USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

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

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad [2.4.1]$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

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

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

Nel caso in esame, di concerto con il Committente per il calcolo delle azioni sismiche si assume:

- ✓ Vita Nominale: **$V_N = 100$ anni**
- ✓ Classe d'uso: **Classe IV – $C_U = 2$**
- ✓ Periodo di riferimento per l'azione sismica: **$V_r = V_n \cdot C_u = 100 \cdot 2 = 200$ anni**

I05

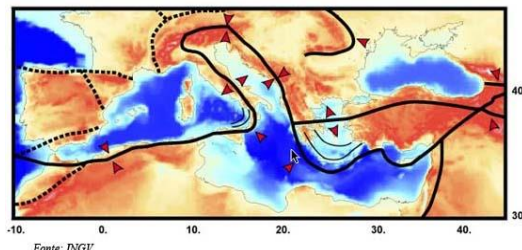
**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

7 INQUADRAMENTO SISMICO

7.1 Rischio sismico

L'Italia è uno dei Paesi a maggiore rischio sismico del Mediterraneo, per la frequenza dei terremoti che hanno storicamente interessato il suo territorio e per l'intensità che alcuni di essi hanno raggiunto, determinando un impatto sociale ed economico rilevante. La sismicità della Penisola italiana è legata alla sua particolare posizione geografica, perché è situata nella zona di convergenza tra la zolla africana e quella eurasiatica ed è sottoposta a forti spinte compressive, che causano l'accavallamento dei blocchi di roccia. In



2500 anni, l'Italia è stata interessata da più di 30.000 terremoti di media e forte intensità superiore al IV-V grado della scala Mercalli) e da circa 560 eventi sismici di intensità uguale o superiore all'VIII grado della scala Mercalli (in media uno ogni 4 anni e mezzo). Solo nel XX secolo, ben 7 terremoti hanno avuto una magnitudo uguale o superiore a 6.5 (con effetti classificabili tra il X e XI grado Mercalli). La sismicità più elevata si concentra nella parte centro-meridionale della penisola - lungo la dorsale appenninica (Val di Magra, Mugello, Val Tiberina, Val Nerina, Aquilano, Fucino, Valle del Liri, Beneventano, Irpinia) - in Calabria e Sicilia, ed in alcune aree settentrionali, tra le quali il Friuli, parte del Veneto e la Liguria occidentale.

Data	Area epicentrale	Intensità (MCS)	Magnitudo (Maw)	Vittime
8 settembre 1905	Calabria	XI	7.1	557
23 ottobre 1907	Calabria meridionale	VIII-IX	5.9	167
28 dicembre 1908	Reggio C. - Messina	XI	7.2	85.926
7 giugno 1910	Irpinia - Basilicata	VIII-IX	5.9	50 ca.
15 ottobre 1911	Area etnea	X	5.3	13
8 maggio 1914	Area etnea	IX	5.3	69
13 gennaio 1915	Marsica (Abruzzo)	XI	7.0	32.610
26 aprile 1917	Val Tiberina	IX	5.8	20 ca.
29 giugno 1919	Mugello	IX	6.2	100 ca.
7 settembre 1920	Garfagnana	IX-X	6.5	171
27 marzo 1928	Carnia (Friuli)	VIII-IX	5.7	11
23 luglio 1930	Alta Irpinia	X	6.7	1404
30 ottobre 1930	Senigallia	IX	5.9	18
26 settembre 1933	Maiella	VIII-IX	5.7	12
18 ottobre 1936	Veneto-Friuli	IX	5.9	19
21 agosto 1962	Irpinia	IX	6.2	17
15 gennaio 1968	Valle del Belice	X	6.1	296
6 maggio 1976	Friuli	IX-X	6.4	965
23 novembre 1980	Irpinia-Basilicata	X	6.9	2734
26 settembre 1997	Umbria-Marche	VIII-IX	6.1	11

FIGURA 9 – I MAGGIORI TERREMOTI ITALIANI DEL SECOLO

I terremoti che hanno colpito la Penisola hanno causato danni economici consistenti, valutati per gli ultimi quaranta anni in circa 135 miliardi di euro, che sono stati impiegati per il ripristino e la ricostruzione post-evento. A ciò si devono aggiungere le conseguenze non traducibili in valore economico sul patrimonio storico, artistico, monumentale.

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

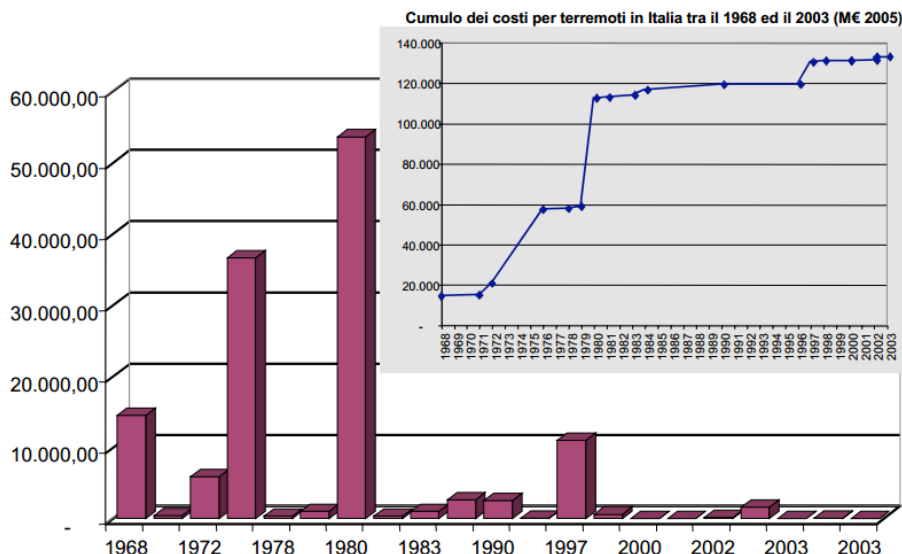


FIGURA 10 – COSTO DEI TERREMOTI DAL 1968 AL 2003.

In Italia, il rapporto tra i danni prodotti dai terremoti e l'energia rilasciata nel corso degli eventi è molto più alto rispetto a quello che si verifica normalmente in altri Paesi ad elevata sismicità, quali la California o il Giappone. Ad esempio, il terremoto del 1997 in Umbria e nelle Marche ha prodotto un quadro di danneggiamento (senza tetto: 32.000; danno economico: circa 10 miliardi di Euro) confrontabile con quello della California del 1989 (14.5 miliardi di \$ USA), malgrado fosse caratterizzato da un'energia circa 30 volte inferiore. Ciò è dovuto principalmente all'elevata densità abitativa e alla notevole fragilità del nostro patrimonio edilizio.

La sismicità (frequenza e forza con cui si manifestano i terremoti) è una caratteristica fisica del territorio, al pari del clima, dei rilievi montuosi e dei corsi d'acqua. Conoscendo la frequenza e l'energia (magnitudo) associate ai terremoti che caratterizzano un territorio ed attribuendo un valore di probabilità al verificarsi di un evento sismico di una certa magnitudo, in un certo intervallo di tempo, possiamo definire la sua pericolosità sismica. Un territorio avrà una pericolosità sismica tanto più elevata quanto più probabile sarà, a parità di intervallo di tempo considerato, il verificarsi di un terremoto di una certa magnitudo. Le conseguenze di un terremoto, tuttavia, non sono sempre gravi: molto dipende dalle caratteristiche di resistenza delle costruzioni alle azioni di una scossa sismica.

Questa caratteristica, o meglio la predisposizione di una costruzione ad essere danneggiata da una scossa sismica, si definisce vulnerabilità. Quanto più un edificio è vulnerabile (per tipologia, progettazione inadeguata, scadente qualità dei materiali e modalità di costruzione, scarsa manutenzione), tanto maggiori saranno le conseguenze che ci si deve aspettare in seguito alle oscillazioni cui la struttura sarà sottoposta.

Data	Paese	Morti	Magnitudo
31/05/1970	Peru	66.000	7,8
09/02/1971	California, S.Fernando	65	6,5
23/12/1972	Nicaragua, Managua	5.000	6,2
04/02/1976	Guatemala	22.000	7,9
06/05/1976	Italy, Friuli	965	6,4
27/07/1976	Cina, Tangshan	250.000	7,6
04/03/1977	Romania, Vrancea	2.000	7,2
10/10/1980	Algeria, El Asnam	3.500	7,7
23/11/1980	Italy, Irpinia	2.734	6,9
11/06/1981	Southern Iran	3.000	6,9
13/12/1982	Yemen	2.800	6,0
19/09/1985	Mexico, Michoacan	9.500	7,9
07/12/1988	Turkey	25.000	7,0
17/10/1989	California, Loma Prieta	62	7,1
20/06/1990	Iran	50.000	7,7
17/01/1994	California, Northridge	57	6,7
17/01/1995	Japan, Kobe	5.466	7,2
26/09/1997	Umbria-Marche	11	5,8
17/08/1999	Turkey, Izmit	17.000	7,4
20/09/1999	Taiwan	2295	7,6
26/01/2001	India	20.000	7,6
21/05/2003	Algeria	2250	6,7
26/12/2003	Iran, Bam	25.000	6,6
23/10/2004	Japan, Niigata	36	6,8
26/12/2004	Sumatra	290.000	9,0
15/08/2007	Perù, Pisco	500	8,0
12/05/2008	China, Wenchuan	Oltre 70.000	8,0

I05

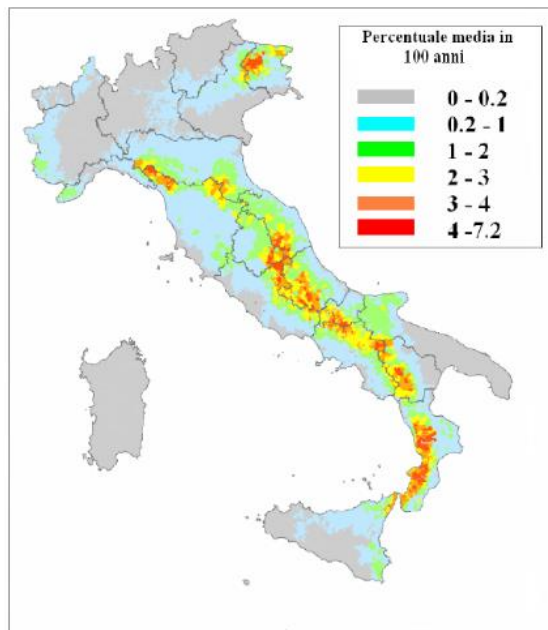
**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Infine, la maggiore o minore presenza di beni a rischio e, dunque, la conseguente possibilità di subire un danno (economico, in vite umane, ai beni culturali, ecc..), viene definita esposizione (di vite umane, beni economici, beni culturali). Il rischio sismico è determinato da una combinazione della pericolosità, della vulnerabilità e dell'esposizione ed è la misura dei danni che, in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione (natura, qualità e quantità dei beni esposti), ci si può attendere in un dato intervallo di tempo. In Italia, possiamo attribuire alla pericolosità sismica un livello medio-alto, per la frequenza e l'intensità dei fenomeni che si susseguono. La Penisola italiana, però, rispetto ad altri Paesi, come la California o il Giappone, nei quali la pericolosità è anche maggiore, ha una vulnerabilità molto elevata, per la notevole fragilità del suo patrimonio edilizio, nonché del sistema infrastrutturale, industriale, produttivo e delle reti dei servizi. Il terzo fattore, l'esposizione, si attesta su valori altissimi, in considerazione dell'alta densità abitativa e della presenza di un patrimonio storico, artistico e monumentale unico al mondo. In questo senso è significativo l'evento del 1997 in Umbria e Marche, che ha fortemente danneggiato circa 600 chiese e, emblematicamente, la Basilica di S. Francesco d'Assisi. L'Italia è dunque un Paese ad elevato rischio sismico, inteso come perdite attese a seguito di un terremoto, in termini di vittime, danni alle costruzioni e conseguenti costi diretti ed indiretti.

Probabilità di crolli

Mappa della probabilità di crolli per comune espressa in percentuale media in 100 anni (dati sulle abitazioni del censimento 2001). I valori riportati nella figura rappresentano la percentuale di edifici soggetti a possibili lesioni o parziali crolli a causa di eventi sismici.



Fonte: Dipartimento della Protezione Civile - www.protezionecivile.it

7.2 Classificazione sismica dell'area

Il panorama legislativo in materia sismica è stato profondamente trasformato dalle recenti normative nazionali ovvero dall'OPCM n°3274/2003 che è entrata in vigore dal 25 ottobre 2005, data coincidente con la pubblicazione della prima stesura delle norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14 settembre 2005) e dalla successiva OPCM n°3519/2006. La riclassificazione sismica del territorio nazionale prevede che tutto il territorio sia classificato sismico sulla base della Mappa di Pericolosità Sismica del Territorio Nazionale espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi. In relazione alla pericolosità sismica, il territorio nazionale è stato suddiviso in quattro zone con livelli decrescenti di pericolosità in funzione a quattro differenti valori di accelerazione orizzontale massima al suolo a_{g475} , ossia quella riferita al 50° percentile, ad una vita di riferimento di 50 anni e ad una probabilità di superamento del 10% riferiti a suoli rigidi caratterizzati da $V_{s30} > 800$ m/s.

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Zona sismica	Fenomeni riscontrati	Accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni
1	Zona con pericolosità sismica alta. Indica la zona più pericolosa, dove possono verificarsi forti terremoti.	$a_{g475} \geq 0,25g$
2	Zona con pericolosità sismica media, dove possono verificarsi terremoti abbastanza forti.	$0,15 \leq a_{g475} < 0,25g$
3	Zona con pericolosità sismica bassa, che può essere soggetta a scuotimenti modesti.	$0,05 \leq a_{g475} < 0,15g$
4	Zona con pericolosità sismica molto bassa. E' la zona meno pericolosa, dove le possibilità di danni sismici sono basse.	$a_{g475} < 0,05g$

Si riporta tabella di riepilogo con classificazione sismica dell'area oggetto di studio a partire dal 1984 fino al 2021

PROVINCIA	COMUNE	CODICE ISTAT	CLASSIFICAZIONE				
			Decreti fino al 1984	Proposta GdL 1998	O.P.C.M 3274/03	Aggiornamento al 2015	Aggiornamento secondo deliberazione della Giunta Regionale n.244 del 9 marzo 2021
VENETO	VENEZIA	27042	N.C.	N.C.	4	4	3

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

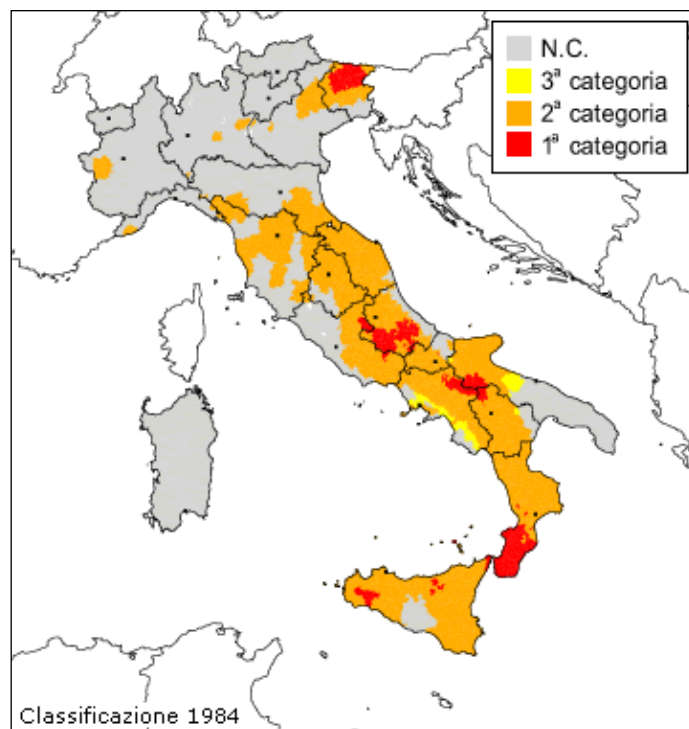


FIGURA 11 - CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO ITALIANO (1984)

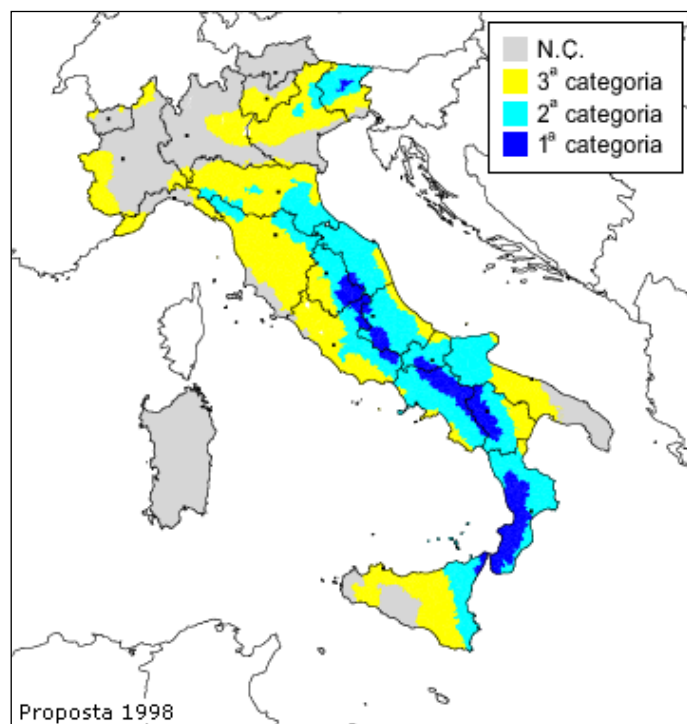


FIGURA 12 - CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO ITALIANO (PROPOSTA GdL 1998).

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

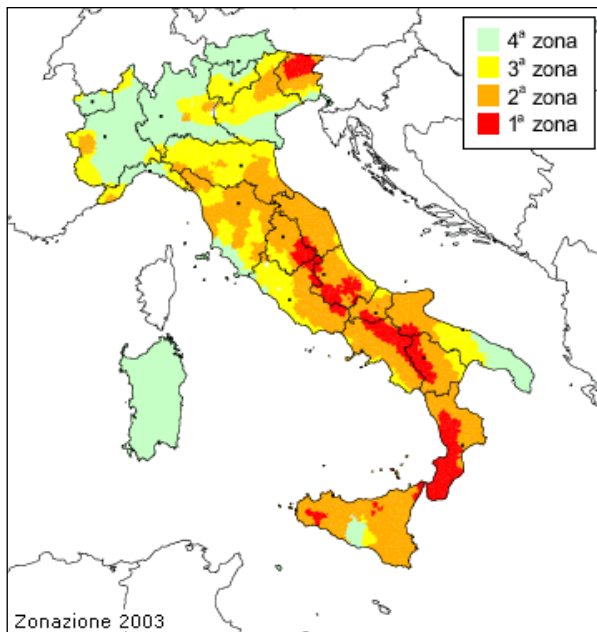


FIGURA 13 - CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO ITALIANO (OPCM 3274/03).

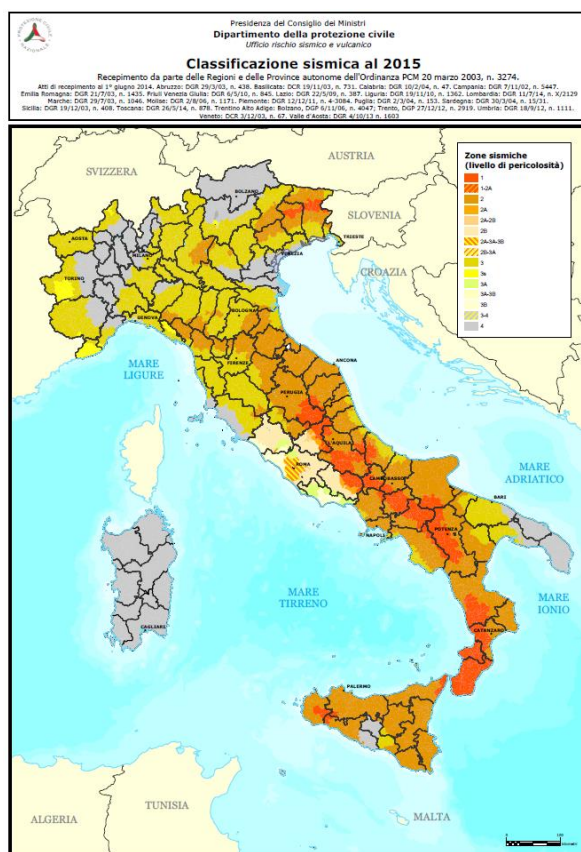


FIGURA 14 - CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO ITALIANO (2015).

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

7.3 Mappe di pericolosità sismica

Dal sito INGV è possibile consultare la mappa di pericolosità sismica del territorio italiano (riferimento: Ordinanza PCM del 28 aprile 2006 n.3519, All.1b) espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi ($V_s > 800$ m/s; cat. A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005).

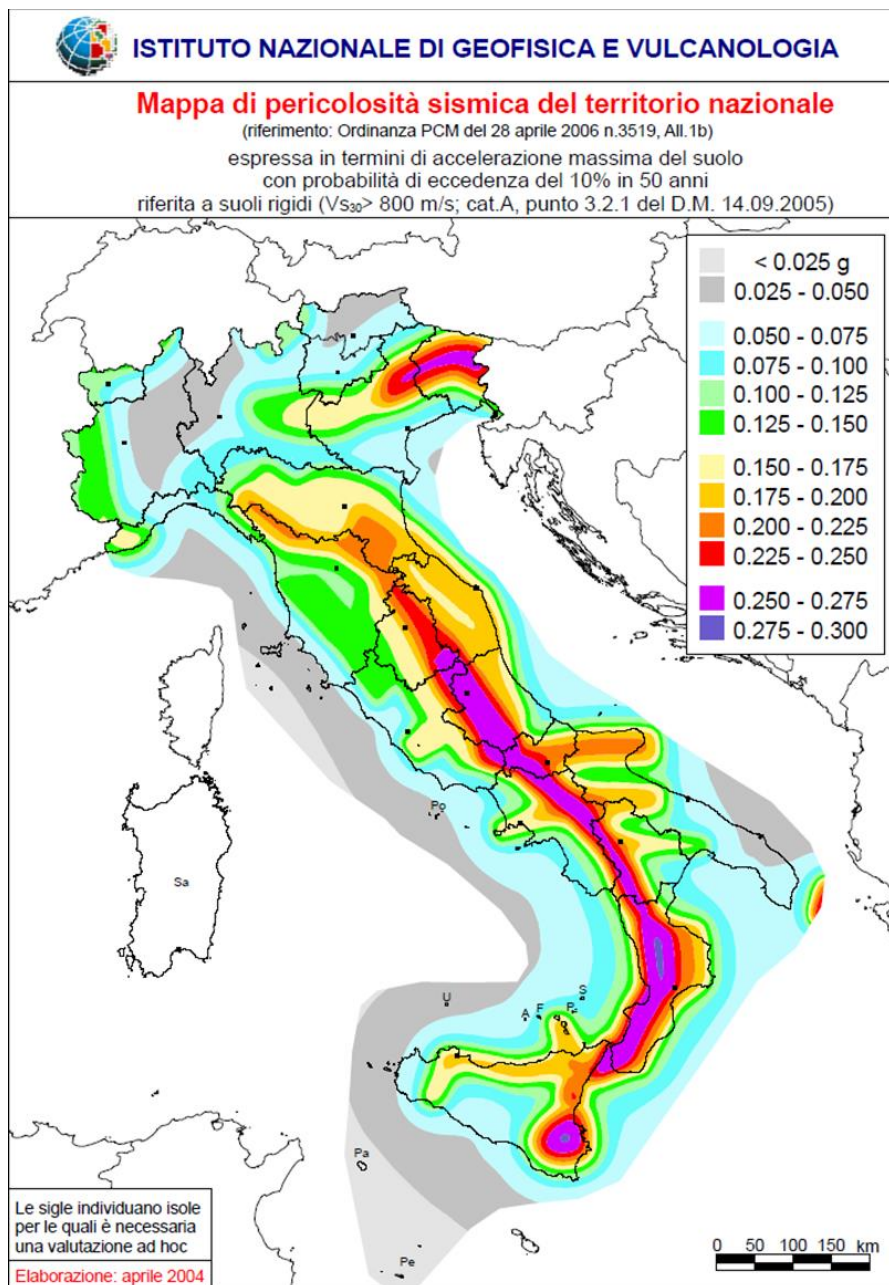


FIGURA 15 - MAPPA CROMATICA PERICOLOSITÀ SISMICA DI RIFERIMENTO PER IL TERRITORIO NAZIONALE (ORDINANZA PCM 3519 DEL 28 APRILE 2006, ALL. 1B)

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Dal sito http://emidius.mi.ingv.it/GNDT/ogs_int.html è possibile consultare le mappe di pericolosità sismiche del territorio italiano in termini di accelerazione orizzontale di picco (T = 475 anni) e in termini di intensità macrosismica (MCS scale).

Il gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT) è uno dei Gruppi Nazionali di ricerca scientifica di cui si avvale il Servizio Nazionale della Protezione Civile (Legge 24 febbraio 1992, n. 225, art. 17).

Di seguito si riportano le mappe di pericolosità sismica in Italia.

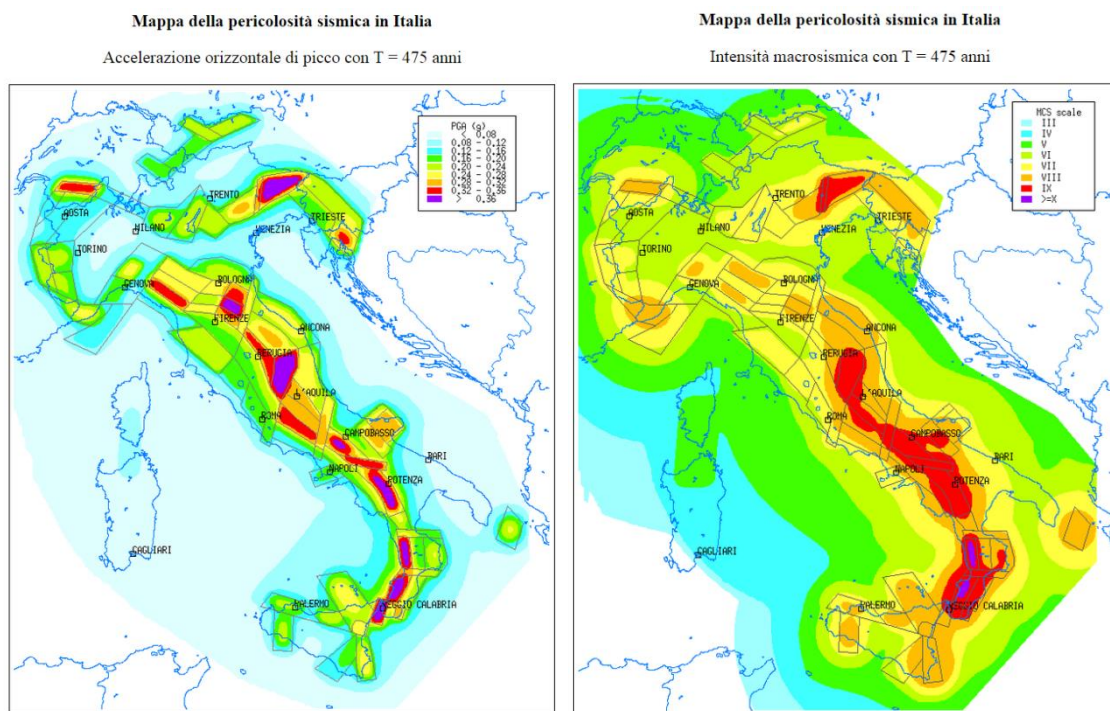


FIGURA 16 – MAPPE DI PERICOLOSITÀ SISMICA ACCELERAZIONE ORIZZONTALE DI PICCO E INTENSITÀ MACROSISMICA T=475 ANNI.

magnitudo Richter	energia joule	grado Mercalli
< 3.5	< 1.6 E+7	I
3.5	1.6 E+7	II
4.2	7.5 E+8	III
4.5	4 E+9	IV
4.8	2.1 E+10	V
5.4	5.7 E+11	VI
6.1	2.8 E+13	VII
6.5	2.5 E+14	VIII
6.9	2.3 E+15	IX
7.3	2.1 E+16	X
8.1	> 1.7 E+18	XI
> 8.1	.	XII

FIGURA 17 – CONFRONTO SCALA RICHTER E SCALA MERCALLI

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Dal sito <http://esse1-gis.mi.ingv.it/> è inoltre possibile, per il comune interessato, consultare le mappe interattive di pericolosità sismica; di seguito si riportano degli estratti della mappa interattiva considerando rispettivamente una probabilità di eccedenza del 10%, del 5%, del 2% in 50 anni.



Modello di pericolosità sismica MPS04-S1

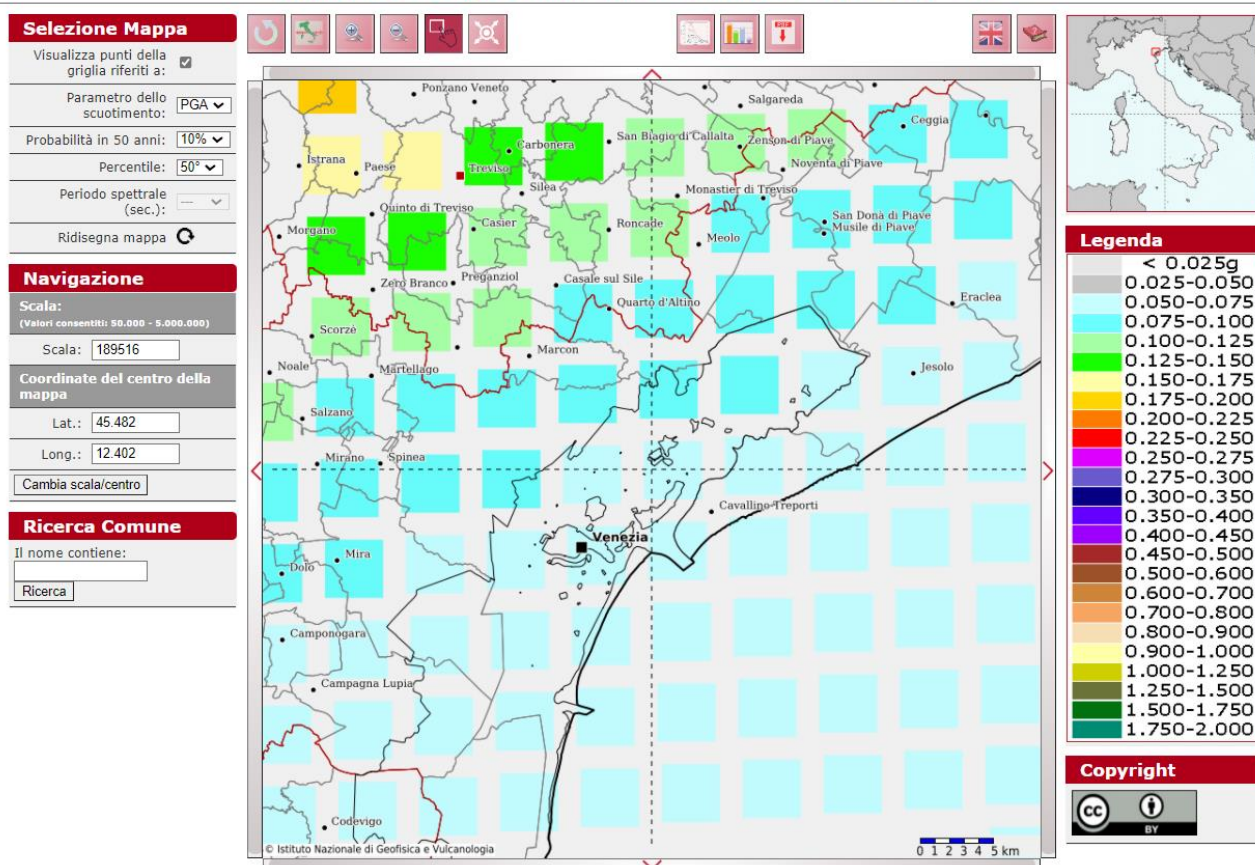


FIGURA 18 - MAPPA INTERATTIVA (PVR=10% \Rightarrow Tr = 474 ANNI)

I05

BOSCO DELLO SPORT
ARENA

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA



ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

Modello di pericolosità sismica MPS04-S1

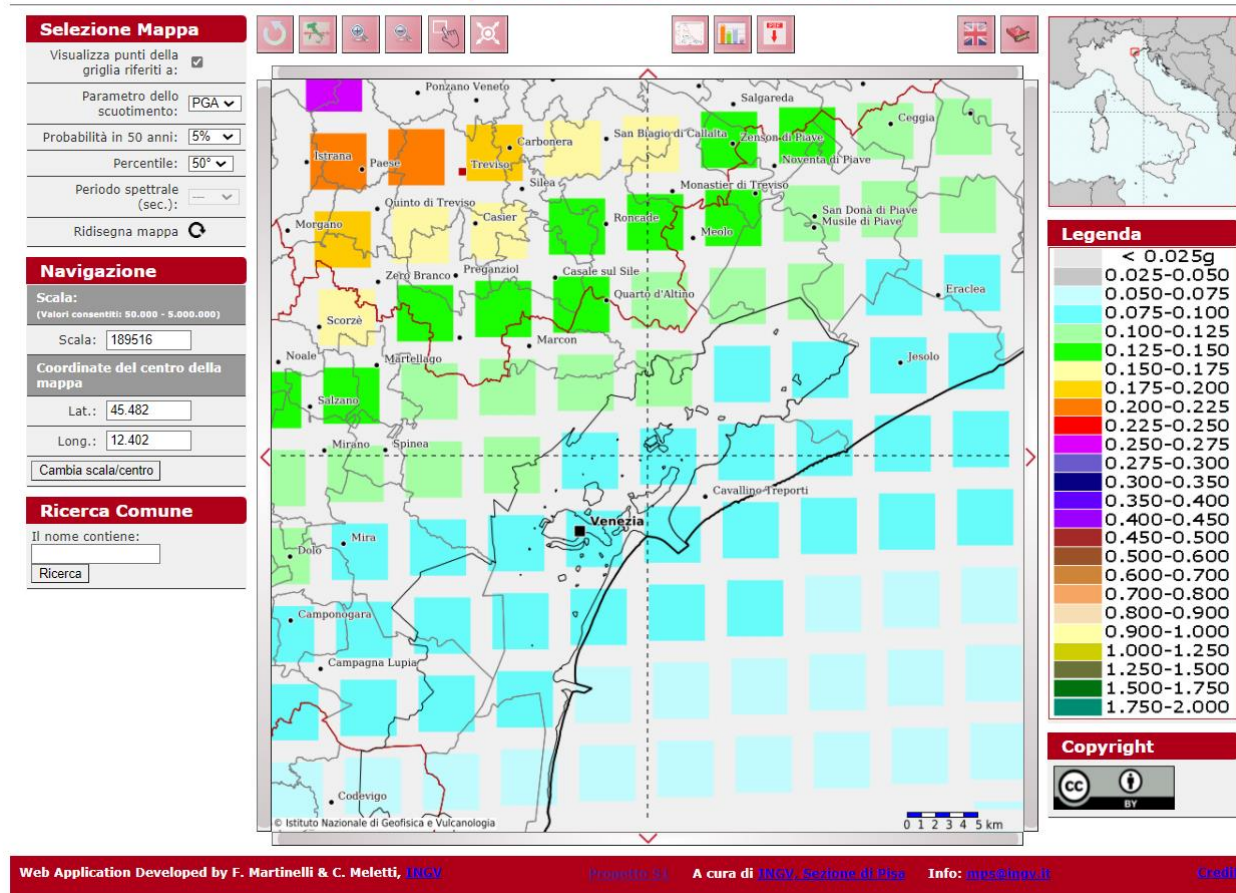


FIGURA 19 - MAPPA INTERATTIVA (PVR=5% ⇒ Tr = 974 ANNI)

I05

BOSCO DELLO SPORT
ARENA

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

Modello di pericolosità sismica MPS04-S1

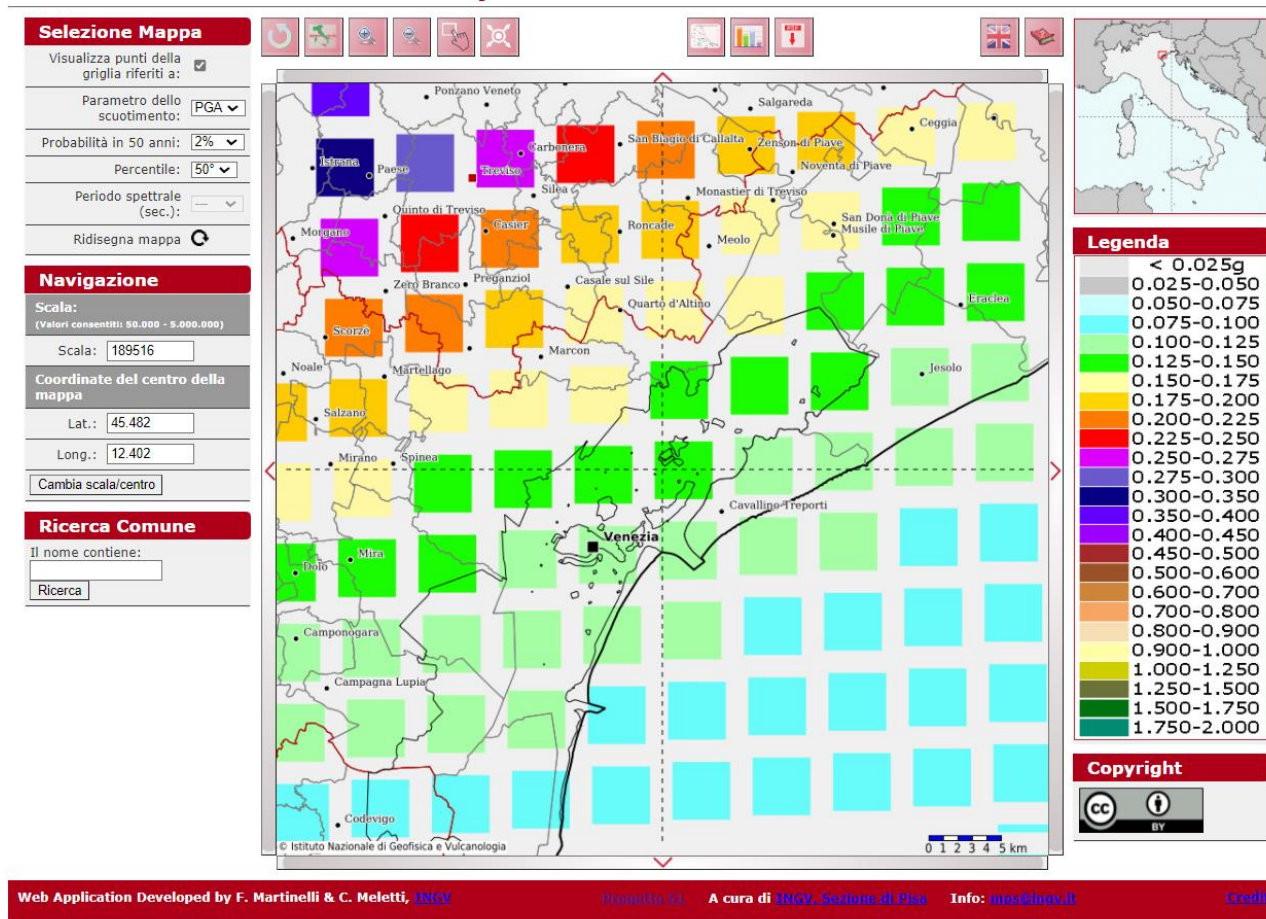


FIGURA 20 - MAPPA INTERATTIVA (PVR=2% ⇒ TR = 2475 ANNI)

Studi recenti per la determinazione della Magnitudo sono quelli di D. Spallarossa e S. Basani, anno 2007, relativi alla "Disaggregazione della pericolosità sismica in termini M-R-ε".

La disaggregazione è un processo che permette di valutare il contributo di differenti scenari M- R-ε alla pericolosità sismica. Pertanto, è utile alla definizione del terremoto di scenario (scenario che contribuisce maggiormente alla pericolosità sismica) per studi di microzonazione, analisi di liquefazione, studi di stabilità dei versanti.

