

# COMUNE DI GENOVA

## PUO "EX MIRALANZA"

committente  
**COSPE S.r.l.**

Progetto e sviluppo immobiliare



Seriato (Bg) via Pastrengo n°1/c - tel. 035/303904 - fax. 035/0662363  
e-mail: domus@studiodomus.net - web: www.studiodomus.net  
Iscritta al casellario delle società di Ingegneria e professionisti - AVCP

Progetto PUO



Galleria G. Mazzini 3/8 - 16121 Genova, Italia  
tel. 010 54 14 66 - P. IVA 0341 948 01 02  
email: info@ferrandoarchitetti.it

Progetto viabilità

ING. MARCO MASTRETTA

Genova GE

Componente ambientale



Via Edmondo de Amicis, 6/10, 16122 Genova GE  
010 595 6633

Progetto elettrico e meccanico



Caselle T.se (TO) - Via Filatoio, 23/A  
tel. 011.92.03.458 - fax. 011.01.61.739  
e-mail: progetti@qbservice.it

Geologia--Invarianza



Desenzano del Garda (Bs), via Olivetti n°94/E  
cell. 348.88.56.130 - fax. 030.91.19.618  
e-mail: info@tecnogeologia.it - PEC: tecnogeologia@pec.it

Progetto prevenzione incendi



tel:031-49.40.30  
mail: info@nordengineering.it

REVISIONE	OGGETTO DELL' AGGIORNAMENTO	DATA	DISEGNATORE	CONTROLLO
00	prima emissione	30.09.2021	BA	CP
01	Aggiornamento in seguito ad incontro con UT del 02.12.2021	09.12.2021	BA	CP

### PIANO URBANISTICO OPERATIVO

COMMESSA N°	015	2021
STATO AVANZAMENTO	PD	REV 00

### RELAZIONE DI FATTIBILITÀ GEOLOGICA E IDROGEOLOGICA

ID FILE  
015\_21\_PUO\_Tav.00\_Cartigli\_00\_PD.dwg

SCALA  
1:500

ALLEGATO N°

# RG

# Relazione Geologica & Geotecnica

D.M. 17.01.2018 (N.T.C. p.to 6.2.1)  
D.M. 17.01.2018 (N.T.C. p.to 6.2.2)

## Progetto

Area ex Mira Lanza

## Committente

COSPE S.R.L.

Provincia	Genova
Comune	Genova
Cap	16161
Indirizzo	Via Rivarolo / Via Lepanto
Codice Catastale	D969
Rif. catastali	Fg. 25 Mapp. 68

Data	12 novembre 2021
Il tecnico	Dott. Geol. Stefano Salvi



1.	PREMESSA.....	1
2.	MODELLO GEOLOGICO.....	2
2.1.	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO, GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO, IDROGRAFICO ED IDROGEOLOGICO.....	2
3.	INQUADRAMENTO URBANISTICO DELL'AREA.....	8
4.	COMPATIBILITÀ GEOMORFOLOGICA DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO .....	10
4.1.	RISCHIO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO .....	10
4.2.	RISCHIO IDRAULICO .....	12
4.3.	RISCHIO IDROGEOLOGICO.....	12
5.	SCELTA DEL TERREMOTO DI PROGETTO E STIMA DEGLI EFFETTI DI SITO .....	13
5.1.	DETERMINAZIONE DEL SISMA DI PROGETTO .....	13
5.2.	DETERMINAZIONE PARAMETRI SISMICI DI CALCOLO UTILIZZATI IN TABELLA.....	14
4.3.	STIMA DELL'INCLINAZIONE DEL CARICO DOVUTA AD EVENTI SISMICI.....	15
5.	MODELLO GEOTECNICO.....	17
5.1.	INDAGINE GEOGNOSTICA IN SITO .....	17
5.1.1.	Breve descrizione dell'indagine effettuata .....	17
5.1.2.	Penetrometro utilizzato per prove penetrometriche.....	17
5.2.	STIMA DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO.....	17
6.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (S.L.U.).....	23
6.1.	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI IN CONDIZIONI SISMICHE .....	23
6.1.1.	Esclusione della verifica a liquefazione .....	23
6.2.	AZIONE SISMICA DI PROGETTO.....	23
6.3.	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE NEL SITO IN ESAME .....	24
6.4.	VERIFICA AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME TERRENO-FONDAZIONE .....	27
6.4.1.	Azione sulla fondazione .....	27
6.4.2.	Resistenza del terreno .....	27
7.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (S.L.E.).....	32
7.1.	CALCOLO DELLA DISTRIBUZIONE DELLE TENSIONI NEL TERRENO DI FONDAZIONE .....	32
7.2.	CAUSE DEI CEDIMENTI .....	32
7.2.1.	Cedimenti nei terreni incoerenti (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità) .....	32
7.2.2.	Cedimenti nei terreni coesivi (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità).....	33
7.2.3.	Cedimenti assoluti e differenziali.....	33
7.3.	COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE.....	34
7.4.	STIMA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (S.L.E.).....	34
7.4.1.	Cedimenti Assoluti.....	34
7.4.2.	Cedimenti Differenziali.....	34
7.5.	RISULTATI DEL CALCOLO.....	35
7.6.	STIMA DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI INDOTTE DAL SISMA .....	37
8.	CONCLUSIONI .....	38

## RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

### 1. PREMESSA

Su incarico e per conto della Ditta COSPE S.R.L. è stato eseguito uno studio finalizzato alla fattibilità geologica dell'area ex Mira Lanza sita a **Genova (GE)** compresa tra **Via Rivarolo** e **Via Lepanto** distinta al **Mappale 68** del **Foglio 25** del C.C. di **Genova (GE)**.



La presente relazione geologica e geotecnica costituisce uno studio preliminare delle caratteristiche dell'ambiente sottosuolo e idrico, due componenti necessarie alla definizione dello stato dell'ambiente naturale all'interno del quale sarà inserita l'opera in progetto.

I criteri e le procedure adottati per la redazione della presente relazione consentono di definire il modello geologico e geotecnico di sito con un approfondimento adeguato alla fase preliminare di studio ed in conformità ai seguenti dispositivi:

- I. *paragrafo 6.2.1 del D.M. 17/01/2018 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni";*
- II. *paragrafo 6.2.2 del D.M. 17/01/2018 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni".*

La campagna d'indagini in sito è stata concordata con il committente, il quale ha stabilito le risorse disponibili per la sua esecuzione sulla cui base lo scrivente ha formulato la proposta qui illustrata:

- n°10 prove penetrometriche dinamiche superpesanti Meardi AGI (**DPSH**);
- n°1 sondaggio a carotaggio continuo con **SPT** in foro di sondaggio;
- n°1 indagine geofisica in foro con tecnica **DOWNHOLE**;
- n°1 indagine geofisica con tecnica **MASW**;
- n°1 indagine geofisica con tecnica **HVSR**;
- stratigrafie di sondaggi da indagini in sito pregresse.

L'acquisizione dei dati è servita sia per la **definizione lito-stratigrafica** sia per la **parametrizzazione geotecnica dei terreni** che caratterizzano il **volume significativo di sottosuolo** che verrà influenzato dalle opere di fondazione.

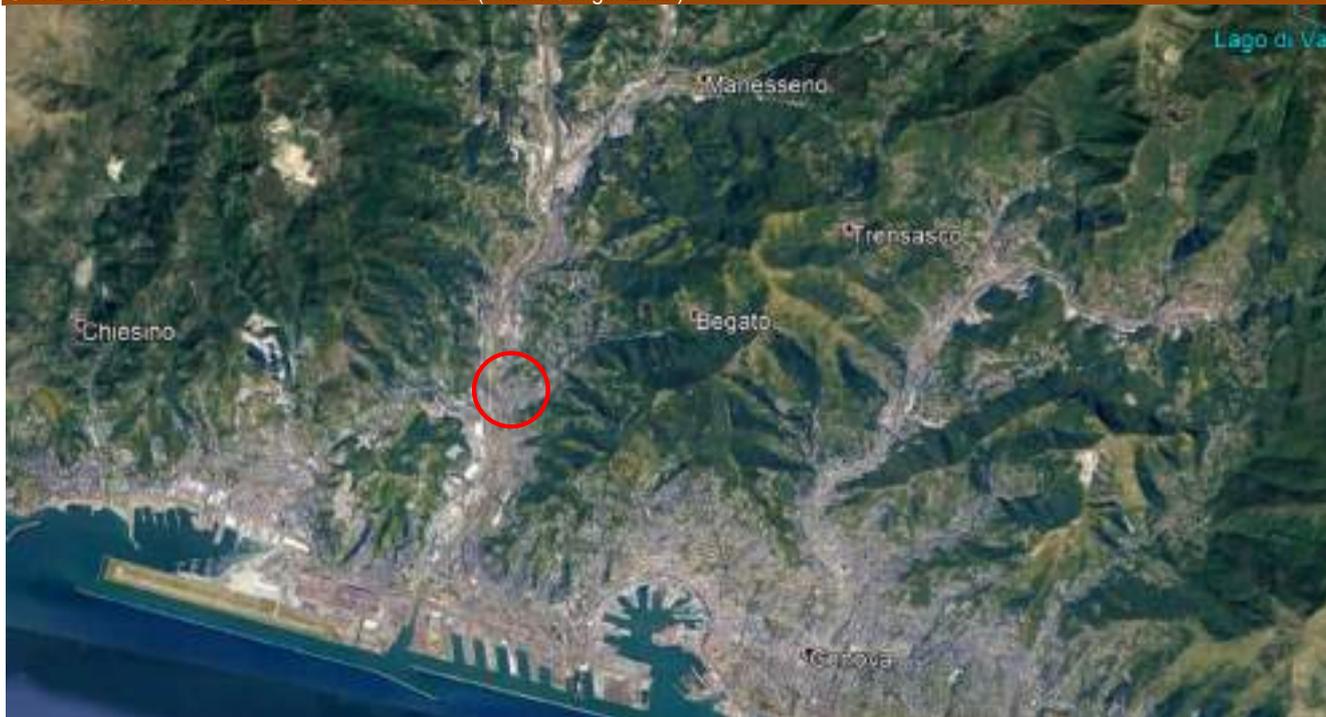
Per le dimensioni e la tipologia della struttura si faccia riferimento alle tavole delle planimetrie, prospetti e sezioni del tecnico progettista.