Le immagini seguenti riportano, per l'area in oggetto, la disaggregazione del valore di a(g) con i contributi alla pericolosità sismica determinati con probabilità di eccedenza rispettivamente per:

$$TR \text{ (Tempo di ritorno)} = VR / [-\ln(1-PVR)]$$

$$TR = 50 / [-\ln(1-0.10)] = 474 \text{ anni}$$

$$TR = 50 / [-\ln(1-0.05)] = 974 \text{ anni}$$

$$TR = 50 / [-\ln(1-0.02)] = 2475 \text{ anni}$$

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto: lat. 45.529 lon. 12.349 - id 12305)											
Distanza (Km)	Magnitudo (Mw)										
	3.5- 4.0	4.0- 4.5	4.5- 5.0	5.0- 5.5	5.5- 6.0	6.0- 6.5	6.5- 7.0	7.0- 7.5	7.5- 8.0	8.0- 8.5	8.5- 9.0
0-10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	0.1240	0.3990	0.4420	0.3810	0.2640	0.0383	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	2.0400	7.7700	9.9800	9.7200	7.5200	1.1600	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	0.5180	3.8600	6.5000	7.4600	6.6500	1.1200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	0.0025	1.1700	3.4800	4.8100	4.9100	0.8930	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.0000	0.1760	1.7100	3.0100	3.5100	0.6850	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.0000	0.0013	0.4830	1.3000	1.7500	0.3640	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0000	0.0000	0.1120	0.6350	1.0100	0.2240	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0186	0.4600	0.8360	0.1950	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.2850	0.7080	0.1770	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1110	0.4310	0.1150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0317	0.2340	0.0683	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0039	0.0914	0.0299	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0174	0.0066	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0029	0.0015	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0007	0.0005	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Valori Medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.65	48.3	1.56

FIGURA 21 – DISAGGREGAZIONE (PVR =10% ⇒ Tr = 474 ANNI)

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 5% in 50 anni (Coordinate del punto: lat. 45.529 lon. 12.349 - id 12305)											
Distanza (Km)	Magnitudo (Mw)										
	3.5- 4.0	4.0- 4.5	4.5- 5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5- 7.0	7.0- 7.5	7.5- 8.0	8.0- 8.5	8.5- 9.0
0-10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	0.0808	0.3680	0.5290	0.5580	0.4620	0.0743	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	0.6160	5.7200	10.6000	12.9000	12.0000	2.0700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	0.0000	1.2700	5.4900	8.4800	9.3200	1.7600	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	0.0000	0.0403	1.9600	4.6500	6.0800	1.2500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.0000	0.0000	0.4260	2.4200	3.8900	0.8680	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.0000	0.0000	0.0198	0.7880	1.7300	0.4200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.2280	0.8780	0.2350	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0678	0.6110	0.1850	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0071	0.4130	0.1520	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1730	0.0873	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0573	0.0438	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0113	0.0152	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0006	0.0022	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Valori Medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.82	45.4	1.74

FIGURA 22 - DISAGGRAGFAZIONE (PVR =5% ⇒ Tr = 974 ANNI)

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 2% in 50 anni (Coordinate del punto: lat. 45.529 lon. 12.349 - id 12305)											
Distanza (Km)	Magnitudo (Mw)										
	3.5- 4.0	4.0- 4.5	4.5- 5.0	5.0- 5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5- 7.0	7.0- 7.5	7.5- 8.0	8.0- 8.5	8.5- 9.0
0-10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	0.0000	0.1730	0.5810	0.8510	0.9090	0.1690	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	0.0000	0.9620	8.8300	16.9000	20.8000	4.1700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	0.0000	0.0000	1.7600	8.3800	13.3000	2.9700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	0.0000	0.0000	0.0384	2.8100	7.1000	1.7800	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.5580	3.6100	1.0500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0187	1.1300	0.4270	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.3110	0.1900	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0731	0.1010	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0049	0.0364	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0005	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Valori Medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
6.03	42.0	1.97

FIGURA 23 - DISAGGREGAZIONE (PVR =2% ⇒ Tr = 2475 ANNI)

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

7.4 Zonazione sismogenetica

La zonazione sismogenetica è uno degli strumenti utilizzati per la valutazione della pericolosità sismica del territorio italiano. La sismogenetica ZS.4 è stata tracciata nel 1996, utilizzata per la redazione della carta di pericolosità sismica nazionale dal Gruppo Nazionale Difesa Terremoti (1996) e dal Servizio Sismico Nazionale (2001) e rappresenta uno schema geodinamico e sismotettonico ancora valido nelle sue linee generali, sebbene le nuove conoscenze in riferimento al quadro cinematico generale e alla geometria delle sorgenti sismogenetiche e la necessità di una maggiore coerenza con il nuovo catalogo dei terremoti CPTI2, abbiano portato recentemente alla redazione di una nuova zonazione sismogenetica ZS.9 (2004). Le zone rappresenterebbero quindi degli embrioni di macrostrutture le cui orientazioni seguono i principali andamenti alpini o appenninici, con importanti strutture trasversali di svincolo. Di seguito si riportano gli estratti attinenti alle zonazioni sismogenetiche per rendere meglio evidente le modifiche apportate alle diverse zone che interessano l'area di studio.

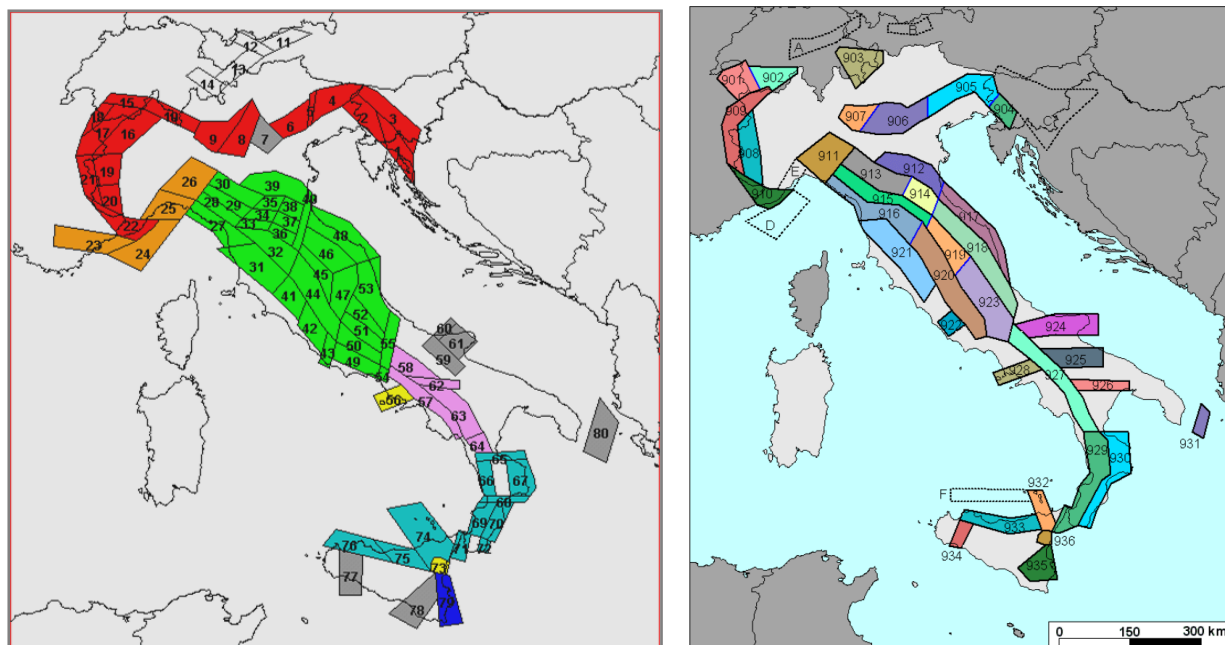


FIGURA 24 - ZONAZIONE SISMOGENETICA ZS.4 – 1996; ZONAZIONE SISMOGENETICA ZS.9 – 2004

[HTTP://WWW.ARCGIS.COM/HOME/WEBMAP/VIEWER.HTML?WEBMAP=8C5D55E0D3B34EA78346E802FD4F6D73](http://www.arcgis.com/home/webmap/viewer.html?webmap=8c5d55e0d3b34ea78346e802fd4f6d73)

Dalla mappa delle Zone Sismogenetiche ZS9, l'area di intervento **non appartiene a nessuna zona sismogenetica**; essa ricade a sud della zona 905 (Friuli Veneto orientale).

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Friuli - Veneto Orientale

ZS	905
Mw	6,6

Longitudine (°)	Latitudine (°)
13,824861	46,124783
13,546305	45,876511
13,159687	46,156036
12,63872	45,991566
12,232242	45,788857
11,897654	45,630169
11,899853	46,046719
12,966986	46,498821
13,65086	46,480156
13,785719	46,150928
13,824861	46,124783

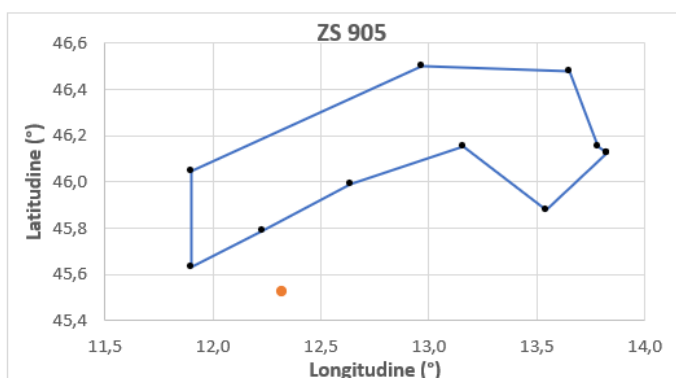
R (km)
134,19
102,78
95,59
57,45
30,25
35,11
66,70
119,24
147,71
133,04
134,19

Punto di interesse	

Longitudine (°)	Latitudine (°)
12,3227	45,5243
M	6,6

Rmin (km) 30,25
1+3logR 5,44

--> magnitudo della zona sismogenetica



Tab. 4 - Rappresentazione delle zone sismogenetiche e relative M_{wmax} .

Nome ZS	Numero ZS	Mwmax
Colli Albani, Etna	922, 936	5.45
Ischia-Vesuvio	928	5.91
Altre zone	901, 902, 903, 904, 907, 908, 909, 911, 912, 913, 914, 916, 917, 920, 921, 926, 932, 933, 934	6.14
Medio-Marchigiana/Abruzzese, Appennino Umbro, Nizza Sanremo	918, 919, 910	6.37
Friuli-Veneto Orientale, Garda-Veronese, Garfagnana-Mugello, Calabria Jonica	905, 906, 915, 930	6.60
Molise-Gargano, Ofanto, Canale d'Otranto	924, 925, 931	6.83
Appennino Abruzzese, Sannio - Irpinia-Basilicata	923, 927	7.06
Calabria tirrenica, Iblei	929, 935	7.29

7.5 Sismicità storica dell'area

Per l'analisi della sismicità che in passato ha interessato l'area in oggetto si è fatto riferimento ai seguenti cataloghi:

- CPTI15 e DBMI15, Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani;
- NT4.1, catalogo parametrico di terremoti di area italiana al di sopra della soglia del danno (aggiornamento marzo 1998).

CATALOGO CPTI15 E DBI15

La versione del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani CPTI15 (Rovida A., Locati M., Camassi R., Lolli B., Gasperini P. (eds), 2016. *CPTI15, the 2015 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes*.

Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (<http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/>) rappresenta una significativa evoluzione rispetto alle versioni precedenti, che sono quindi da considerare del tutto superate. Anche se i criteri generali di compilazione e la struttura sono gli stessi della precedente versione CPTI11, il contenuto del catalogo è stato ampiamente rivisto per quanto concerne:

- la copertura temporale, estesa dal 2006 a tutto il 2014.
- il database macrosismico di riferimento (DBMI15; Locati et al., 2016), significativamente aggiornato.
- i dati strumentali considerati, nuovi e/o aggiornati.
- le soglie di ingresso dei terremoti, abbassate a intensità massima 5 o magnitudo 4.0 (invece di 5-6 e 4.5 rispettivamente).
- la determinazione dei parametri macrosismici, basata su una nuova calibrazione dell'algoritmo Boxer.
- le magnitudo strumentali, che comprendono un nuovo set di dati e nuove relazioni di conversione.

Il catalogo copre all'incirca la stessa area di CPTI11, vale a dire l'intero territorio italiano con porzioni delle aree e dei mari confinanti, e contiene 4584 terremoti nella finestra temporale 1000-2014. Il catalogo, quindi, considera e armonizza il più possibile dati di base di diverso tipo e provenienza.

La magnitudo utilizzata è la magnitudo momento (M_w) ed in tutti i casi è riportata la relativa incertezza. Tutti i dati ed i metodi utilizzati sono accuratamente esplicitati nel catalogo per garantire la massima trasparenza possibile nelle procedure di compilazione. Al pari di CPTI11, il catalogo non è stato declusterato e contiene quindi tutti foreshocks e le repliche disponibili e conosciute all'interno delle soglie di magnitudo ed intensità considerate.

Di seguito si riportano i risultati della consultazione.

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

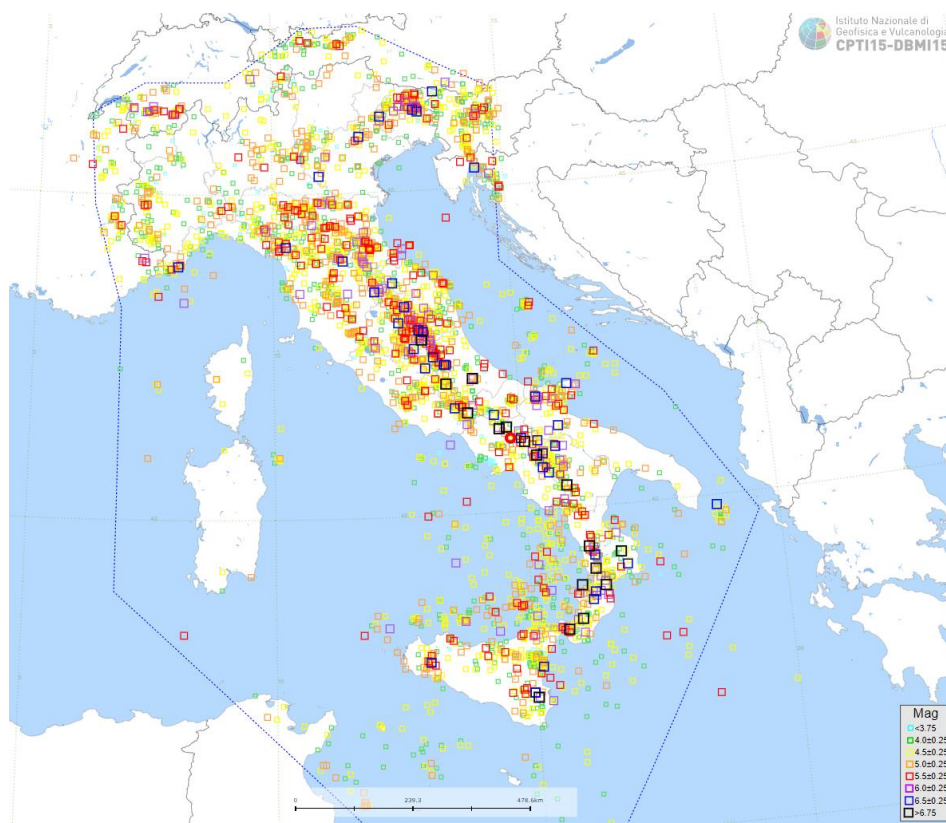
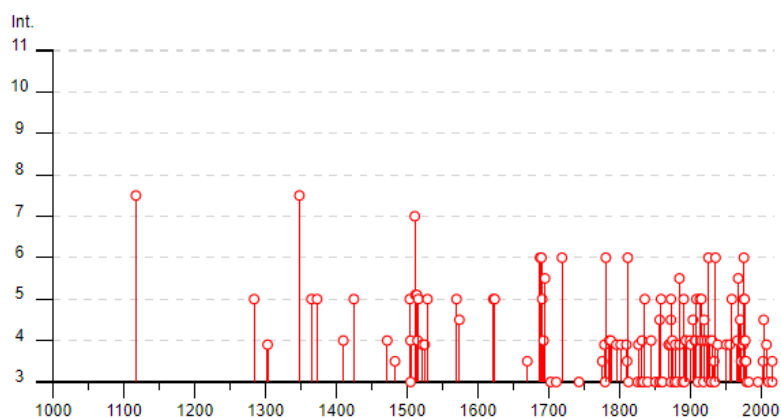


FIGURA 25 – MAPPA DEGLI EPICENTRI DEI TERREMOTI DEL TERRITORIO ITALIANO IN CPT115 (MW – MAGNITUDO MOMENTO)

Venezia



PlaceID	IT_28470
Coordinate (lat, lon)	45.438, 12.336
Comune (ISTAT 2015)	Venezia
Provincia	Venezia
Regione	Veneto
Numero di eventi riportati	149



I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**







































I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Effetti	In occasione del terremoto del									
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
7-8	1117	01	03	15	15		Veronese	55	9	6.52
5	1284	01	17	15	30		Venezia	1	5	4.16
F	1303	08					Adriatico centrale	4		
7-8	1348	01	25				Alpi Giulie	89	9	6.63
5	1365	03	04				Pianura Veneta	4	5	4.63
5	1373	03	01	08			Venezia	1	5	4.16
4	1410	06	10	21			Verona	5		
5	1425	08	10				Ferrarese	2	6	4.63
4	1472	05	14				Friuli	2		
3-4	1483	08	11	19	40		Romagna	14	8	5.69
5	1504	12	31	04			Bolognese	15	6	5.02
4	1505	01	03	02			Bolognese	31	8	5.62
3	1505	01	20	23	50		Bolognese	11	5-6	4.76
7	1511	03	26	15	30		Friuli-Slovenia	120	9	6.32
NC	1511	03	28	14	30		Friuli-Slovenia	7		
NC	1511	04	01	17			Friuli-Slovenia	5		
NC	1511	06	25				Friuli-Slovenia	3		
NC	1511	08	16	03	30		Friuli-Slovenia	2		
HF	1512	02	08	10	30		Friuli-Slovenia	1		
HF	1514	07	12				Friuli	2		
4	1515	10	25	12	35		Pianura Padana	5		
5	1516	05	20	23			Pianura Padana	4		
F	1522	07	05	24			Udine	2	4	3.70
F	1525	02	19	21			Friuli	4	5	4.57
5	1529	04	14				Friuli	2	5	4.16
5	1570	11	17	19	10		Ferrarese	58	7-8	5.44
4-5	1574	03	17	03	40		Finale Emilia	4	6	4.63
5	1622	05	05	11			Ljubljana	3	7-8	5.33
5	1624	03	19				Argenta	18	7-8	5.43
3-4	1670	07	17	01			Tirol, Hall	29	8	5.65
6	1688	04	11	12	20		Romagna	39	8-9	5.84
6	1690	12	04	14			Carinthia, Villach	60	8-9	6.16
5	1691	02	19				Ljubljana	6	7-8	5.33
4	1693	07	06	09	15		Mantovano	13	7	5.23
5-6	1695	02	25	05	30		Asolano	107	10	6.40

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**






































I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

2		1703 01 14 18	Valnerina	197	11	6.92
2		1703 01 16 13 30	Appennino laziale-abruzzese	22		
3		1703 02 02 11 05	Aquilano	69	10	6.67
3		1711 05 21	Vicentino	2	4	3.70
6		1719 01 07	Italia nord-orientale	11	5-6	4.94
3		1743 02 20	Ionio settentrionale	84	9	6.68
3-4		1776 07 10	Prealpi Friulane	19	8-9	5.82
F		1779 07 14 19 30	Bolognese	17		
3		1780 05 25	Romagna	5	5-6	4.40
6		1781 04 04 21 20	Faentino	96	9-10	6.12
4		1786 12 25 01	Riminese	90	8	5.66
4		1788 10 20 21 10	Carnia	9	7-8	5.19
F		1796 10 22 04	Emilia orientale	27	7	5.45
F		1802 05 12 09 30	Valle dell'Oglio	94	8	5.60
F		1810 12 25 00 45	Pianura emiliana	33	6	5.06
3-4		1811 07 15 22 44	Modenese-Reggiano	19	6-7	5.13
6		1812 10 25 07	Pordenonese	34	7-8	5.62
3		1813 09 21 07 45	Romagna	12	7	5.28
3		1826 06 24 12 15	Garda occidentale	20	5	4.62
F		1827 04 02 00 20	Bassa Engadina, Ardez	10	6	5.00
2-3		1828 04 11 22 25	Appennino umbro-marchigiano	22	5-6	4.93
3		1831 09 11 18 15	Pianura emiliana	25	7-8	5.48
4		1832 03 13 03 30	Reggiano	97	7-8	5.51
3		1834 10 04 19	Bolognese	12	6	4.71
5		1836 06 12 02 30	Asolano	26	8	5.53
3		1840 08 27 12 05	Tuhinj Valley	49	7	5.28
4		1845 12 21 20 40	Ljubljana	5	5	4.16
3		1851 08 03	Valli Giudicarie	15	6	4.92
3		1857 02 01	Parmense-Reggiano	22	6-7	5.11
4-5		1857 03 07	Stiria	13	6-7	5.21
3		1857 03 10 03	Prealpi Trevigiane	4	4-5	4.04
5		1859 01 20 07 55	Prealpi Trevigiane	36	6	4.80
3		1860 07 19	Prealpi Trevigiane	10	6-7	4.92
3		1861 10 16	Romagna	10	6-7	5.13
F		1870 03 01 20	Costa croata settentrionale	29	8	5.62
F		1870 10 30 18 34	Forlivese	41	8	5.61
4-5		1873 03 12 20 04	Appennino marchigiano	196	8	5.85
F		1873 05 16 19 35	Reggiano	15	6-7	5.01

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**








































I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

5		1873 06 29 03 58	Alpago Cansiglio	197	9-10	6.29
3		1873 09 17	Appennino tosco-ligure	64	6-7	5.26
4		1875 03 17 23 51	Costa romagnola	144	8	5.74
3		1878 03 12 21 36	Bolognese	31	6	4.84
F		1879 06 22 04 15	Friuli	16	5-6	4.74
3		1881 01 24 16 14	Bolognese	38	7	5.22
2		1881 01 25 07 06	Bolognese	18	5	4.59
NF		1884 09 12 07 23	Pianura lombarda	34	6	4.70
F		1885 02 26 20 48	Pianura Padana	78	6	5.01
5-6		1885 12 29	Alpago Cansiglio	47	6	4.96
2		1887 02 23 05 21 5	Liguria occidentale	1511	9	6.27
3		1889 12 08	Gargano	122	7	5.47
5		1891 06 07 01 06 1	Valle d'Illasi	403	8-9	5.87
3		1892 08 09 07 58	Valle d'Alpone	160	6-7	4.91
4		1894 02 09 12 48 0	Valle d'Illasi	116	6	4.74
4		1894 11 27 05 07	Bresciano	183	6	4.89
2		1895 03 23	Comacchio	33	6	4.65
2-3		1898 02 20 04 57 2	Valli del Natisone	155	7	5.12
4		1900 03 04 16 55	Asolano	98	6-7	5.05
F		1901 10 30 14 49 5	Garda occidentale	289	7-8	5.44
4-5		1904 03 10 04 23 0	Slovenia nord-occidentale	57		
4		1907 04 25 04 52	Veronese	122	6	4.79
4		1908 07 10 02 13 3	Carnia	119	7-8	5.31
5		1909 01 13 00 45	Emilia Romagna orientale	867	6-7	5.36
3		1911 02 19 07 18 3	Forlivese	181	7	5.26
5		1914 10 27 09 22	Lucchesia	660	7	5.63
2		1915 01 13 06 52 4	Marsica	1041	11	7.08
4		1916 05 17 12 50	Riminese	132	8	5.82
5		1916 08 16 07 06 1	Riminese	257	8	5.82
3		1919 06 29 15 06 1	Mugello	565	10	6.38
2		1919 07 12 12 06	Asolano	7	4-5	5.03
4		1920 05 05 14 41	Carnia	35	6-7	5.27
4-5		1920 09 07 05 55 4	Garfagnana	750	10	6.53
2		1924 03 26 17 08 0	Tirolo	2		5.16
4		1924 12 12 03 29	Carnia	78	7	5.42
6		1926 01 01 18 04 0	Carniola interna	63	7-8	5.72
4		1928 03 27 08 32	Carnia	359	9	6.02

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

2-3		1929 04 10 05 44	Bolognese	87	6	5.05
2		1929 04 19 04 16	Bolognese	82	6-7	5.13
2		1929 04 20 01 10	Bolognese	109	7	5.36
2		1929 04 29 18 36	Bolognese	45	6	5.20
3		1929 05 11 19 23	Bolognese	64	6-7	5.29
3		1930 10 30 07 13	Senigallia	268	8	5.83
2-3		1931 04 14 22 13	Valli Giudicarie	160	6	4.77
4		1931 12 25 11 41	Friuli	45	7	5.25
2		1934 05 04 13 56	Carnia	80	6	4.69
3-4		1934 11 30 02 58 2	Adriatico settentrionale	51	5	5.30
3		1935 06 05 11 48	Faentino	27	6	5.23
6		1936 10 18 03 10	Alpago Cansiglio	269	9	6.06
F		1939 07 10 16 27 5	Pordenonese	8	5	4.75
2		1948 07 19 18 11 2	Garda settentrionale	16	5	4.87
F		1951 05 15 22 54	Lodigiano	179	6-7	5.17
F		1956 02 20 01 29 2	Padovano	23	5-6	4.49
5		1959 04 26 14 45	Carnia	122	7-8	5.21
4		1967 12 30 04 19	Emilia Romagna orientale	40	6	5.05
5-6		1968 06 22 12 21 3	Val Lagarina	27	6-7	4.74
4-5		1971 07 15 01 33 2	Parmense	228	8	5.51
3-4		1972 10 25 21 56 1	Appennino settentrionale	198	5	4.87
F		1975 03 24 02 33 3	Carnia	24	5-6	4.51
6		1976 05 06 20 00 1	Friuli	770	9-10	6.45
4		1976 09 11 16 35 0	Friuli	40	7-8	5.60
5		1976 09 15 09 21 1	Friuli	54	8-9	5.95
3-4		1977 04 03 03 18 1	Friuli	25	5	4.51
5		1977 09 16 23 48 0	Friuli	94	6-7	5.26
3-4		1978 12 05 15 39 0	Romagna	34	4-5	4.61
4		1978 12 12 15 14 4	Dolomiti Friulane	56	5-6	4.35
3-4		1979 04 18 15 19 1	Friuli	72	6-7	4.66
3		1980 12 23 12 01 0	Piacentino	69	6-7	4.57
3		1983 11 09 16 29 5	Parmense	850	6-7	5.04
3		1996 10 15 09 55 5	Pianura emiliana	135	7	5.38
3-4		2003 09 14 21 42 5	Appennino bolognese	133	6	5.24
4-5		2004 11 24 22 59 3	Garda occidentale	176	7-8	4.99
F		2008 12 23 15 24 2	Parmense	291	6-7	5.36
3		2011 07 17 18 30 2	Pianura lombardo-veneta	73	5	4.79
3		2016 10 26 19 18 0	Valnerina	77		6.07
3-4		2016 10 30 06 40 1	Valnerina	379		6.61

I05

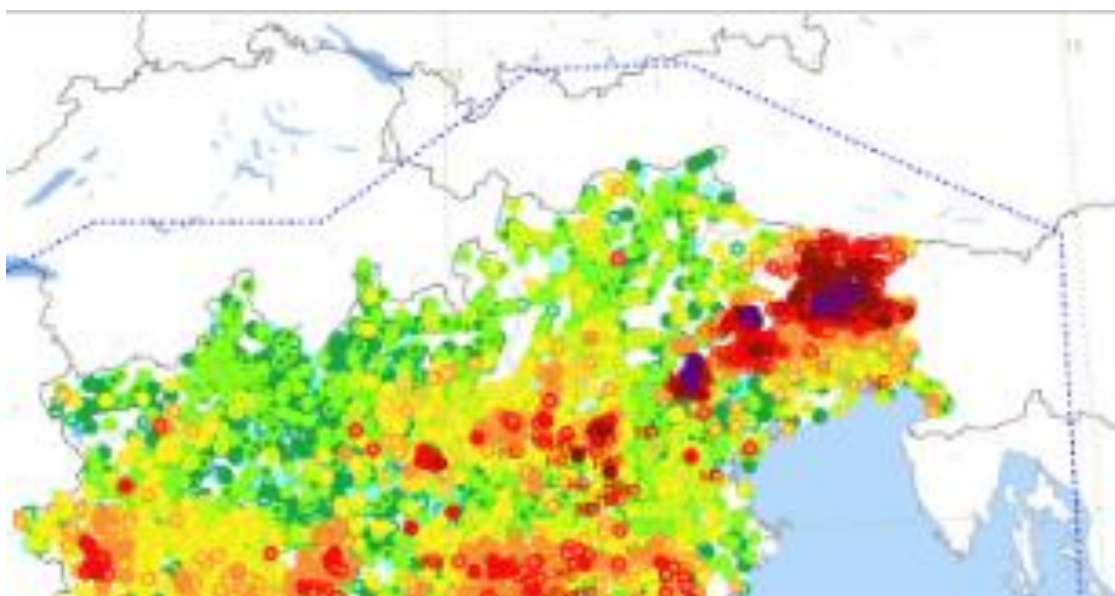
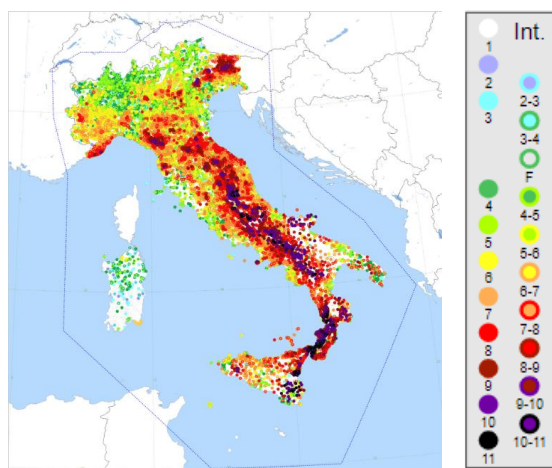
**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Il Database Macrosismico Italiano chiamato DBMI15 è stato rilasciato a luglio 2016 ed aggiorna e sostituisce la precedente, DBMI11 (Locati et al., 2011). DBMI fornisce un set di dati di intensità macrosismica relativo ai terremoti italiani nella finestra temporale 1000-2014. I dati provengono da studi di autori ed enti diversi, sia italiani che di paesi confinanti (Francia, Svizzera, Austria, Slovenia e Croazia). I dati di intensità macrosismica (MDP, Macroseismic Data Point) sono raccolti e organizzati da DBMI per diverse finalità. La principale è fornire una base di dati per la determinazione dei parametri epicentrali dei terremoti (localizzazione e stima di magnitudo) per la compilazione del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI). L'insieme di questi dati consente inoltre di elaborare le "storie sismiche" di migliaia di località italiane, vale a dire l'elenco degli effetti di avvertimento o di danno, espressi in termini di gradi di intensità, osservati nel corso del tempo a causa di terremoti.

Il catalogo DBMI15 contiene 122701 dati di intensità relativi a 3212 terremoti.

Grazie al sistema di consultazione on-line messo a disposizione dall'interfaccia web, è stato possibile estrarre e localizzare gli epicentri degli eventi registrati nell'area di studio. Di seguito si riportano i risultati della ricerca.



I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

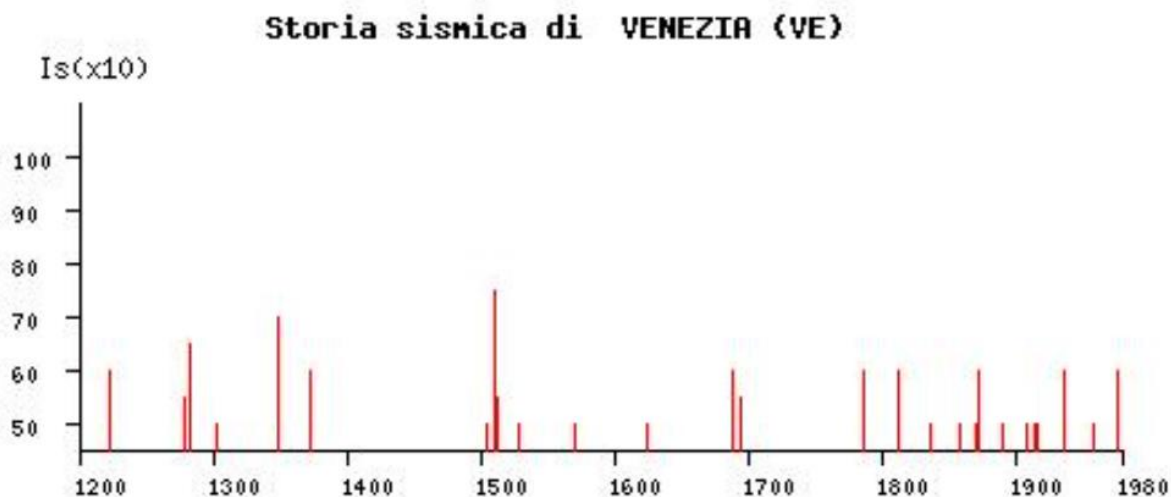
CATALOGO NTC4.1.1

In ambito GNDT, ed in particolare nell'ambito delle iniziative per la valutazione della pericolosità sismica del territorio italiano, a partire dal 1990 si è posta la necessità di produrre cataloghi parametrici compilati secondo criteri orientati alla valutazione della pericolosità sismica (Stucchi, 1991) e che considerassero i risultati delle ricerche effettuate dopo la pubblicazione del catalogo PFG (Postpischl, 1985a). Il primo di questi cataloghi è stato prodotto nel giugno 1993 (Stucchi et al., 1993; GNDT WG, 1993; Stucchi e Zerga, 1994); successive versioni sono state prodotte ed utilizzate nelle varie fasi del progetto.

La versione NT4.1 rappresenta una rifinitura del catalogo usato per la compilazione delle mappe di pericolosità sismica consegnate dal GNDT al Dipartimento della Protezione Civile nel giugno 1996 (Slejko, 1996). La versione NT4.1.1 (luglio 1997) contiene alcune correzioni ad errori evidenziati nella fase successiva alla pubblicazione ed alcune modifiche provenienti da controlli effettuati sui dati di base.

Di seguito si riportano le osservazioni sismiche consultate nel sito:

http://emidius.mi.ingv.it/DOM/consult_loc.html.



I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Osservazioni sismiche (95) disponibili per
VENEZIA (VE) [45.438, 12.335]

Data					Effetti	in occasione del terremoto di:	
Ye	Mo	Da	Ho	Mi	Is (MCS)	Area epicentrale	Ix Ms
1511	03	26	14	30	75	GEMONA	90 62
1348	01	25			70	CARNIA	95 64
1283	01	17			65	VENEZIA	65 47
1222	12	25	11		60	BRESCIANO	80 59
1373	03	01			60	VENEZIA	60 44
1688	04	11	11	30	60	ROMAGNA	90 62
1786	12	25			60	RIMINI	80 55
1812	10	25	07		60	SEQUALS	75 52
1873	06	29	03	55	60	BELLUNESE	100 64
1936	10	18	03	10	60	BOSCO CANSIGLIO	90 58
1976	05	06	20		60	FRIULI	95 65
1279	04	24	19		55	CIVIDALE	80 55
1512	02	08	16		55	VENEZIA	55 42
1695	02	25	05	30	55	ASOLO	90 64
1303	10	23			50	VICENZA	70 50
1505	01	03	02		50	BOLOGNA	70 50
1529	04	14			50	UDINE	55 42
1570	11	17			50	FERRARA	80 55
1624	03	18	19	30	50	ARGENTA	90 55
1836	06	12	02	30	50	BASSANO	80 52
1859	01	20	07	55	50	COLLALTO	70 47
1870	10	30			50	MELDOLA	80 55
1891	06	07			50	VERONESE	80 55
1909	01	13	00	45	50	BASSA PADANA	65 54
1914	10	27	09	22	50	GARFAGNANA	70 58
1916	08	16	07	06	50	RIMINESE	80 61
1959	04	26	14	45	50	CARNIA	80 49
1976	09	15	09	21	50	FRIULI	85 59
1574	03	17	03	40	45	FINALE EMILIA	70 50
1845	12	21			45	LJUBLJANA	65 47
1971	07	15	01	33	45	PARMENSE	80 54
1410	06	10	21		40	VERONA	55 42
1693	07	06	09	15	40	GOITO	70 50
1832	03	13	03	20	40	REGGIANO	75 52
1900	03	04	16	55	40	VALDOBBIADENE	65 44
1907	04	25	04	52	40	BOVOLONE	60 45
1908	07	10	02	13	40	CARNIA	80 50
1916	05	17	12	50	40	RIMINESE	80 60
1920	05	05	14	41	40	CARNIA	65 53
1924	12	12	03	29	40	CARNIA	70 54

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

1931 12 25 11 41	40	TARCENTO	70 52
1967 12 30 04 19	40	BASSA PADANA	60 53
1703 01 14 18	35	NORCIA	100 67
1776 07 10	35	TRAMONTI	85 59
1811 07 15 22 44	35	SASSUOLO	70 50
1875 03 17	35	RIMINI	80 52
1894 11 27	35	FRANCIACORTA	65 47
1972 10 25 21 56	35	PASSO CISA	50 47
1117 01 03 13	F	VERONESE	90 64
1690 12 04 15 45	F	KAERNTEN	85 59
1810 12 25 00 45	F	NOVELLARA	70 50
1827 04 02 00 20	F	ARDEZ	60 44
1873 05 16 19 35	F	REGGIANO	65 47
1879 06 22 04 15	F	TARCENTO	55 42
1885 02 26 20 48	F	SCANDIANO	60 44
1901 10 30 14 49	F	SALO`	80 55
1951 05 15 22 54	F	LODIGIANO	60 49
1956 02 20 01 29	F	ARGENTA	55 48
1743 02 20 16 30	30	CAN. D`OTRANTO	90 70
1780 05 25	30	RAVENNA	65 47
1781 04 04	30	FAENTINO	90 62
1826 06 24 12 15	30	SALO`	55 42
1831 09 11 18 15	30	PARMENSE	75 50
1851 08 03	30	GIUDICARIE	60 44
1857 02 01	30	PARMENSE	65 47
1861 10 16	30	FORLI`	70 47
1889 12 08	30	APRICENA	70 50
1911 02 19 07 18	30	FORLIVESE	75 52
1919 06 29 15 06	30	MUGELLO	90 63
1930 10 30 07 13	30	SENIGALLIA	85 60
1935 06 05 11 48	30	FAENTINO	60 51
1873 09 17	25	LIGURIA ORIENTALE	65 47
1878 03 12	25	CASTEL S.PIETRO	65 47
1931 04 14 22 13	25	GIUDICARIE	60 44
1887 02 23	20	LIGURIA OCC.	100 64
1895 03 23	20	COMACCHIO	65 44
1915 01 13 06 52	20	AVEZZANO	110 70
1929 04 20 01 09	20	BOLOGNESE	75 54
1934 05 04 13 56	20	CARNIA	65 43
1908 03 15 07 50	10	CRESPADORO	60 47
1919 10 22 06 10	10	ANZIO	70 54
1884 09 12	NF	PONTOGLIO	60 44
1065 03 27 11	NR	BRESCIA	75 52
1234 03 20	NR	FERRARA	70 50
1403 01 17	NR	VERONA	65 47
1491 01 25	NR	VERONA	80 52
1828 10 09	NR	VAL STAFFORA	80 52
1904 02 25 18 47	RS	APP. REGGIANO	75 53
1905 08 25 20 41	RS	SULMONA	70 51
1905 11 26	RS	IRPINIA	75 51
1909 08 25 00 22	RS	MURLO	75 51
1925 09 24 13 33	RS	SANNIO	75 52
1926 08 17 01 42	RS	ISOLA DI SALINA	75 50
1927 10 28 21 49	RS	BEDONIA	60 48

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

BANCA DATI GNDT 1996

A partire dal 1988 il GNDT ha raccolto, verificato e ricompilato la grande maggioranza dei dati macrosismici disponibili per terremoti relativi al periodo 1000-1980 e successivo aggiornamento del 1996. Questi dati provengono da alcuni bacini principali, in parte pubblici, in parte riservati, e da studi isolati. Per diversi terremoti sono disponibili più studi, ossia più insiemi di dati compilati a partire da informazioni primarie (record storici) parzialmente coincidenti, ed interpretati con criteri spesso non omogenei. Il GNDT ha dato corso a nuovi studi di terremoti, privilegiando gli eventi per i quali non fossero già disponibili studi qualificati; anche in questo caso i dati sono stati georeferenziati, in analogia a quanto discusso in precedenza. Per entrambi i gruppi di studi è stata data priorità agli eventi "principali" di ciascuna sequenza, con esclusione quindi delle repliche individuate secondo il criterio adottato per la compilazione dei cataloghi NT (Stucchi e Zerga, 1993). In totale, utilizzando i dati della banca GNDT, la mappa delle massime intensità osservate può essere prodotta a partire da 943 eventi di intensità epicentrale superiore o uguale alla soglia del danno ($I_0 \geq 5/6$). Per questi eventi si dispone complessivamente di circa 33.000 osservazioni riferite a 9070 località, di cui 8518 in territorio italiano.

Regione	totale comuni	comuni privi di dati	%	comuni con lmax/oss	%	comuni con lmax/pon	%
Piemonte	1209	408	33.7	553	45.7	248	20.5
Valle d'Aosta	74	27	36.5	19	25.7	28	37.8
Lombardia	1546	1058	68.4	215	13.9	273	17.6
Trentino Alto-Adige	339	124	36.6	103	30.4	112	33.0
Veneto	582	173	29.7	225	38.6	184	31.6
Friuli Venezia Giulia	219	1	0.5	169	77.2	49	22.4
Liguria	235	35	14.9	151	64.2	49	20.8
Emilia-Romagna	341	34	10.0	209	61.3	98	28.7
Toscana	287	12	4.2	192	66.9	83	28.9
Umbria	92	3	3.3	58	63.0	31	33.7
Marche	246	18	7.3	188	76.4	40	16.3
Lazio	377	26	6.9	222	58.9	129	34.2
Abruzzo	305	11	3.6	204	66.9	90	29.5
Molise	136	7	5.1	88	64.7	41	30.1
Campania	551	77	13.9	364	66.1	110	19.9
Puglia	257	49	19.1	114	44.3	94	36.6
Basilicata	131	2	1.5	120	91.6	9	6.9
Calabria	409	2	0.5	348	85.1	59	14.4
Sicilia	390	16	4.1	290	74.3	84	21.5
Sardegna	375	358	95.4	7	1.9	10	2.7
TOTALE	8101	2441		3839		1821	

FIGURA 26 – DISTRIBUZIONE DEI DATI PER REGIONE

I05

BOSCO DELLO SPORT
ARENA

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

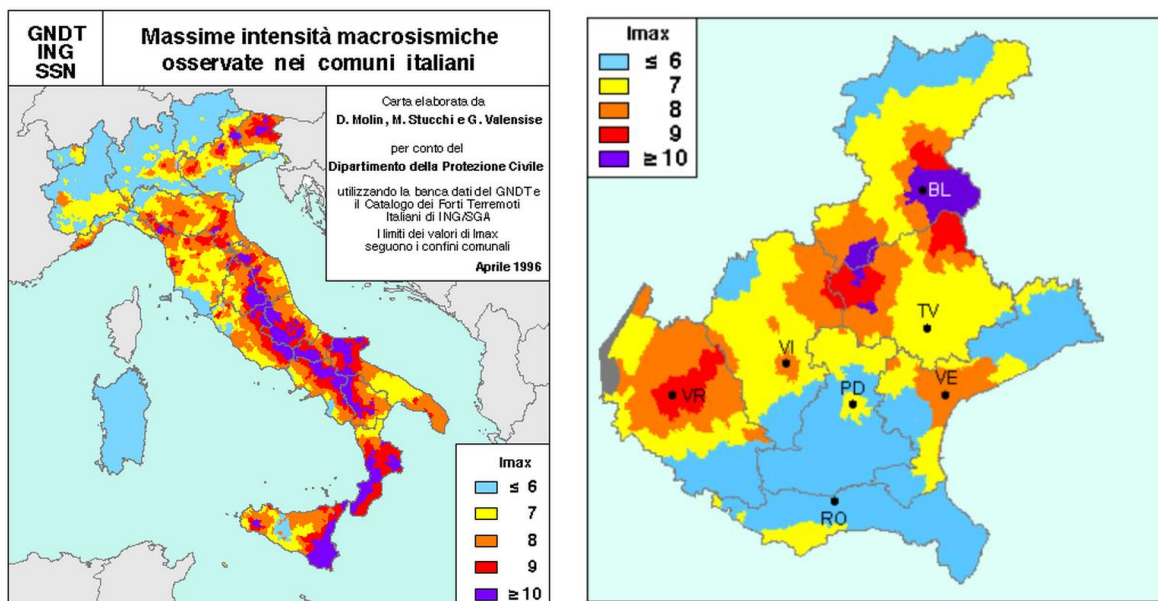


FIGURA 27 – MAPPA DELLE MASSIME INTENSITÀ SISMICHE OSSERVATE NEI COMUNI ITALIANI

http://emidius.mi.ingv.it/GNDT/IMAX/max_int_oss.html

Massime intensità macrosismiche osservate nella provincia di Venezia

Comune	Re	Pr	Com	Lat	Lon	Imax
ANNONE VENETO	5	27	1	45.79502	12.68415	7
CAMPAGNA LUPIA	5	27	2	45.35413	12.09579	<= 6
CAMPOLONGO MAGGIORE	5	27	3	45.33141	12.04947	<= 6
CAMPONOGARA	5	27	4	45.38346	12.07241	<= 6
CAORLE	5	27	5	45.59945	12.88720	<= 6
CAVARZERE	5	27	6	45.13639	12.08378	<= 6
CEGGIA	5	27	7	45.68511	12.63651	<= 6
CHIOGGIA	5	27	8	45.21906	12.27910	7
CINTO CAOMAGGIORE	5	27	9	45.82472	12.78619	7
CONA	5	27	10	45.19264	12.04087	<= 6
CONCORDIA SAGITTARIA	5	27	11	45.75588	12.84579	<= 6
DOLO	5	27	12	45.42588	12.07629	<= 6
ERACLEA	5	27	13	45.57730	12.67410	<= 6
FIESSO D'ARTICO	5	27	14	45.41745	12.03694	<= 6
FOSSALTA DI PIAVE	5	27	15	45.64339	12.51319	<= 6
FOSSALTA DI PORTOGRUARO	5	27	16	45.79075	12.90942	<= 6
FOSSO	5	27	17	45.38584	12.04928	<= 6
GRUARO	5	27	18	45.83074	12.84348	7
IESOLO	5	27	19	45.53603	12.64016	7
MARCON	5	27	20	45.55936	12.29860	7
MARTELLAGO	5	27	21	45.54475	12.15921	7
MEOLO	5	27	22	45.61754	12.45403	<= 6
MIRA	5	27	23	45.43466	12.12919	<= 6
MIRANO	5	27	24	45.49154	12.10872	7
MUSILE DI PIAVE	5	27	25	45.61887	12.56350	<= 6
NOALE	5	27	26	45.54968	12.07229	8
NOVENTA DI PIAVE	5	27	27	45.65846	12.53226	<= 6
PIANIGA	5	27	28	45.45614	12.02977	7
PORTOGRUARO	5	27	29	45.77541	12.84321	<= 6
PRAMAGGIORE	5	27	30	45.81375	12.73751	7
QUARTO D'ALTINO	5	27	31	45.57690	12.37111	7
SALZANO	5	27	32	45.52128	12.10428	7
SAN DONA` DI PIAVE	5	27	33	45.63348	12.57232	<= 6
SAN MICHELE AL TAGLIAMENTO	5	27	34	45.75361	12.99795	<= 6
SANTA MARIA DI SALA	5	27	35	45.50585	12.03515	7
SANTO STINO DI LIVENZA	5	27	36	45.72934	12.68065	<= 6
SCORZE`	5	27	37	45.57188	12.11000	7
SPINEA	5	27	38	45.48997	12.16531	7
STRA	5	27	39	45.40653	12.01289	<= 6
TEGLIO VENETO	5	27	40	45.81494	12.88514	7
TORRE DI MOSTO	5	27	41	45.68858	12.70743	<= 6
VENEZIA	5	27	42	45.43757	12.33529	8
VIGONOVO	5	27	43	45.38742	12.00811	<= 6

Dalla consultazione del sito, si ricava per Venezia una intensità macrosismica Imax pari a 8.

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

8 CATEGORIA TOPOGRAFICHE

Per l'area oggetto di intervento si assume una categoria topografica T1 ($i \leq 15^\circ$)

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

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

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

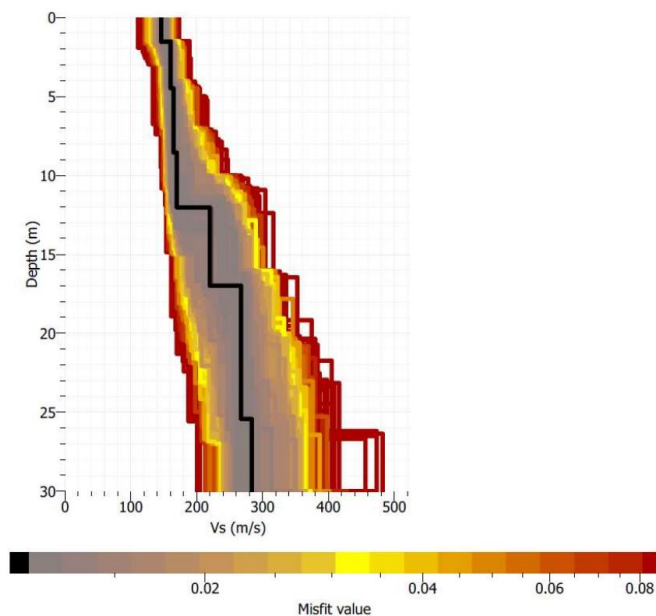
I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

9 CATEGORIA SISMICA DEL SUOLO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel §7.11.3 (NCT2018). In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II (NTC2018), si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori delle velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s .

La velocità delle onde di taglio è stata valutata attraverso n. 2 stendimenti sismici MASW, in particolare:

- MASW 1 in corrispondenza dello "Stadio" (I04);
- MASW 2 in corrispondenza della "Arena" (I05).



Strato	Vs [m/s]	Spessore [m]	Profondità [m]
1	146	1.6	1.6
2	160	2.9	4.5
3	165	4.1	8.6
4	170	3.5	12.1
5	221	4.9	17.0
6	267	8.4	25.4
7	283	Inf.	Inf.

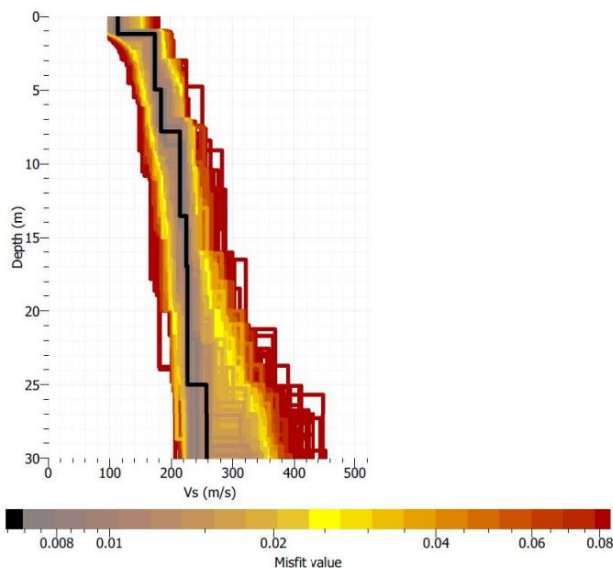
$V_{seq} = 208 \text{ m/s}$ CATEGORIA DI SOTTOSUOLO: C

Figura 28 – MASW 1 – "Stadio" (I04)

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA



Strato	Vs [m/s]	Spessore [m]	Profondità [m]
1	114	1.2	1.2
2	176	3.7	4.9
3	185	2.9	7.8
4	215	5.7	13.5
5	225	3.5	17.0
6	227	7.9	24.9
7	258	Inf.	Inf.

$V_{s_{eq}} = 209 \text{ m/s}$ CATEGORIA DI SOTTOSUOLO: C

Figura 29 – MASW 2 – “Arena” (I05)

I risultati degli stendimenti MASW hanno permesso di individuare la categoria di sottosuolo “C”.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.	
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Inoltre, le prove penetrometriche SCPTU10 e SCPTU15 sono state realizzate con l'ausilio di un piezocono sismico che ha permesso, oltre alla registrazione dei parametri Q_c , F_s e U , anche la registrazione della velocità delle onde di taglio (V_s) degli strati attraversati.

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

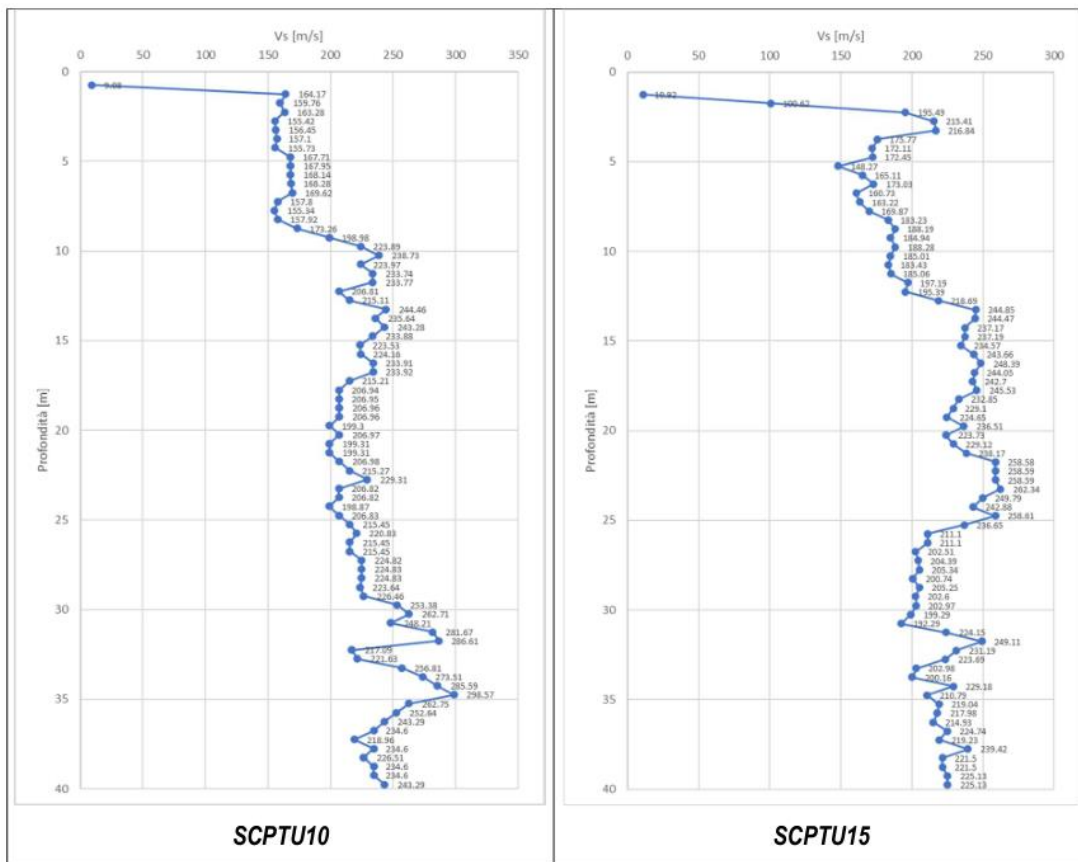


FIGURA 30 – PROFILO V_s DA PROVE SCPTU

Il valore delle $V_{s,eq}$ valutato da tali prove conferma la classe di sottosuolo "C":

- $V_{s,eq} = 202$ m/s per SCPTU10;
- $V_{s,eq} = 207$ m/s per SCPTU15.

I05

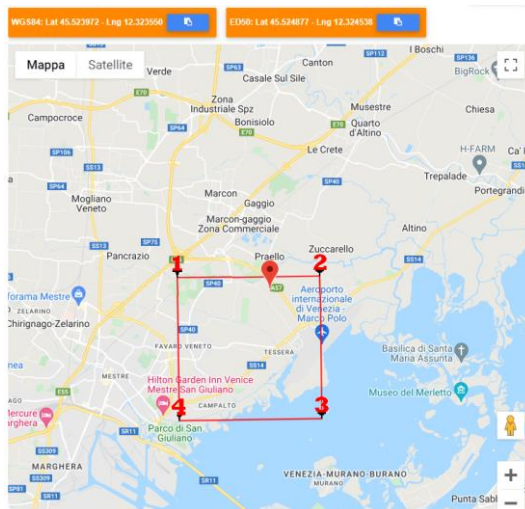
**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

10 PARAMETRI SISMICI DI PROGETTO

Si riportano i parametri sismici di progetto determinati considerando i seguenti parametri:

- ✓ Vita Nominale: $V_N = 100$ anni
- ✓ Classe d'uso: **Classe IV – $C_u = 2$**
- ✓ Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_r = V_n \cdot C_u = 100 \cdot 2 = 200$ anni



Stati limite

Classe Edificio

IV. Funzioni pubbliche o strategiche importanti...

Vita Nominale: 100

Interpolazione: Media ponderata

$C_u = 2$

Stato Limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_0	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	120	0.050	2.523	0.310
Danno (SLD)	201	0.060	2.610	0.327
Salvaguardia vita (SLV)	1898	0.136	2.615	0.405
Prevenzione collasso (SLC)	2475	0.149	2.614	0.414
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	200			

Coefficienti sismici

Tipo: Stabilità dei pendii e fondazioni

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m): 1 us (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: C

Cat. Topografica: T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,49	1,47
CC Coeff. funz categoria	1,55	1,52	1,42	1,40
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]: 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.015	0.018	0.049	0.053
kv	0.007	0.009	0.024	0.026
Amax [m/s²]	0.734	0.885	1.990	2.151
Beta	0.200	0.200	0.240	0.240

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

11 INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO 2018

L'area di intervento è stata oggetto di due diversi progetti sempre inerenti alla realizzazione di un nuovo impianto sportivo:

- 2004-2005 - MARCO POLO S.r.l. - NUOVO STADIO DI VENEZIA IN LOCALITÀ TESSERA
- 2018 – AVENEZIA F.C. NUOVO STADIO E ATTIVITA' COMPLEMENTARI

Nell'ambito di tali progetti sono state eseguite le prove geotecniche a cui si è fatto riferimento nella presente progettazione. In particolare, nel corso del primo progetto (2004-2005) sono state eseguite dalla ditta Geotecnica Veneta di Martellago (VE), le seguenti indagini:

- N° 7 sondaggi a carotaggio continuo fino alla profondità di 50 metri
- N° 7 prove penetrometriche statiche CPTU Fino alla profondità di 45-50 metri
- N° 2 trincee esplorative fino alla profondità di circa 4 metri
- Analisi di laboratorio su campioni di terreno prelevati dai sondaggi.

Nei successivi paragrafi, le suddette indagini sono identificate come "Indagini 2018".

L'immagine seguente riporta la planimetria con le indagini eseguite.

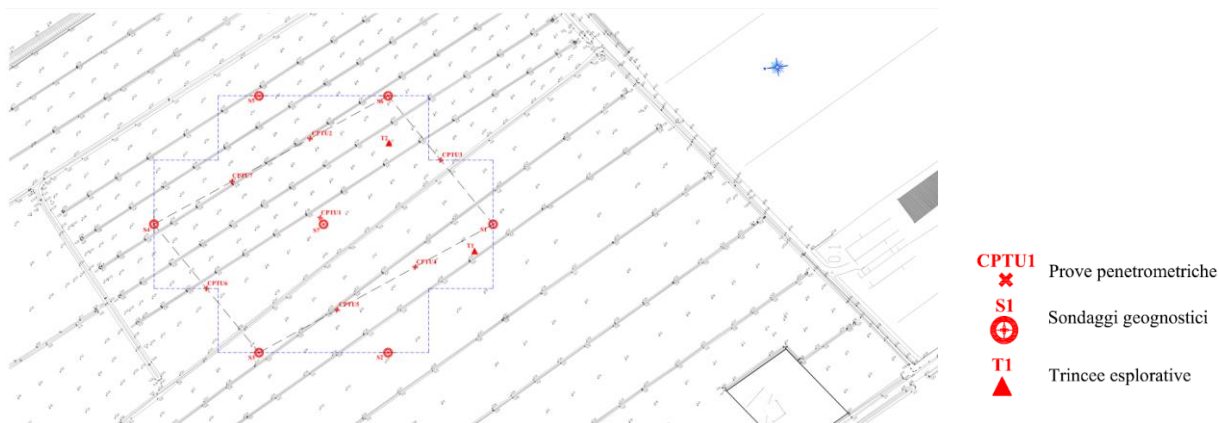


FIGURA 31 – PLANIMETRIA INDAGINI 2005

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

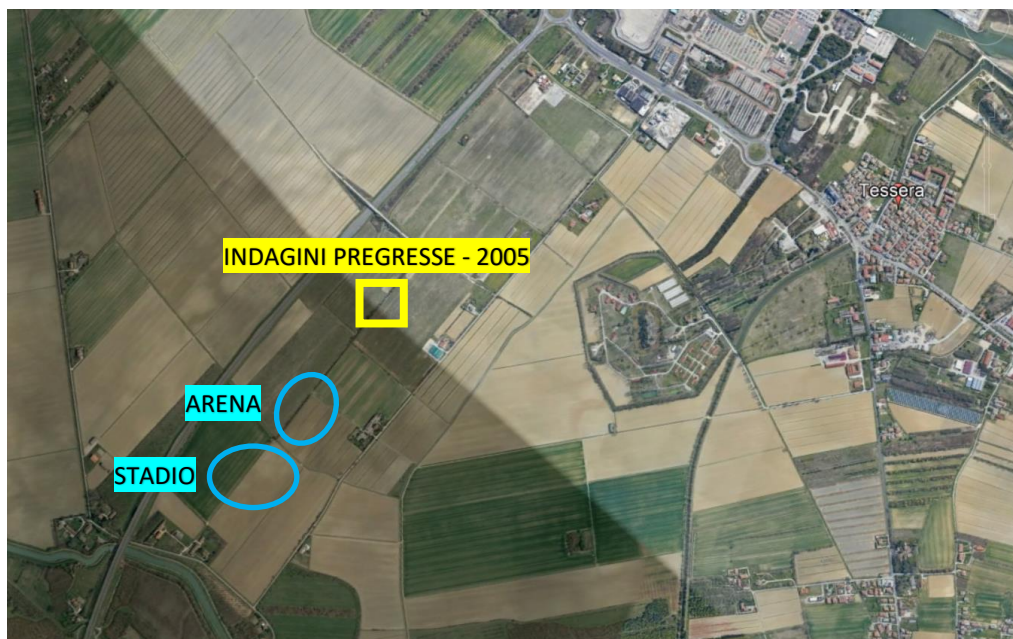


FIGURA 32: PLANIMETRIA INDAGINI GEOTECNICHE



FIGURA 33: CAMPAGNA INDAGINI 2018

Le immagini seguenti riportano i grafici delle prove penetrometriche statiche CPTU, dinamiche SPT e le stratigrafie delle trincee T1 e T2.

I05

BOSCO DELLO SPORT
ARENA

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

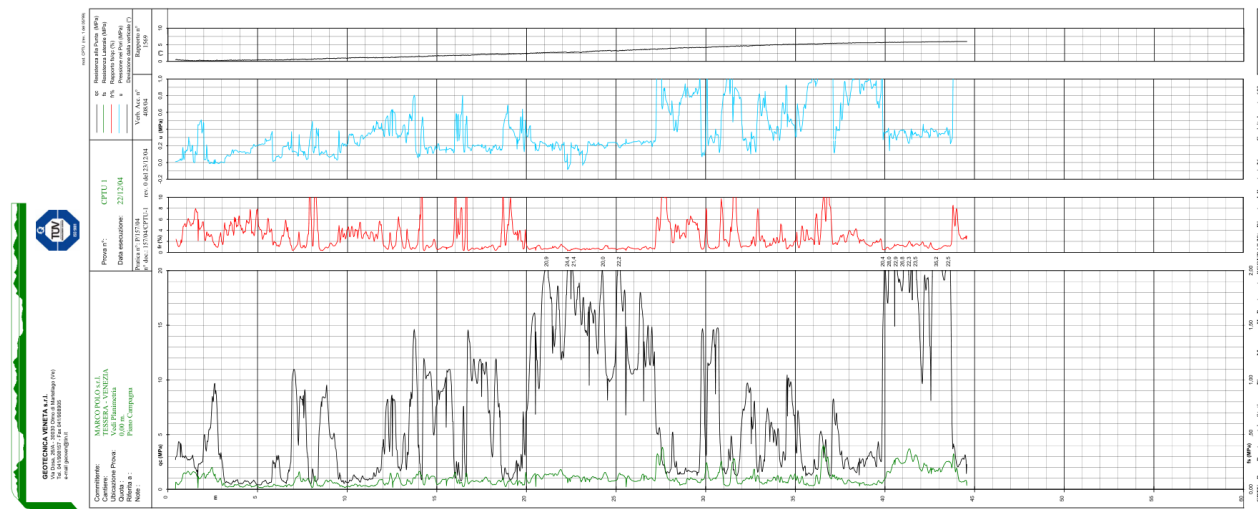
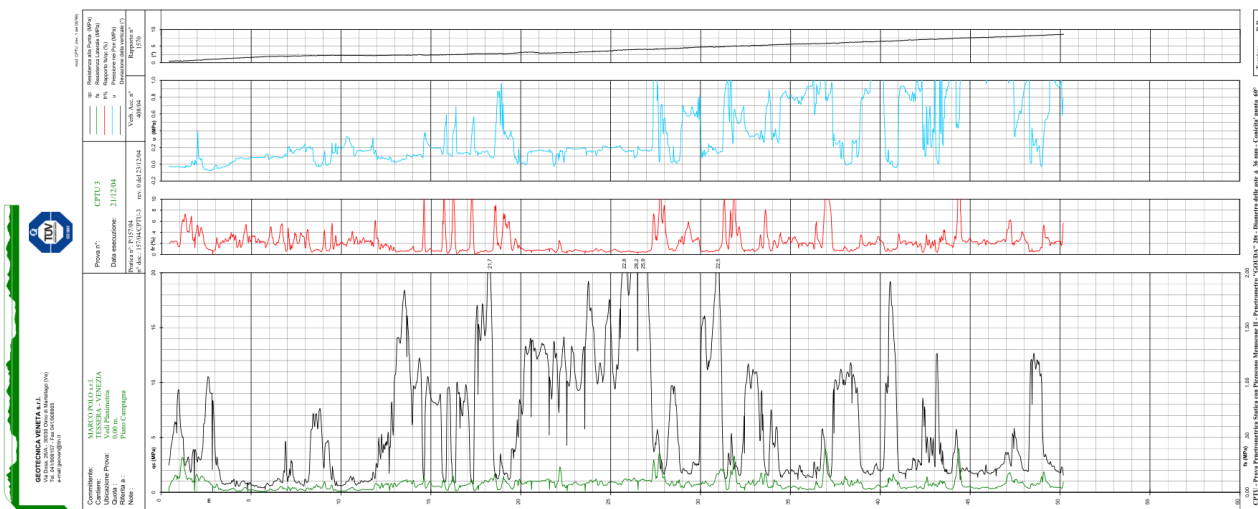
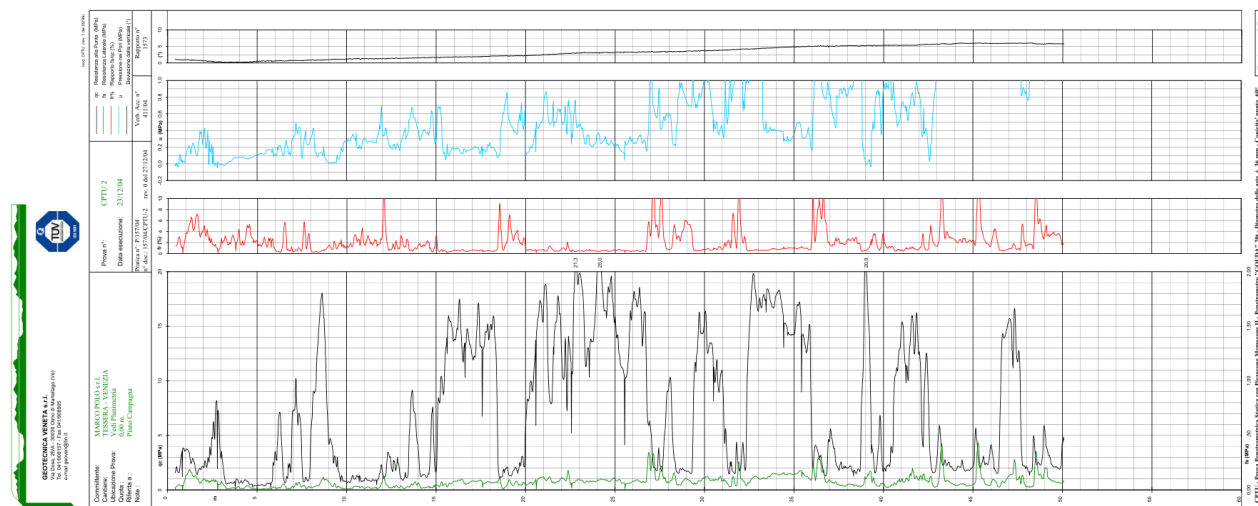


FIGURA 34: PROVA PENETROMETRICA CPTU1 (INDAGINI 2018)



105

BOSCO DELLO SPORT
ARENA

105-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

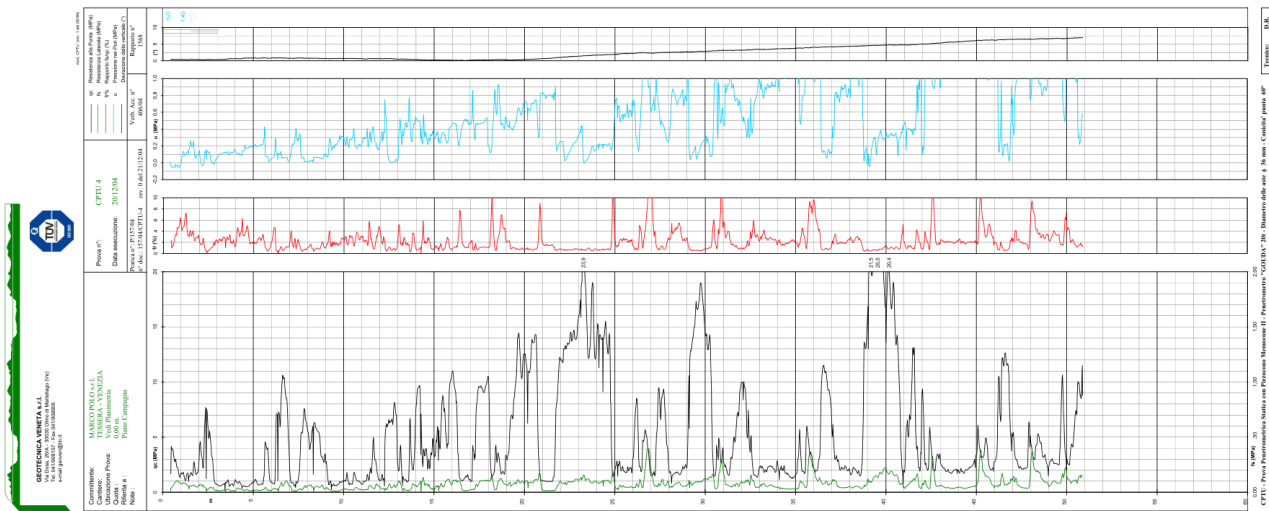
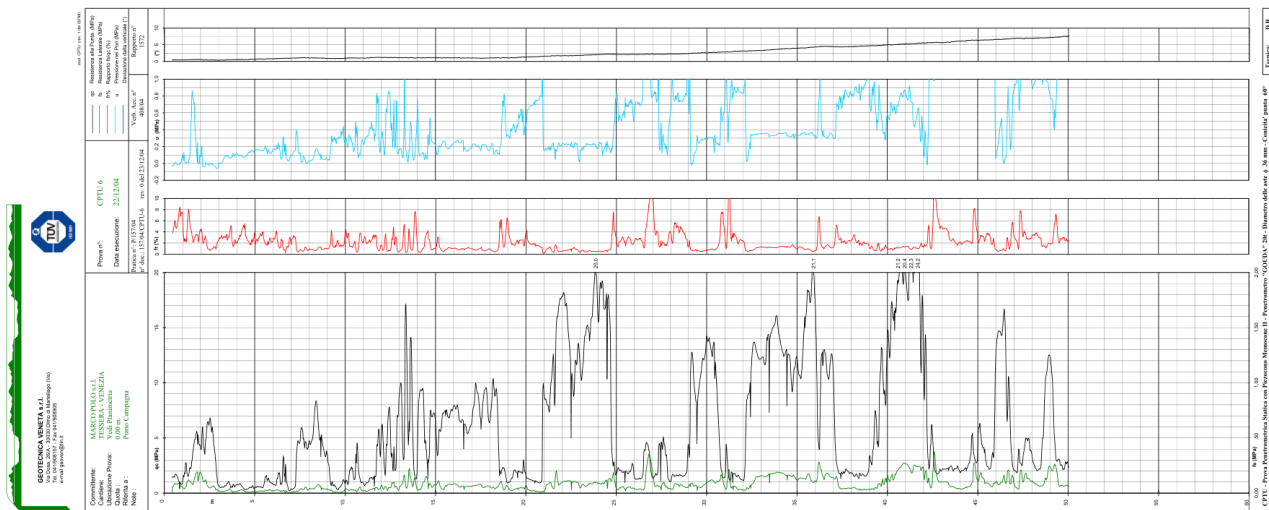
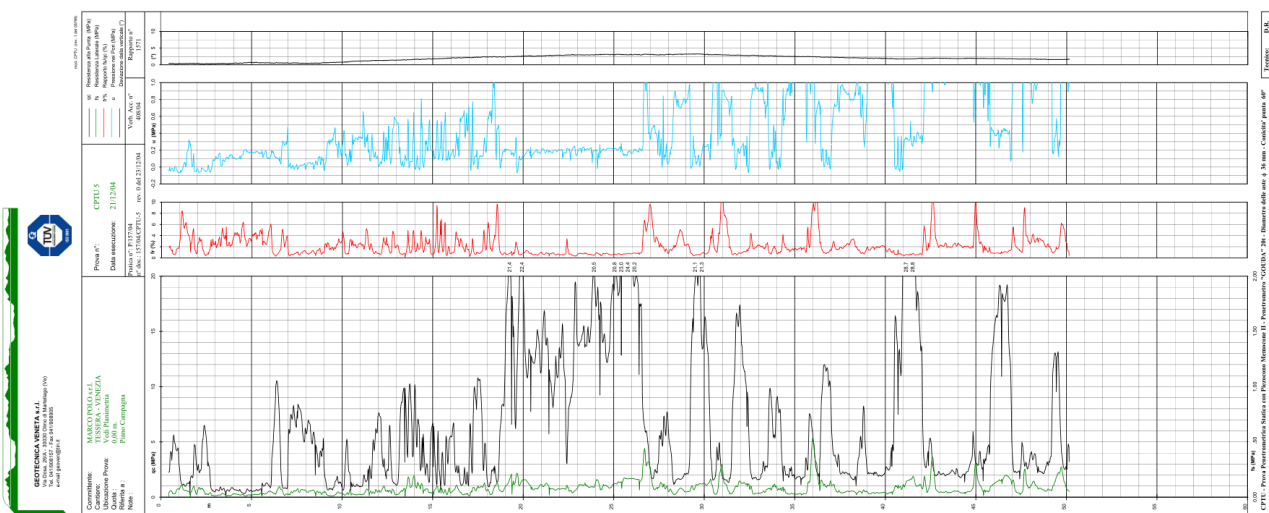


FIGURA 35: PROVE PENETROMETRICHE CPTU2-3-4 (INDAGINI 2018)



I05

BOSCO DELLO SPORT
ARENA

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

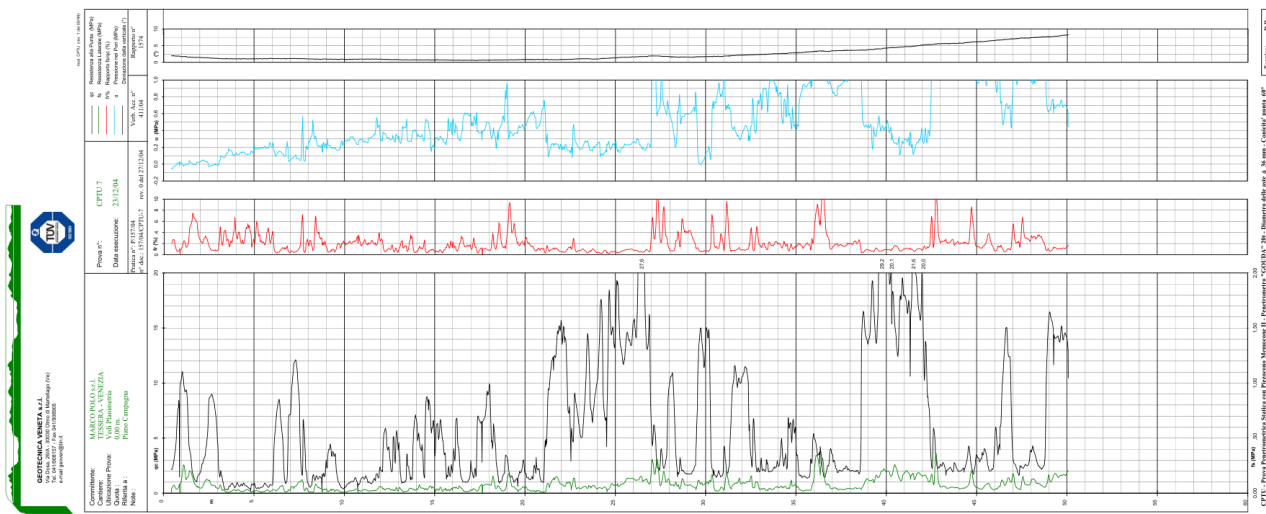


FIGURA 36: PROVE PENETROMETRICHE CPTU5-6-7 (INDAGINI 2018)

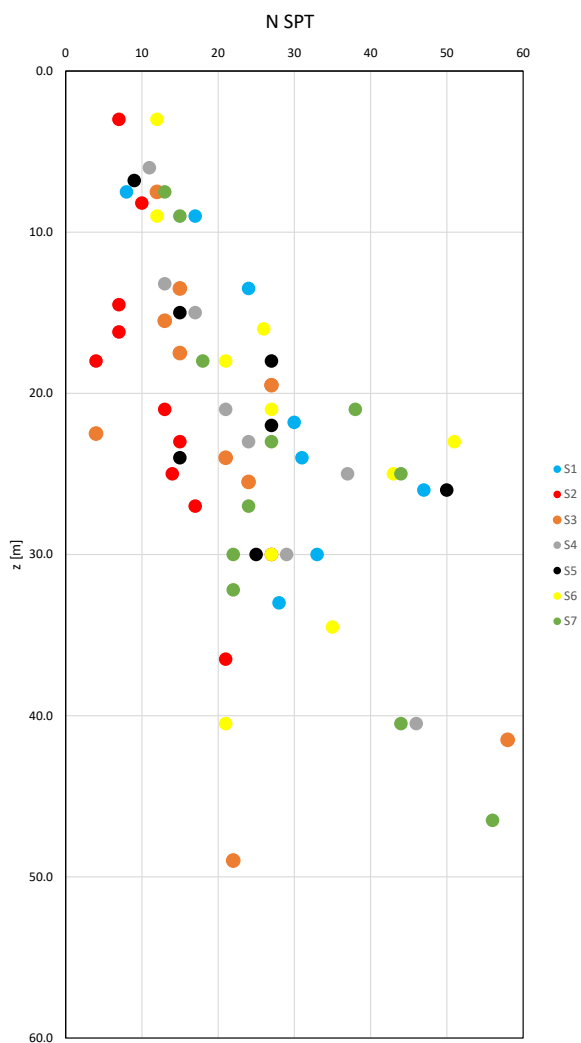


FIGURA 37: VALORI NsPT DA PROVE PENETROMETRICHE SPT (INDAGINI 2018)

105

BOSCO DELLO SPORT
ARENA

105-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

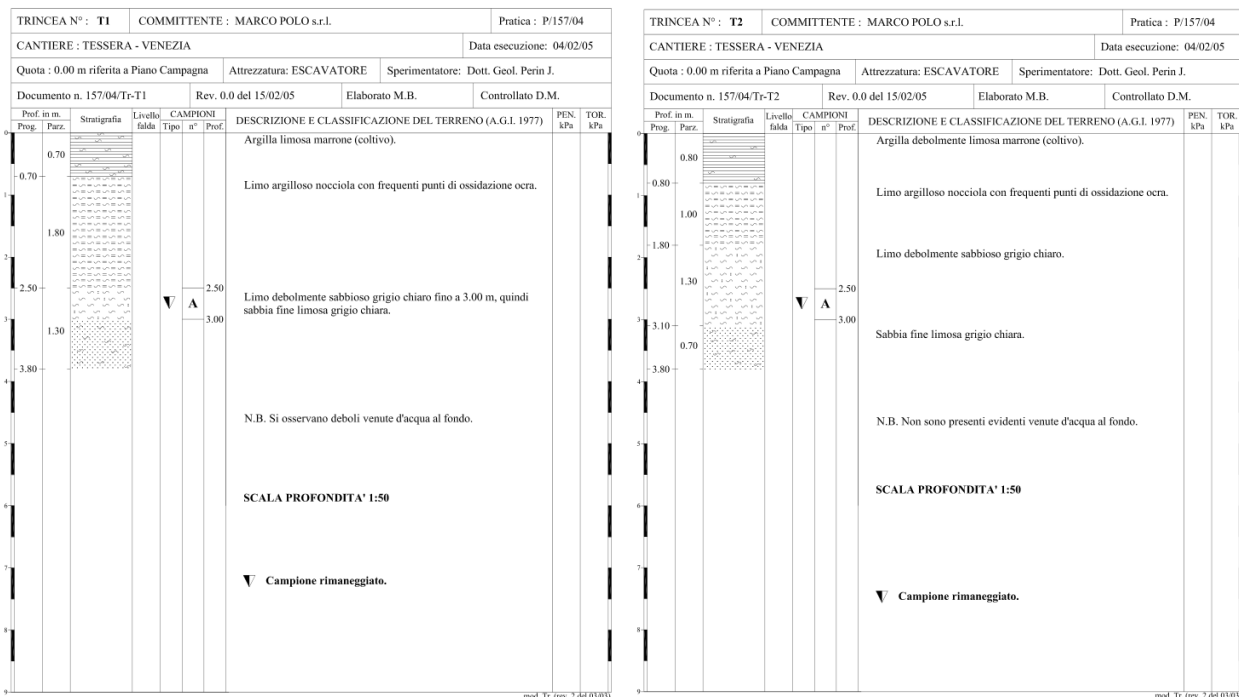


FIGURA 38: TRINCEE ESPLORATIVE T1 E T2 (INDAGINI 2018)

Sulla base di queste indagini può essere schematizzato un modello geologico-geotecnico del sottosuolo che si presenta caratterizzato da una marcata eterogeneità stratigrafica lungo la verticale, con presenza di orizzonti coesivi talora anche organici, generalmente più compressibili entro i primi 12 metri di sottosuolo e meno compressibili a quota inferiore, che si alternano a orizzonti incoerenti di natura sia sabbioso limosa, sia sabbiosa.