## 2. MODELLO GEOLOGICO

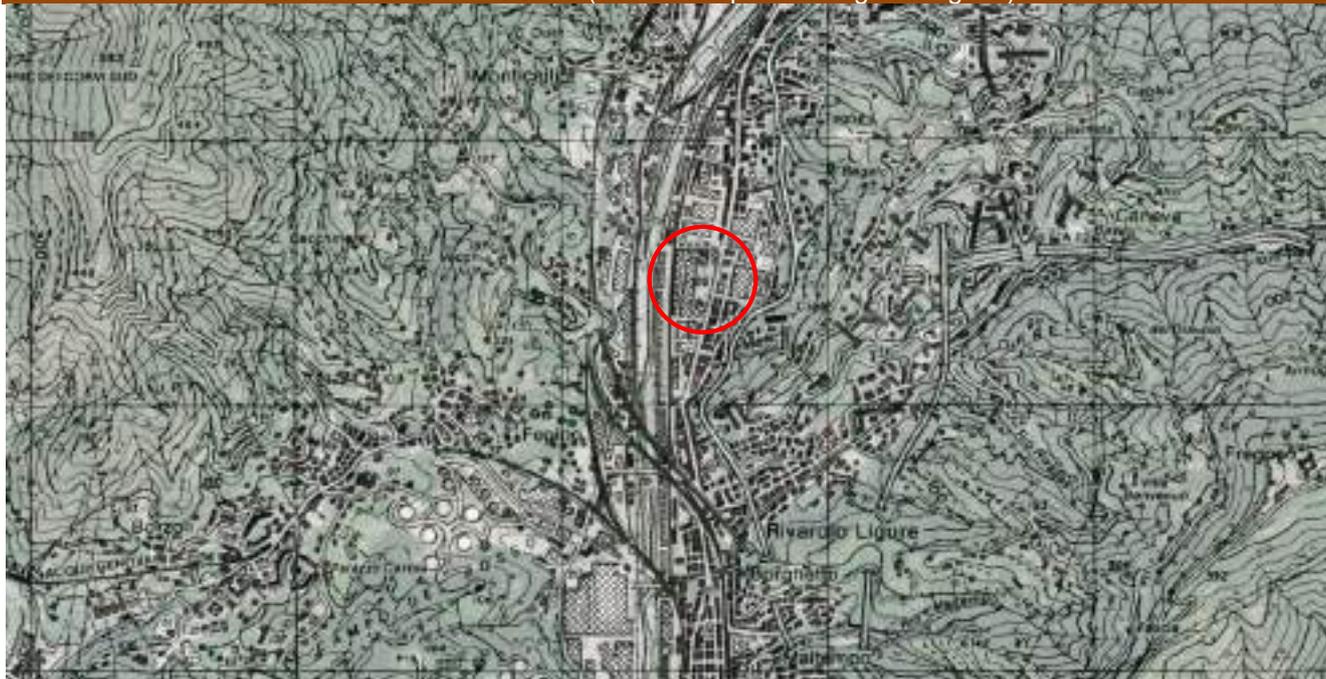
### 2.1. Inquadramento geografico, geomorfologico, geologico, idrografico ed idrogeologico

L'area oggetto dello studio si colloca nella porzione nord-occidentale del territorio comunale di Genova, in un lotto compreso tra Via Rivarolo e Via Lepanto, bordato ad ovest dalla linea ferroviaria Ge -To; il sito si trova ad una altitudine di circa **26 m s.l.m.** ed insiste sul **Mappale 68 del Foglio 25** del N.C.T.R. del Comune di Genova.

STRALCIO IMMAGINE SATELLITARE (Fonte: Google Earth)



STRALCIO CTR REGIONE REGIONE LIGURIA (Fonte: Geoportale Regione Liguria)



**STRALCIO ESTRATTO MAPPA CATASTALE (Fonte: Geoportale Regione Liguria)**



Dal punto di vista **geologico-strutturale**, l'area in esame si inserisce in un settore di transizione tra la catena alpina e quella appenninica; esso infatti comprende unità delle Alpi liguri che sono state dapprima coinvolte nell'evoluzione alpina a livelli più o meno profondi e che, successivamente, sono state interessate da una tettonica attribuibile all'evoluzione appenninica.

Le Alpi Liguri costituiscono la terminazione meridionale delle Alpi Occidentali e sono costituite da un impilamento complesso di unità tettoniche le cui caratteristiche litostratigrafiche e strutturali riflettono l'evoluzione geodinamica di questo settore di catena.

Le fasi di rifting e spreading del Triassico e Giurassico determinano l'apertura dell'Oceano Ligure-Piemontese. Nel corso del Cretaceo è avvenuta inversione dei movimenti tettonici e ciò ha provocato la chiusura dell'Oceano Ligure-Piemontese (convergenza di margini con subduzione di litosfera oceanica) e conseguentemente alla collisione continentale e all'esumazione delle unità che erano precedentemente andate in subduzione.

Le Alpi Liguri sono pertanto caratterizzate dalla sovrapposizione di unità di crosta oceanica e di mantello, rappresentate dall'Unità Figogna, Palmaro - Caffarella, Cravasco - Voltaggio e Voltri, caratterizzate da un diverso gradiente metamorfico. La similitudine nell'evoluzione tettono-metamorfica indica che a dette unità è stata precocemente associata l'Unità Gazzo - Isoverde, le cui caratteristiche litologiche suggeriscono una derivazione da margine continentale. Queste unità sono state esumate e accavallate le une sulle altre e sull'avampaese europeo.

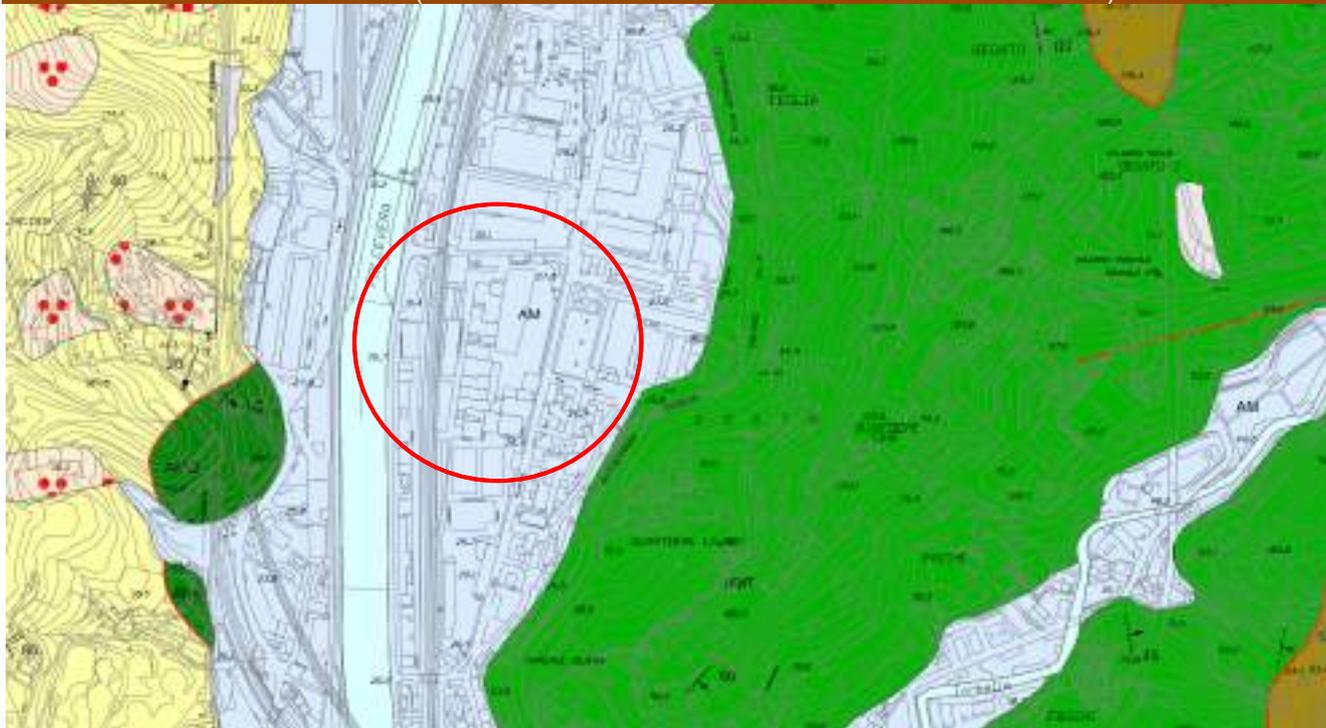
Le unità costituite da flysch che affiorano nella parte orientale del territorio comunale (Unità Antola, Unità Ronco, Unità Montanesi e Unità Mignanego) sono non metamorfiche o di basso grado metamorfico, il che indica che durante l'orogenesi alpina sono rimaste sempre a livelli strutturali piuttosto superficiali. Queste unità sono a loro volta accavallate sulle unità di grado metamorfico più elevato. Questo complesso impilamento di unità è ricoperto in discordanza dai depositi del Bacino Terziario Piemontese, una successione sedimentaria tardo eocenica-oligocenica che all'interno del territorio comunale affiora nell'immediato entroterra di Prà.