In linea generale emerge una prevalenza di terreni a comportamento coesivo, per lo più argilloso-limosi, entro i primi 12 m di sottosuolo, fatto salvo la presenza di uno strato di spessore fino a 4 m di sabbia fine limosa; nelle profondità comprese tra 12 e 27 m da piano campagna prevalgono terreni granulari sabbioso-limosi, inferiormente a questa quota sono presenti alternanze di sabbie limose e argille/limi.

Anche sul piano orizzontale, data anche la notevole l'estensione dell'area, si rilevano importanti differenziazioni nelle facies deposizionali locali, che si riflettono nella presenza di strati con andamento lentiforme e presenza di interdigitazioni stratigrafiche estese; tutto questo si traduce di un modello geologico- geotecnico discretamente complesso che, in fase di progetto definitivo ed esecutivo delle opere, dovrà essere necessariamente approfondito e collocato alla scala del singolo intervento.

Fatta salva la premessa di cui sopra, di seguito si riporta un modello geologico-geotecnico desunto dalla prove effettuate nel 2004-2005:

da p.c. a -1.7/-2.6 m circa: Argille e limi, terreni poco permeabili da insatura al tetto a saturi alla base; lo spessore di questa unità è mediamente di circa 2.0 m;

da -1.7/-2.6 m a -3.0/-3.8 m circa: Sabbia fine limosa; questa unità immagazzina all'interno una falda di tipo semi-confinato e in debole pressione, con livello piezometrico indicativamente alla -0.5/-1.0 m da piano campagna;

da -3.0/-3.8 a -5.7/-7.2 m circa: Limo argilloso passante a argilla limosa; terreno saturo e poco permeabile;

da -5.7/-7.2 a -9.6/-10.3 m circa: Sabbia fine limosa, con intercalato un **orizzonte argilloso-limoso da -8 a -8.6 m**; questa unità immagazzina all'interno una falda di tipo confinato e in debole pressione, con livello piezometrico indicativamente alla -0.5 m da piano campagna;

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

da -9.6/-10.3 a -12/-13.2 m circa: **Limi argillosi**, poco permeabili e saturi;

da -12/-13.2 a -19/-20.6 m circa: **Sabbia fine limosa** con **intercalazioni limoso-argillose**, queste ultime con spessore pluridecimetrico e saturi; anche questo orizzonte costituisce un sistema multi-falda caratterizzato da acquiferi sabbioso-limosi confinati e in debole pressione, delimitati dagli strati argilloso-limosi meno permeabili;

da -19/-20.6 a -27/-27.8 m circa: **Sabbia media**; questo orizzonte costituisce un primo acquifero idrogeologicamente più significativo, confinato e in debole pressione;

da -27/-27.8 a -28/-30 m circa: **Torba e Argilla limosa**, terreno poco permeabile e saturo;

da -28/-30 a -50 m circa: Alternanze da metriche a pluri-metriche di livelli acquiferi sabbioso-limosi e livelli poco permeabili argilloso-limosi.

Come accennato, negli orizzonti più permeabili sabbiosi e sabbioso limosi sono immagazzinati degli acquiferi in debole pressione, di natura per lo più confinata, aventi un livello piezometrico in sostanziale equilibrio piezometrico, che si pone ad una quota di circa -0.5 m da piano campagna.

Sulla base dei log stratigrafici del 2005 disponibili e dei piezometri a tubo aperto installati nei fori di sondaggio, è possibile schematizzare nel sottosuolo la presenza di queste falde sovrapposte, dalla più superficiale alla più profonda:

Quota tetto e base acquifero da p.c.	Natura idrogeologica acquifero	Livello piezometrico
da -1.7/-2.6 m a -3.0/-3.8 m	Acquifero sabbioso-limoso semi-confinato, con scarsa continuità laterale	Circa -1.5 m da p.c.: franco di bonifica mantenuto per scolo meccanico
da -5.7/-7.2 a -9.6/-10.3 m	Acquifero sabbioso-limoso confinato	-0.6 m da p.c. (falda in debole pressione)
da -19/-20.6 a -27/-27.8 m	Acquifero sabbioso confinato	-0.7 m da p.c. (falda in debole pressione)
da circa -40 a circa -45 m	Acquifero sabbioso-limoso confinato	-0.4 m da p.c. (falda in pressione)

Come si nota dallo schema idrologico di cui sopra, le falde confinate si trovano in una situazione di sostanziale equilibrio piezometrico tra loro con livello piezometrico prossimo al piano campagna.

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Le tabelle seguenti riportano una sintesi delle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati dai sondaggi geognostici.

GEOTECNICA VENETA

COMMITTENTE:				Marco Polo s.r.l.				CANTIERE:				Tessera (VE)													
PRATICA n°:				P/157/04				n° doc.: 157/04-Tab-1				rev. 1 del 16/02/05													
Sond. n°	Camp. n°	Profondità: m	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	Gs	γ kN/m ³	W %	Wl %	Wp %	Ip	Pen kPa	Tor kPa	qu1 kPa	qu2 kPa	Cc	Cv ₁ m ² /s	Cv ₂ m ² /s	U.U. Cu kPa	C.I.U. ϕ ' ° ,c' kPa	C.I.D. ϕ ' ° ,c' kPa	T.D. ϕ ' °		
1	1	4,60 - 5,10			66	34	2,77	19,59	27,5	41	23	18	110 - 140	49 - 60			0,17	7,93 ⁻⁰⁸	8,08 ⁻⁰⁸	40,80	ϕ ' 30,2 c' 3				
	2	10,50 - 11,10			15	85	2,72	19,53	25,7	39	26	13	170 - 190	67 - 78			1,91 ⁻⁰⁷								
	3	16,50 - 17,10																							
	4	19,50 - 20,10			58	42	2,83	19,52	26,2	36	23	13	120 - 140	35 - 55			0,27	1,61 ⁻⁰⁷	1,30 ⁻⁰⁷	69,74	ϕ ' 30,4 c' 20				
	5	28,50 - 29,10			11	89		19,82	28,2	40	23	17	180 - 200	63											
	6	34,50 - 35,10			27	73	2,88	18,62	32,3	42	21	21	90 - 230	45 - 90			0,26	1,83 ⁻⁰⁷	2,40 ⁻⁰⁷						
	7	37,80 - 38,40		1	84	15	2,78	19,22	26,6	33	19	14	220 - 250	> 100			0,16	1,98 ⁻⁰⁷	3,10 ⁻⁰⁷						
	8	40,80 - 41,20		74				2,79	18,91	26,7			n.p.												
	9	46,50 - 47,10		73	27			2,74	17,91	29,1			n.p.												
Sperimentatore				mod. Tab (rev. 2 del 01/03)										Direttore del Laboratorio											Pag. 1
Dott. Geol. Marco Zabeo														Dott. Geol. Diego Mortillaro											

GEOTECNICA VENETA

COMMITTENTE:				Marco Polo s.r.l.				CANTIERE:				Tessera (VE)													
PRATICA n°:				P/157/04				n° doc.: 157/04-Tab-2				rev. 1 del 16/02/05													
Sond. n°	Camp. n°	Profondità: m	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	Gs	γ kN/m ³	W %	Wl %	Wp %	Ip	Pen kPa	Tor kPa	qu1 kPa	qu2 kPa	Cc	Cv ₁ m ² /s	Cv ₂ m ² /s	U.U. Cu kPa	C.I.U. ϕ° , c' kPa	C.I.D. ϕ° , c' kPa	T.D. ϕ°		
2	1	6,00 - 6,60		2	43	55	2,76	20,71	24,2	52	30	22	30 - 200	15 - 80									25,6		
	2	10,50 - 11,10		5	74	21	2,77	19,41	29,2	34	12	22	70 - 200	30 - 78			0,15	1,86 ⁻⁰⁷	2,59 ⁻⁰⁷		ϕ° 32,04 c' 7,15 ϕ° 27,4 c' 6				
	4	33,00 - 33,50			10	90	2,72	19,07	28,2	42	24	18	40 - 150	12 - 39				1,24 ⁻⁰⁷							
	6	37,50 - 38,10		35	63	2	2,79	20,39	24,8			n.p.													
	7	40,50 - 41,00			73		2,74	18,90	31,9			n.p.											35,55		
	8	43,50 - 44,10			2	67	31	2,70	17,77	38,0	60	34	26	80 - 200	40 - 80			0,30	7,98 ⁻⁰⁸	1,08 ⁻⁰⁷		ϕ° 32,4 c' 10,8			
Sperimentatore				mod. Tab. (rev. 2 del 01/03)										Direttore del Laboratorio											Pag. 1/1
Dott. Geol. Marco Zabeo														Dott. Geol. Diego Mortillaro											

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

GEOTECNICA VENETA

COMMITTENTE:				CANTIERE:																			Tessera (VE)			
PRATICA n°:			P/157/04			n° doc.: 157/04-Tab-3										rev. 1 del 14/02/05										
Sond. n°	Camp. n°	Profondità: m	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	Gs	γ kN/m³	W %	Wl %	Wp %	Ip	Pen kPa	Tor kPa	qu1 kPa	qu2 kPa	Cc	Cv ₁ m²/s	Cv ₂ m²/s	U.U. Cu kPa	C.I.U. ϕ° ,c' kPa	C.I.D. ϕ° ,c' kPa	T.D. ϕ°			
3	1	4,50 - 5,10			66	34	2,77	19,36	28,9	38	22	16	90 - 140	47 - 50			0,21	2,01 ⁻⁰⁷	1,77 ⁻⁰⁷		ϕ° 29,0 c' 16					
	2	10,50 - 11,10		3	76	21	2,96	19,08	30,5	38	28	10	80 - 110	20 - 25			0,20	5,86 ⁻⁰⁷	2,59 ⁻⁰⁷			ϕ° 30,6 c' 7				
	3	28,50 - 29,10			59	41	2,72	18,82	31,9	69	32	37	130 - 250	63 - >100			0,34	3,88 ⁻⁰⁸	6,90 ⁻⁰⁸		ϕ° 27,3 c' 29					
	4	31,50 - 32,10		1	90	9	2,80	20,18	26,9	29	16	13	150 - 240	50 - 57			0,10	1,69 ⁻⁰⁷	3,30 ⁻⁰⁸							
	5	33,00 - 33,60		7	85	8	2,78	18,70	27,7	29	20	9	100 - 140	21 - 36			0,15	5,02 ⁻⁰⁸	9,37 ⁻⁰⁸							
	6	36,00 - 36,60		78				19,37	31,8				n.p.										37,63			
	7	39,00 - 39,60		1	51	48	2,68	19,26	28,2	40	21	19	70 - 210	30 - 66			0,19	8,21 ⁻⁰⁸	1,40 ⁻⁰⁷							
	8	43,50 - 44,00			48	52	2,70	16,01	47,6	63	36	27	90 - 210	43 - 71			0,48	2,40 ⁻⁰⁸	2,55 ⁻⁰⁸			ϕ° 22,7 c' 48				
	9	48,00 - 48,60		12	42	46	2,74	19,95	28,5	53	24	29	130 - 390	65 - >100			0,26	5,11 ⁻⁰⁸	5,27 ⁻⁰⁸			ϕ° 20,5 c' 27				

Sperimentatore
Dott. Geol. Marco Zabeo

mod. Tab (rev. 2 del 01/03)

Direttore del Laboratorio
Dott. Geol. Diego Mortillaro

Pag. 1/1

GEOTECNICA VENETA

COMMITTENTE:				Marco Polo s.r.l.																			CANTIERE:				Tessera (VE)			
PRATICA n°:			P/157/04			n° doc.: 157/04-Tab-4					rev. 1 del 22/02/05																			
Sond. n°	Camp. n°	Profondità: m	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	Gs	γ kN/m³	W %	Wl %	Wp %	Ip	Pen kPa	Tor kPa	qu1 kPa	qu2 kPa	Cc	Cv ₁ m²/s	Cv ₂ m²/s	U.U. Cu kPa	C.I.U. ϕ' °, c' kPa	C.I.D. ϕ' °, c' kPa	T.D. ϕ' °							
4	1	3,00 - 3,60		2	57	41	2,80	19,49	27,1	47	28	19	50 - 100	35 - 46			0,15	1,60 ⁻⁰⁷	2,40 ⁻⁰⁷	24,8										
	2	5,00 - 5,60		1	22	77	2,68	19,12	32,3	54	31	23	70 - 110	26 - 43				9,03 ⁻⁰⁹										ϕ' 26,2 c' 38		
	3	8,00 - 8,60		1	52	47	2,71	19,80	24,3	34	20	14	140 - 210	44 - 55				2,71 ⁻⁰⁷										ϕ' 29,3 c' 28		
	4	10,50 - 11,10			68	32	2,74	19,85	29,7	31	18	13	70 - 130	31 - 36												46,3				
	5	19,50 - 20,10		2	22	66	2,69	19,70	24,7	34	24	10	90 - 200	34 - 54										1,72 ⁻⁰⁷				ϕ' 27 c' 32		
	6	20,10 - 20,70		98				19,35	28,5				n.p.																38,1	
	7	27,00 - 27,40		(P.M.)				1,64	12,42	159,3	331	255	76	> 600				> 100							6,03 ⁻⁰⁸					
				(P.B.)						51,9	66	44	22	210 - 220				87										ϕ' 28,4 c' 26		
	8	34,50 - 35,10				42	58		19,09	29,3	32	25	7	130 - 170				39 - 43										ϕ' 30,2 c' 56		
	9	37,50 - 38,10			4	45	51	2,86	20,52	25,2	50	18	32	120 - 200				44 - 82						0,24	1,51 ⁻⁰⁷	9,55 ⁻⁰⁸			ϕ' 22,2 c' 16	
	10	45,00 - 45,60			51	49	2,87	19,86	29,1	41	19	22	60 - 250	29 - 62			0,18	2,64 ⁻⁰⁷	3,15 ⁻⁰⁷											

Sperimentatore
Dott. Geol. Marco Zabeo

mod. Tab (rev. 2 del 01/03)

Direttore del Laboratorio
Dott. Geol. Diego Mortillaro

Pag. 1/1

105

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

105-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

GEOTECNICA VENETA

COMMITTENTE:				Marco Polo s.r.l.				CANTIERE:				Tessera (VE)											
PRATICA n°:				P/157/04				n° doc.: 157/04-Tab-5				rev. 1 del 03/03/05											
Sond. n°	Camp. n°	Profondità: m	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	Gs	γ kN/m³	W %	Wl %	Wp %	Ip	Pen kPa	Tor kPa	qu1 kPa	qu2 kPa	Cc	Cv1 m²/s	Cv2 m²/s	U.U. Cu kPa	C.I.U. ϕ' °, c' kPa	C.I.D. ϕ' °, c' kPa	T.D. ϕ' °
5	1	4,00 - 4,60		1	71	28	2,78	20,19	28,2	35	21	14	100 - 170	45 - 80			0,17	1,06 ⁻⁰⁷	1,70 ⁻⁰⁷	53,7			
	2	5,00 - 5,60					2,72	19,30	27,0	33	22	11	100 - 160	37 - 53				2,22 ⁻⁰⁷			ϕ' 29,3 c' 15		
	3	10,50 - 11,10		4	54	42	2,76	19,74	28,5	37	21	16	100 - 200	50 - 74			0,18	2,09 ⁻⁰⁷	1,74 ⁻⁰⁷		ϕ' 31,6 c' 4		
	4	11,10 - 11,70			48	52	2,77	19,56	30,2	36	19	17	80 - 160	50 - 65			0,19	1,80 ⁻⁰⁷	2,55 ⁻⁰⁷			ϕ' 27,9 c' 10	
	5	16,50 - 17,10	(P.A.)	50	40	10		19,54	22,6			n.p.											35,4
			(P.B.)				2,69	19,27	27,2	39	23	16	130 - 150	55				2,07 ⁻⁰⁷					
	6	19,50 - 20,10			69	31	2,76	20,46	26,5	71	21	50	180 - 240	79 - >100			0,18	3,05 ⁻⁰⁷	3,54 ⁻⁰⁷	127,8			
	7	20,10 - 20,60		86				18,51	30,5			n.p.											
	8	33,20 - 33,80		18	75	7		18,71	30,4			n.p.	30 - 90	15 - 25									
	9	37,50 - 38,10			67	33	2,77	19,49	26,6	33	18	15	150 - 300	50 - >100			0,18	5,67 ⁻⁰⁷	4,63 ⁻⁰⁷	102,5			
	10	43,50 - 44,10			44	56	2,62	19,44	32,3	52	28	24	50 - 160	48 - 63			0,17	2,94 ⁻⁰⁷	4,45 ⁻⁰⁷				
Sperimentatore Dott. Geol. Marco Zabeo																							
mod. Tab (rev. 2 del 01/03)																							
Direttore del Laboratorio Dott. Geol. Diego Mortillaro																							
Pag. 1/1																							

GEOTECNICA VENETA

COMMITTENTE:			Marco Polo s.r.l.			CANTIERE:			Tessera (VE)														
PRATICA n°:			P/157/04			n° doc.: 157/04-Tab-6			rev. 1 del 03/03/05														
Sond. n°	Camp. n°	Profondità: m	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	Gs	γ kN/m³	W %	Wl %	Wp %	Ip	Pen kPa	Tor kPa	qu1 kPa	qu2 kPa	Cc	Cv1 m²/s	Cv2 m²/s	U.U. Cu kPa	C.I.U. ϕ' ° , c' kPa	C.I.D. ϕ' ° , c' kPa	T.D. ϕ' °
6	1	4,50 - 5,10			15	85		19,64	26,7	38	22	16	60 - 110	30 - 38							ϕ' 28,2 c' 3		
	2	5,10 - 5,70		2	70	28	2,78	19,69	29,6	37	17	20	50 - 130	40 - 50			0,20	1,82 ⁻⁰⁷	1,88 ⁻⁰⁷	65,5			
	3	9,70 - 10,40			45	55	2,81	19,53	28,5	45	26	19	30 - 133	27 - 45			0,20	1,87 ⁻⁰⁷	4,29 ⁻⁰⁷	42,9			
	4	13,50 - 14,10		25	72	3	2,78	19,30	33,1			n.p.											32,1
	5	19,50 - 19,90		62	34	4		18,46	29,3			n.p.											33,8
	6	28,50 - 29,10			43	57	2,75	19,42	30,6	43	25	18	120 - 270	48 ->100			0,22	3,63 ⁻⁰⁷	2,49 ⁻⁰⁷	98			
	7	31,50 - 32,10		11	60	29	2,79	19,53	29,6	40	16	24	180 - 400	65 >100			0,30	1,01 ⁻⁰⁷	1,35 ⁻⁰⁷				
	8	37,50 - 38,10		4	72	24	2,71	20,09	27,0	34	21	13	180 - 270	48 - 73			0,15	3,46 ⁻⁰⁷	3,01 ⁻⁰⁷		ϕ' 23,7 c' 7		
	9	43,50 - 44,10			56	44	2,78	18,09	42,0	43	26	17	80 - 180	50 - 65			0,53	2,58 ⁻⁰⁷	6,28 ⁻⁰⁸				
	10	48,00 - 48,60					2,70	19,50	25,6	38	24	14	140 - 160	49 - 56				1,26 ⁻⁰⁷			ϕ' 30,3 c' 25		
Sperimentatore Dott.Geol. Marco Zabeo																							
mod. Tab (rev. 2 del 01/03)																							
Direttore del Laboratorio Dott. Geol. Diego Mortillaro																							
Pag. 1																							

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

GEOTECNICA VENETA

Sond. Camp. n°		Profondità: m	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	Gs	γ kN/m ³	W %	Wl %	Wp %	Ip	Pen kPa	Tor kPa	qu1 kPa	qu2 kPa	Cc	Cv1 m ² /s	Cv2 m ² /s	U.U. Cu kPa	C.I.U. ϕ° , c' kPa	C.I.D. ϕ° , c' kPa	T.D. ϕ°
7		1	3,50 - 4,10	4	64	32	2,75	17,91	43,5	49	28	21	80 - 200	42 - 68			0,40	1,06 ⁰⁷	1,15 ⁰⁸			ϕ° 26,7 c' 4	
		2	4,50 - 5,10					18,99	25,5	35	23	12	50 - 100	13 - 31							ϕ° 32,4 c' 12		
		3	10,50 - 11,10		64	46	2,90	19,29	29,8	38	18	20	110 - 160	50 - 60			0,20	2,21 ⁰⁷	2,03 ⁰⁷	60,3			
		4	13,50 - 14,10	4	81	15	2,77	19,47	29,4	35	21	14	40 - 140	20 - 30			0,16	1,86 ⁰⁷	1,20 ⁰⁷	51,3			
		5	16,50 - 17,10					19,90	32,4	40	24	16	50 - 100	22 - 31							ϕ° 32 c' 15		
		6	19,50 - 19,90				2,71	18,92	27,0	31	24	7	140 - 200	49 - 52				3,87 ⁰⁷			ϕ° 31 c' 16		
		7	28,50 - 29,10		39	61	2,79	19,55	30,9	41	23	18	180 - 300	60 - >100			0,22	1,79 ⁰⁷	2,22 ⁰⁷			ϕ° 27,6 c' 17	

Sperimentatore
Dott. Geol. Marco Zabeo

mod. Tab (rev. 2 del 01/03)

Direttore del Laboratorio
Dott. Geol. Diego Mortillaro

Pag. 1/1

FIGURA 39: TRINCEE ESPLORATIVE T1 E T2 (INDAGINI 2018)

Nei successivi paragrafi vengono prese in esame le principali caratteristiche geotecniche dei terreni desunte dai risultati delle prove condotte in sito e di laboratorio.

Vengono riportate distintamente le proprietà fisiche, meccaniche e deformative ricavate dalla rielaborazione delle prove rispettivamente per le formazioni coesive e formazioni granulari.

11.1 FORMAZIONI COESIVE

11.1.1 Caratteristiche fisiche

Generalmente dalle analisi di laboratorio eseguite su campioni indisturbati si possono ricavare le seguenti proprietà fisiche:

- $\gamma_n = (1 - n) \cdot G_s \cdot \gamma_w + n \cdot \gamma_w = \frac{G_s + e}{1 + e} \cdot \gamma_w$: peso di volume naturale
- $\gamma_{SAT} = (1 - n) \cdot G_s \cdot \gamma_w + n \cdot \gamma_w = \frac{G_s + e}{1 + e} \cdot \gamma_w$: peso di volume saturo
- $\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + w} = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + e} = (1 - n) \cdot G_s \cdot \gamma_w$: peso di volume secco
- $G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$: peso specifico
- $S = \frac{w \cdot \gamma_s}{n \cdot (1 + w) \cdot \gamma_w} = \frac{G_s \cdot w}{e}$: grado di saturazione
- $e = \frac{G_s \cdot \gamma_w \cdot \gamma_d}{\gamma_d} = \frac{n}{1 - n}$: indice dei vuoti

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

- $n = 1 - \frac{\gamma_d}{G_s \cdot \gamma_w} = 1 - \frac{\gamma_s}{G_s \cdot \gamma_w \cdot (1+w)} = \frac{e}{1+e}$: porosità
- w : contenuto naturale d'acqua
- w_L : limite di liquidità
- w_P : limite di plasticità
- $I_P = w_L - w_P$: indice di plasticità
- $I_C = \frac{w_L - w}{I_P}$: indice di consistenza
-

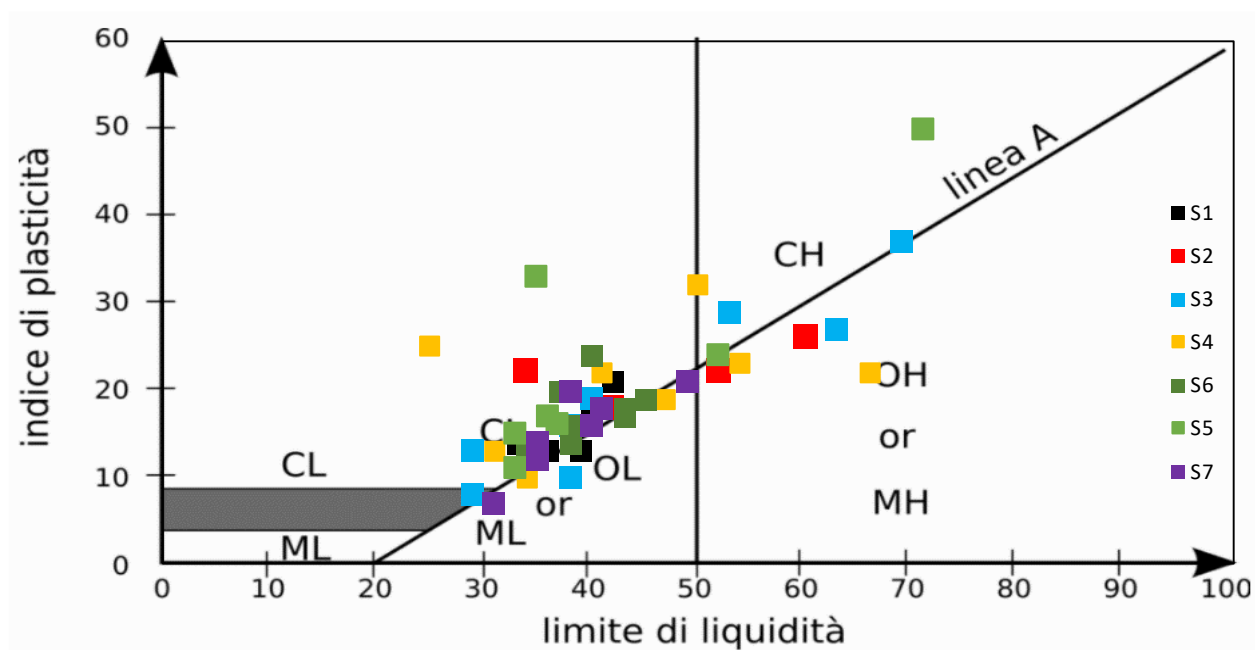
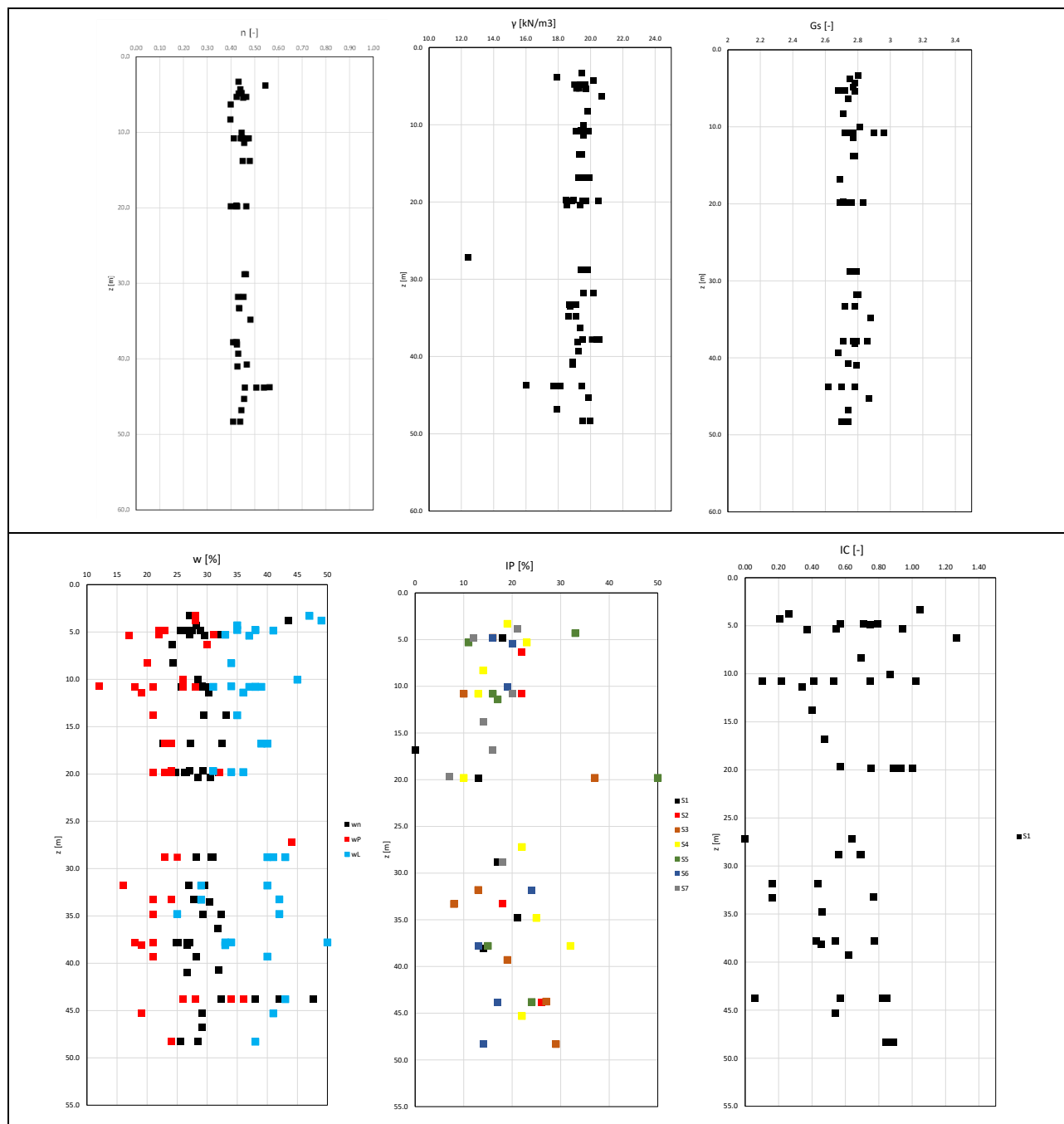


FIGURA 40 – CARTA DI PLASTICITÀ DI CASAGRANDE (INDAGINI 2018)

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA



I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

11.1.2 Caratteristiche a rottura

I parametri di resistenza meccanica che caratterizzano gli strati coesivi sono:

- Resistenza al taglio c_u in condizioni non drenate
- Angolo di attrito φ' e coesione c' in condizioni drenate.

Il valore della coesione non drenata c_u viene determinato dall'interpretazione delle seguenti prove:

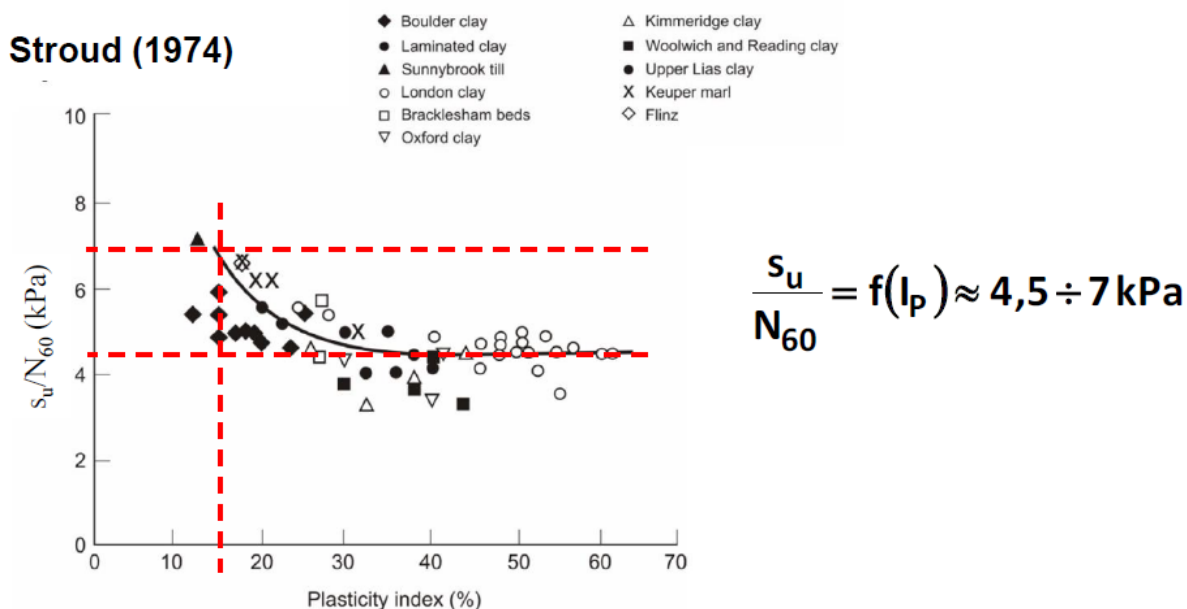
- Pocket Penetrometer;
- Torvane;
- CPTU;
- SPT;
- Prove di laboratorio UU.

Dalle prove CPTU, la coesione non drenata, espressa in kPa, viene calcolata tramite la seguente relazione:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k}$$

Dove il coefficiente N_k è ricavato utilizzando i risultati delle altre prove che forniscono una stima della c_u , in particolare utilizzando le prove poket, torvane e prove di laboratorio UU.

Dalla prova SPT è possibile ricavare la coesione non drenata tramite la relazione di Stroud (1974):

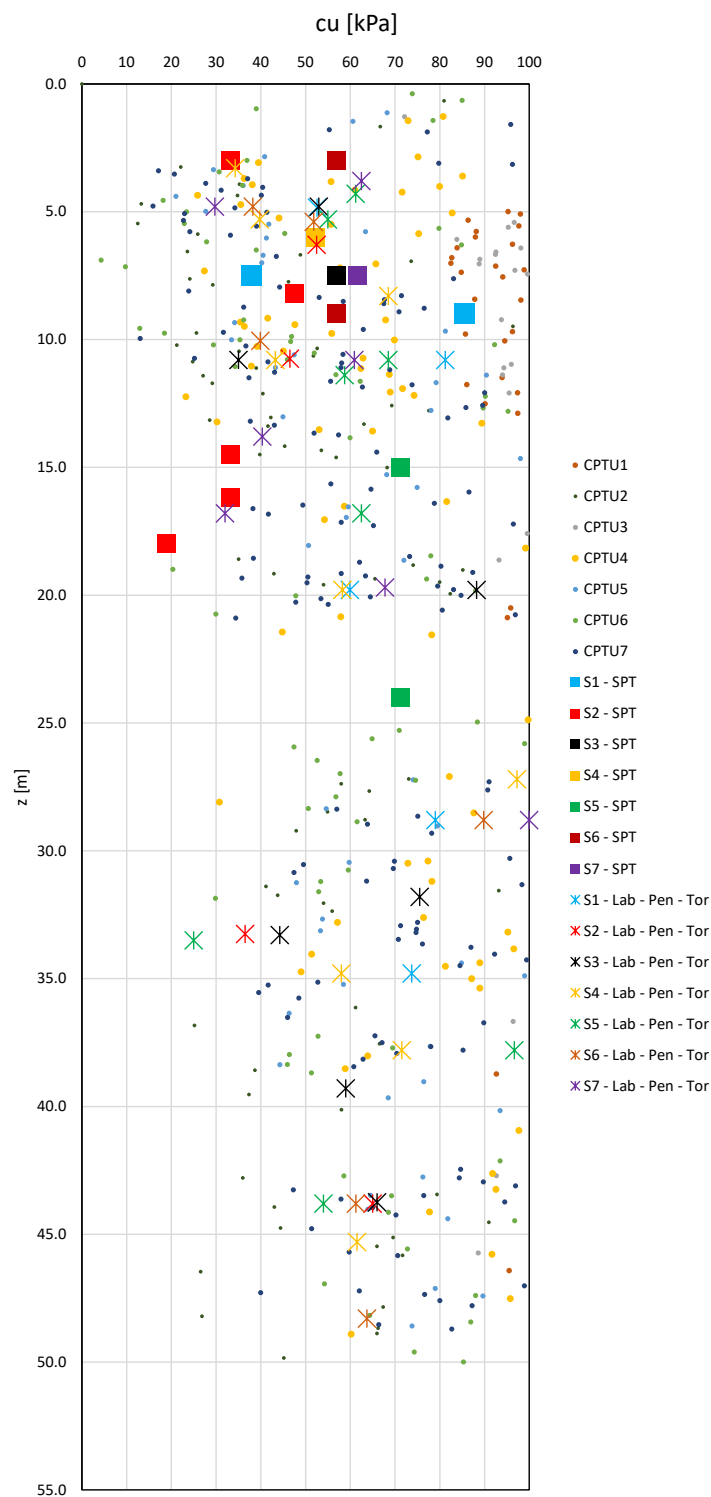


I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Di seguito si riportano i risultati delle prove, in particolare del valore c_u diagrammato in funzione della profondità.



I parametri di resistenza efficaci assegnati a tali materiali sono ricavati dalle prove di laboratorio (CIU e CID) e sono riportati nel paragrafo "Modello geotecnico".

I05

BOSCO DELLO SPORT
ARENA

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

11.1.3 Caratteristiche deformative

I moduli di deformazione sono ricavati dalla rielaborazione dei risultati delle prove in sito (prove penetrometriche CPTU e SPT) e dai risultati delle analisi di laboratorio (prove Edometriche).