Per quanto attiene l'area di studio, sono presenti **depositi alluvionali e marini (AM)** di età olocenica, costituiti da ghiaie poligeniche ed eterometriche, da sub-angolose ad arrotondate, in matrice sabbioso limosa e sabbioso argillosa, da scarsa ad abbondante.

Talora sono presenti blocchi e/o lenti isolate di materiali fini. Al tetto delle alluvioni è presente una copertura pressoché continua di terreni di riporto, generalmente grossolani, in spessori mediamente compresi tra i 2÷4 metri, che si rinvencono nel fondovalle del torrente Polcevera.

La risalita del mare ed il sollevamento dell'area durante l'olocene hanno favorito l'aggradazione dei depositi alluvionali delle piccole pianure costiere e la genesi di evidenti terrazzi fluviali.

STRALCIO CARTA GEOLOGICA (Fonte: Piano Urbanistico Comunale – Comune di Genova)



FORME ANTROPICHE		RIP	Riparti artificiali e discariche Depositi vari rimaneggiati
		CD	Coltri eluvio-colluviali di importanza particolare
		DF	Ammassi detritici di falda
		AA	Sedimenti di alveo
QUATERNARIO		AM	Sedimenti alluvionali e marini Depositi glaciali e subglaciali posti a quote più elevate rispetto agli stadi attuali o all'attuale livello del mare, talvolta terrazzati e/o coperti da coltri eluvio-colluviali di spessore variabile
		SP	Sedimenti di spiaggia
		BPP	Brecce di San Pietro al Prati Brecce residuali a clasti calcareo-dolomitici a matrice carbonatica
<u>UNITÀ TETTONICA MONTANESI</u>			
CRETACICO INF.		AMT	Argilliti di Montanesi Argilliti impelagliche e argilliti siltose nere, solo raramente pollicione con intercalazioni di arenarie quarzose fini
<u>UNITÀ TETTONICA MIGNANEGO</u>			
CRETACICO INF.		AMG	Argilliti di Mignanego Torbiditi siltoso-arenaceo medio fini con intercalazioni di argilliti siltose neri e torbiditi marzosi a base calcareo-arenacea

Poco più ad est dell'area d'indagine, in sinistra idraulica del Torrente Polcevera, affiora l'Unità Tettonica Montanesi: essa è presente a partire dal fondovalle del Torrente Polcevera fino al contatto tettonico con l'Unità Tettonica Ronco. Il limite inferiore, di tipo tettonico, con l'Unità tettonica Mignanego non è visibile

poiché coperto dalle alluvioni di fondovalle, dove ricade l'area d'indagine. L'Unità Tettonica Montanesi comprende la sola formazione delle **Argilliti di Montanesi (AMT)**, costituite da argilliti emipelagiche e argilliti siltose nere, solo raramente policrome, in strati da centimetrici a pluridecimetrici, con intercalazioni di arenarie siltose fini, di spessore da centimetrico a pluricentimetrico. Lo spessore reale non è quantificabile oggettivamente, lo spessore apparente sarebbe di circa 1800 m.

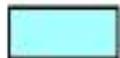
L'Unità tettonica Montanesi affiora nel versante in sinistra idraulica del torrente Polcevera, a partire dal fondovalle fino al contatto tettonico con l'Unità tettonica Ronco. Il limite superiore non è mai direttamente osservabile ma si assiste ad un progressivo incremento del grado di disturbo tettonico (scompaginazione degli strati e clastesi). Il limite inferiore, anch'esso tettonico, con l'Unità tettonica Mignanego non è visibile poiché coperto dalle alluvioni di fondovalle.

La formazione delle **Argilliti di Mignanego (AMG)**, ascrivibili all'Unità Tettonica Mignanego, consistono in torbiditi a basso grado metamorfico, costituite da siltiti arenacee medio-fini in strati da centimetrici a pluridecimetrici, talora con intercalazioni di argilloscisti neri, oppure da torbiditi marnose a base calcareo-arenacea sottile in strati da decimetrici a metrici. In linea generale, il substrato lapideo è generalmente preceduto, ad eccezione del fondovalle dove risulta ricoperto dai depositi alluvionali del Torrente Polcevera, da un livello superficiale, molto alterato e disarticolato, definito in letteratura "cappellaccio di alterazione", scaglioso e argillificato che mantiene comunque ancora l'aspetto e la tessitura della roccia originaria.

L'elemento **idrografico** principale è il **Torrente Polcevera**, che scorre immediatamente ad ovest dell'area di studio, oltre la linea ferroviaria. In questo tratto del suo percorso, presenta un andamento debolmente meandriforme, con anse incise su antichi depositi alluvionali che attualmente costituiscono ampi terrazzi fluviali. Il Torrente Polcevera presenta numerosi impluvi laterali, formando una sviluppata rete idrografica del tipo dendritico.

STRALCIO CARTA IDROGEOLOGICA (Fonte: Piano Urbanistico Comunale – Comune di Genova)



 Zone permeabili per porosità (Alluvioni e spiagge)  
 Zone urbanizzate sostanzialmente impermeabili

 Acquifero significativo  
 Sorgenti  
 Pozzi

Per quanto riguarda gli aspetti **idrogeologici** si può ritenere che i depositi alluvionali risultino complessivamente permeabili per porosità, con coefficienti in funzione della granulometria prevalente (che nello specifico hanno mostrato una permeabilità medio-alta); il fondovalle dei corsi d'acqua principali, infatti, è caratterizzato da depositi alluvionali, prevalentemente di natura sabbioso-ghiaiosa, conglomerati grossolani e ghiaie, definiti da condizioni di permeabilità primaria per porosità. Tali alluvioni costituiscono il principale serbatoio idrico sotterraneo, e sono intensamente sfruttate in prevalenza per uso industriale. Al contrario i materiali di riporto soprastanti e presenti in superficie possiedono una permeabilità variabile da punto a punto, anche se, in ragione della granulometria medio-grossolana, coefficienti medio elevati possono essere ritenuti accettabili.

Il substrato roccioso sano (argilliti) è da ritenere sostanzialmente impermeabile in condizioni di integrità; risulta parzialmente permeabile solo a seguito di intensa fessurazione, limitatamente ai livelli superficiali, dove le discontinuità strutturali possono rappresentare vie di circolazioni preferenziali.

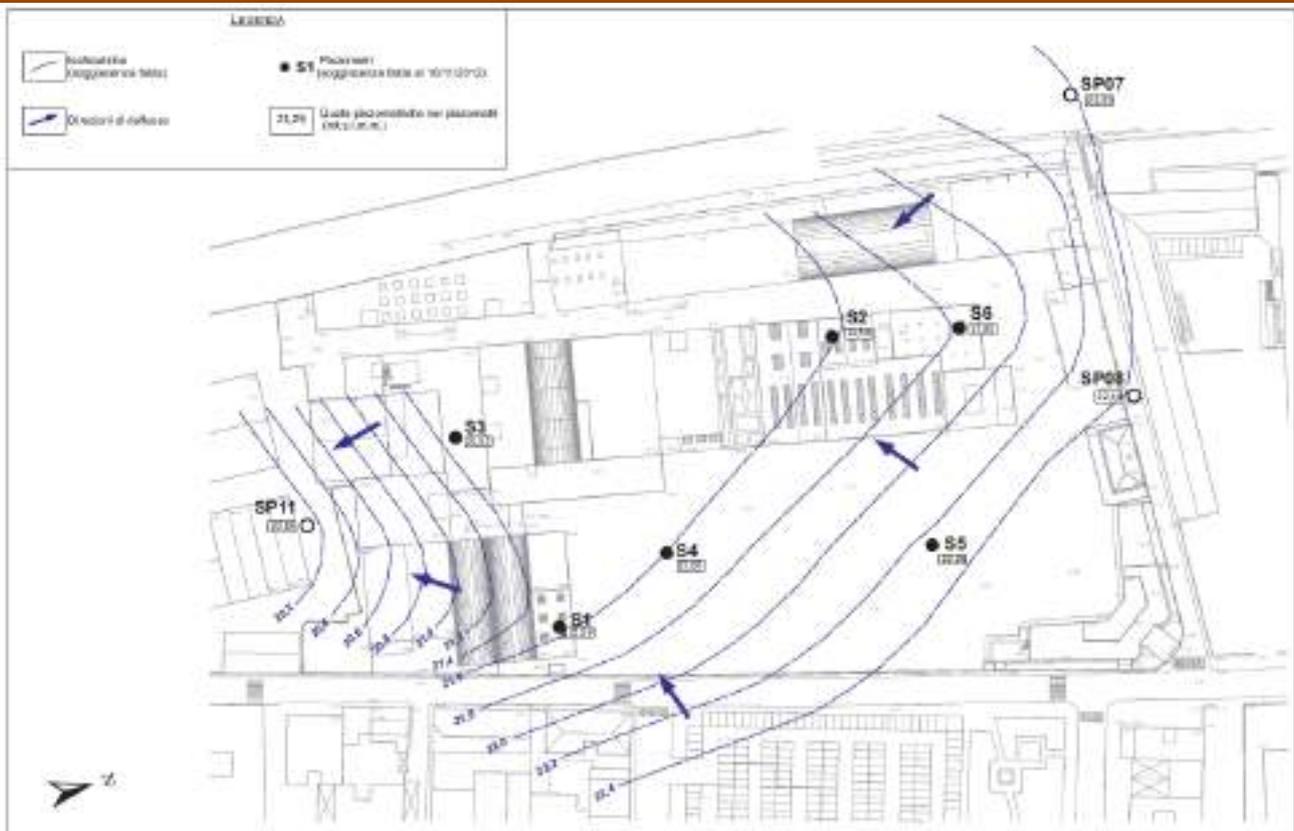
Le argilliti di Mignanego e di Montanesi infatti sono da classificarsi, qualora in buone condizioni di conservazione, come poco permeabili o impermeabili.

Secondo quanto riportato nelle indagini pregresse eseguite nell'ambito del Piano di caratterizzazione dell'area Ex - Mira Lanza e dai rilevamenti eseguiti nella campagna del 2021, è stato rilevato che nel sito oggetto di intervento la **soggiacenza della falda freatica** si attesta mediamente a circa **- 5.50 m da p.c.** con oscillazioni nel tempo comprese tra **5.00 ÷ 6.50 m** da p.c.,

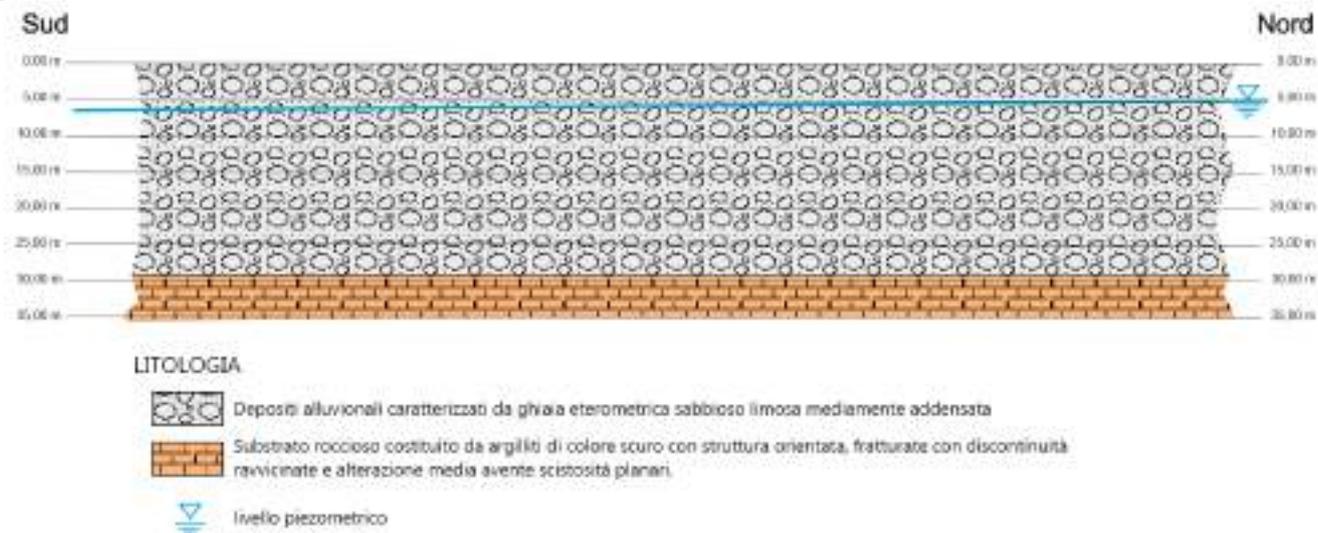
È stato rilevato inoltre che il deflusso della falda avviene principalmente in direzione NS nel materasso alluvionale e che esso è estraneo ad apporti meteorici significativi data l'elevato grado di urbanizzazione delle superfici. Al letto la falda è confinata dalla presenza delle unità del substrato roccioso impermeabili.

L'indagine in situ rileva la presenza di un primo livello di riporti eterogenei ed eterometrici a tetto di un potente deposito alluvionale composto da livelli ghiaiosi più o meno sabbiosi in matrice limoso, dello spessore massimo di circa 30 m. Al letto riscontriamo la presenza di cappellaccio d'alterazione, il quale a sua volta sormonta il substrato roccioso composto da argilloscisti.

#### CARTA ISOFREATICHE - DATI PREGRESSI



## SEZIONE IDROGEOLOGICA SEMPLIFICATIVA



Da un punto di vista idrogeologico, l'area di intervento è sostanzialmente riconducibile ad un corpo idrico principale a media permeabilità, costituito dal materasso alluvionale del torrente Polcevera, che poggia su un *bedrock* generalmente poco permeabile.

In particolare, i depositi alluvionali del complesso ghiaioso-sabbioso costituiscono un importante acquifero a carattere freatico con permeabilità delle alluvioni grossolane comprese tra  $3 \cdot 10^{-5}$  e  $3 \cdot 10^{-3}$  m/s; entro il materasso alluvionale non mancano tuttavia orizzonti fini poco permeabili riconducibili al complesso limoso-argilloso a permeabilità medio bassa ( $k = 10^{-7} \div 10^{-5}$  m/s), che tuttavia non modificano significativamente la trasmissività dell'acquifero.

Le formazioni di substrato appaiono, in genere, caratterizzati da una bassa permeabilità secondaria per fratturazione, con valori di  $k$  variabili tra  $3 \cdot 10^{-9}$  e  $3 \cdot 10^{-7}$  m/s.

### 3. INQUADRAMENTO URBANISTICO DELL'AREA

La fase di progettazione preliminare e di valutazione della fattibilità dell'intervento ha previsto l'analisi delle limitazioni d'uso del territorio (vincoli) in particolare modo quelli descritti e presenti nella relazione geologica a corredo del vigente **PUC** comunale.

Dalla visione della **Carta di Zonizzazione Geologica e Suscettività d'uso del territorio** si evince che il sito in esame ricade in **Zona B: Aree con suscettività d'uso parzialmente condizionata**.

STRALCIO CARTA DELLA FATTIBILITA' (Fonte: Piano Urbanistico Comunale – Comune di Genova)



Per quanto riguarda la **carta dell'Acclività**, l'area indagata rientra nella **classe 1** (Acclività da 0° a 5°).

STRALCIO CARTA DELL'ACCLIVITA' (Fonte: Piano Urbanistico Comunale – Comune di Genova)



Secondo la **Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica**, l'area indagata ricade nelle Zone stabili suscettibili di amplificazione locale nella zona **B7s**, ovvero sedimenti alluvionali e marini con spessore > 3 m e con acclività < 15°

**STRALCIO CARTA DELLE MICROZONE OMOGENEE IN PROSPETTIVA SISMICA**

(Fonte: Piano Urbanistico Comunale – Comune di GE)



**ZONE STABILI SUSCETTIBILI DI AMPLIFICAZIONE LOCALE**



**ZONA B7s**  
 SEDIMENTI ALLUVIONALI E MARINI con spessore > 3 metri  
 B7s – acclività < 15 gradi (amplificazione stratigrafica)  
 B7st – acclività > 15 gradi (amplificazione stratigrafica e topografica)

Dalla visione **Carta dei vincoli geomorfologici**, si evince che l'area di studio ricade all'interno di un **acquifero significativo**, secondo il Piano di Tutela delle Acque.