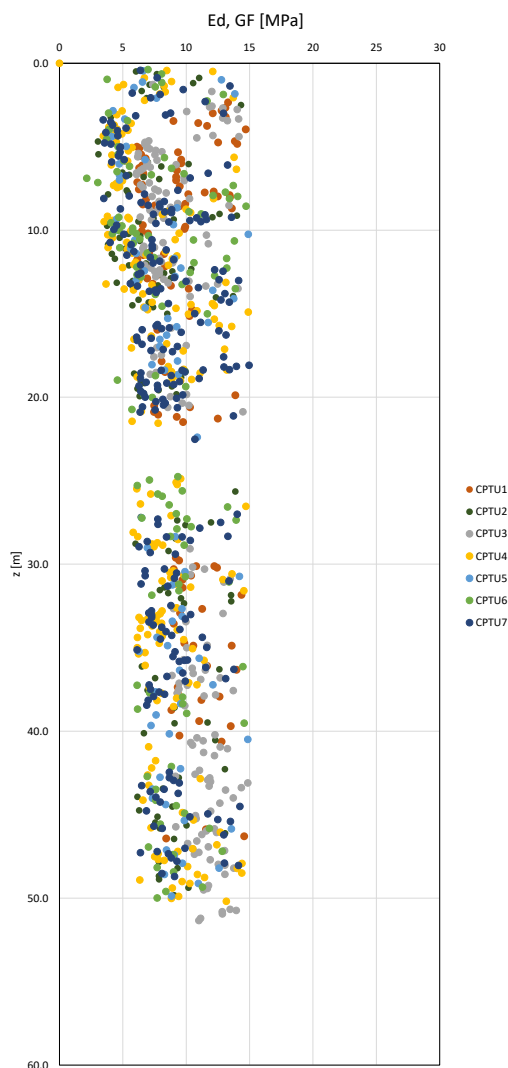
Il grafico seguente riporta l'andamento del modulo edometrico E_d in funzione della profondità calcolato mediante le correlazioni proposte da Mitchell (1975)

Formulazione empirica (Mitchell & Gardner 1975)

$$E_d = \alpha \cdot q_c$$

	$M = \frac{1}{m_v} = \frac{2,3 \cdot (1+e) \cdot \sigma'_v}{C_c} = \alpha \cdot q_c$	
	$q_c < 0,7 \text{ MPa}$	$3 < \alpha < 8$
Argille di bassa plasticità (CL)	$0,7 < q_c < 2,0 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 5$
	$q_c > 2,0 \text{ MPa}$	$1 < \alpha < 2,5$
Limi di bassa plasticità (ML)	$q_c < 2,0 \text{ MPa}$	$3 < \alpha < 6$
	$q_c > 2,0 \text{ MPa}$	$1 < \alpha < 3$
Argille e limi di elevata plasticità (CH, MH)	$q_c < 2,0 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 6$
	$q_c > 2,0 \text{ MPa}$	$1 < \alpha < 3$
Limi organici (OL)	$q_c < 1,2 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 8$
	$q_c > 1,2 \text{ MPa}$	$1 < \alpha < 2,5$
Torbe e argille organiche (P, OH)	$q_c < 0,7 \text{ MPa}$	$1,5 < \alpha < 4$
	$50 < w^* < 100$	$1 < \alpha < 1,5$
	$100 < w < 200$	$0,4 < \alpha < 1$
	$w > 200$	$0,4 < \alpha < 1$

*w = contenuto in acqua (%)



I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

11.2 FORMAZIONI GRANULARI

11.2.1 Caratteristiche fisiche

Il numero di colpi SPT, necessario all'avanzamento degli ultimi 30 cm ($N_2 + N_3$), da utilizzare nelle seguenti relazioni deve essere corretto per tener conto:

- della possibile risposta non drenata di sabbie pulite addensate sottofalda con $N_{SPT} > 15$:

$$N_{SPT} = 15 + \frac{N_{SPT} - 15}{2}$$

- del rendimento energetico del sistema di battitura:

$$N_{60} = N_{SPT} \frac{ER}{60}$$

dove ER è il rendimento energetico del sistema di battitura che secondo Skempton (1986) e può essere assunto uguale a 60 per l'Italia;

- della normalizzazione dello stato tensionale efficace alla profondità indagata rispetto ad una pressione di riferimento:

$$N1 = C_N N_{SPT}$$

con:

$$C_N = \sqrt{\frac{98.1}{\sigma'_v}}$$

La densità relativa delle formazioni granulari è determinata sulla base dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, utilizzando le correlazioni riportate nel seguito.

> MEYERHOF (1957)

Ampiamente utilizzata è la correlazione proposta da Meyerhof basandosi sulle esperienze di Gibbs e Holtz:

$$D_R = 21 \sqrt{\frac{N}{\left(0.7 + \frac{\sigma'_v}{98}\right)}} \quad (\%)$$

dove σ'_v è espresso in kPa.

> TERZAGHI E PECK (1967)

Terzaghi e Peck hanno proposto la seguente correlazione:

$$D_R = 100 \sqrt{\frac{N_{(60)}}{60}}$$

105

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

105-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

> BAZARAA (1962)

Bazaraa ha proposto la seguente relazione:

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{60}}{20(1 + 4,1\sigma'_v)}} \quad \text{se } \sigma'_v \leq 0,732$$

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{60}}{20(3,24 + 1,024\sigma'_v)}} \quad \text{se } \sigma'_v > 0,732$$

dove σ'_v è espresso in kg/cm².

Inoltre, La densità relativa D_r è stata ricavata dalle prove CPTu utilizzando le seguenti relazioni.

> LANCELLOTTA (1991)

I risultati delle numerosissime prove eseguite in camera di calibrazione hanno dimostrato che la resistenza alla punta è fondamentalmente influenzata dalla densità relativa e dalla tensione orizzontale efficace, mentre il tipo di sabbia e il grado di saturazione hanno un'influenza trascurabile. Utilizzando i dati di numerosi autori, Lancellotta (in Jamiolkowski, 1985) indica, su base statistica, la seguente correlazione:

$$D_R = -98 + 66 \log \frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_v}} \quad (2.3)$$

dove q_c e σ'_v sono espressi in t/m².

> LANCELLOTTA (1991)

I risultati delle numerosissime prove eseguite in camera di calibrazione hanno dimostrato che la resistenza alla punta è fondamentalmente influenzata dalla densità relativa e dalla tensione orizzontale efficace, mentre il tipo di sabbia e il grado di saturazione hanno un'influenza trascurabile. Utilizzando i dati di numerosi autori, Lancellotta (in Jamiolkowski, 1985) indica, su base statistica, la seguente correlazione:

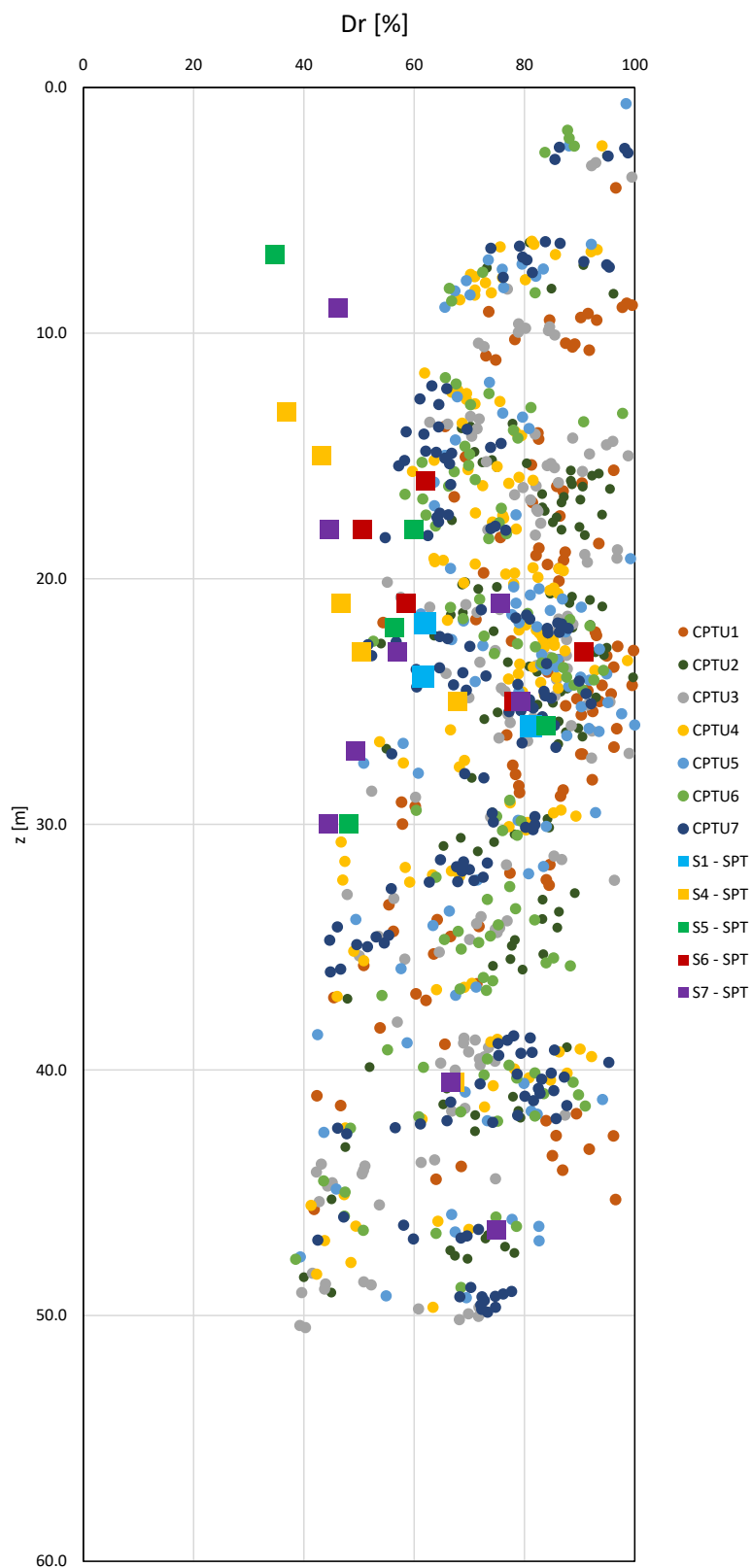
$$D_R = -98 + 66 \log \frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_v}} \quad (2.3)$$

dove q_c e σ'_v sono espressi in t/m².

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA



105

BOSCO DELLO SPORT
ARENA

105-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

11.2.2 Angolo di attrito ϕ

L'angolo di attrito ϕ è determinato dalla rielaborazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT e statiche CPTu e dalle prove di laboratorio.

Di seguito si riporta una tabella contenente le correlazioni utilizzate.

5.2.3.2. Correlazioni di uso attuale

Di utilizzo generale al giorno d'oggi sono le seguenti relazioni:

- relazione di Schmertmann (1975);
- relazione di Hatanaka e Uchida (1996);
- relazione di Wolff (1989).

> SCHMERTMANN (1975)

La relazione di Schmertmann è la seguente:

$$\phi' = \tan^{-1} \left(\frac{N_{60}}{12,2 + 20,3 \frac{\sigma'_v}{98,1}} \right)$$

dove il valore di σ'_v deve essere espresso in kPa.

> HATANAKA E UCHIDA (1996)

Hatanaka e Uchida propongono la seguente relazione:

$$\phi' = 20 + \sqrt{15,4 N_{(60)}}$$

Tale relazione è basata su confronti con prove triassiali drenate su campioni di sabbia di alta qualità, prelevati con la tecnica del congelamento. Mayne (1998 e 2001) ha confermato la validità della relazione anche per sabbie limose contenenti fino al 30% di fini (figura 5.6).

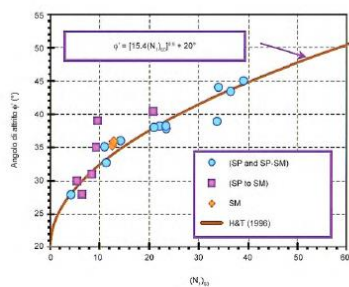


Figura 5.6
Correlazione di Hatanaka e Uchida
(da Mayne et al., 2001)

Meyerhof (sabbie fini e sabbie limose) (1956)

$$\phi' = 19,8 + 4,38 \ln(N)$$

Meyerhof (sabbie medie e grosse) (1956)

$$\phi' = 25,2 + 4,28 \ln(N)$$

Tutti i dati di Robertson & Campanella (1983) sono stati rielaborati da Mayne (2006):

$$\phi = \arctan \left[0,1 + 0,38 \cdot \log \left(\frac{q_T}{\sigma'_{vo}} \right) \right]$$

> KULHAWY E MAYNE (1990)

Kulhawy e Mayne (1990) derivano la seguente correlazione (figura 5.7) valida (Mayne, 1991) per sabbie da pulite a limose:

$$\phi' = 17,6 + 11 \log(q_{c1})$$

La formula, ricavata sulla base di prove triassiali eseguite su sabbie pulite giapponesi prelevate con la tecnica del congelamento, si è rivelata molto attendibile anche su sabbie limose, come risulta dai dati riportati nella figura 5.8.

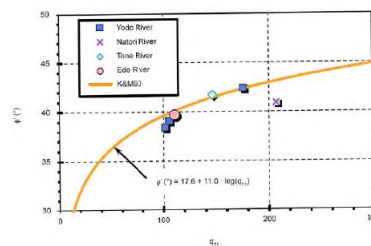
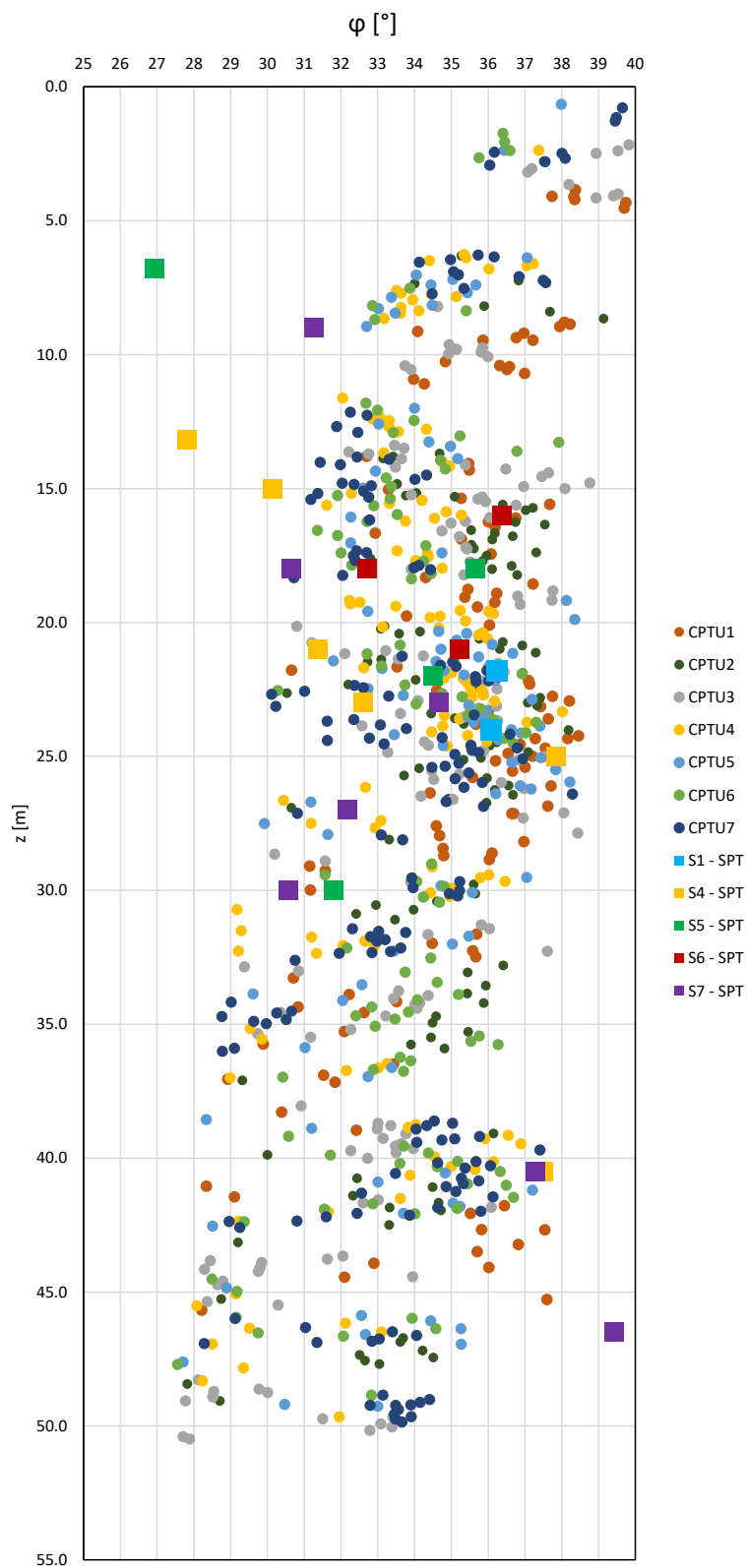


Figura 5.7
Correlazione di Kulhawy
e Mayne (1990)
(da Mayne et al., 2001)

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA



I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

11.2.3 Caratteristiche deformative

Per la determinazione dei moduli deformativi sono state utilizzate le relazioni descritte di seguito.

Si distinguono i seguenti parametri:

- E_{25} modulo di deformazione operativo a livelli di deformazione corrispondenti ad uno sforzo deviatorico pari al 25% dello sforzo di rottura;
- E_{ed} : modulo edometrico.

Jamiolkowski et al. (1988) hanno proposto le seguenti correlazioni:

$$E = (10,5 - 3,5D_R) \cdot N_{60} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$E = (52,5 - 35D_R) \cdot N_{60} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

da usarsi rispettivamente per terreni normalconsolidati e per terreni sovraconsolidati. Il modulo calcolato è assunto pari a quello corrispondente a tensioni pari al 25% di quelle a rottura.

Bowles (1987) propone la seguente relazione:

$$E = 7,5 + 0,5N \quad (\text{MPa})$$

L'AASHTO (1996) suggerisce le seguenti correlazioni:

- per limi, sabbie limose, miscele leggermente coesive:

$$E = 0,4N_{1(60)} \quad (\text{MPa})$$

- per sabbie pulite da fini a medie, sabbie leggermente limose:

$$E = 0,7N_{1(60)} \quad (\text{MPa})$$

- per sabbie grossolane e sabbie con poca ghiaia:

$$E = 1,0N_{1(60)} \quad (\text{MPa})$$

- per ghiaie sabbiose:

$$E = 1,2N_{1(60)} \quad (\text{MPa})$$

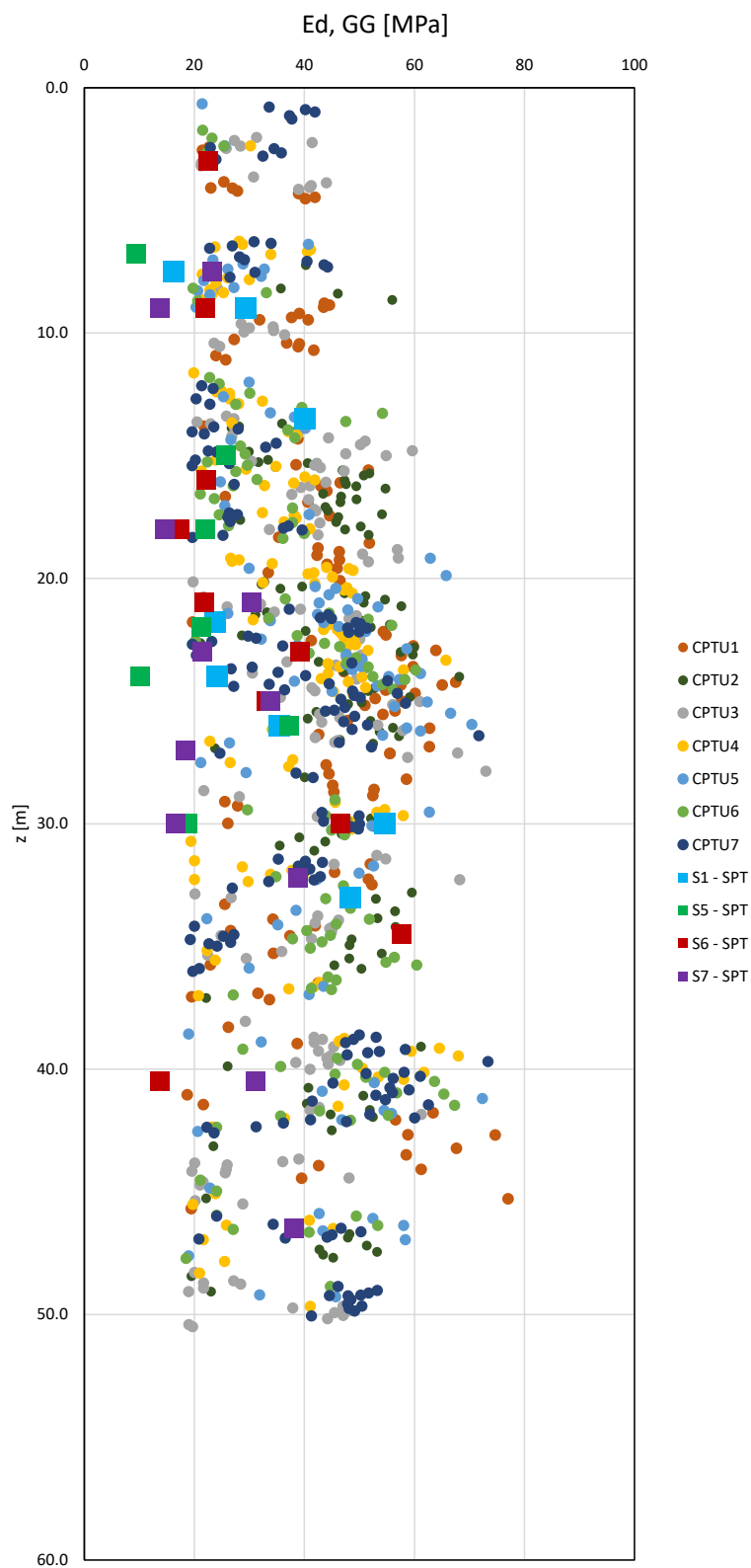
**Modulo edometrico, E_{ed}
(Lunne & Christoffersen, 1983):**

Sabbie NC	$q_c < 10 \text{ MPa}$	$E_{ed} = 4 q_c$
	$10 \text{ MPa} < q_c < 50 \text{ MPa}$	$E_{ed} = 2 q_c + 20$
	$q_c > 50 \text{ MPa}$	$E_{ed} = 120 \text{ MPa}$
Sabbie OC ($OCR > 2$)	$q_c < 50 \text{ MPa}$	$E_{ed} = 5 q_c$
	$q_c > 50 \text{ MPa}$	$E_{ed} = 250 \text{ MPa}$

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA



I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

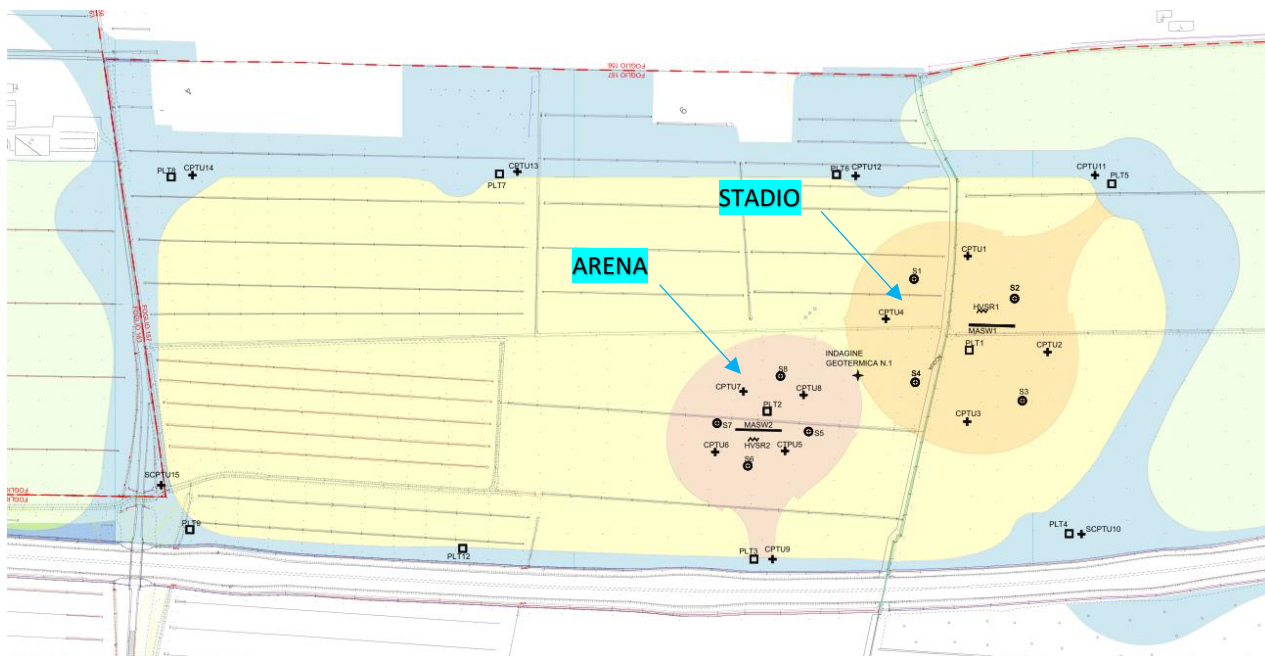
I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

12 INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO 2022

La società G&T S.r.l., su incarico del Comune di Venezia, ha eseguito una campagna di indagine geognostica integrativa finalizzata allo studio dei terreni di fondazione.

L'indagine geognostica è stata eseguita nei mesi di agosto, settembre e ottobre 2002, ed è consistita nell'esecuzione delle seguenti attività:

- Indagine magnetometrica nei punti di indagine geognostica
- N.8 sondaggi a carotaggio continuo con profondità compresa tra 40 e 50 m da p.c., con prove in foro e prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati di terreno finalizzati all'esecuzione di prove geotecniche di laboratorio, compresa installazione di piezometri; per ogni sondaggio sono state effettuate prove SPT, Torvane e Pocket penetrometer;
- N. 16 prove penetrometriche statiche elettriche con piezocono, con profondità compresa tra 20 e 40 m, di cui n. 2 eseguite con piezocono sismico;
- N. 10 test di dissipazione delle sovrappressioni neutrali in fase di prova CPTU
- n. 2 stendimenti sismici a rifrazione;
- n. 2 stendimento di sismica passiva MASW;
- n. 12 prove di carico su piastra;
- n. 12 pozzetti esplorativi con prelievo campioni di terreno e prove geotecniche di laboratorio
- nell'ambito delle attività di indagine geognostica si è anche provveduto all'esecuzione di n. 1 sonda geotermica a singola U con profondità 120 m da p.c., con esecuzione di test idraulico di tenuta e test di risposta termica ETRT.



I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

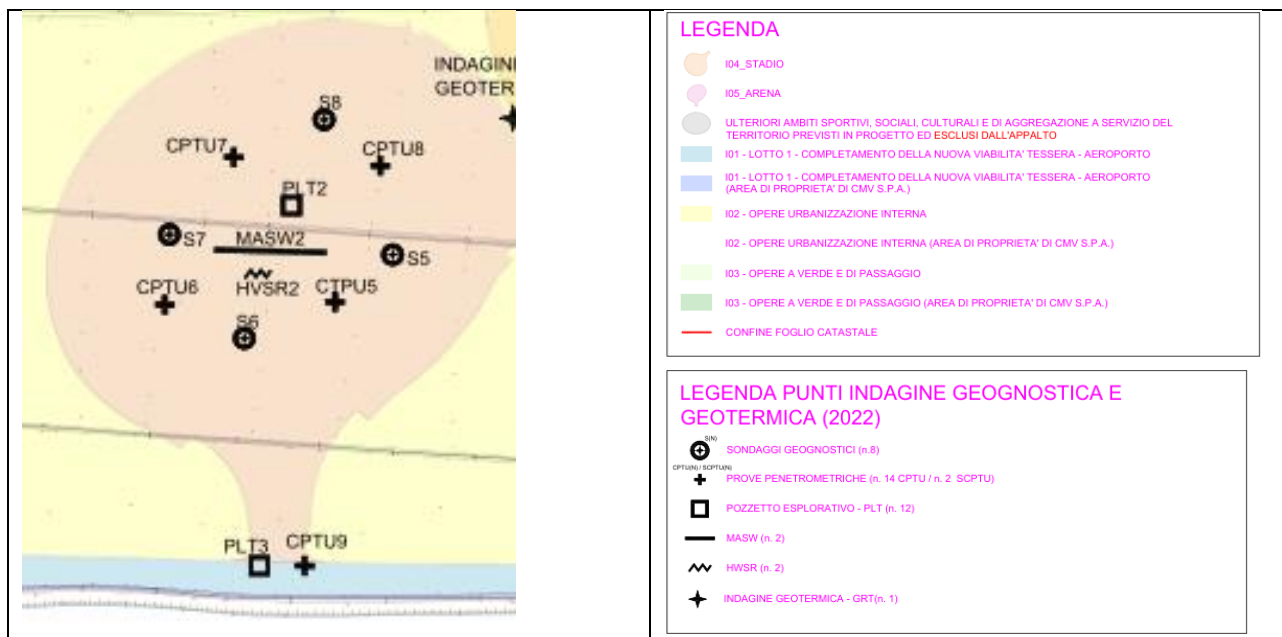


FIGURA 41 – PLANIMETRIA INDAGINI 2022

In particolare, per la caratterizzazione dei terreni della zona "Arena" (Intervento - I05) sono state considerate le verticali di indagine individuate in seguito:

COORDINATE PUNTI DI INDAGINE - GAUSS BOAGA FUSO EST (EPSG 3004)			
PUNTO DI INDAGINE	N	E	Quota p.c. (m s.l.m.)
SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO			
S1	5044541.1	2310961.7	-0.12
S2	5044638.4	2310915.2	-0.48
S3	5044710.5	2310999.2	-0.32
S4	5044607.1	2311052.2	-0.25
S5	5044549.8	2311163.1	-0.51
S6	5044516.6	2311230.6	-0.23
S7	5044463.8	2311213.9	-0.62
S8	5044488.0	2311130.7	-0.06
PROVE PENETROMETRICHE STATICHE ELETTRICHE CON PIEZOCONO E SISMICO			
CPTU01	5044573.6	2310906.8	-0.37
CPTU02	5044701.4	2310940.5	-0.40
CPTU03	5044675.7	2311052.8	-0.26
CPTU04	5044541.7	2311015.0	-0.34
CPTU05	5044537.5	2311195.1	-0.39
CPTU06	5044478.4	2311241.7	-0.25
CPTU07	5044465.6	2311168.2	-0.25
CPTU08	5044519.2	2311135.4	-0.41
CPTU09	5044596.2	2311298.1	-0.72
SCPTU10	5044847.2	2311077.6	-0.07
CPTU11	5044630.5	2310756.3	-0.25
CPTU12	5044424.6	2310910.6	-0.40
CPTU13	5044128.3	2311122.7	-0.61
CPTU14	5043845.6	2311331.8	-0.45
SCPTU15	5044013.5	2311623.8	-0.50
CPTU16	5043050.6	2311337.0	0.12
POZZETTI ESPLORATIVI CON PROVE DI CARICO SU PIASTRA			
PLT1	5044634.5	2310988.5	-0.45
PLT2	5044495.2	2311172.0	-0.74
PLT3	5044580.6	2311309.5	-0.62
PLT4	5044836.4	2311085.1	-0.03
PLT5	5044649.8	2310752.9	-0.23
PLT6	5044407.5	2310921.2	-0.41
PLT7	5044113.4	2311132.5	-0.56
PLT8	5043830.3	2311346.7	-0.45
PLT9	5044066.8	2311644.3	-0.48
PLT10	5043422.6	2311335.4	-0.58
PLT11	5043077.4	2311324.0	-0.07
PLT12	5044320.4	2311485.8	-0.84
SONDA GEOTERMICA VERTICALE			
SGV1	5044554.9	2311082.9	-0.16

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D

RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

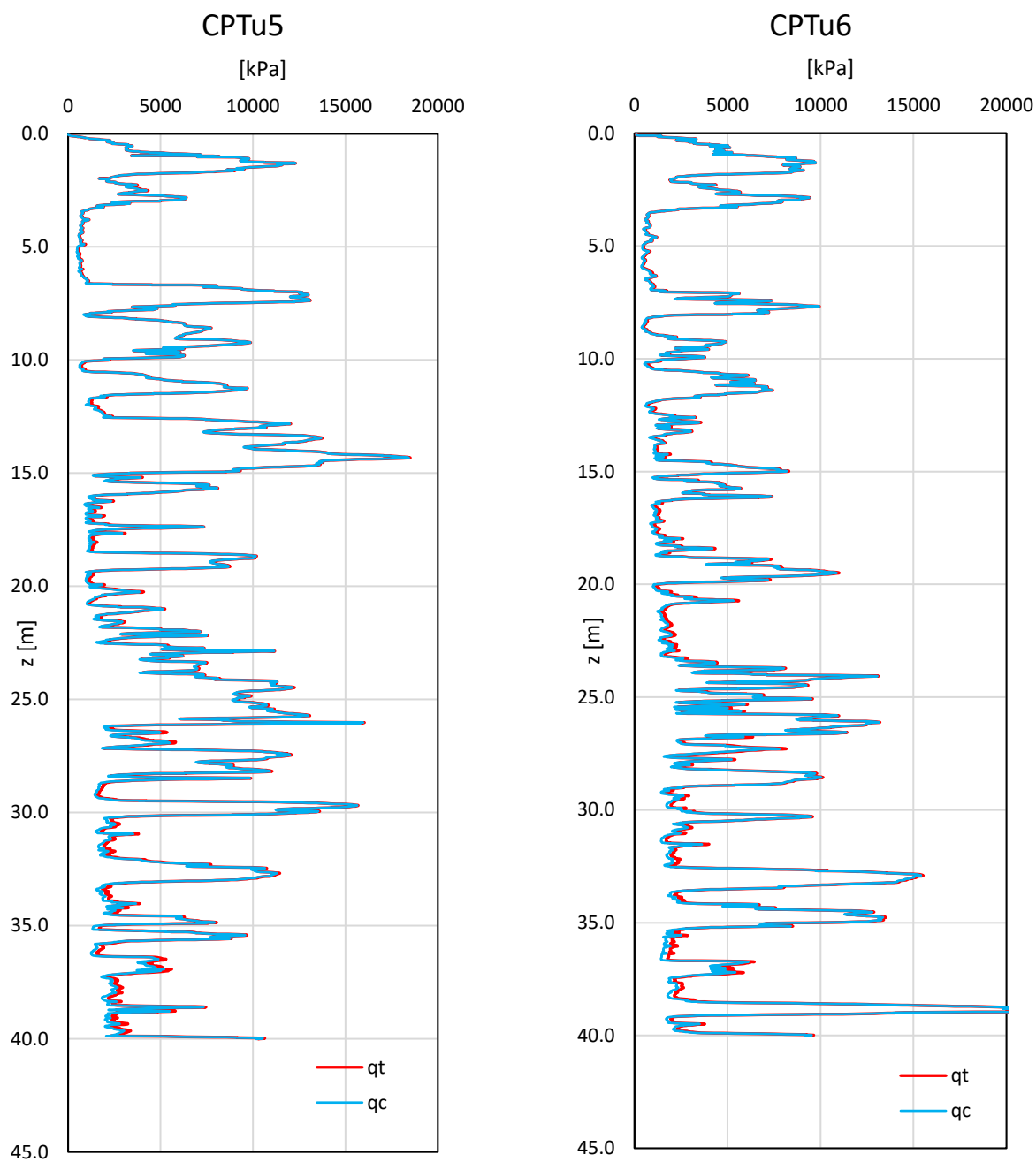


FIGURA 42: PROVA PENETROMETRICA CPTU5 – CPTU6 (INDAGINI 2022)

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D

RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

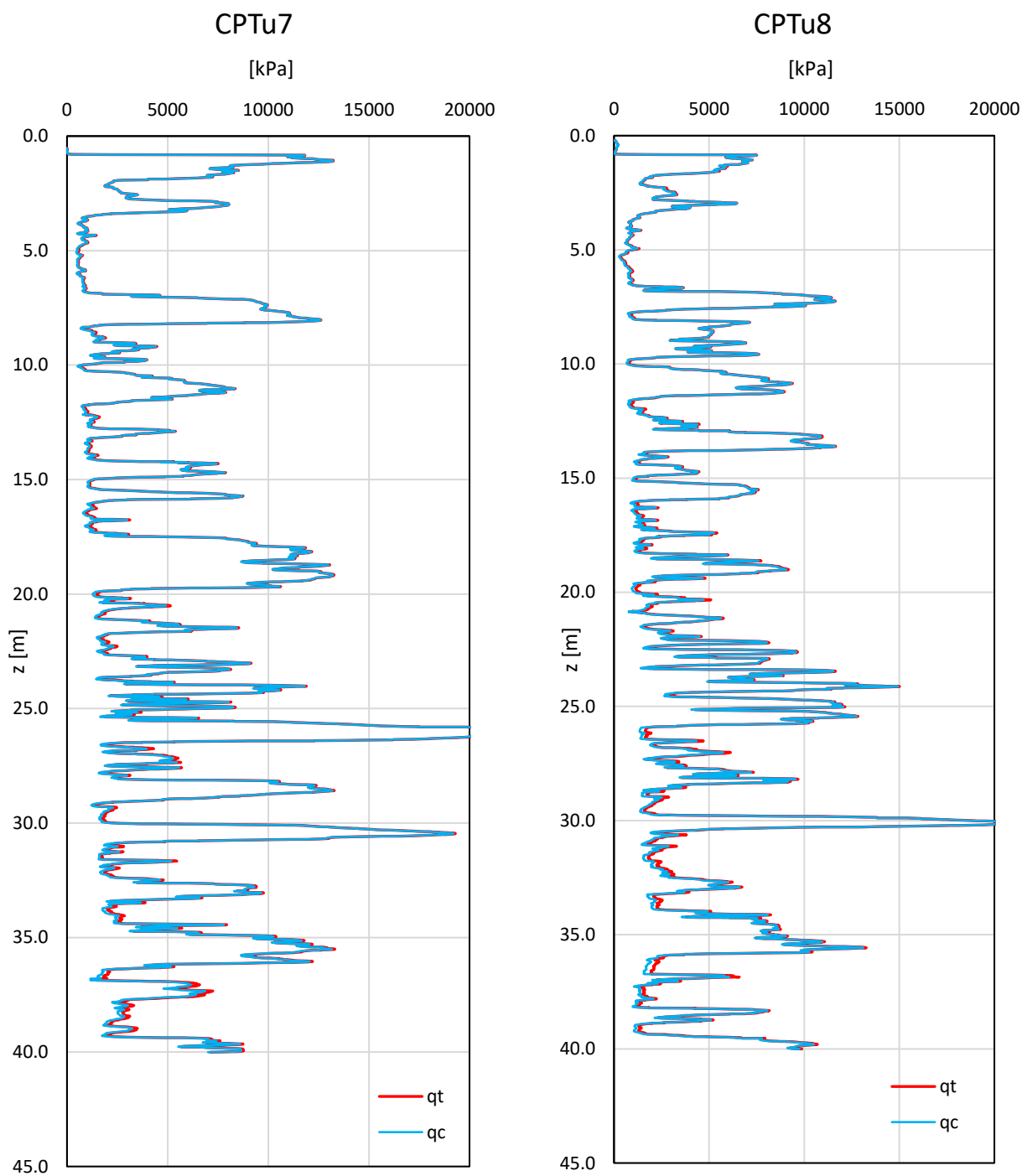


FIGURA 43: PROVA PENETROMETRICA CPTU7 – CPTU8 (INDAGINI 2022)

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

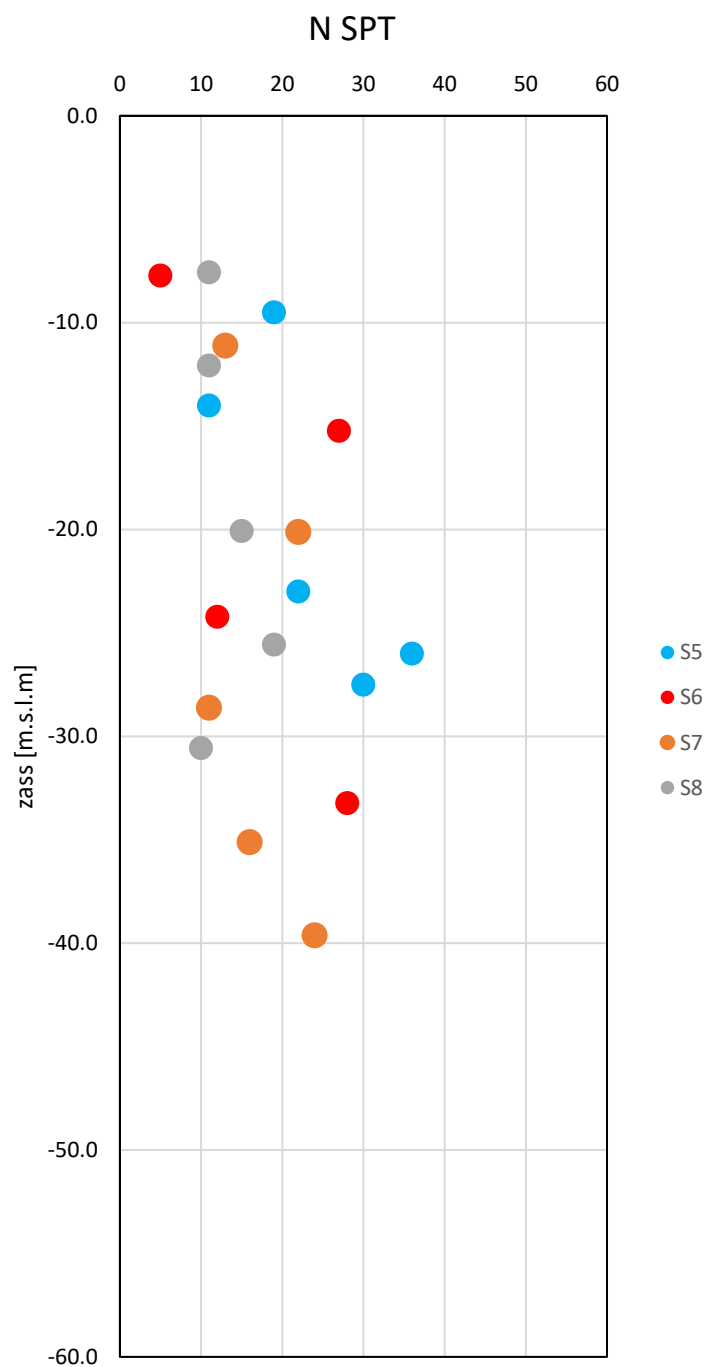


FIGURA 44: VALORI NSPT DA PROVE PENETROMETRICHE SPT (INDAGINI 2022)



Città metropolitana
di Venezia




105

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

105-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Per brevità dell'esposizione si riporta il solo sondaggio S5.

		Committente COMUNE DI VENEZIA							
		Cantiere BOSCO DELLO SPORT, TESSERA - VENEZIA							
		Sondaggio S5	Data 08-12/09/22	Responsabile di sito Dott. Luca Dal Colle			Commessa 074-22	Scheda 1 di 4	
Impresa Ground Eng. S.r.l.		Metodo e diametro di perf. Carot. cont. diam. 101 mm			Diametro rivestimenti 127 mm		Prof. falda 2.1 m da p.c. (07/10/22)	Quota inizio -0.51 m s.l.m.	
Scala 1 : 20	Profondità dal p.c. (m)	Potenza dello strato (m)	Sezione geologica	Descrizione litologica	Prove lefranc	S.P.T.	Pocket penetrom. (kg/cm ²)	Tarvane (kg/cm ²)	Campioni indisturbati o rimaneggiati
									Piezometro casagrande cella a -8.5 m
1	1.10			Limo argilloso debolmente sabbioso, compatto, noccia con fiamme ocra.					
2	1.1	0.80		Argilla limosa, compatta, grigia con fiamme ocra			3.7 3.5		
3	1.9	0.50		Limo argilloso sabbioso, noccia con fiamme ocra			fs fs		
4	2.4	0.70		Limo sabbioso, grigio; argilloso alla base			2.2	0.65	
5	3.1			Argilla limosa, con punti torbosi, moderatamente consistente, grigio; C.I. "A" da -4.5 a -5.1 m			0.5 1.0 1.0 1.0	0.25 0.5 0.25 0.50	
6	1.90						1.0 1.1 1.5	0.50 0.55 0.75	
7	5.0			Argilla con limo, organica e con punti torbosi, poco consistente, grigia; torbosa alla base			0.1 0.1 0.25 0.1		"C.I. A"
8	1.30								
9	6.3	0.40		Argilla limosa, moderatamente consistente, grigia			0.75 1.3	0.40 0.65	
10	6.7	1.30		Limo sabbioso, torboso alla base, grigio					
11	8.0			Sabbia fine limosa, moderatamente odensata, grigia					
12	2.00					7/9/10			



Città metropolitana
di Venezia



105

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

105-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

G & T

ambiente
geotecnica

Committente

COMUNE DI VENEZIA

Cantiere

BOSCO DELLO SPORT, TESSERA – VENEZIA

Sondaggio

S5

Data

08-12/09/22

Responsabile di sito

Dott. Luca Dal Colle

Commessa

074-22

Scheda

2 di 4

Impresa

Ground Eng. S.r.l.

Metodo e diametro di perf.

Carot. cont. diam. 101 mm

Diametro rivestimenti

127 mm

Prof. folda

2,1 m da p.c.
(07/10/22)

Quota inizio

-0.51 m s.l.m.

Scala 1 : 20	Profondità dal p.c. (m)	Potenza della strato (m)	Sezione geologica	Descrizione litologica	Prove lefranc	S.P.T.	Pocket penetrom. (kg/cmq)	Torvane (kg/cmq)	Campioni indisturbati a rimaneggiati	Piezometro casagrande cella a -8.5 m	
11	10.6	0.60		Limo sabbioso, grigio	L.F.1 ○	2/5/6	0.75 0.6 1.0 1.0	0.40 0.30 0.50 0.50	"C.R. 1" ○		
	0.90		Alternanze di argilla limosa e limo sabbioso, moderatamente consistenti, con intercalazioni di torba bruna.								
12	11.5	0.50		Limo sabbioso, grigio							
	12.0			Sabbia medio-fine, poco addensata, grigia							
13											
14		3.3									
15											
16	15.3	1.20		Limo, da argilloso a sabbioso, con punti organici, grigio							
17	16.5	0.60		C.I. "B", da -16.5 a -17.1					"C.I. B" □		
	17.1	0.70		Alternanze di limo argilloso e limo sabbioso, con punti torbosi e resti lignei, poco consistenti, grigio			0.4	0.20			
18	17.8	0.50		Limo con argilla, moderatamente consistente, grigio con punti torbosi			1.0	0.45			
	18.3	0.40		Limo argilloso e limo sabbioso, organici, grigi			0.75 0.75	0.35 0.40			
19	18.7	0.40		Limo sabbioso, organico, grigio scuro			0.75	0.30			
	19.1	0.70		Alternanze di argilla limosa e limo, organiche, torbosa, grigia			0.1 0.1				
20	19.8						0.60	0.40			



Città metropolitana
di Venezia



105

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

105-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

G & T

ambiente
geotecnica

Committente

COMUNE DI VENEZIA

Contiere

BOSCO DELLO SPORT, TESSERA – VENEZIA

Sondaggio

S5

Data

08-12/09/22

Responsabile di sito

Dott. Luca Dal Colle

Commessa

074-22

Scheda

3 di 4

Impresa

Ground Eng. S.r.l.

Metodo e diametro di perf.

Carot. cont. diam. 101 mm

Diametro rivestimenti

127 mm

Prof. fondo

2,1 m da p.c.
(07/10/22)

Quota inizio

-0,51 m s.l.m.

Scala 1 : 20	Profondità dal p.c. (m)	Potenza della strato (m)	Sezione geologica	Descrizione litologica	Prove lefranc	S.P.T.	Pocket penetrom. (kg/cmq)	Tarvane (kg/cmq)	Campioni indisturbati o rimaneggiati	Piezometro casagrande cella a -8,5 m
	20.3	0.50		Argilla torbosa, passante a torba bruna da -19,9 m	4/8/14		1.0	0.45		
21		0.90		Lima debolmente sabbiosa/debolmente argillosa, grigia; con punti torbosi limoso-argillosi alla base						
22	21.2			Sabbia fine limosa, grigia						
23	22.5	1.30		Sabbia media, moderatamente addensata, grigia						
24					6/15/21				"C.R. 2"	
25										
26		6.50			8/10/20				"C.R. 3"	
27										
28										
29	29.0								"C.R. 4"	
		0.60		Argilla con torba localmente prevalente, da grigia a bruno			1.3	0.60		
	29.6									
		0.40		Sabbia fine con torba alla base e argilla limosa torbosa alla base						
30										

REGIONE DEI GEOLOGI

Dott. Geol.
Luca
DAL COLLE
N° 697

REGIONE DEL VENETO






Città metropolitana
di Venezia



105

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

105-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA



G & T
soluzioni
geotecniche

Committente
COMUNE DI VENEZIA

Cantiere
BOSCO DELLO SPORT, TESSERA – VENEZIA

Sondaggio S5	Data 08-12/09/22	Responsabile di sito Dott. Luca Dal Colle	Commessa 074-22	Scheda 4 di 4
-----------------	---------------------	--	--------------------	------------------

Impresa Ground Eng. S.r.l.	Metodo e diametro di perf. Carot. cont. diam. 101 mm	Diametro rivestimenti 127 mm	Prof. folds 2,1 m da p.c. (07/10/22)	Quota inizio -0.51 m s.l.m.
-------------------------------	---	---------------------------------	--	--------------------------------

Scala 1 : 20	Profondità dal p.c. (m)	Potenza dello strato (m)	Sezione geologica	Descrizione litologica	Prove lefranc	S.P.T.	Pocket penetrom. (kg/cmq)	Tarvane (kg/cmq)	Campioni indisturbati o rimaneggiati	Piezometro casagrande cella a -8.5 m
		0.6		C.I. "C" DA -30.0 A -30.6 m						
	30.6			Limo argilloso con torba, consistente, grigio						
31	31.2	0.60		Limo argilloso, consistente, grigio			3.0	fs		
		0.95					1.2	0.50		
32	32.15			Limo argilloso con torba, grigio scuro			1.0	0.45		
	32.5	0.35		Limo argilloso, consistente, grigio			1.5	0.60		
	32.9	0.40								
33	32.9	0.5		Limo sabbioso/debolmente sabbioso, grigio						
	33.4	0.35		Limo argilloso debolmente sabbioso, con punti torbosi, grigio						
34	33.75			Limo argilloso, grigio			1.7	0.9		
		0.85					1.5	0.76		
35	34.6			Limo da debolmente sabbioso a sabbioso, grigio						
		1.35								
36	35.95			Torba bruna						
	36.3	0.35		Argilla limosa con torba, bruna, grigia						
		0.65								
37	36.95			Torba bruna						
		0.75								
38	37.7			C.I. "D" da -37.7a -38.2						
	38.2	0.50		Sabbia al tetto; da -38.3 m limo da argilloso a debolmente sabbioso, con punti torbosi, consistente, grigio			1.8	0.8		
							3.0	>1		
39		1.80					fs	>1		
							2.5	>1		
40							1.6	0.60		

FINE SONDAGGIO 40.0 m

REGIONE DEI GEOL. DEL VENETO
Dott. Geol.
LUCA DAL COLLE
N° 697

FINE SONDAGGIO 40.0 m



I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Piezometro	Quota p.c. (m s.l.m.)	Quota b.p. (m s.l.m.)	Quota falda da b.p. (m)	Profondità falda (m da p.c.)	Quota falda (m s.l.m.)
S1	-0.12	0.25	-1.33	0.96	-1.08
S2	-0.48	-0.10	-2.46	2.08	-2.56
S3	-0.32	-0.53	-0.15	0.36	-0.68
S4	-0.25	0.20	-1.40	0.95	-1.20
S5	-0.51	-0.14	-2.47	2.10	-2.61
S6	-0.23	0.15	-2.87	2.49	-2.72
S7	-0.62	-0.31	-1.97	1.66	-2.28
S8	-0.06	0.04	-0.38	0.28	-0.34

FIGURA 45: MISURE PIEZOMETRICHE (INDAGINI 2022)

Sondaggio	Prova	Profondità tratto di prova	Coeff. di permeabilità (m/s)	Stratigrafia tratto di prova
S1	1	29.5-30.0 m	5.9×10^{-6}	Sabbia media con punti torbosi
S2	1	25.0-25.5 m	1.6×10^{-6}	Sabbia medio fine
S3	1	7.0-7.5 m	1.1×10^{-6}	Limo sabbioso
S4	1	8.5-9.0 m	1.2×10^{-6}	Sabbia fine limosa
S5	1	13.2-13.5 m	1.2×10^{-5}	Sabbia medio fine
S6	1	8.5-9.0 m	1.2×10^{-5}	Sabbia e limo
S7	1	25.0-25.0 m	3.0×10^{-6}	Sabbia fine con frazione argillosa
S8	1	7.3-7.5	7.9×10^{-6}	Sabbia fine con limo

FIGURA 46: PROVE DI PERMEABILITÀ LEFRANC (INDAGINI 2022)

Nei successivi paragrafi vengono prese in esame le principali caratteristiche geotecniche dei terreni desunte dai risultati delle prove condotte in sito e di laboratorio.

Vengono riportate distintamente le proprietà fisiche, meccaniche e deformative ricavate dalla rielaborazione delle prove rispettivamente per le formazioni coesive e formazioni granulari.

105

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

105-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

12.1 FORMAZIONI COESIVE

12.1.1 Caratteristiche fisiche

Generalmente dalle analisi di laboratorio eseguite su campioni indisturbati si possono ricavare le seguenti proprietà fisiche:

- $\gamma_n = (1-n) \cdot G_s \cdot \gamma_w + n \cdot \gamma_w = \frac{G_s + e}{1+e} \cdot \gamma_w$: peso di volume naturale
- $\gamma_{SAT} = (1-n) \cdot G_s \cdot \gamma_w + n \cdot \gamma_w = \frac{G_s + e}{1+e} \cdot \gamma_w$: peso di volume saturo
- $\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+w} = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1+e} = (1-n) \cdot G_s \cdot \gamma_w$: peso di volume secco
- $G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$: peso specifico
- $S = \frac{w \cdot \gamma_s}{n \cdot (1+w) \cdot \gamma_w} = \frac{G_s \cdot w}{e}$: grado di saturazione
- $e = \frac{G_s \cdot \gamma_w \cdot \gamma_d}{\gamma_d} = \frac{n}{1-n}$: indice dei vuoti
- $n = 1 - \frac{\gamma_d}{G_s \cdot \gamma_w} = 1 - \frac{\gamma_s}{G_s \cdot \gamma_w \cdot (1+w)} = \frac{e}{1+e}$: porosità
- w : contenuto naturale d'acqua
- w_L : limite di liquidità
- w_P : limite di plasticità
- $I_P = w_L - w_P$: indice di plasticità
- $I_C = \frac{w_L - w}{I_P}$: indice di consistenza

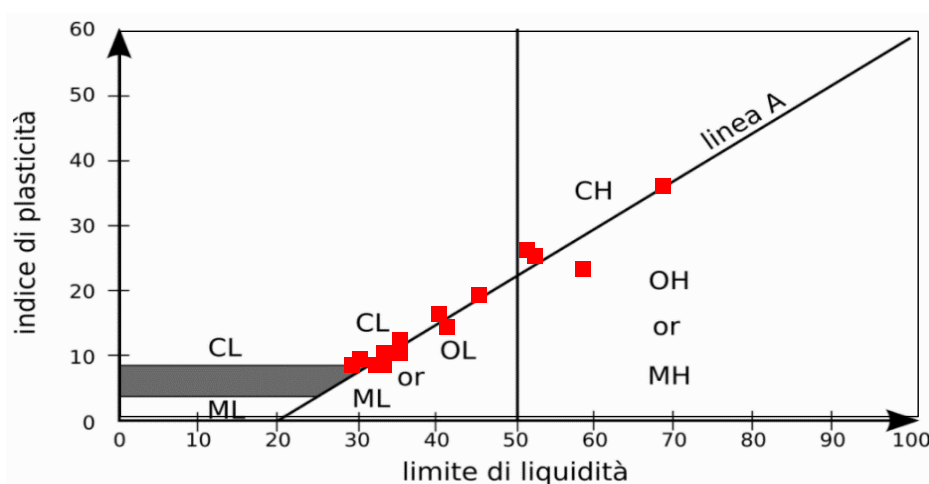
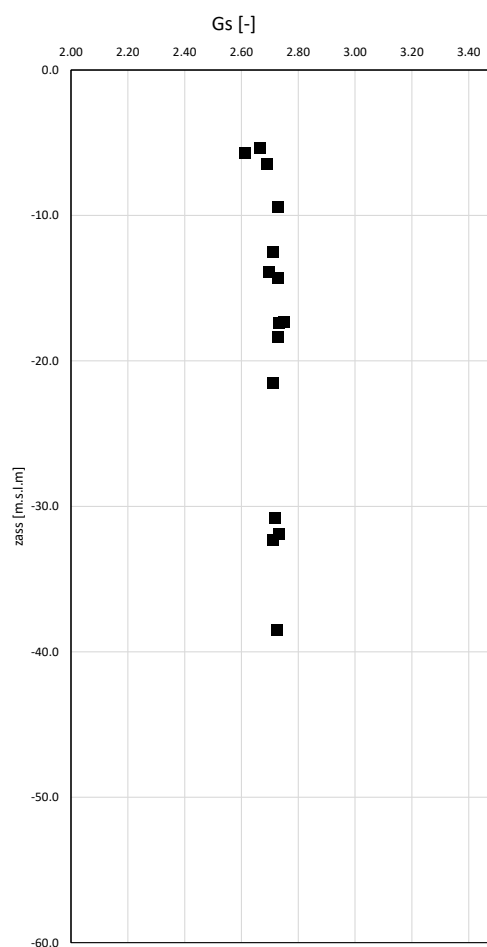
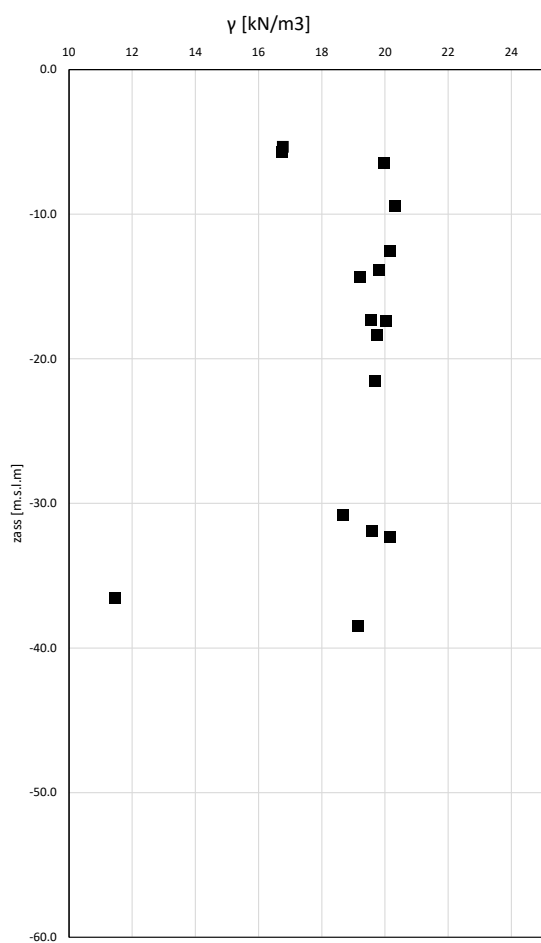
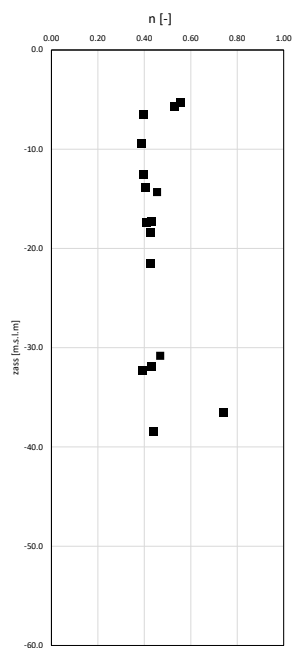


FIGURA 47 – CARTA DI PLASTICITÀ DI CASAGRANDE (INDAGINI 2022)

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

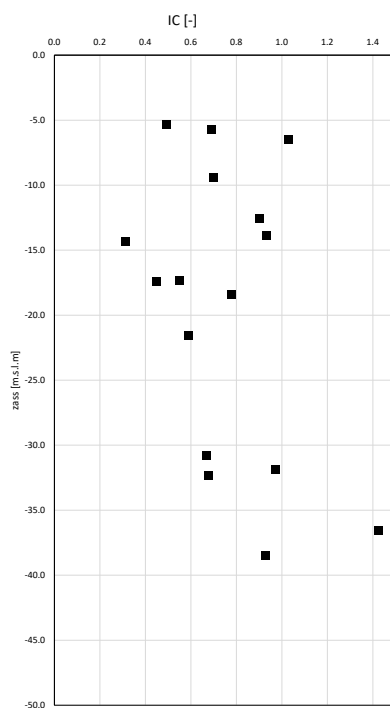
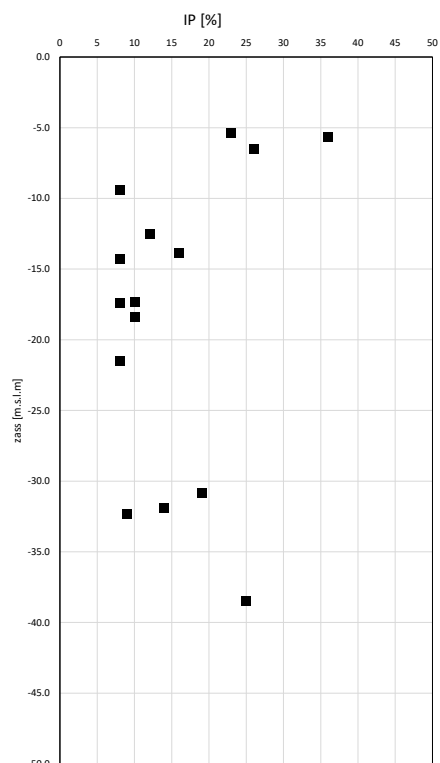
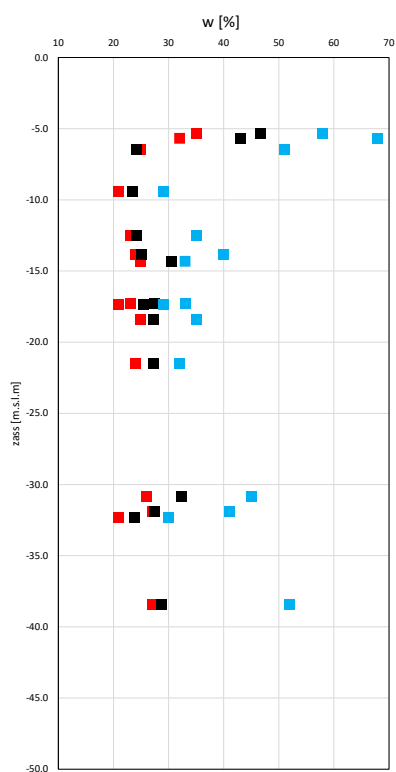
I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA



I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA



I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

12.1.2 Caratteristiche a rottura

I parametri di resistenza meccanica che caratterizzano gli strati coesivi sono:

- Resistenza al taglio c_u in condizioni non drenate
- Angolo di attrito φ' e coesione c' in condizioni drenate.

Il valore della coesione non drenata c_u viene determinato dall'interpretazione delle seguenti prove:

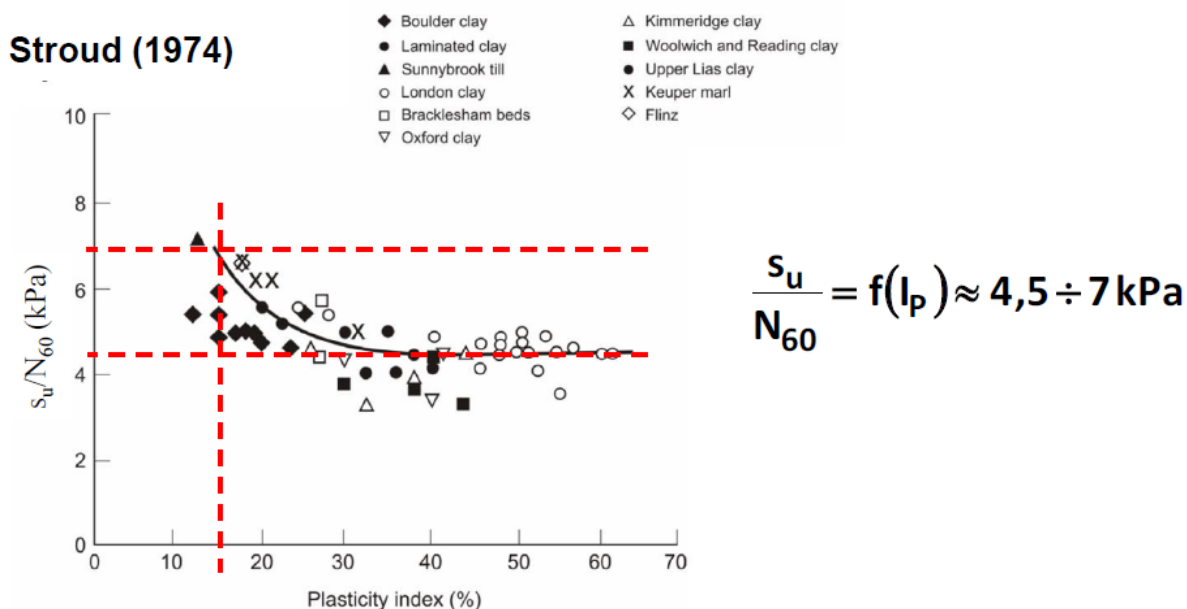
- Pocket Penetrometer;
- Torvane;
- CPTU;
- SPT;
- Prove di laboratorio UU

Dalle prove CPTU, la coesione non drenata, espressa in kPa, viene calcolata tramite la seguente relazione:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k}$$

Dove il coefficiente N_k è ricavato utilizzando i risultati delle altre prove che forniscono una stima della c_u , in particolare utilizzando le prove poket, torvane e prove di laboratorio UU.

Dalla prova SPT è possibile ricavare la coesione non drenata tramite la relazione di Stroud (1974):

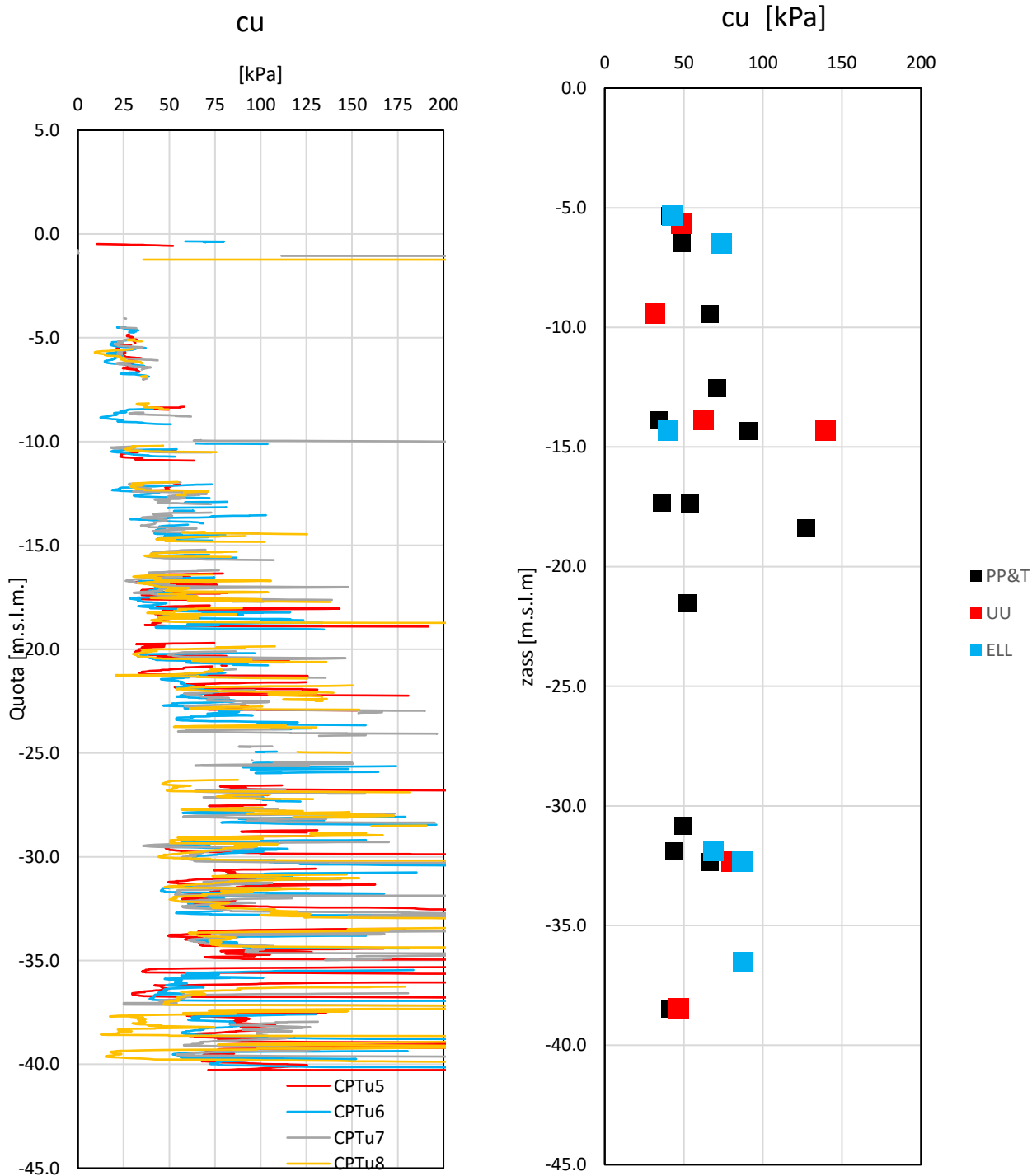


I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Di seguito si riportano i risultati delle prove, in particolare del valore Cu diagrammato in funzione della profondità determinato a partire dai risultati delle prove CPTU, prove PP, prove TV, prove di laboratorio UU, ELL e da prove SPT in foro di sondaggio (in quest'ultimo caso sono state prese in considerazione solamente le prove effettuate negli orizzonti coesivi).

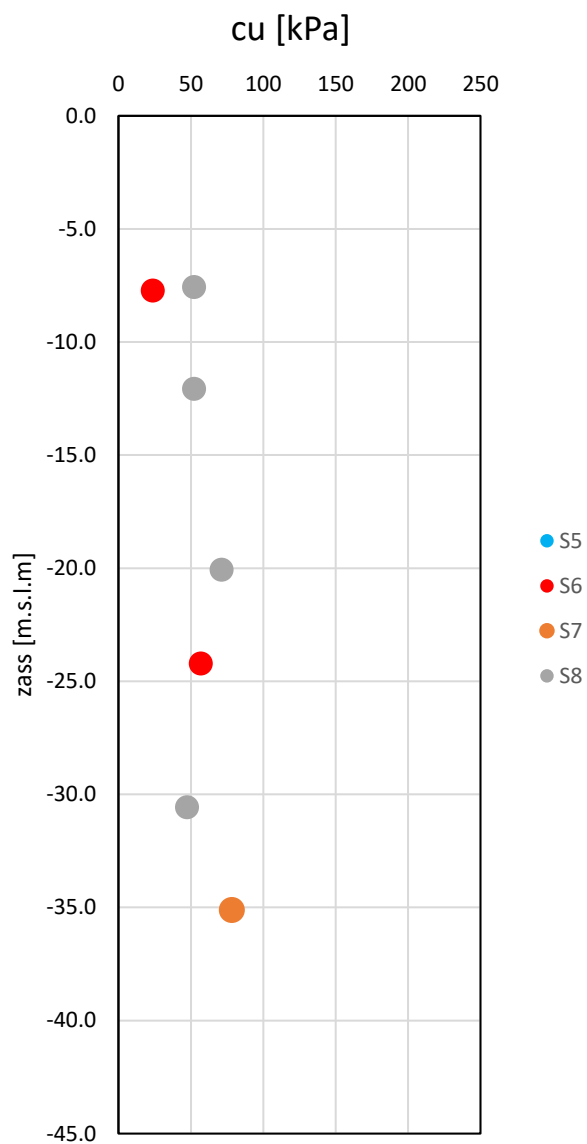


I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D

RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

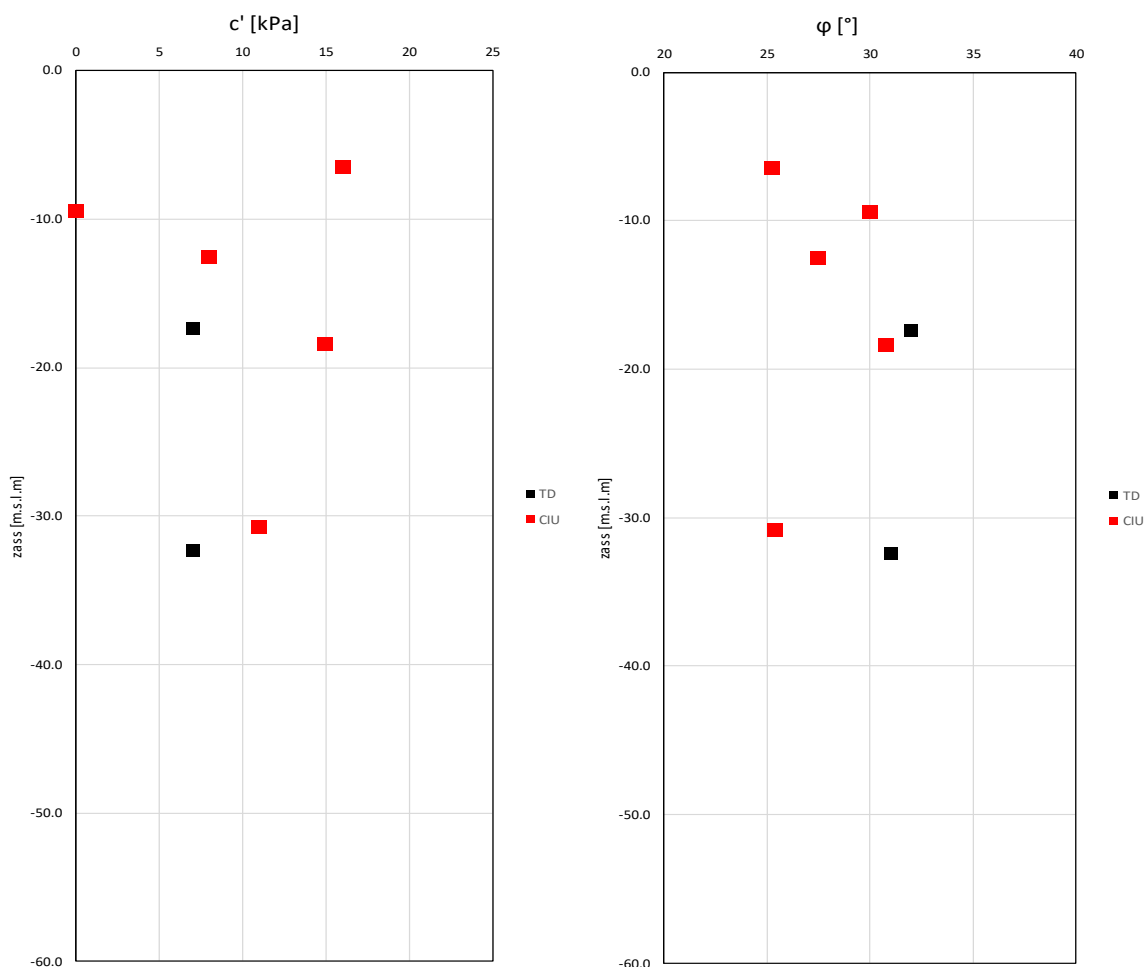


I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

I parametri di resistenza efficaci assegnati a tali materiali sono ricavati dalle prove di laboratorio (CIU e CID).



12.1.3 Caratteristiche deformative

I moduli di deformazione sono ricavati dalla rielaborazione dei risultati delle prove in sito (prove penetrometriche CPTU e SPT) e dai risultati delle analisi di laboratorio (prove Edometriche).

Il grafico seguente riporta l'andamento del modulo Edometrico E_d in funzione della profondità calcolato mediante le correlazioni proposte da Mitchell (1975)

Formulazione empirica (Mitchell & Gardner 1975)

$$E_d = \alpha \cdot q_c$$

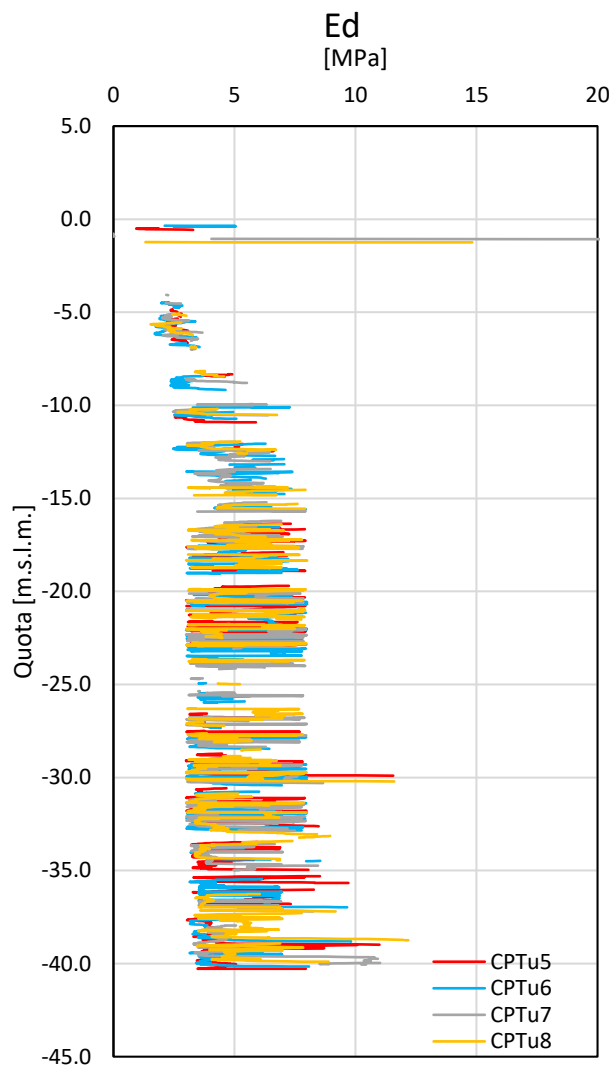
$M = \frac{1}{m_v} = \frac{2,3 \cdot (1+e) \cdot \sigma'_v}{C_c} = \alpha \cdot q_c$		
Argille di bassa plasticità (CL)	$q_c < 0,7 \text{ MPa}$	$3 < \alpha < 8$
	$0,7 < q_c < 2,0 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 5$
Limi di bassa plasticità (ML)	$q_c > 2,0 \text{ MPa}$	$1 < \alpha < 2,5$
	$q_c < 2,0 \text{ MPa}$	$3 < \alpha < 6$
Argille e limi di elevata plasticità (CH, MH)	$q_c > 2,0 \text{ MPa}$	$1 < \alpha < 3$
	$q_c < 2,0 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 6$
Limi organici (OL)	$q_c < 1,2 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 8$
	$q_c < 0,7 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 8$
Torbe e argille organiche (Pt, OH)	$50 < w < 100$	$1,5 < \alpha < 4$
	$100 < w < 200$	$1 < \alpha < 1,5$
	$w > 200$	$0,4 < \alpha < 1$

*w = contenuto in acqua (%)

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA



12.2 FORMAZIONI GRANULARI

12.2.1 Caratteristiche fisiche

Il numero di colpi SPT, necessario all'avanzamento degli ultimi 30 cm ($N_2 + N_3$), da utilizzare nelle seguenti relazioni deve essere corretto per tener conto:

- della possibile risposta non drenata di sabbie pulite addensate sottofalda con $N_{SPT} > 15$:

$$N_{SPT} = 15 + \frac{N_{SPT} - 15}{2}$$

- del rendimento energetico del sistema di battitura:

$$N_{60} = N_{SPT} \frac{ER}{60}$$

dove ER è il rendimento energetico del sistema di battitura che secondo Skempton (1986) e può essere assunto uguale a 60 per l'Italia;

105

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

105-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

- della normalizzazione dello stato tensionale efficace alla profondità indagata rispetto ad una pressione di riferimento:

$$N1 = C_N N_{SPT}$$

con:

$$C_N = \sqrt{\frac{98.1}{\sigma'_v}}$$

La densità relativa delle formazioni granulari è determinata sulla base dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, utilizzando le correlazioni riportate nel seguito.

> MEYERHOF (1957)

Ampiamente utilizzata è la correlazione proposta da Meyerhof basandosi sulle esperienze di Gibbs e Holtz:

$$D_R = 21 \sqrt{\frac{N}{\left(0,7 + \frac{\sigma'_v}{98}\right)}} \quad (\%)$$

dove σ'_v è espresso in kPa.