**STRALCIO CARTA DEI VINCOLI GEOMORFOLOGICI** (Fonte: Piano Urbanistico Comunale – Comune di Genova)



#### 4. COMPATIBILITÀ GEOMORFOLOGICA DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO

Di seguito si riportano le valutazioni circa la compatibilità idrogeologica degli interventi in progetto; in particolare verrà valutata l'interferenza tra le opere ed i seguenti rischi:

- rischio geologico e geomorfologico;
- rischio idraulico;
- rischio idrogeologico.

A tal fine, sono stati analizzati gli elaborati del Piano di Bacino Stralcio per la tutela del Rischio Idrogeologico dell'Autorità di Bacino regionale della Liguria, in particolare la documentazione disponibile per il Bacino del Polcevera. È inoltre stata analizzata la documentazione del Piano di Tutela delle Acque della Regione Liguria.

##### 4.1. Rischio geologico e geomorfologico

Secondo la carta della **suscettività al dissesto**, l'area di studio è compresa nella classe "**suscettività molto bassa Pg0**". La carta della suscettività al dissesto deriva dalla sovrapposizione di informazioni di carattere geologico e geomorfologico quali la tipologia di formazione geologica, l'acclività dei versanti, l'uso del suolo e la situazione geomorfologica di dettaglio. Ad ogni classe è associato un "peso relativo", che contribuisce alla definizione delle sei classi di suscettività, comprese tra molto bassa e molto elevata.

##### STRALCIO CARTA DELLA SUSCETTIVITA' AL DISSESTO

(Fonte: Piano di Bacino Stralcio per la tutela del Rischio Idrogeologico - Autorità di Bacino regionale Liguria – Sez.213150)



CLASSI DI SUSCETTIVITA' AL DISSESTO		NORME DI ATTUAZIONE	
	MOLTO ELEVATA	Pg4	Art. 16, c. 2 Art. 18ter
	ELEVATA	Pg3a	Art. 16, c. 3 Art. 18ter
	ELEVATA	Pg3b	Art. 16, c. 3-ter Art. 18ter

CLASSI DI SUSCETTIVITA' AL DISSESTO		NORME DI ATTUAZIONE	
	BEDIA	Pg2	Art. 16, c. 4 Art. 18ter
	BASSA	Pg1	Art. 16, c. 4 Art. 18ter
	MOLTO BASSA	Pg0	Art. 16, c. 4 Art. 18ter

Secondo la carta del rischio geologico, l'area di studio è compresa nella classe "**rischio lieve o trascurabile R0**". La carta del rischio geologico deriva dalla sovrapposizione tra la pericolosità geomorfologica e gli elementi a rischio, derivanti dall'analisi dell'uso del suolo, così come indicato nella Relazione generale allegata al Piano di Bacino Stralcio del torrente Polcevera. Pertanto, il rischio geologico deriva dal confronto tra gli elementi a rischio e le aree di bacino caratterizzate da una certa suscettività al dissesto dei versanti, come da tabelle sottostanti.

## STRALCIO CARTA DEL RISCHIO GEOLOGICO

(Fonte: Piano di Bacino Stralcio per la tutela del Rischio Idrogeologico - Autorità di Bacino regionale Liguria – Sez.213150)



CLASSI DI RISCHIO GEOLOGICO

	RISCHIO MOLTO ELEVATO	R4
	RISCHIO ELEVATO	R3
	RISCHIO MEDIO	R2
	RISCHIO MODERATO	R1
	RISCHIO LIEVE O TRASCURABILE	R0

Classe Elementi a rischio	Codici Uso del Suolo	Descrizioni
E0	2.3 - 2.5 - 3.1 - 3.2 - 3.3 - 3.4.2 - 5.1.1	Prati e pascoli - Ex coltivi - Praterie - Zone boscate - Zone caratterizzate da vegetazione arbustiva - Rocce nude -
E1	1.4.1 - 1.4.2 - 2.1.1 - 2.1.2.1 - 2.2.1 - 2.2.2 - 2.2.3 - 2.4	Aree verdi urbane - Aree sportive e ricreative - Seminativi in aree non irrigue - Seminativi, vivaia, ecc. in piena aria - Vigneti - Frutteti - Oliveti - Zone agricole eterogenee
E2	1.1.2 - 1.3.1	Tessuto urbano discontinuo
E3	1.1.1 - 1.2.1 - 1.2.2 - 1.3.1 - 1.3.2	Tessuto urbano continuo - Aree industriali o commerciali - Reti autostradali, ferroviarie e spazi accessori - Aree estrattive - Discariche

Elementi a rischio	Suscettività al dissesto dei versanti				
	Pg0 Suscettività molto bassa	Pg1 Suscettività bassa	Pg2 Suscettività media	Pg3a o Pg3b Suscettività elevata	Pg4 Suscettività molto elevata
E0	R0	R0	R0	R1	R1
E1	R0	R1	R1	R2	R3
E2	R0	R1	R2	R3	R4
E3	R0	R1	R2	R4	R4

#### 4.2. Rischio idraulico

L'area di studio risulta esterna alle classi indicate nella Carta delle Aree inondabili e delle aree storicamente inondate, la Carta delle Fasce di inondabilità e la Carta del Rischio idraulico.

La carta delle aree inondabili e delle aree storicamente inondate riporta le mappature relative alle aree inondate come individuate con DGR 594/01. La carta è integrata con le aree interessate dall'evento del 4 ottobre 2010, del 4 novembre 2011 e del 14/15 novembre 2014, come individuate dalla Regione Liguria.

La carta delle fasce di inondabilità riporta le seguenti fasce:

- Fascia A: aree perifluviali inondabili al verificarsi dell'evento di piena con portata al colmo di piena corrispondente a periodo di ritorno  $T=50$  anni;
- Fascia B: aree perifluviali, esterne alle precedenti, inondabili al verificarsi dell'evento di piena con portata al colmo di piena corrispondente a periodo di ritorno  $T=200$  anni;
- Fascia C: aree perifluviali, esterne alle precedenti, inondabili al verificarsi dell'evento di piena con portata al colmo di piena corrispondente al periodo di ritorno  $T=500$  anni o, se più estese, aree storicamente inondate.
- Fascia B\* (ovvero A\*): aree storicamente inondate, per le quali non siano avvenute modifiche definitive del territorio tali da escludere il ripetersi dell'evento, ovvero aree individuate come a rischio di inondazione sulla base di considerazioni geomorfologiche o di altre evidenze di criticità, in corrispondenza delle quali non siano state effettuate nell'ambito del Piano le adeguate verifiche idrauliche finalizzate all'individuazione delle fasce di inondabilità.

Così come per la carta del rischio geologico, anche la carta del rischio idraulico è stata definita a partire dagli elementi a rischio, derivanti dall'analisi dell'uso del suolo. Ad esso è stato sovrapposto alla cartografia delle fasce fluviali, così come definite nella "Carta delle fasce di inondabilità"; il rischio idraulico è stato così suddiviso in 5 classi a rischio crescente tra R0 e R4, come da immagine sottostante.

Elementi a rischio	Fasce fluviali		
	200<T<500 fascia C	50<T<200 fascia B	T<50 fascia A
E0	R0	R1	R1
E1	R1	R2	R3
E2	R2	R3	R4
E3	R2	R4	R4

#### 4.3. Rischio idrogeologico

Per quanto riguarda la valutazione del rischio idrogeologico si è fatto riferimento al PTA della Regione Liguria; in particolare alla cartografia dello "Stato complessivo delle acque sotterranee". La valutazione dello stato complessivo delle acque sotterranee è definita a partire dallo stato dei corpi idrici sotterranei, cioè dalla valutazione dello stato quantitativo e dello stato chimico delle acque sotterranee, così come definito nel PTA, in accordo al D.Lgs. 30/2009 ed alla direttiva 2006/118/CE. Nel dettaglio, per il corpo idrico della Val Polcevera, sono stati definiti i seguenti parametri:

- stato quantitativo: **buono**;
- stato chimico: **non buono**.

Tali dati portano a definire lo stato complessivo del corpo idrico del Polcevera come "non buono" e, di conseguenza, viene definito "a rischio", così come riportato nel documento "Classificazione dei corpi idrici sotterranei" del PTA.