> TERZAGHI E PECK (1967)

Terzaghi e Peck hanno proposto la seguente correlazione:

$$D_R = 100 \sqrt{\frac{N_{60}}{60}}$$

> BAZARAA (1962)

Bazaraa ha proposto la seguente relazione:

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{60}}{20(1 + 4,1\sigma'_v)}} \quad \text{se } \sigma'_v \leq 0,732$$

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{60}}{20(3,24 + 1,024\sigma'_v)}} \quad \text{se } \sigma'_v > 0,732$$

dove σ'_v è espresso in kg/cm².

Inoltre, La densità relativa D_r è stata ricavata dalle prove CPTu utilizzando le seguenti relazioni.



I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

> LANCELLOTTA (1991)

I risultati delle numerosissime prove eseguite in camera di calibrazione hanno dimostrato che la resistenza alla punta è fondamentalmente influenzata dalla densità relativa e dalla tensione orizzontale efficace, mentre il tipo di sabbia e il grado di saturazione hanno un'influenza trascurabile. Utilizzando i dati di numerosi autori, Lancellotta (in Jamiolkowski, 1985) indica, su base statistica, la seguente correlazione:

$$D_R = -98 + 66 \log \frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_v}} \quad (2.3)$$

dove q_c e σ'_v sono espressi in t/m^2 .

> LANCELLOTTA (1991)

I risultati delle numerosissime prove eseguite in camera di calibrazione hanno dimostrato che la resistenza alla punta è fondamentalmente influenzata dalla densità relativa e dalla tensione orizzontale efficace, mentre il tipo di sabbia e il grado di saturazione hanno un'influenza trascurabile. Utilizzando i dati di numerosi autori, Lancellotta (in Jamiolkowski, 1985) indica, su base statistica, la seguente correlazione:

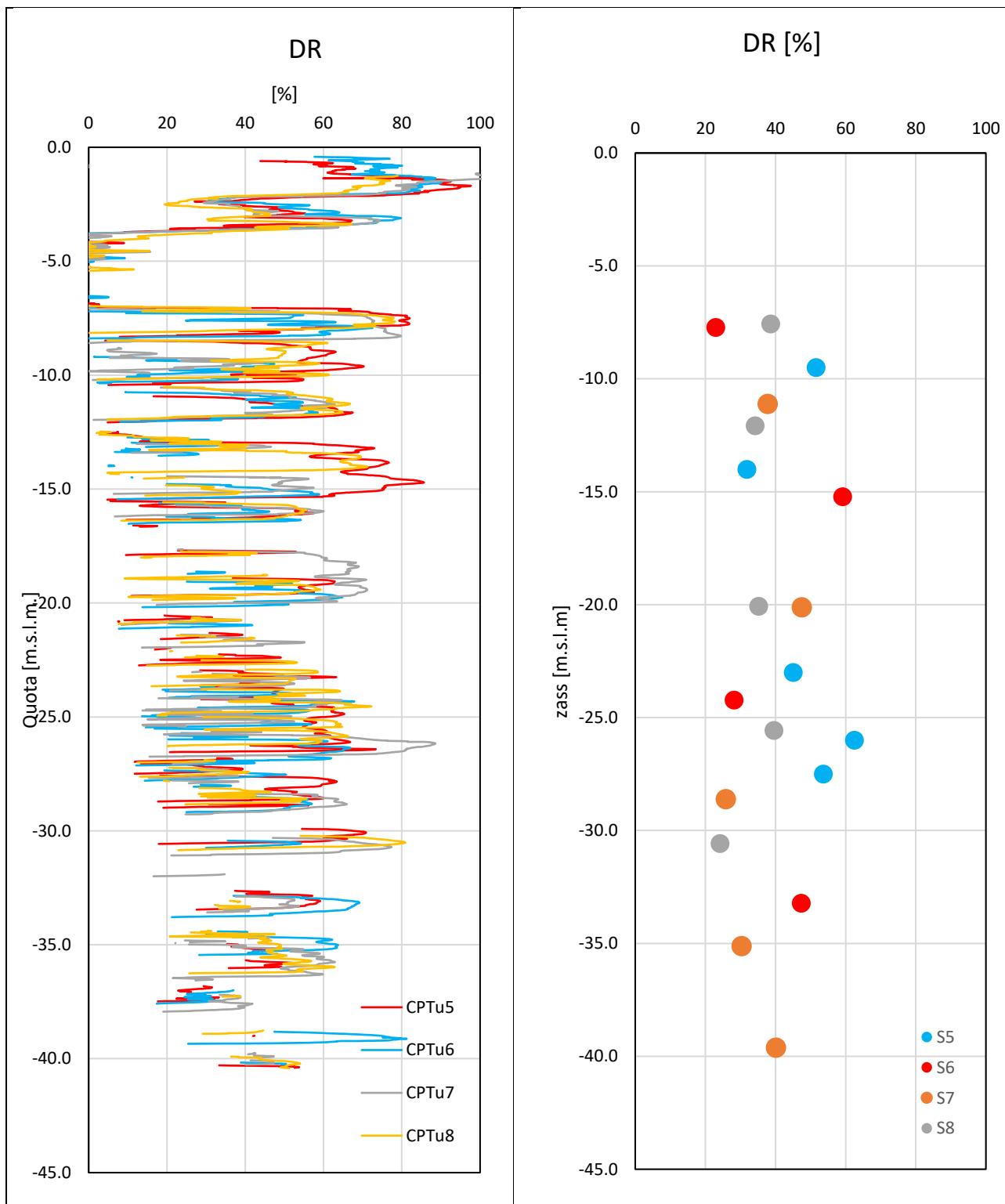
$$D_R = -98 + 66 \log \frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_v}} \quad (2.3)$$

dove q_c e σ'_v sono espressi in t/m^2 .

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA



I05

BOSCO DELLO SPORT
ARENA

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

12.3 Angolo di attrito ϕ

L'angolo di attrito ϕ è determinato dalla rielaborazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT e statiche CPTu e dalle prove di laboratorio.

Di seguito si riporta una tabella contenente le correlazioni utilizzate.

5.2.3.2. Correlazioni di uso attuale

Di utilizzo generale al giorno d'oggi sono le seguenti relazioni:

- relazione di Schmertmann (1975);
- relazione di Hatanaka e Uchida (1996);
- relazione di Wolff (1989).

> SCHMERTMANN (1975)

La relazione di Schmertmann è la seguente:

$$\phi' = \tan^{-1} \left(\frac{N_{60}}{12,2 + 20,3 \frac{\sigma'_v}{98,1}} \right)$$

dove il valore di σ'_v deve essere espresso in kPa.

> HATANAKA E UCHIDA (1996)

Hatanaka e Uchida propongono la seguente relazione:

$$\phi' = 20 + \sqrt{15,4 N_{(60)}}$$

Tale relazione è basata su confronti con prove triassiali drenate su campioni di sabbia di alta qualità, prelevati con la tecnica del congelamento. Mayne (1998 e 2001) ha confermato la validità della relazione anche per sabbie limose contenenti fino al 30% di fini (figura 5.6).

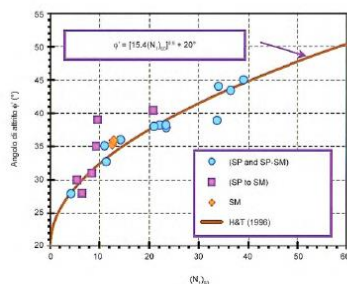


Figura 5.6
Correlazione di Hatanaka e Uchida
(da Mayne et al., 2001)

Meyerhof (sabbie fini e sabbie limose) (1956)

$$\phi' = 19,8 + 4,38 \ln(N)$$

Meyerhof (sabbie medie e grosse) (1956)

$$\phi' = 25,2 + 4,28 \ln(N)$$

Tutti i dati di Robertson & Campanella (1983) sono stati rielaborati da Mayne (2006):

$$\phi = \arctan \left[0,1 + 0,38 \cdot \log \left(\frac{q_T}{\sigma'_{vo}} \right) \right]$$

> KULHAWY E MAYNE (1990)

Kulhawy e Mayne (1990) derivano la seguente correlazione (figura 5.7) valida (Mayne, 1991) per sabbie da pulite a limose:

$$\phi' = 17,6 + 11 \log(q_{c1})$$

La formula, ricavata sulla base di prove triassiali eseguite su sabbie pulite giapponesi prelevate con la tecnica del congelamento, si è rivelata molto attendibile anche su sabbie limose, come risulta dai dati riportati nella figura 5.8.

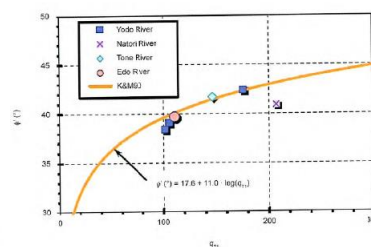
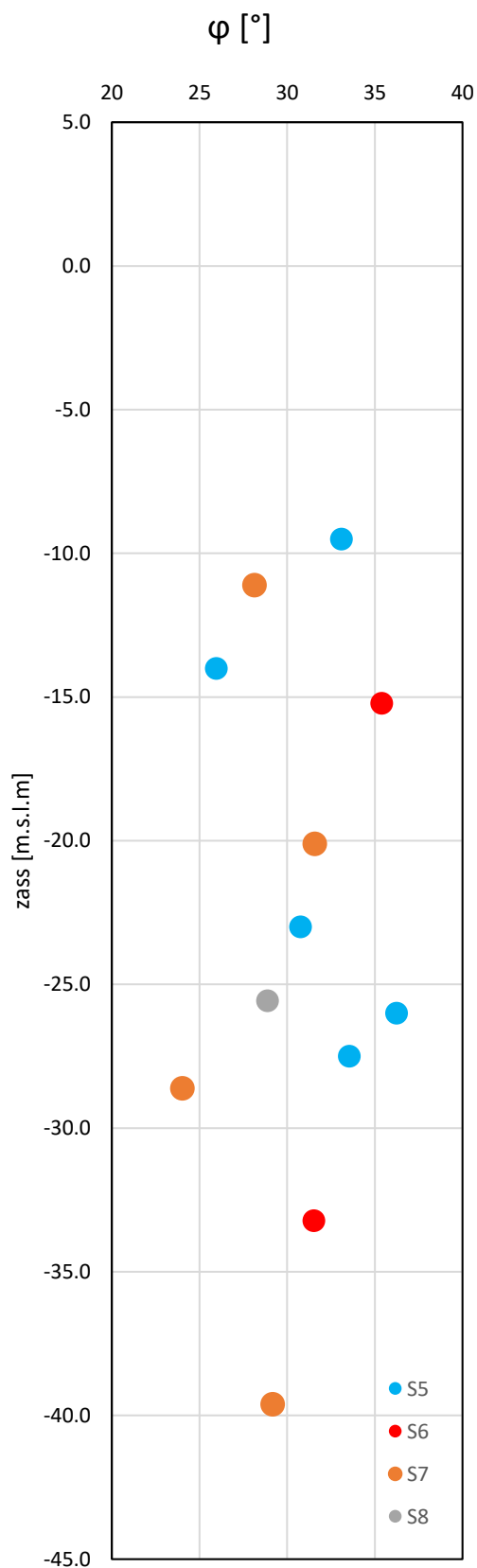
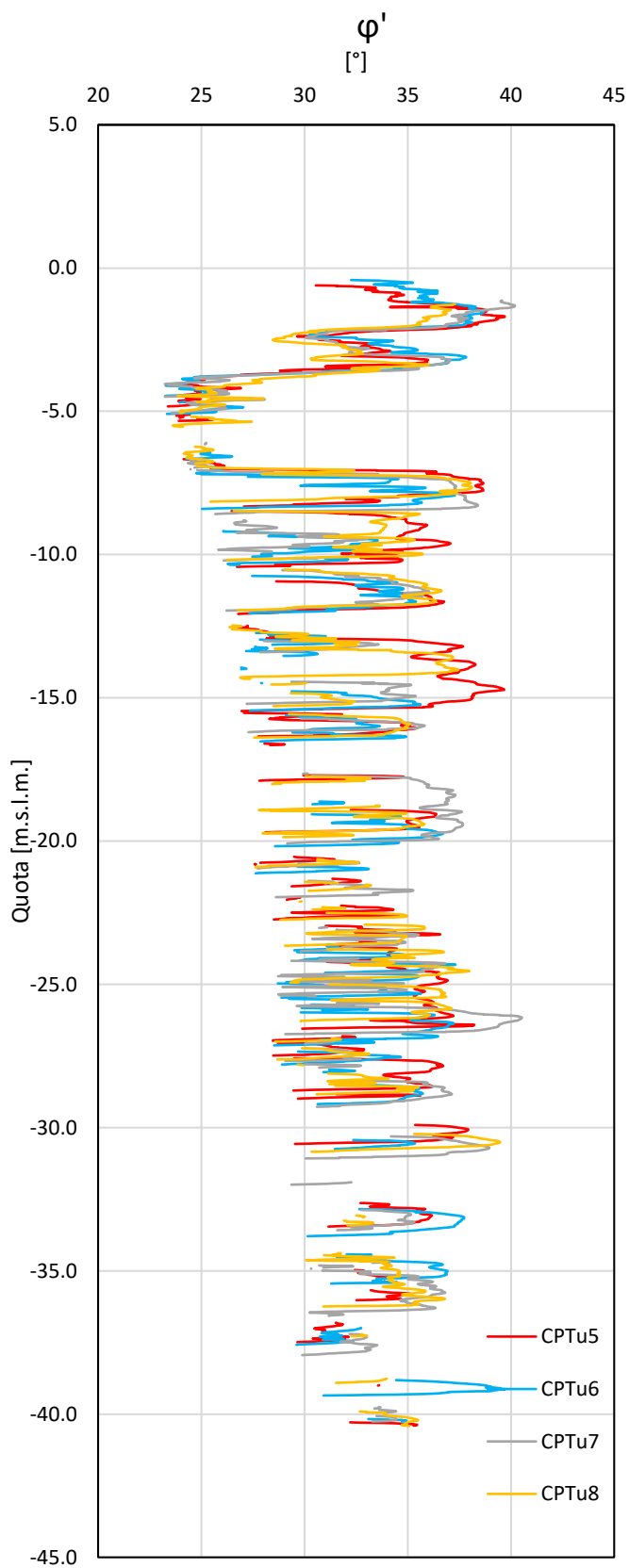


Figura 5.7
Correlazione di Kulhawy
e Mayne (1990)
(da Mayne et al., 2001)

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA



12.4 Caratteristiche deformative

Per la determinazione dei moduli deformativi sono state utilizzate le relazioni descritte di seguito.

Si distinguono i seguenti parametri:

- E_{25} modulo di deformazione operativo a livelli di deformazione corrispondenti ad uno sforzo deviatorico pari al 25% dello sforzo di rottura;
- E_{ed} : modulo edometrico.

Jamiolkowski et al. (1988) hanno proposto le seguenti correlazioni:

$$E = (10,5 - 3,5D_R) \cdot N_{60} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$E = (52,5 - 35D_R) \cdot N_{60} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

da usarsi rispettivamente per terreni normalconsolidati e per terreni sovraconsolidati. Il modulo calcolato è assunto pari a quello corrispondente a tensioni pari al 25% di quelle a rottura.

Bowles (1987) propone la seguente relazione:

$$E = 7,5 + 0,5N \quad (\text{MPa})$$

L'AASHTO (1996) suggerisce le seguenti correlazioni:

- per limi, sabbie limose, miscele leggermente coesive:

$$E = 0,4N_{1(60)} \quad (\text{MPa})$$

- per sabbie pulite da fini a medie, sabbie leggermente limose:

$$E = 0,7N_{1(60)} \quad (\text{MPa})$$

- per sabbie grossolane e sabbie con poca ghiaia:

$$E = 1,0N_{1(60)} \quad (\text{MPa})$$

- per ghiaie sabbiose:

$$E = 1,2N_{1(60)} \quad (\text{MPa})$$

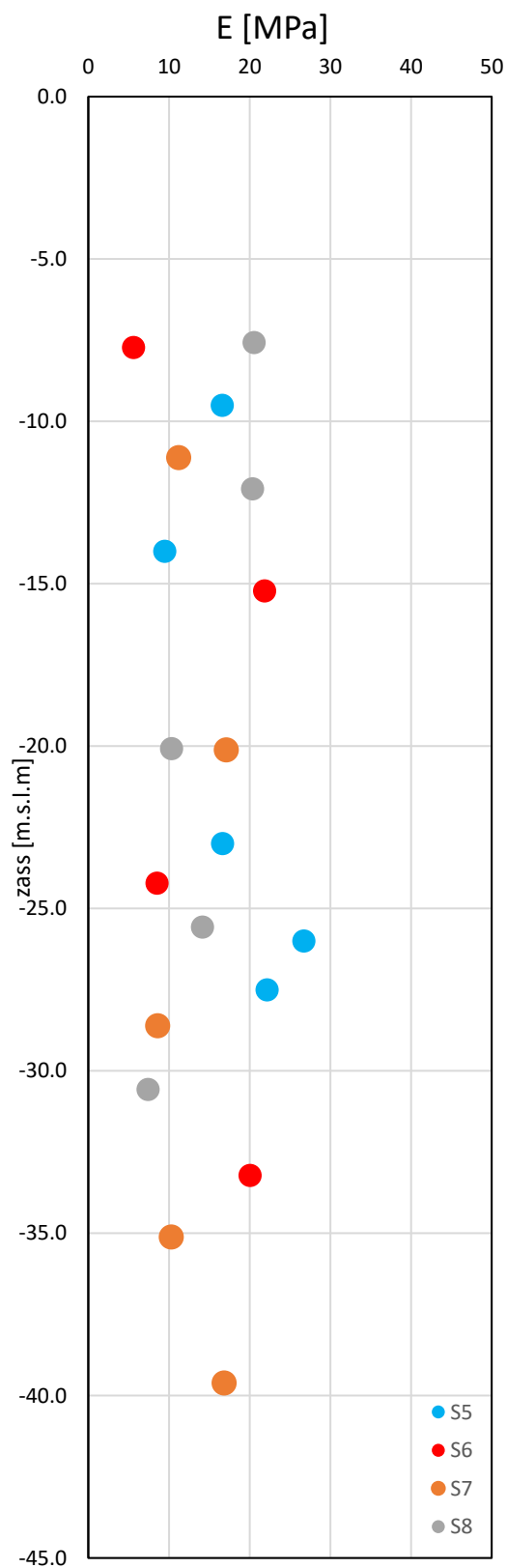
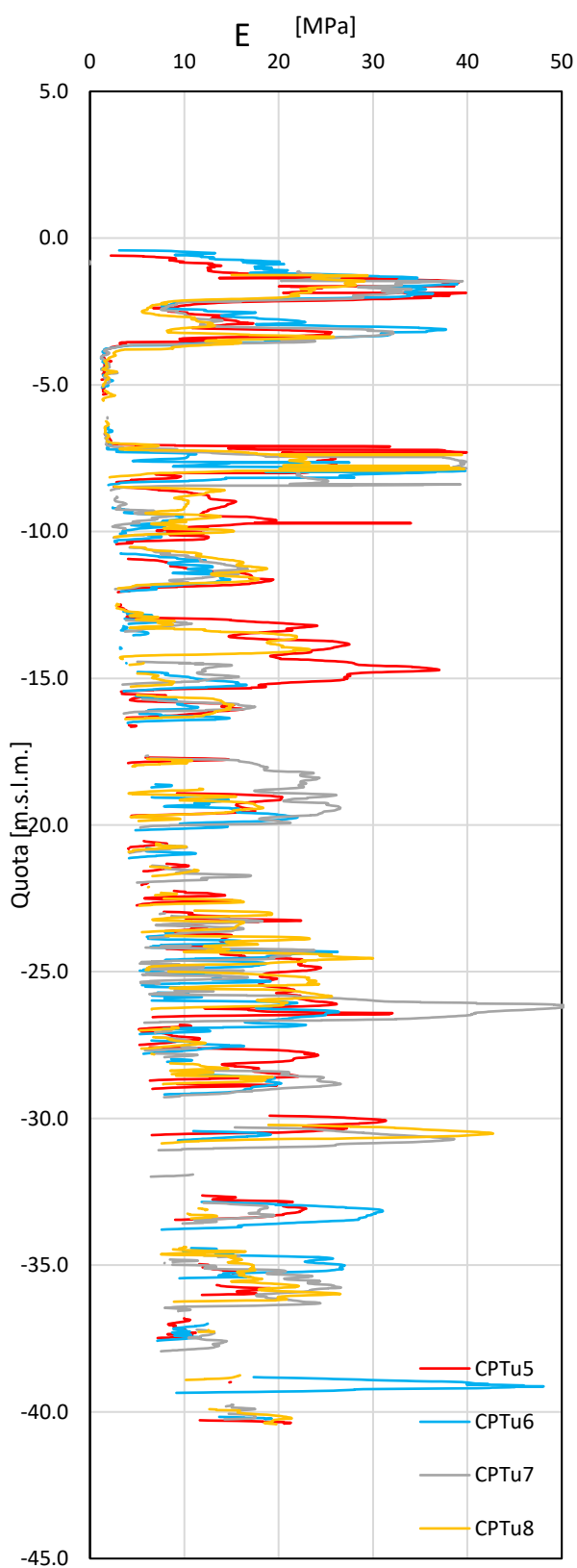
Modulo edometrico, E_{ed}
(Lunne & Christoffersen, 1983):

Sabbie NC	$q_c < 10 \text{ MPa}$	$E_{ed} = 4 q_c$
	$10 \text{ MPa} < q_c < 50 \text{ MPa}$	$E_{ed} = 2 q_c + 20$
	$q_c > 50 \text{ MPa}$	$E_{ed} = 120 \text{ MPa}$
Sabbie OC ($OCR > 2$)	$q_c < 50 \text{ MPa}$	$E_{ed} = 5 q_c$
	$q_c > 50 \text{ MPa}$	$E_{ed} = 250 \text{ MPa}$

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA



105

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D

RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

13 MODELLO GEOTECNICO PRELIMINARE

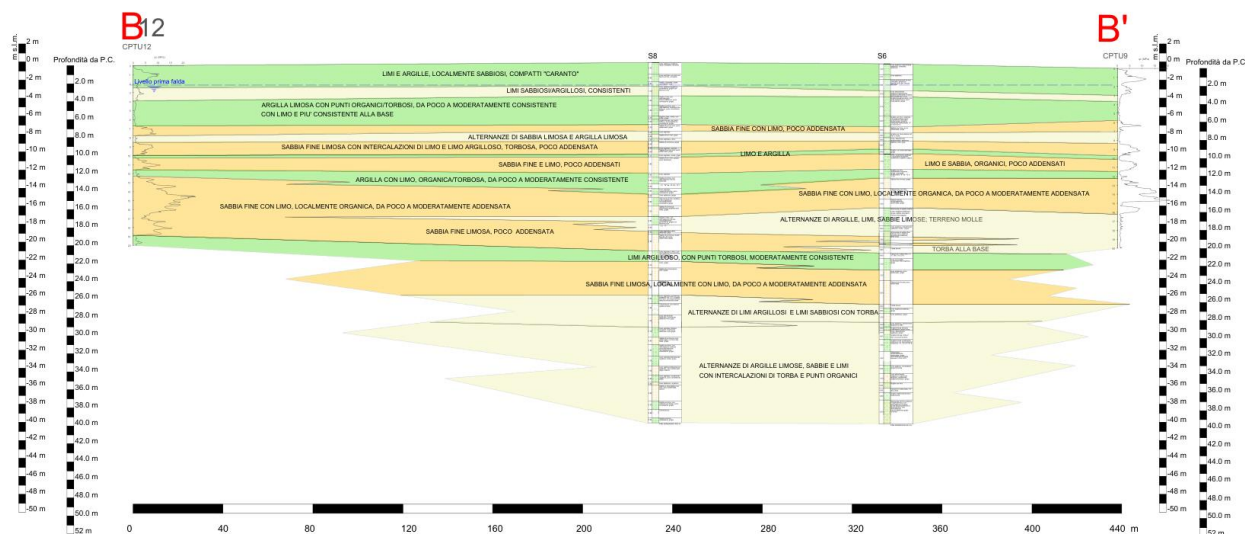
Di seguito si riportano i parametri caratteristici delle unità geotecniche individuate:

		Profondità [m]	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ [°]	cu [kPa]	E [Mpa]
1	Limo e argille con sabbie compatto	0 - 4	19.5	-	30	50	10
2	Argilla limosa	4 - 7.5	16.7	10	25	25	3
3	Alternanza di strati limosi argillosi	7.5 - 20	19.5	10 - 15	27 - 32	50	5
4	Alternanza di strati limosi argillosi	20 - 23	19.5	10 - 15	27 - 32	80	5
5	Sabbia fine limosa	23 - 26.5	19.5	0	33 - 35	-	10-20
6	Alternanza di argille limose con intercalazioni di torba	26.5 - 37	19.5	10 - 15	27 - 32	80	5

La falda, dalle diverse misure piezometriche è stata rilevata a profondità variabili tra - 0.34 m.s.l.m.m. e - 2.72 m.s.l.m.m.

L'immagine seguente riporta la sezione geologica di riferimento.

SEZIONE GEOLOGICA DI INQUADRAMENTO B - B'; ZONA CENTRALE, INT.01 E 05: VIABILITA' E ARENA



I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

14 CRITERI GENERALI DI VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI NTC2018

Si riporta un estratto delle norme tecniche NTC 2018 relativo ai criteri di verifica agli SLU con le tabelle dei coefficienti parziali adottati per le azioni e per le resistenze.

6.2.4. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure indicate al § 2.6.

6.2.4.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU), come definito al §2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_{inst,d} \leq E_{stb,d}$$

dove $E_{inst,d}$ è il valore di progetto dell'azione instabilizzante, $E_{stb,d}$ è il valore di progetto dell'azione stabilizzante.

La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori γ_F riportati nella colonna EQU della tabella 6.2.I.

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad [6.2.1]$$

essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni [6.2.2a] o [6.2.2b]

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2a]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2b]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione [6.2.3].

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.3]$$

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse nelle [6.2.2a] e [6.2.3] rispettivamente in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri geotecnici di progetto X_k/γ_M e dei parametri geometrici di progetto a_d . Il coefficiente parziale di sicurezza γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni come indicato dalla [6.2.2b] con $\gamma_E = \gamma_F$.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1, la verifica della condizione [6.2.1] deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti 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.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Per le verifiche nei confronti di stati limite ultimi non espressamente trattati nei successivi paragrafi, da 6.3 a 6.11, si utilizza l'Approccio 1 con le due combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2). I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

6.2.4.1.1 Azioni

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψ_j devono essere assunti come specificato nel Capitolo 2.

Si fa salvo, comunque, quanto previsto nel Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26 giugno 2014 recante "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)", ove applicabile

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

6.2.4.1.2 Resistenze

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Tab. 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	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali. Il valore di progetto della resistenza si ottiene, per il caso (a), applicando al valore caratteristico della resistenza unitaria al taglio τ_R un coefficiente parziale $\gamma_{\tau R} = 1,0$ (M1) e $\gamma_{\tau R} = 1,25$ (M2) oppure procedendo come previsto ai punti b) e c) di cui sopra.

6.2.4.1.3. Verifiche strutturali con l'analisi di interazione terreno-struttura

Le analisi finalizzate al dimensionamento strutturale nelle quali si consideri l'interazione terreno-struttura si eseguono con i valori caratteristici dei parametri geotecnici, amplificando l'effetto delle azioni con i coefficienti parziali del gruppo A1.

105

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

105-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

15 CRITERI DI VERIFICA OPERE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI NTC 2018

Si riporta un estratto delle norme tecniche NTC 2018 relativo ai criteri di verifica delle fondazioni superficiali.

6.4.2. FONDAZIONI SUPERFICIALI

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni superficiali devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.5.3.1

6.4.2.1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - stabilità globale.
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

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

6.4.2.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), si deve verificare il rispetto della condizione [6.2.7], calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni.

Forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

16 CRITERI DI VERIFICA OPERE DI FONDAZIONE SU PALI NTC 2018

Si riporta un estratto delle norme tecniche NTC 2018 relativo ai criteri di verifica delle fondazioni su pali.

6.4.3. FONDAZIONI SU PALI

Il progetto di una fondazione su pali deve comprendere la scelta del tipo di palo e delle relative tecnologie e modalità di esecuzione, il dimensionamento dei pali e delle relative strutture di collegamento, tenendo conto degli effetti di gruppo tanto nelle verifiche SLU quanto nelle verifiche SLE.

Le indagini geotecniche, oltre a soddisfare i requisiti riportati al § 6.2.2, devono essere dirette anche ad accertare l'effettiva realizzabilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e del regime delle pressioni interstiziali.

In generale, le verifiche dovrebbero essere condotte a partire dai risultati di analisi di interazione tra il terreno e la fondazione costituita dai pali e dalla struttura di collegamento (fondazione mista a platea su pali) che portino alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e di quella trasmessa dai pali.

Nei casi in cui l'interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento ai soli pali, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.1 e 6.4.3.2.

Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento alla fondazione mista, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.3 e 6.4.3.4.

In ogni caso, in aggiunta a quanto riportato ai §§ 6.2.4.1.1 e 6.2.4.1.2, fra le azioni permanenti deve essere incluso il peso proprio del palo e l'effetto dell'attrito negativo, quest'ultimo valutato con i coefficienti γ_M del caso M1 della Tab. 6.2.II.

In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni su pali devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.5.3.2

6.4.3.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
 - stabilità globale;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

105

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

105-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

6.4.3.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^(*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

^(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
- metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).

In dettaglio:

- Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo, $R_{c,k}$, o a trazione, $R_{t,k}$, è dedotto dai corrispondenti valori $R_{c,m}$ o $R_{t,m}$ ottenuti elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze misurate i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.III, in funzione del numero n di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{media}}}{\xi_1}, \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad [6.4.1]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{\text{media}}}{\xi_1}, \frac{(R_{t,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad [6.4.2]$$

Tab. 6.4.III - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

- Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{\text{media}}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.3]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{\text{media}}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.4]$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

105

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

105-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Fatta salva la necessità di almeno una verticale di indagine per ciascun sistema di fondazione, nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, ai fini del conteggio delle verticali di indagine per la scelta dei coefficienti ξ in Tab. 6.4.IV si devono prendere solo le verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

- (c) Se il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ è dedotto dal valore $R_{c,m}$ ottenuto elaborando i risultati di una o più prove dinamiche di progetto ad alto livello di deformazione, il valore caratteristico della resistenza a compressione è pari al minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze misurate i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.V, in funzione del numero n di prove dinamiche eseguite su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{media}}}{\xi_5}, \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_6} \right\} \quad [6.4.5]$$

Tab. 6.4.V - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove dinamiche su pali pilota

Numero di prove di carico	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

6.4.3.1.1 Resistenza a carico assiale di una palificata

Per una palificata, la verifica della condizione [6.2.1] dovrà essere fatta in base alla resistenza caratteristica che risulta dalla somma delle resistenze caratteristiche dei pali che la costituiscono. Sarà comunque necessario valutare possibili riduzioni della resistenza disponibile per effetto di gruppo, tenendo conto della tipologia dei pali, della natura dei terreni interessati e della configurazione geometrica della palificata.

6.4.3.1.2 Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

Per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del § 6.4.3.1.1, applicando il coefficiente parziale γ_T della Tab. 6.4.VI.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Nel caso in cui la resistenza caratteristica $R_{tr,k}$ sia valutata a partire dalla resistenza $R_{tr,m}$ misurata nel corso di una o più prove di carico statico su pali pilota, è necessario che la prova sia eseguita riproducendo la retta di azione delle azioni di progetto.

Nel caso in cui la resistenza caratteristica sia valutata con metodi di calcolo analitici, i coefficienti riportati nella Tab. 6.4.IV devono essere scelti assumendo come verticali indagate solo quelle che consentano una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo nell'ambito delle profondità interessate dal meccanismo di rottura.

La resistenza sotto carichi trasversali dell'intera fondazione su pali deve essere valutata tenendo conto delle condizioni di vincolo alla testa dei pali determinate dalla struttura di collegamento e di possibili riduzioni per effetto di gruppo.

6.4.3.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di esercizio, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

Specificamente, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni caratteristiche previste per gli stati limite di esercizio al § 2.5.3, per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, come prescritto dalla condizione [6.2.7]. La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

17 CRITERI DI VERIFICA OPERE DI FONDAZIONI MISTE NTC 2018

Si riporta un estratto delle norme tecniche NTC 2018 relativo ai criteri di verifica delle fondazioni miste.

6.4.3.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) DELLE FONDAZIONI MISTE

Gli stati limite ultimi delle fondazioni miste si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche delle fondazioni miste devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - collasso per carico limite della fondazione mista nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della fondazione mista nei riguardi dei carichi trasversali;
 - stabilità globale;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Nel caso in cui il soddisfacimento della condizione [6.2.1] sia garantito dalla sola struttura di collegamento posta a contatto con il terreno secondo quanto indicato al § 6.4.2.1, ai pali può essere assegnata la sola funzione di riduzione e regolazione degli spostamenti. In questo caso il dimensionamento dei pali deve garantire il soddisfacimento delle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) di tipo strutturale per tutti gli elementi della fondazione (struttura di collegamento e pali) e delle verifiche SLE secondo quanto riportato al paragrafo successivo.

Limitatamente alle azioni verticali, il soddisfacimento della condizione [6.2.1] può essere garantito portando in conto anche il contributo dei pali. In questo caso, la verifica deve essere svolta anche per stati limite ultimi di tipo GEO della fondazione mista, sia a breve sia a lungo termine, ottenendo la resistenza di progetto R_d dalla somma delle resistenze caratteristiche dei pali, deter-

minate come al § 6.4.3.1, e della struttura di collegamento, dividendo la resistenza totale per il coefficiente parziale di capacità portante (R_3) riportato nella Tab. 6.4.I (§ 6.4.2.1).

6.4.3.4 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) DELLE FONDAZIONI MISTE

L'analisi di interazione tra il terreno e la fondazione mista deve garantire che i valori degli spostamenti e delle distorsioni siano compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione [6.2.7].

La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto dei diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

6.4.3.5 ASPETTI COSTRUTTIVI

Nel progetto si deve tenere conto dei vari aspetti che possono influire sull'integrità strutturale, sulla durabilità e sul comportamento dei pali, quali la distanza relativa, la sequenza di installazione, i problemi di refluentamento e sifonamento nel caso di pali trivellati, l'addensamento del terreno nel caso di pali infissi, gli effetti della falda o di sostanze chimiche presenti nell'acqua o nel terreno sul conglomerato dei pali gettati in opera, la connessione dei pali alla struttura di collegamento. La durabilità dei pali di fondazione deve essere valutata in relazione ai materiali posti in opera ed alle specifiche condizioni ambientali del sito di progetto.

6.4.3.6 CONTROLLI D'INTEGRITÀ DEI PALI

In tutti i casi in cui la qualità dei pali dipenda in misura significativa dai procedimenti esecutivi e dalle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, devono essere effettuati controlli di integrità.

Il controllo dell'integrità, da effettuarsi con prove dirette o indirette di comprovata validità, deve interessare almeno il 5% dei pali della fondazione con un minimo di 2 pali.

Nel caso di gruppi di pali di grande diametro ($d \geq 80$ cm), il controllo dell'integrità deve essere effettuato su tutti i pali di ciascun gruppo se i pali del gruppo sono in numero inferiore o uguale a 4.

105

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

105-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

18 CRITERI DI VERIFICA OPERE DI SOSTEGNO - PARATIE

6.5.2.2 MODELLO GEOMETRICO DI RIFERIMENTO

Il modello geometrico deve tenere conto delle possibili variazioni del profilo del terreno a monte e a valle del paramento rispetto ai valori nominali.

Nel caso in cui la funzione di sostegno è affidata alla resistenza del volume di terreno a valle dell'opera, la quota di valle dove essere diminuita di una quantità pari al minore dei seguenti valori:

- 10% dell'altezza di terreno da sostenere nel caso di opere a sbalzo;
- 10 % della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo nel caso di opere vincolate;
- 0,5 m.

Il livello della superficie libera dell'acqua deve essere scelto sulla base di misure e sulla possibile evoluzione del regime delle pressioni interstiziali anche legati a eventi di carattere eccezionale e a possibili malfunzionamenti dei sistemi di drenaggio. In assenza di particolari sistemi di drenaggio, nelle verifiche allo stato limite ultimo, si deve sempre ipotizzare che la superficie libera della falda non sia inferiore a quella del livello di sommità dei terreni con bassa permeabilità ($k < 10^{-6}$ m/s).

6.5.3.1.2 Paratie

Per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)*
 - collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
 - collasso per carico limite verticale;
 - sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
 - instabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - sifonamento del fondo scavo;
 - instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
 - raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
 - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

Le verifiche nei riguardi degli stati limite idraulici (UPL e HYD) devono essere eseguite come descritto nel § 6.2.4.2.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II, con i coefficienti γ_R del gruppo R1 pari all'unità.

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Fermo restando quanto specificato nel § 6.5.3.1.1 per il calcolo delle spinte, per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete $\delta > \varphi'/2$, ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

6.5.3.2 VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE)

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell'interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive.

**I05****BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1} **Tab. 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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

19 PORTANZA VERTICALE FONDAZIONI SUPERFICIALI (TEORIA)

Per il calcolo della capacità portante delle fondazioni superficiali si fa riferimento alla formula di Brinch-Hansen:

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

dove:

- γ_s : peso di volume del terreno (γ_s' se immerso);
- q' : carico verticale agente sul piano di posa della fondazione a lato della stessa;
- c' : coesione efficace
- $B' = B - 2e$: larghezza fittizia della fondazione
- B : larghezza della fondazione;
- $e = M / N$: eccentricità del carico;
- M : momento agente sulla fondazione;
- N : sforzo normale agente sulla fondazione;
- N_{γ}, N_q, N_c : fattori di capacità portante;
- s_{γ}, s_q, s_c : fattori di forma della fondazione;
- i_{γ}, i_q, i_c : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_{γ}, b_q, b_c : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;
- g_{γ}, g_q, g_c : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- d_{γ}, d_q, d_c : fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Per i fattori N_q e N_c , si fa riferimento alle espressioni ricavate da Prandtl e Reissner:

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \alpha \varphi$$

dove φ è l'angolo d'attrito del terreno.

Per N_{γ} , si fa riferimento all'espressione proposta da Brinch Hansen:

$$N_{\gamma} = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi$$

Per i fattori s_{γ} , s_q e s_c si fa riferimento alle seguenti espressioni:

$$s_{\gamma} = 1 - 0.4 \cdot \frac{B'}{L}$$

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D

RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L} \cdot \tan \varphi$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L}$$

dove L è la lunghezza della fondazione.

Per i fattori i_γ , i_q e i_c , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$i_\gamma = 1 - \left[\frac{(0.7 - \beta_2/450) \cdot H}{N + B' \cdot L \cdot c' \cdot \cot \alpha \varphi} \right]^5$$

$$i_q = 1 - \left[\frac{0.5 \cdot H}{N + B' \cdot L \cdot c' \cdot \cot \alpha \varphi} \right]^5$$

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

dove β_2 è l'angolo di inclinazione del piano di posa espresso in gradi.

Per quanto riguarda i fattori b_γ , b_q e b_c , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$b_\gamma = e^{-2.7 \cdot \beta_2 \cdot \tan \varphi}$$

$$b_q = e^{-2 \cdot \beta_2 \cdot \tan \varphi}$$

$$b_c = 1 - \frac{\beta_2}{147^\circ}$$

Per quanto riguarda i fattori g_γ , g_q e g_c , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$g_\gamma = g_q = (1 - 0.5 \cdot \tan \beta_1)^5$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta_1}{147^\circ}$$

dove β_1 è l'angolo di inclinazione del piano campagna espresso in gradi.

Per quanto riguarda i fattori d_γ , d_q e d_c , si fa riferimento alle seguenti espressioni:

$$d_\gamma = 1$$

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

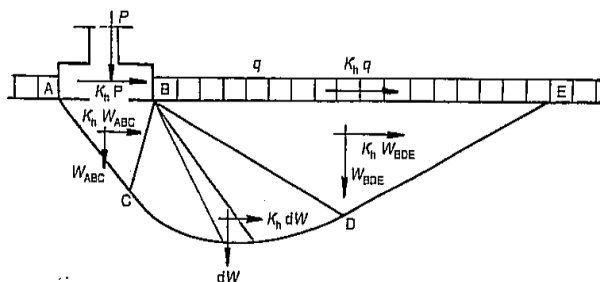
$$d_q = \begin{cases} 1 + 2 \cdot \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \frac{s}{B'} & \left(\frac{s}{B'} \leq 1 \right) \\ 1 + 2 \cdot \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \arctan \left(\frac{s}{B'} \right) & \left(\frac{s}{B'} > 1 \right) \end{cases}$$

$$d_c = \begin{cases} 1 + 0.4 \cdot \frac{s}{B'} & \left(\frac{s}{B'} \leq 1 \right) \\ 1 + 0.4 \cdot \arctan \left(\frac{s}{B'} \right) & \left(\frac{s}{B'} > 1 \right) \end{cases}$$

dove s è la profondità della fondazione nel terreno.

Per tener conto della riduzione della capacità portante di una fondazione superficiale in condizioni sismiche vengono inoltre considerati i fattori correttivi proposti da Peck e Paolucci:

**Effetti inerziali dovuti al sisma
(Paolucci & Pecker, 1995)**



Effetti inerziali: fattori correttivi z

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

$$z_c = 1 - 0.32 k_h$$

$$z_q = z_{\gamma} = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \varphi} \right)^{0.35}$$

$$k_h = \frac{\gamma_I \cdot S \cdot a_g}{g}$$

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

20 PORTANZA VERTICALE PALI DI FONDAZIONE (TEORIA)

Per il calcolo di portanza dei pali si è fatto riferimento a quanto riportato nelle "Raccomandazioni sui pali di fondazione" della Commissione dell'Associazione Geotecnica Italiana (A.G.I.), edizione del dicembre 1984.

L'espressione generica utilizzata per il calcolo della portanza di un palo soggetto a carico verticale è la seguente:

$$Q_{tot} = Q_l + Q_p = \sum_{i=1}^n A_{li} \cdot q_{li} + A_p \cdot q_p$$

dove:

- Q_l : portata limite laterale;
- Q_p : portata limite di punta;
- A_{li} : area laterale del concio i-esimo;
- q_{li} : portata limite laterale unitaria;
- q_p : portata limite di punta unitaria;

Portata laterale unitaria

$$q_{li} = \alpha \cdot C + \tan \mu \cdot k \cdot \sigma_v$$

dove:

- α : coefficiente di adesione, funzione della tecnica esecutiva del palo, del materiale costituente il palo e della coesione non drenata (c_u);
- C : coesione;
- μ : angolo d'attrito palo-terreno, funzione della tecnica esecutiva del palo, del materiale costituente il palo e dell'angolo d'attrito del terreno;
- k : coefficiente di spinta, funzione della tecnica esecutiva del palo, del materiale costituente il palo e, per terreni incoerenti, dello stato di addensamento del terreno;
- σ_v : tensione litostatica media dello strato in esame.

Per terreni incoerenti si assume:

- $C = 0$;
- k e μ forniti dalla seguente tabella (Tab. 4.1 delle Raccomandazioni A.G.I.):

Tipo di palo		Valori di k	Valori di μ
BATTUTO	Acciaio	0.5 ÷ 1	tg 20°
	Calcestruzzo prefabbricato	1 ÷ 2	tg (3/4 φ')
	Calcestruzzo gettato in opera	1 ÷ 3	tg φ'
TRIVELLATO		0.4 ÷ 0.7 (*)	tg φ'

(*) Decrescente con la profondità.

FIGURA 48 – VALORI DI k E μ PER TERRENI GRANULARI.

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

- σ_v : valore medio della tensione litostatica efficace dello strato in esame.

Per le verifiche a breve termine in terreni coesivi si assume:

- α fornito dalla seguente tabella (Tab. 4.3 delle Raccomandazioni A.G.I.):

Materiale		c_u (kPa)	q_a	$q_{a\max}$ (kPa)
PALI INFISSI	CLS	≤ 25	c_u	120
		$25 < 50$	$0.85 c_u$	
		$50 < 75$	$0.65 c_u$	
		≥ 75	$0.50 c_u$	
PALI INFISSI	ACCIAIO	≤ 25	c_u	100
		$25 < 50$	$0.80 c_u$	
		$50 < 75$	$0.65 c_u$	
		> 75	$0.50 c_u$	
TRIVELLATI	CLS	≤ 25	$0.90 c_u$	100
		$25 < 50$	$0.80 c_u$	
		$50 < 75$	$0.60 c_u$	
		≥ 75	$0.40 c_u$	

FIGURA 49 – VALORI DI α PER TERRENI COESIVI.

- $C = c_u$: coesione non drenata;
- $\mu = 0$.

Per le verifiche a lungo termine in terreni coesivi si assume:

- $\alpha = 0$;
- $\mu = \phi'$
- k : coefficiente di spinta

Portata di punta unitaria

$$q_p = N_c \cdot C + N_q \cdot \sigma_{vL}$$

dove:

- A_p : area di base del palo;
- N_c e N_q : fattori di portanza funzioni dell'angolo d'attrito e del rapporto tra la lunghezza ed il diametro del palo (L/D);
- C : coesione;
- σ_{vL} : tensione verticale alla base del palo.

Per i terreni incoerenti si assume:

- $N_c = 0$;



- N_q : fornito dalle seguenti figure:

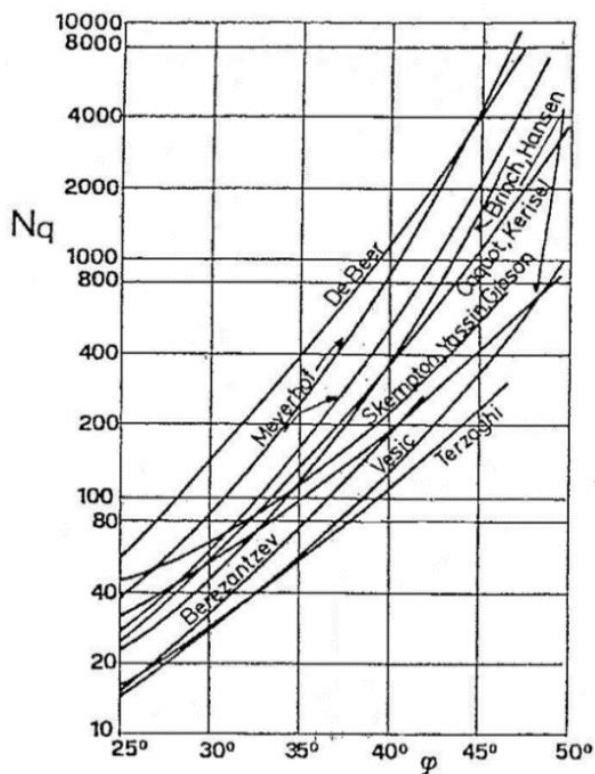


FIGURA 50 – VALORI DI N_q RELATIVI A PALI DI PICCOLO-MEDIO DIAMETRO

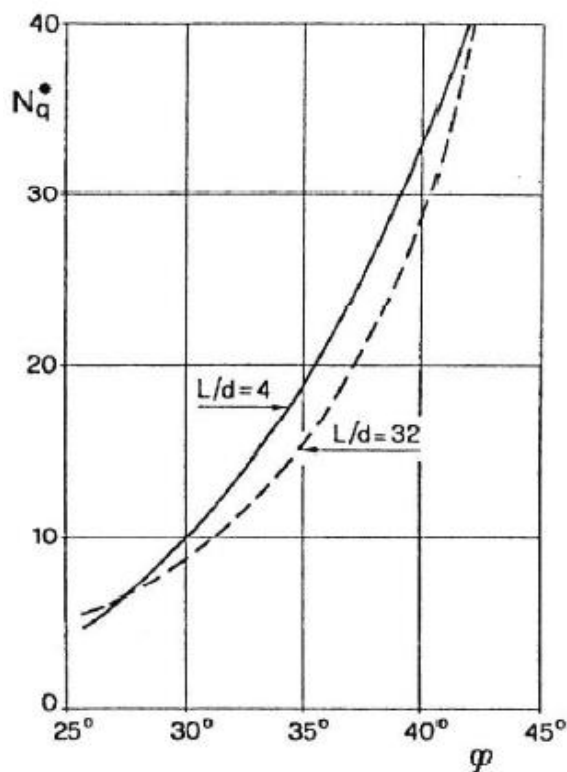


FIGURA 51 – VALORI DI N_q RELATIVI A PALI DI PICCOLO-MEDIO DIAMETRO

- σ'_{vL} : tensione litostatica efficace alla base del palo.

Per le verifiche a breve termine in terreni coesivi si assume:

- $N_c = 9$;
- $N_q = 1$;
- σ_{vL} : tensione litostatica totale alla base del palo.

Per le verifiche a lungo termine in terreni coesivi si assumono gli stessi parametri adottati per i terreni incoerenti.

21 DESCRIZIONE OPERE DI FONDAZIONE

Considerate le caratteristiche del terreno presente nell'area di intervento di natura prevalentemente coesiva (limi, argille con intercalazione di sabbie), si prevedono fondazioni su pali. I pali sono di tipo FDP di diametro 620mm e lunghezza pari a 25m.

Per la porzione del parcheggio antistante allo stadio si prevede una fondazione diretta costituita da una platea (spessore 300mm) appoggiata su colonne di consolidamento debolmente armate. Le colonne saranno realizzate con la stessa tecnologia dei pali FDP e avranno una lunghezza di 25 m. Trattandosi di colonne di consolidamento e non di pali di fondazione (cfr. capitolo 6.4.3 NTC2018) la verifica delle colonne viene condotta in condizione di esercizio SLE e non agli SLU secondo l'Approccio 2, combinazione A1+M1+R3.

Il Full Displacement Pile è una metodologia realizzativa di opere di fondazione e consolidamento; tale tecnologia rappresenta l'ottimizzazione del principio "del palo a spostamento laterale" e rappresenta anche la migliore alternativa alle classiche soluzioni dei consolidamenti mediante colonne in ghiaia o in jet-grouting. La realizzazione avviene mediante un apposito utensile, che può presentare differenti diametri, il quale viene inserito nel terreno per rotazione e spinto da un'asta (kelly) montata su un apposito must e fatta ruotare da una testa di rotazione. L'utensile FDP è costruito su una robusta asta centrale progettata per convogliare il calcestruzzo fino alla punta. L'elemento sottostante di perforazione e quello superiore di compattazione possono essere di lunghezze diverse per meglio adattare l'utensile alle condizioni del terreno; conseguentemente la lunghezza dell'utensile può variare da un minimo di circa 3 m ad un massimo di 6-7 m. I diametri possono essere differenti; nel caso in esame si prevede un diametro di 620 mm, che è il più frequente. Altri diametri spesso utilizzati sono 360, 420, 510 mm ed oltre. Rispetto ai consueti pali trivellati l'utilizzo della tecnologia FDP offre molti vantaggi tra i quali:

1. Elevata capacità portante di punta delle colonne.
2. Elevata capacità portante laterale per effetto dello spostamento e costipamento del suolo nell'intorno del foro.
3. Processo di esecuzione senza vibrazioni.
4. Nessun onere di carico e trasporto del materiale di scavo.
5. Possibilità di utilizzare i parametri di scavo (coppia, penetrazione, valore "alfa", ...) per eseguire indagini di consistenza del terreno in tempo reale ed ottimizzare di conseguenza il lavoro.
6. Risparmio di tempo: le produzioni giornaliere superano i 200 m in terreni limo-argillosi e sabbiosi, contrariamente alla produzione delle colonne trivellate che sono dell'ordine di 60 m al giorno.
7. Minore impatto ambientale: la tecnologia non richiede l'utilizzo di fanghi bentonitici o polimeri per il sostentamento del foro da destinare a discarica.

Le immagini seguenti riportano uno schema delle fasi realizzative e, per un caso reale, un confronto dei risultati delle prove di carico effettuate su colonne tipo CFA (ad elica) e colonne tipo FDP di pari lunghezza e diametro. Nelle stesse condizioni geotecniche le prove evidenziano una maggiore efficacia delle colonne FDP rispetto a quelle CFA e pertanto anche rispetto a quelle realizzate con trivellazione ed asportazione del terreno.

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA



FIGURA 52 – COLONNE FDP – UTENSILE DI SCAVO

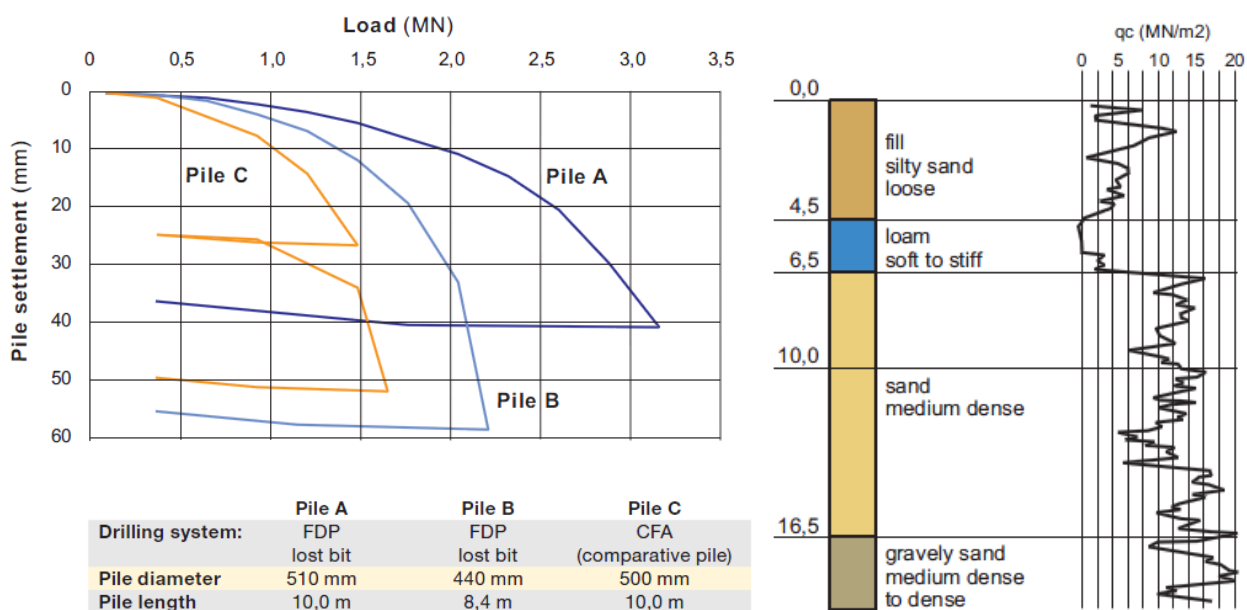


FIGURA 53 – CONFRONTO RISULTATI DI PROVE REALI EFFETTUATE SU COLONNE TIPO FDP (CURVA A) E COLONNE TIPO CFA (CURVA C).

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Di seguito si riporta uno schema delle fasi realizzative delle colonne FDP.

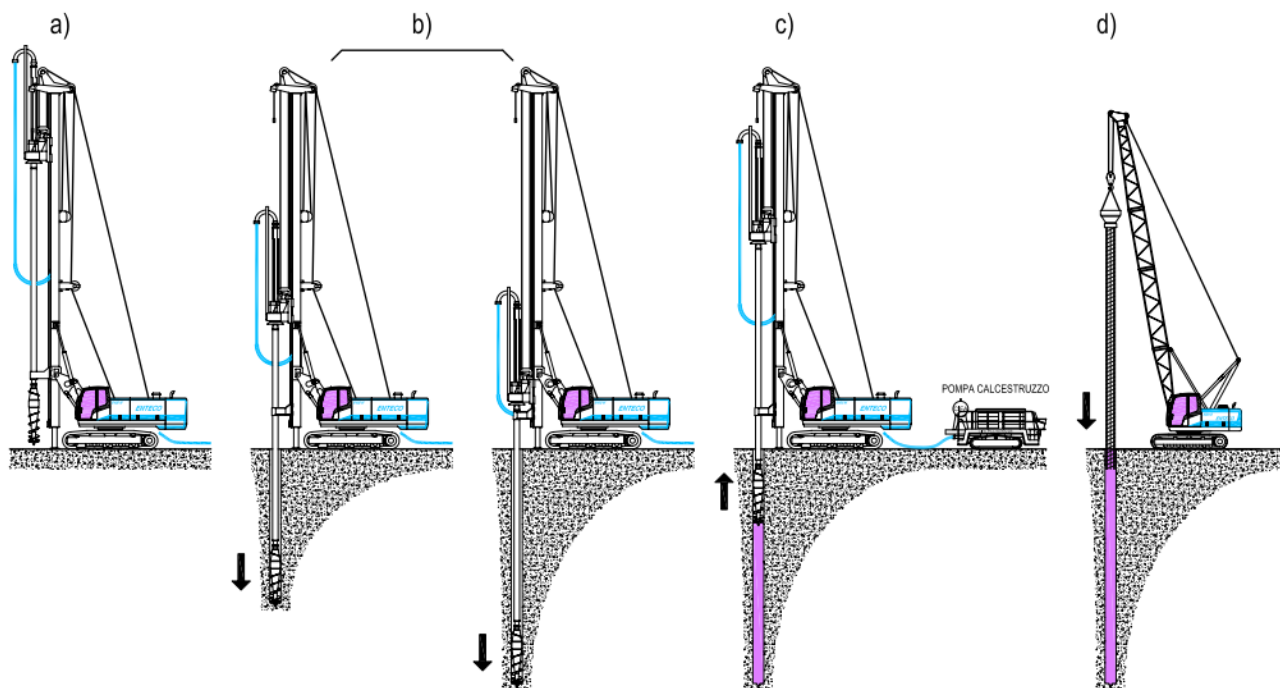


FIGURA 54 – FASI DI REALIZZAZIONE COLONNE TIPO “FDP” A SPOSTAMENTO LATERALE.

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

22 VERIFICHE PRELIMINARI PALI – ARENA

Si considerano i seguenti parametri di sollecitazione massimi:

AZIONE VERTICALE: $N(SLU-SLV) = 2200 \text{ kN}$

AZIONE DI TAGLIO: $T(SLU-SLV) = 200 \text{ kN}$

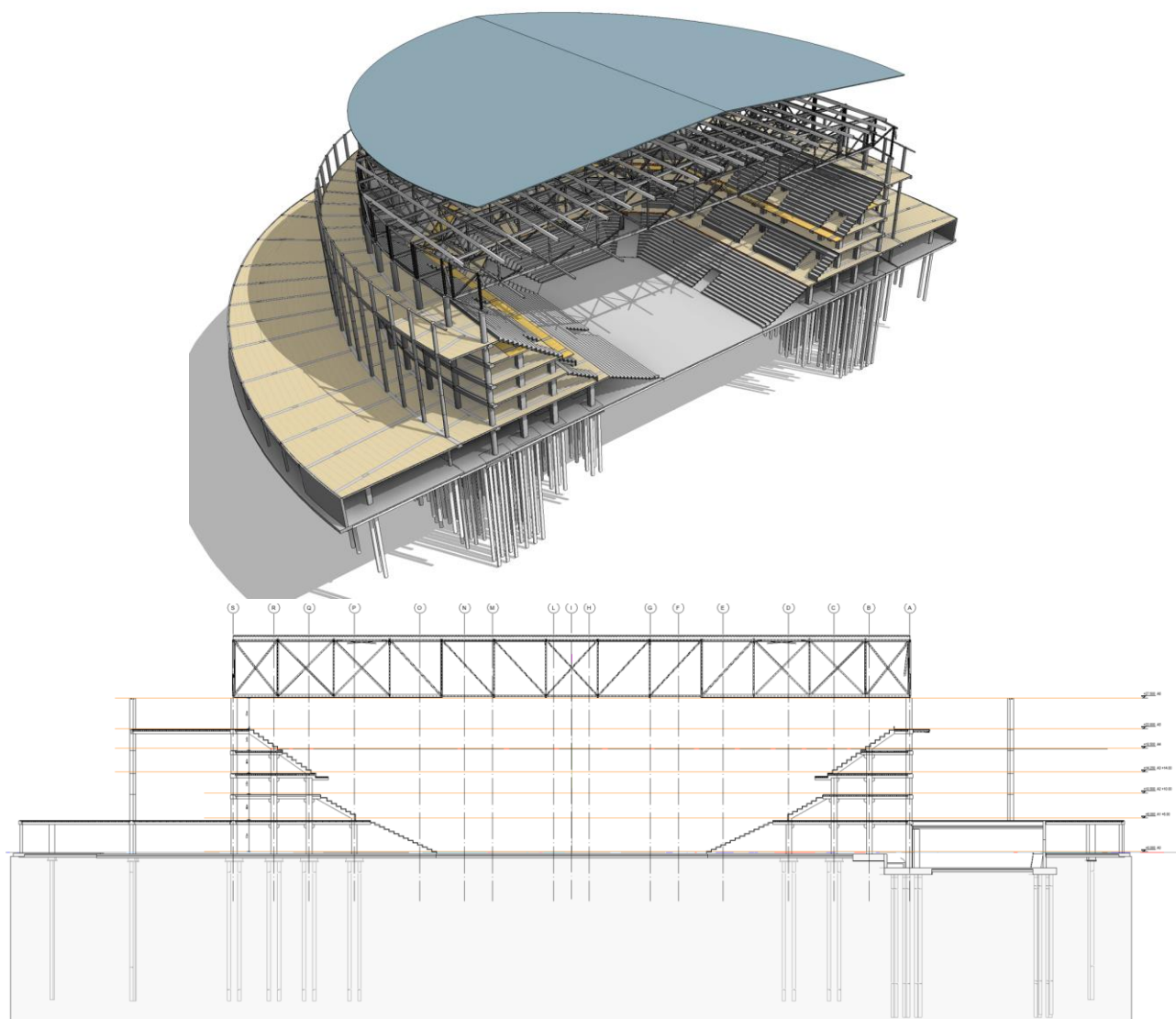
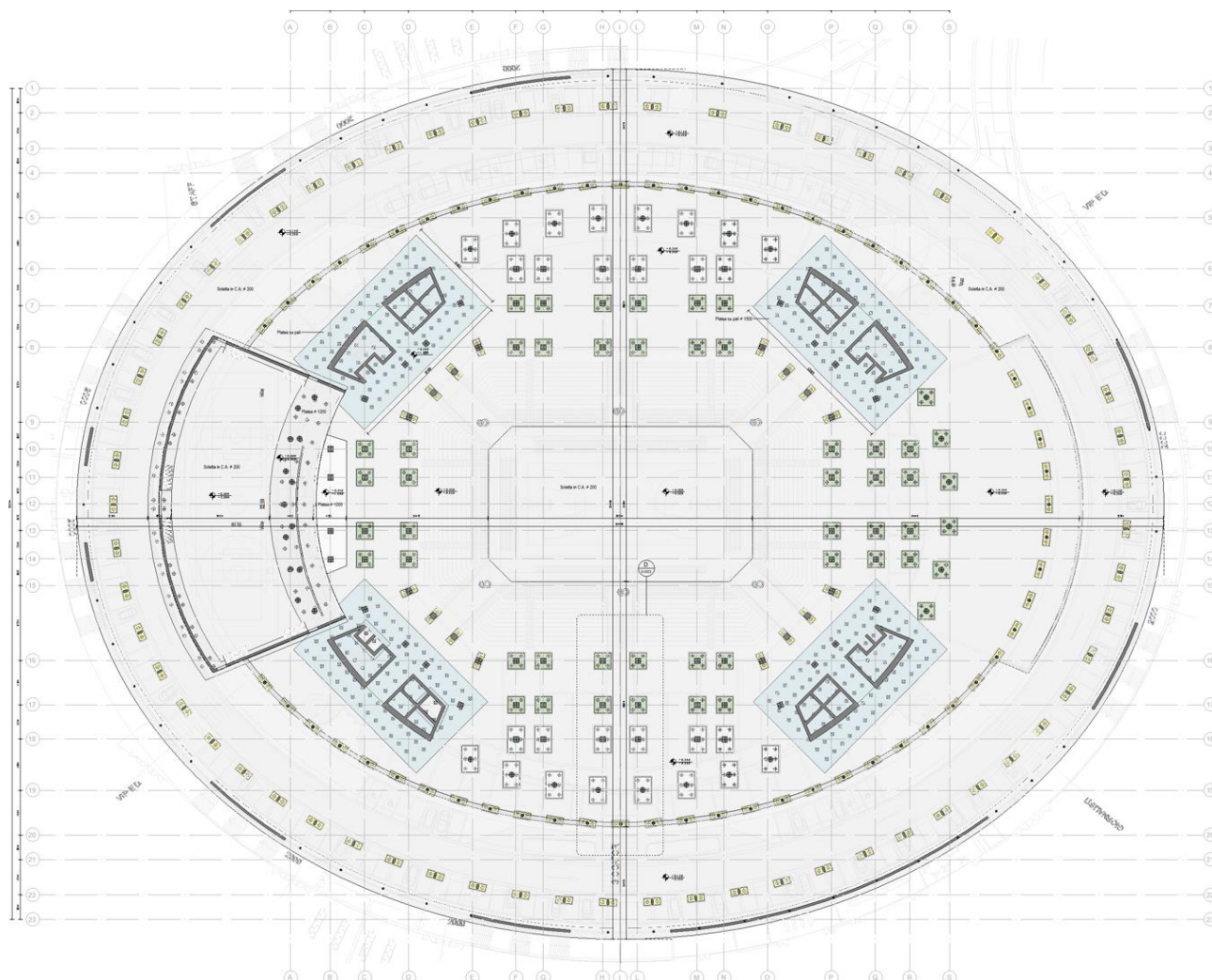


FIGURA 55 – MODELLO

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA



105

BOSCO DELLO SPORT
ARENA

105-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

PALI DI FONDAZIONE: CALCOLO CAPACITA' PORTANTE VERTICALE AI SENSI DEL D.M. 17.01.2018

1393 - BOSCO DELLO SPORT (VE) - ARENA

Pali tipo FPD - 620 mm, - L=25m

Caratteristiche palo	
Tipo palo	PALO INFISSO - 1
Diametro Palo [m]	0,62
Lunghezza Palo	25,000
Area base [m²]	0,302
Carico Q a p.c. [kN/m²]	0,0

Coefficienti parziali in funzione del numero di verticali									
N. tot.	1	1	2	3	4	5	7	≥10	SLE
ζ ₃	1,45	1,7	1,65	1,6	1,55	1,5	1,45	1,4	1
ζ ₄	1,28	1,7	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1

Coefficienti parziali per le azioni (A)				
Carichi	A1	A2	SISMA	SLE
Permanenti	1,3	1	1	1
Variabili	1,5	1,3	1	1

Coefficienti parziali su parametri caratteristici del terreno (M)				
Parametri	M1	M2	SISMA	SLE
Tangente dell'angolo di attrito (φ)	1	1,25	1	1
Coesione efficace (c)	1	1,25	1	1
Resistenza al taglio non drenata (Cu)	1	1,4	1	1
Peso dell'unità di volume (γ)	1	1	1	1

Coefficienti parziali γ_R su resistenze caratteristiche (R)					PALI INFISSI			PALI TRIVELLATI			PALI AD ELICA			
		R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3	SLE
Resistenza														
Punta	γ_b	1	1,45	1,15	1	1,45	1,15	1	1,7	1,35	1	1,6	1,3	2,5
Laterale (compressione)	γ_s	1	1,45	1,15	1	1,45	1,15	1	1,45	1,15	1	1,45	1,15	2,5
Totale (compressione)	γ_t	1	1,45	1,15	1	1,45	1,15	1	1,6	1,3	1	1,55	1,25	2,5
Laterale in trazione	γ_{st}	1	1,6	1,25	1	1,6	1,25	1	1,6	1,25	1	1,6	1,25	2,5

Resistenza a Compressione (Tabella riassuntiva)

Calcolo Peso Palo

Wp,k	115	(kN)	Valore Medio	Valore Minimo	Valore Medio/3	Valore Medio/4	Rd	Wp	Rd,c - Wp
Wp,kx1,3	149	(kN)	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SLE			1598	1598	1598	1598	1598	115	1483
Approccio 1 - Combinazione 1		A1+M1+R1	3994	3994	2754	3120	2754	149	2605
Approccio 1 - Combinazione 2		A2+M1+R2	2754	2754	1900	2152	1900	115	1785
Approccio 2		A1+M1+R3	3473	3473	2395	2713	2395	149	2246

Resistenza a Trazione (Tabella riassuntiva)

Calcolo Peso Palo

Wp,k	115	(kN)	Valore Medio	Valore Minimo	Valore Medio/3	Valore Medio/4	Rd	Wp	Rd,t - Wp
Wp,k x 1	115	(kN)	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Approccio 2		A1+M1+R3	2026	2026	1397	1582	1397	115	1512

PROVE 2005							PARAMETRI DRENATI							PARAMETRI NON DRENATI					Qlim. LATERALE		Qlim. PUNTA	
N. STRATO	TIPO TERRENO	QUOTA FALDA (s.d.)	γ Terreno [kN/m³]	Prof. Tetto [m]	Prof. Base [m]	D [m]	φ	c' [kPa]	α (c')	k	μ	tan (μφ)	Nq	Cu [kPa]	α (Cu)	Nc	Qlim. Lat. Parametri drenati [kPa]	Qlim. Lat. Parametri non drenati [kPa]	Qlim. punta Parametri drenati [kN]	Qlim. punta Parametri non drenati [kN]		
A	COES.	0,0	19,5	0,00	0,00	0,00	30			1,00	1,0	0,58		50	0,65		0	0	0	0		
S	GRANULARE	0,0	19,5	0,00	4,00	0,62	25			1,00	1,0	0,47		25	1,00		70	70	0	0		
A	COES.	0,0	19,5	4,00	7,50	0,62	27			1,00	1,0	0,51		50	0,65		193	221	0	44		
S	GRANULARE	0,0	19,5	7,50	20,00	0,62	27			1,00	1,0	0,51		80	0,50		1652	1652	0	0		
A	COES.	0,0	19,5	20,00	23,00	0,62	33			1,00	1,0	0,65					790	0	0	135		
S	GRANULARE	0,0	19,5	23,00	25,00	0,62	33			1,00	1,0	0,65					588	588	0	0		
A	COES.	0,0	19,5	25,00	25,00	0,62	33			1,00	1,0	0,65					0	0	0	147		
S	GRANULARE	0,0	19,5	25,00	25,00	0,62	33			1,00	1,0	0,65					0	0	0	0		
S	GRANULARE	0,0	19,5	25,00	25,00	0,62	33			1,00	1,0	0,65					0	0	0	0		
S	GRANULARE	0,0	19,5	25,00	25,00	0,62	33			1,00	1,0	0,65					0	0	0	0		
S	GRANULARE	0,0	19,5	25,00	25,00	0,62	33			1,00	1,0	0,65	20				0	0	1462	1462		
																	3294	2532	1462	1462		

Nd= 2246 kN > 2200 kN (PALI NUCLEI - VERIFICA SODDISFATTA).

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI COESIVI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA:

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

d = diametro del palo

M_y = momento di plasticizzazione della sezione

ξ₃ = fattore di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica

γ_t = coefficiente parziale

γ_{group} = coefficiente parziale effetto di gruppo

F_s = ξ₃ × γ_t

c_u = resistenza al taglio non-drenata

R_{tr} = resistenza di un palo ai carichi orizzontali

R_{tr,d} = resistenza di calcolo di un palo ai carichi orizzontali

Palo corto:
$$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio:
$$H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$$

Palo lungo:
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

DATI DI INPUT:

L =	25,00	(m)
d =	0,62	(m)
M _y =	396	(kN m)
ξ ₃ =	1,45	(-)
γ _t =	1,30	(-)
F _s =	1,89	(-)
c _u =	50,00	(kN/m ²)

Palo corto:

H1 =	6715,53	(kN)	H1/F _s	3562,62	(kN)
------	---------	------	-------------------	---------	------

Palo intermedio:

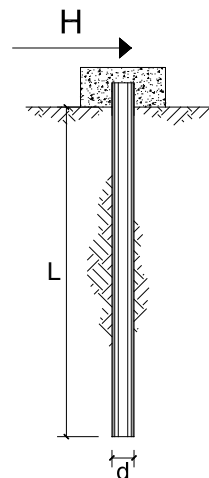
H2 =	2658,85	(kN)	H2/F _s	1410,53	(kN)
------	---------	------	-------------------	---------	------

Palo lungo:

H3 =	454,16	(kN)	H3/F _s	240,93	(kN)
------	--------	------	-------------------	--------	------

R_{tr} = min(R_{tr} 1, R_{tr} 2, R_{tr} 3) = 454,16 (kN) palo lungo

R_{tr,d} = 241 (kN)



MOMENTO DI PLASTICIZZAZIONE - M_y = 396 kNm (12φ24)

TAGLIO RESISTENTE - T_{res} (SLU) = 241 kN > 200 kN – TAGLIO MEDIO AGENTE SUI PALI (T_{tot}/n pali tot.) VERIFICA SODDISFATTA.

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Verifica C.A. S.L.U. - File: [] [] [X]

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: []

Sezione circolare cava

Raggio esterno 31 [cm]
Raggio interno 0 [cm]
N° barre uguali 12
Diametro barre 2,4 [cm]
Copriferro (baric.) 10 [cm]

N° barre 0 Zoom

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☒ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.
☐ DXF

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 396,7 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 5,689 ‰
d 52 cm
x 19,81 x/d 0,3809
 δ 0,9161

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
☐ Precompresso

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Si riporta la verifica strutturale al taglio considerando staffe ϕ 12/200mm

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

classe di resistenza del calcestruzzo		C25/30	
resistenza cubica caratteristica a compressione	R_{ck}	30,00	MPa
resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck}	25,00	MPa
coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	0,85	
coeff. parziale per resistenze SLU	γ_M	1,50	
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14,17	MPa
resistenza di calcolo a compressione ridotta	f'_{cd}	7,08	MPa

Acciaio da c.a.

tipo di acciaio		B450C	
resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	450,00	MPa
resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	540,00	MPa
coeff. parziale per le resistenze SLU	γ_M	1,15	
resistenza di calcolo	f_{yd}	391,30	MPa

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

diametro del palo	D	62,00	cm
(NTC08 §7.9.5.2.2) d equivalente $d = D/2 + D/\pi$	d	50,74	cm
area totale di calcestruzzo	A_c	2021,66	cmq
	n° barre	Φ (mm)	A_{SL} (mm ²)
armatura longitudinale tesa	0	0	0,000
	0	0	0,000
	0	0	0,000
		$A_{SL,tot}$	0,00

SOLLECITAZIONI

sforzo di taglio sollecitante	V_{Ed}	200,00	kN
sforzo assiale sollecitante(+compressione;- trazione)	N_{Ed}	0,00	kN

Sollecitazioni

sforzo di taglio sollecitante	V_{Ed}	200,00	kN
sforzo assiale sollecitante(+compressione;- trazione)	N_{Ed}	0,00	kN

Geometria della sezione

diametro del palo	D	62,00	cm
(NTC08 §7.9.5.2.2) d equivalente $d = D/2 + D/\pi$	d	50,74	cm
area totale di calcestruzzo	A_c	2021,66	cmq

Resistenza a taglio

classe di resistenza del calcestruzzo		C25/30	
resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck}	25,00	MPa
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14,17	MPa
resistenza di calcolo a compressione ridotta	f'_{cd}	7,08	MPa
tipo di acciaio		B450C	
resistenza di calcolo	f_{yd}	391,30	MPa
armatura longitudinale tesa	$A_{SL,tot}$	0,000	cmq
n° braccia armatura trasversale	$n_{b,sw}$	2	
diametro armatura trasversale	Φ_{sw}	12	mm
passo armatura trasversale	s	20,00	cm
area armatura trasversale	A_{sw}	226,19	mm ²
angolo armatura trasversale rispetto asse elemento	α	90	°
angolo puntoni di cls rispetto asse elemento	ϑ	45,0	°
	$ctg \alpha$	0,00	
	$ctg \vartheta$	1,00	
$1 \leq cot \vartheta \leq 2.50$			
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0,2 \times f_{cd}$	σ_{cp}	0,00	MPa
coeff. maggiorativo	α_c	1	
coeff. riduttivo per fessurazione a taglio	ν	0,5	
resistenza a taglio-trazione	V_{Rsd}	202,08	kN
resistenza a taglio-compressione	V_{Rcd}	644,41	kN
limite superiore della resistenza a taglio	$V_{Rd,max}$	716,01	kN

Resistenza a taglio con armatura specifica V_{Rd} 202,08 kN

$\geq V_{Ed}$ - VERIFICATO

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

23 VERIFICA LIQUEFAZIONE

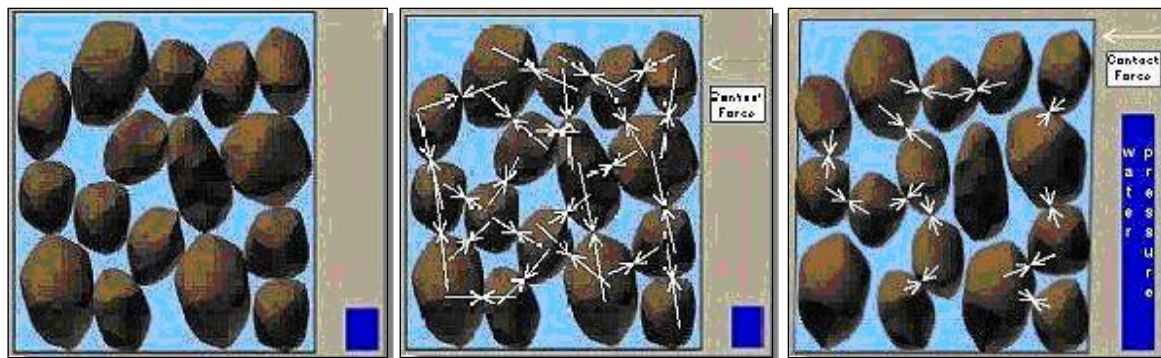
Con il termine liquefazione si intende un processo in seguito al quale un sedimento che si trova al di sotto del livello freatico perde temporaneamente resistenza e si comporta come un fluido viscoso a causa di un aumento della pressione neutra e di una riduzione della pressione efficace.

La liquefazione ha luogo quando la pressione dei pori aumenta fino a eguagliare la pressione intergranulare; in termini tecnici la liquefazione ha inizio quando la pressione dei pori (u_0) eguaglia la pressione totale (σ_{v0}), producendo uno stato della pressione efficace nullo.

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0 = 0$$

L'incremento della pressione neutra è indotto dalla tendenza di un materiale granulare a compattarsi quando è soggetto ad azioni cicliche di un sisma, con conseguente aumento del potenziale di liquefazione del terreno. La liquefazione del terreno dovuta a movimenti sismici, con le conseguenti deformazioni associate, è una delle cause più importanti di danneggiamento e crollo delle costruzioni fondate su terreni non coesivi saturi ed è il risultato dell'effetto combinato di due principali categorie di fattori:

- fattori predisponenti
 - o il terreno deve essere saturo, non compattato, non consolidato, sabbioso o limoso o un miscuglio di poca argilla.
 - o Distribuzione granulometrica, uniformità, saturazione, densità relativa, pressioni efficaci di confinamento, stato tensionale in sito iniziale, ecc.
- fattori scatenanti
 - o sismicità: magnitudo, durata, distanza dall'epicentro, accelerazione massima superficiale, inoltre il sito deve essere scosso sufficientemente a lungo e con forza dal sisma.



Alla liquefazione del terreno possono associarsi estesi fenomeni di subsidenza, movimenti di masse fluidificate del terreno, ecc. ma anche effetti meno devastanti, quali cedimenti differenziali, lesioni nelle strutture, ecc. che tuttavia possono indurre gravi danni alle opere.

L'ammontare delle deformazioni conseguenti alla liquefazione dipende dallo stato di addensamento del suolo, spessore ed estensione areale dello strato liquefacibile, dalla pendenza della superficie del terreno e dalla distribuzione dei carichi applicati dalle opere.

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

La verifica a liquefazione può essere omessa almeno quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

7.11.3.4.2 Esclusione della verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

Nel caso in esame si ha:

accelerazione al piano campagna $a_g = 1.49 \times 0.136 = 0.202$ g;

la falda è presente ad una profondità inferiore a 15 metri;

la resistenza alla penetrometrica normalizzata risulta a determinate profondità inferiore a 180.

Si riporta il grafico di confronto tra azioni dovute al sisma (CSR) e resistenze (CRR) ricavate dalla CPTu5.

Dal grafico si evince una probabilità alla liquefazione dei terreni molto bassa; si evidenzia altresì che i terreni presenti in sito sono prevalentemente di natura coesiva (argille) quindi non soggetti a liquefazione. La verifica a liquefazione dovrà comunque essere implementata ed approfondita nelle successive fasi di progettazione.

I05

**BOSCO DELLO SPORT
ARENA**

I05-PFTE-G-003-D

RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