Codice corpo idrico	nome	Stato chimico	Stato quantitativo	Stato complessivo	Rischio
CI_AGE01	POLCEVERA	<b>NON BUONO</b>	<b>BUONO</b>	<b>NON BUONO</b>	<b>A RISCHIO</b>

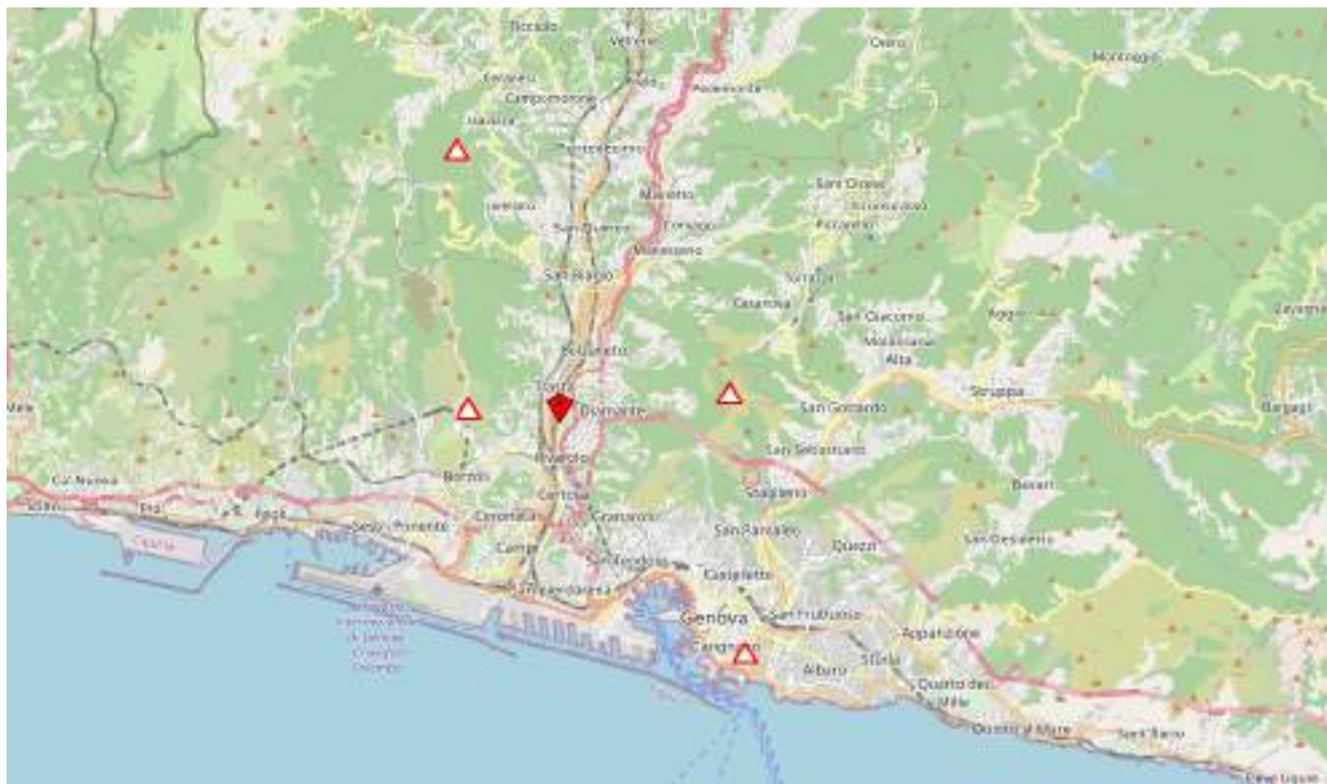
## 5. SCELTA DEL TERREMOTO DI PROGETTO E STIMA DEGLI EFFETTI DI SITO

### 5.1. Determinazione del sisma di progetto

La determinazione del sisma di progetto è stata effettuata sulla base della procedura descritta nel D.M. 17.01.2018 (appendice B). L'area ricade all'interno di n.6 nodi di interpolazione.

#### Dati sismici – SISTEMA WGS84

Latitudine (deg):	<b>44.444480</b>	Longitudine (deg):	<b>8.892350</b>	Categoria sottosuolo:	<b>B</b>
Stato limite:	SLV	Vita nominale (anni):	50	Opera ordinaria	
Classe d'uso:	III	C <sub>u</sub> :	1.50	Tempo ritorno sisma (anni):	712
Categoria topografica:	<b>T1: Pendii con i&lt;15°</b>			Fattore topografico S:	<b>1.00</b>



INTERPOLAZIONE NODI	ID NODO 1 16473	ID NODO 2 16696	ID NODO 3 16695	ID NODO 4 16918
---------------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------

Riepilogo dati interpolazione nodi nel punto struttura dalle distanze dei punti INGV **SLV**

F <sub>0</sub>	<b>2.52</b>	*T <sub>c</sub> (s)	<b>0.29</b>	Ss:	1.50	Fattore riduzione β:	0.20	a <sub>gh</sub> base (g)	0.079	a <sub>gh</sub> max (g)	<b>0.1576</b>
----------------	-------------	---------------------	-------------	-----	------	----------------------	------	--------------------------	-------	-------------------------	---------------

a<sub>gh</sub><sub>max</sub> accelerazione orizzontale massima al sito;

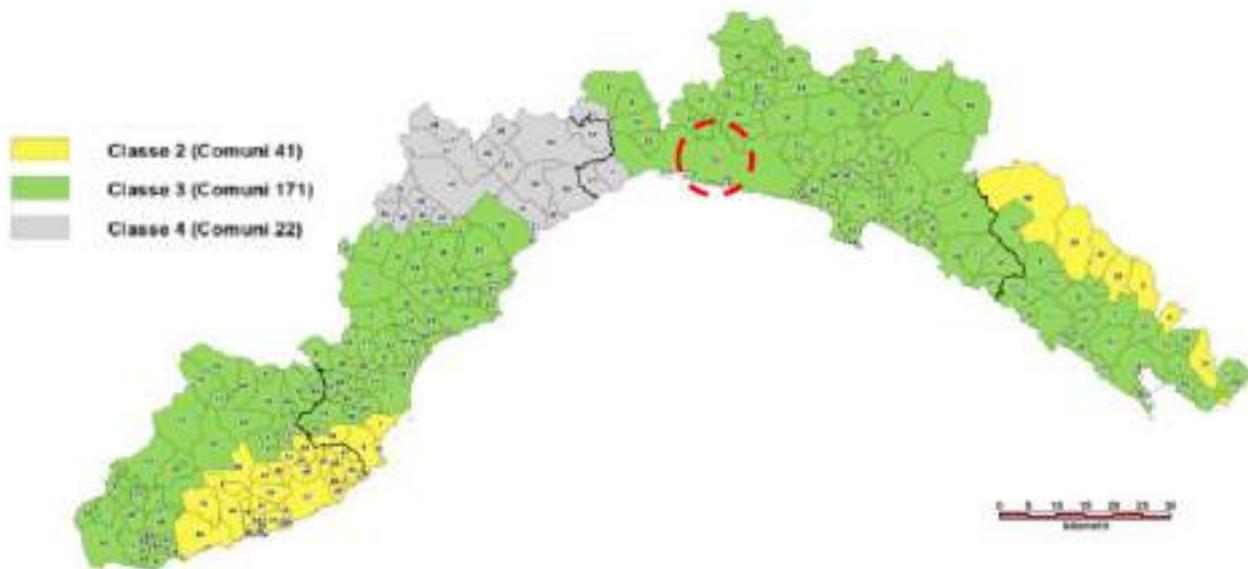
a<sub>gh</sub><sub>base</sub> accelerazione orizzontale di base al sito;

F<sub>0</sub> valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

\* T<sub>c</sub> valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

A seguito dell'emanazione dei criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche da parte dello Stato, inseriti prima nell'allegato 1 dell'OPCM 3274/03 e in seguito aggiornati con l'OPCM 3519/06, la Regione Liguria ha individuato le zone sismiche e ha stilato un elenco regionale dei comuni in zona sismica (DGR n.530/2003).

Con l'ufficializzazione della mappa di pericolosità sismica pubblicata dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) e allegata alla stessa OPCM 3519/06 è stata approvata con DGR n.1308 del 24 ottobre 2008 (pubblicata sul Burl n.47 del 19 novembre 2008) la nuova classificazione sismica della Regione Liguria, successivamente modificata con DGR n.1362 del 19 novembre 2010, con DGR n.216 del 17 marzo 2017 e con DGR n.962 del 23 novembre 2018.



Il Comune di Genova risulta classificato in **zona 3**.

## 5.2 Determinazione parametri sismici di calcolo utilizzati in tabella

Sulla base dei risultati ottenuti attraverso l'indagine geofisica e in base alle indicazioni contenute nel **D.M. 17.01.2018**, sono stati stimati i parametri sismici da impiegare nelle successive fasi di verifica.

### Calcolo di $a_{gh \max}$ - accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni

Esso si ottiene dalla seguente relazione:

$$a_g = S_s S_t a_{gbedrock}$$

dove  $a_{gbedrock}$  è l'accelerazione sismica orizzontale al bedrock,  $S_s$  è il fattore di amplificazione stratigrafica e  $S_t$  il fattore di amplificazione topografica.

### Classificazione sottosuolo

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

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad \text{con:}$$

- $h_i$  spessore dell' $i$ -esimo strato;
- $V_{s,i}$  velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato;
- $N$  numero di strati;
- $H$  profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_S \geq 800$  m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali.

Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  è definita dal parametro  $V_{s,30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. Sulla base del valore calcolato di  $V_{s,30}$  vengono identificate 5 classi, A, B, C, D ed E alle quali corrispondono un differente spettro di risposta elastico.

Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente (viene indicata in rosso quella riferita al terreno in esame):

Categoria sottosuolo	Descrizione	spessore	$V_{s,eq}$ (m/s)	
		m	da	a
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.	Qualsiasi	Qualsiasi	$\geq 800$
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente, compresi fra 360 m/s e 800 m/s.	> 30 m	360	800
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori delle velocità equivalenti compresi fra 180 e 360 m/s.	> 30 m	180	360
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati oppure di terreni a grana fina scarsamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori delle velocità equivalenti compresi fra 100 e 180 m/s.	> 30 m	100	180
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.	Fino a 30 m	D	C

I valori delle  $V_{seq}$  stimati dalle indagini sismiche **Down Hole, HVSR e MASW** hanno fornito un valore di circa **480 m/s** rispetto al piano di campagna, valore che porrebbe il sito, secondo il D.M. 17.01.2018, nella categoria di sottosuolo B ma, come da raccomandazioni delle NTC 2018, è stata eseguita l'“Analisi di risposta sismica locale”, pertanto si rimanda all'allegato realizzato a cura del “Dipartimento di ingegneria Civile ed Ambientale del Politecnico di Milano”.

#### Coefficiente stratigrafico $S_s$

Viene stimato in funzione della categoria del sottosuolo secondo lo schema seguente:

ESPRESSIONI DI $S_s$	
Categoria sottosuolo	$S_s$
A	1,00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 F_0 a_{bedrock} \leq 1.20$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 F_0 a_{bedrock} \leq 1.50$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 F_0 a_{bedrock} \leq 1.80$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 F_0 a_{bedrock} \leq 1.60$

#### Coefficiente topografico $S_t$

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	$S_t$
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1,00
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1,20
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1,20
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1,40

#### Coefficiente sismico orizzontale terreno $k_{hk}$

È necessario per la valutazione degli effetti cinematici del sisma sul terreno di fondazione e si determina infine moltiplicando il valore di  $a_g$  per un fattore correttivo  $\beta$ :  $k_{hk} = \beta a_g$

#### 4.3. Stima dell'inclinazione del carico dovuta ad eventi sismici

Si evidenzia inoltre che i valori della capacità portante sono comunque subordinati ai cedimenti (vedere capitolo specifico).

Si ricorda anche che i valori della capacità portante dipendono dall'interazione struttura – terreno e pertanto i valori saranno in funzione delle tipologie delle fondazioni che verranno adottate, delle dimensioni e dalla loro profondità di imposta.

Nel caso di sollecitazioni indotte da un evento sismico è opportuno tenere in considerazione, nel calcolo dei carichi ammissibili, anche degli effetti inerziali sul terreno di fondazione, effetti che conducono ad una diminuzione della capacità portante.

In sostanza la componente orizzontale della sollecitazione sismica conduce ad una risultante del carico inclinata rispetto alla verticale.

L'inclinazione della risultante da inserire nel calcolo della portanza è quello di considerare l'accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni secondo la relazione:

$$\theta = \arctg a_{gsLV} = 8.95$$

## 5. MODELLO GEOTECNICO

### 5.1. Indagine geognostica in sito

#### 5.1.1. Breve descrizione dell'indagine effettuata

Per l'acquisizione dei dati geotecnici pertinenti alle caratteristiche del volume di sottosuolo che sarà coinvolto dalle opere di fondazione sono state eseguite:

- n°10 prove penetrometriche dinamiche superpesanti Meardi AGI (**DPSH**);
- n°1 sondaggio a carotaggio continuo con **SPT** in foro di sondaggio;
- n°1 indagine geofisica in foro con tecnica **DOWN HOLE**;
- n°1 indagine geofisica con tecnica **MASW**;
- n°1 indagine geofisica con tecnica **HVSR.2**

PROVE DPSH		
PROVA	PROF.RAGGIUNTA m	PROF. CHIUSURA FORO da p.c.
DPSH 1	17.70	franato
DPSH 2	18.00	franato
DPSH 3	17.10	franato
DPSH 4	15.90	franato
DPSH 5	18.00	franato
DPSH 6	14.10	franato
DPSH 7	16.20	franato
DPSH 8	17.10	franato
DPSH 9	17.10	franato
DPSH 10	18.00	franato

#### 5.1.2. Penetrometro utilizzato per prove penetrometriche

Le prove penetrometriche sono state eseguite con penetrometro statico/dinamico "PAGANI TG 63/200" (vedere caratteristiche allegate) le cui norme di riferimento per le prove sono le norme UNI EN ISO 22476.

### 5.2. Stima dei valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno

Dalle prove penetrometriche si evince una stratigrafia come riportata nel modello geotecnico di seguito indicato. La valutazione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici, per le verifiche allo Stato Limite Ultimo e allo Stato Limite d'Esercizio, è stata eseguita conformemente alle indicazioni contenute nell'Eurocodice 7, nel D.M. 14.01.2009 e nella Circolare 02.02.2009.

Considerato il numero sufficientemente elevato di dati misurati ( $N_{spt}$  si è optato per un approccio statistico, utilizzando una probabilità di superamento del 5%, come indicato nell'Eurocodice 7.

Il modello geotecnico è stato ottenuto attraverso la procedura descritta in dettaglio di seguito.

- I singoli valori di  $N_{spt}$  ottenuti con le penetrometrie sono stati inizialmente accorpati in strati omogenei;
- Per ogni strato omogeneo è stata eseguita una stima cautelativa del valore medio di  $N_{spt}$  e con la seguente relazione statistica:

$$P_k = P_m - t_{n-1}^{0,05} \left( \frac{S_p}{\sqrt{n}} \right) \quad \text{dove:}$$

$P_k$  = valore caratteristico del parametro geotecnico ( $N_{spt}$ );

$P_m$  = valore medio del parametro ( $N_{spt}$ );

$n$  = numero di misure;

$S_p$  = deviazione standard delle misure;

$t_{n-1}^{0,05}$  = t di Student per n-1 gradi di libertà e probabilità di superamento del 5%.

I livelli stratigrafici individuati lungo le verticali di prova sono stati correlati fra di loro e i corrispondenti parametri geotecnici mediati. Questa operazione è stata condotta sulla base delle indicazioni contenute nell'Eurocodice 7:

("Se l'edificio è sufficientemente rigido e resistente, il parametro rappresentativo può essere dato dalla media dei valori medi nell'ambito dell'intero volume, o parte del volume stesso, di terreno sottostante l'edificio stesso.") e nella Circolare 02.02.2009 ("...appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi ... quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.").

### UBICAZIONE PROVE IN SITO - CAMPAGNA 2021



### MODELLO GEOTECNICO SEMPLIFICATO DA PIANO CAMPAGNA ATTUALE

Profondità m	Unit. Geotec.	Litologia	$\Phi'$ (°)	Dr (%)	C' (kg/cm <sup>2</sup> )	$\gamma_{nat}$ t/m <sup>3</sup>	E (kg/cm <sup>2</sup> )
da a	p.c. 2.50 ÷ 4.00	<b>GSL</b> Terreno di riporto	28	35	-	1.90	100
da a	2.50 ÷ 4.00 ≈ 20.00	<b>GS 1</b> Ghiaia sabbiosa debolmente limosa mediamente addensata con intercalazioni di livelletti limoso-sabbiosi	32	60	-	1.85	350
da a	≈ 20.00 27 ÷ 31	<b>GS 2</b> Ghiaia sabbiosa debolmente limosa addensata, talora cementata con intercalazioni di livelletti limoso-sabbiosi	35	70	-	1.85	600
da a	27 ÷ 31 35	<b>AMT</b> Cappellaccio di alterazione Argilliti di Montanesi	25	-	0.20	2.20	2500

### METODO CALCOLO PRINCIPALI PARAMETRI GEOTECNICI

denominazione	Simbolo	Unità misura	Metodo di calcolo
Angolo di attrito	$\Phi'$	(°)	Road Bridge Specification
Densità relativa	Dr	(%)	Terzaghi e Peck
Peso di volume incoerenti	$\gamma_{nat}$	(t/m <sup>3</sup> )	Correlazione con Dr
Modulo di Young	E	(kg/cm <sup>2</sup> )	Tornaghi et Al.
Coesione efficace argillite	c'	(kg/cm <sup>2</sup> )	Da bibliografia
Peso di volume argillite	$\gamma_{nat}$	(t/m <sup>3</sup> )	Da bibliografia
Modulo di Young argillite	E	(kg/cm <sup>2</sup> )	Da bibliografia

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	22.0 - 24.0
GSI	15
$\sigma_c$ (MPa)	6 - 16
$\sigma_t$ (MPa)	-
$m_v$ (-)	-
$\phi$ (°)	25 per $\sigma'_v = 100$ kPa
	20 per $\sigma'_v = 200$ kPa
	17 per $\sigma'_v = 300$ kPa
	15 per $\sigma'_v = 400$ kPa
c (kPa)	20 per $\sigma'_v = 100$ kPa
	35 per $\sigma'_v = 200$ kPa
	50 per $\sigma'_v = 300$ kPa
	60 per $\sigma'_v = 400$ kPa
k (m/s)	$1 \times 10^{-6}$
$V_s$ (m/s)	600 - 800
$E_{int}$ (GPa)	-
$E_{-p}$ (GPa)	0.2 - 0.25
$\nu$ (-)	0.25

La caratterizzazione dei parametri geotecnici del cappellaccio delle "Argilliti di Montanesi" è stata estrapolata in base a dati bibliografici presenti nella "Relazione geotecnica del progetto definitivo del nodo stradale e autostradale di Genova (adeguamento sistema A7 - A10 - A12)".

### PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SUPERPESANTE (DPSH) - TIPO MEARDI AGI

La prova **penetrometrica dinamica (DP)** è una prova puntuale che consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica posta all'estremità di un'asta di acciaio, prolungabile con l'aggiunta di successive aste.

PESO MAGLIO	73 kg
CADUTA	75 cm
PENETRAZIONE STANDARD	30 cm (N <sub>30</sub> )
LUNGHEZZA ASTE	120 cm
DIAMETRO ESTERNO ASTE	34 mm
MASSA ASTE	7 kg per metro
DIAMETRO BASE PUNTA CONICA	51 mm
ANGOLO APERTURA PUNTA CONICA	60°
LUNGHEZZA RIVESTIMENTO	120 cm
DIAMETRO RIVESTIMENTO	48 cm

L'infissione avviene per battitura, facendo cadere da una altezza costante un maglio di un dato peso. Si contano i colpi necessari per la penetrazione di ciascun tratto di lunghezza stabilita.

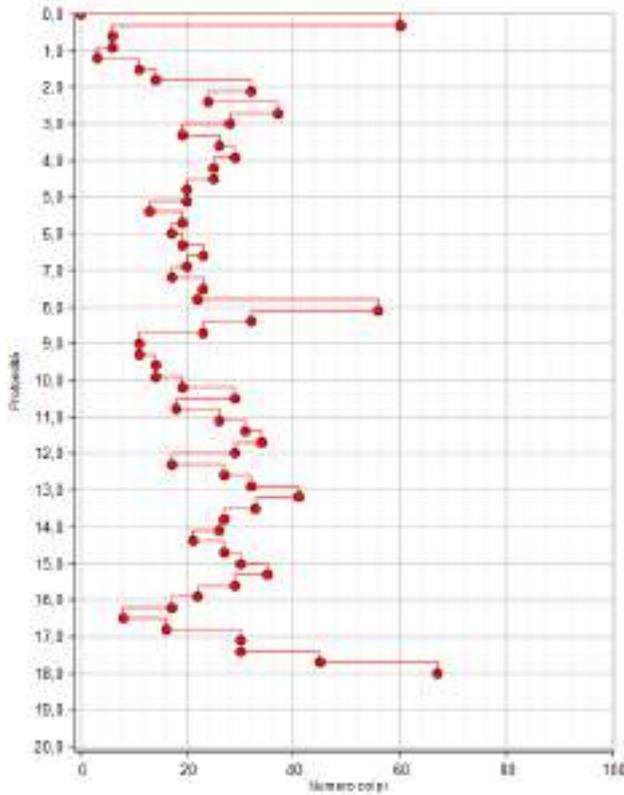
Le aste, per ridurre l'attrito laterale, possono scorrere all'interno ed alternativamente ad un rivestimento esterno, anch'esso di acciaio.

L'energia di infissione è fornita da un maglio che cade da un'altezza costante di 75 cm, per mezzo di un dispositivo di sganciamento automatico compiendo per ogni battuta un lavoro specifico.

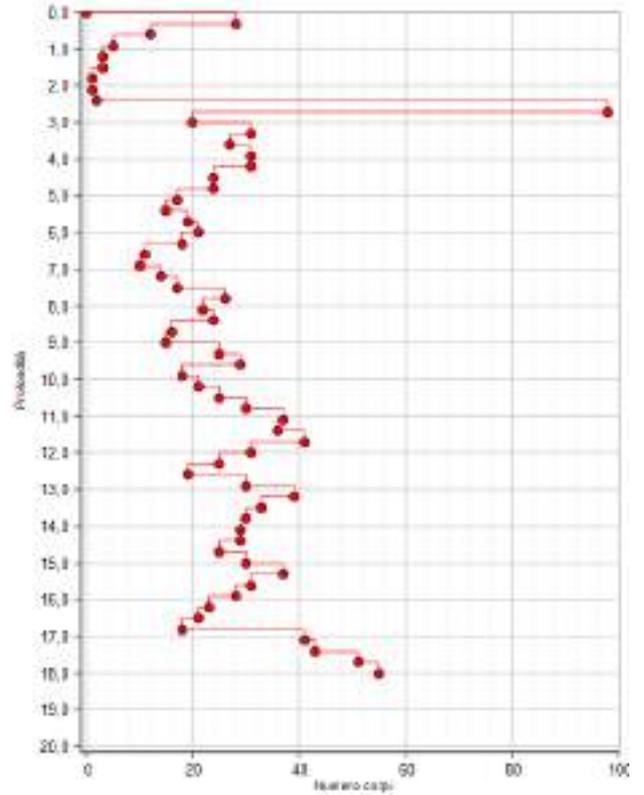
Il penetrometro utilizzato è un **PAGANI TG 63/200 Super Pesante (DPSH)** equipaggiato tipo "**MEARDI AGI**" come nella scheda descrittiva sopra riportata.



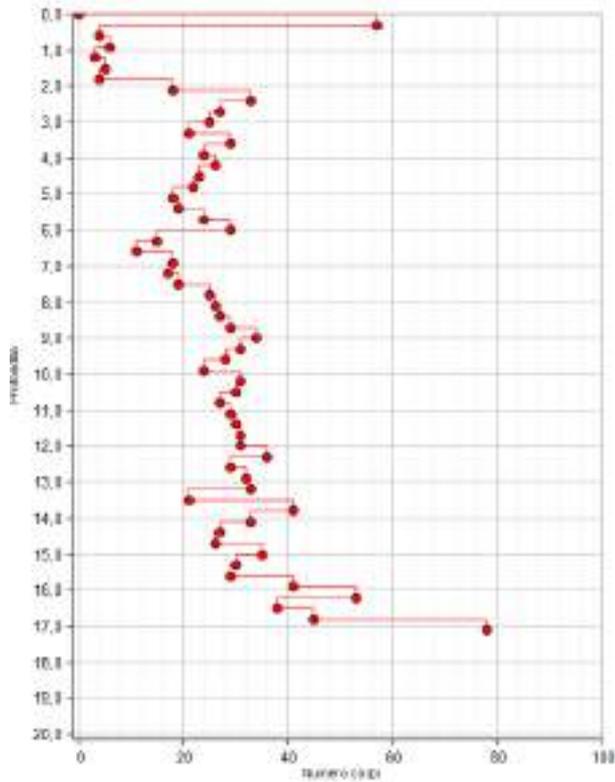
**DPSH 1**



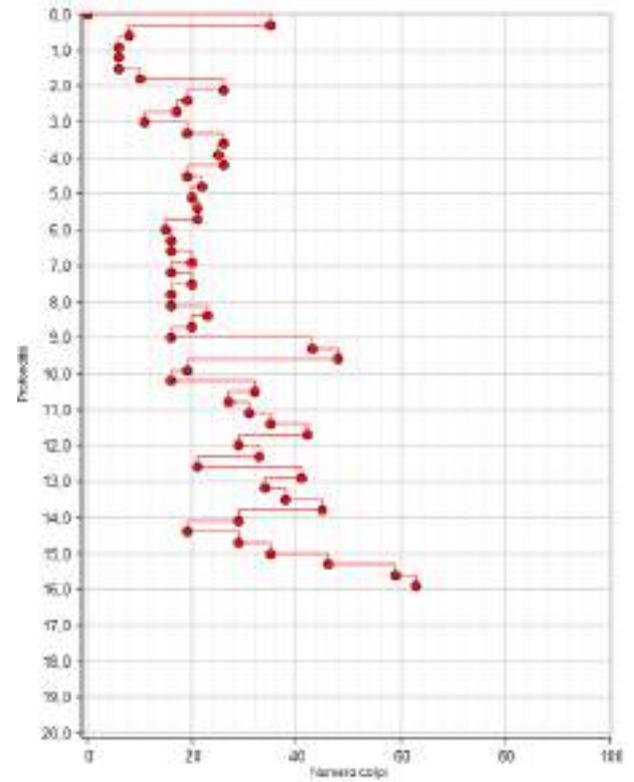
**DPSH 2**



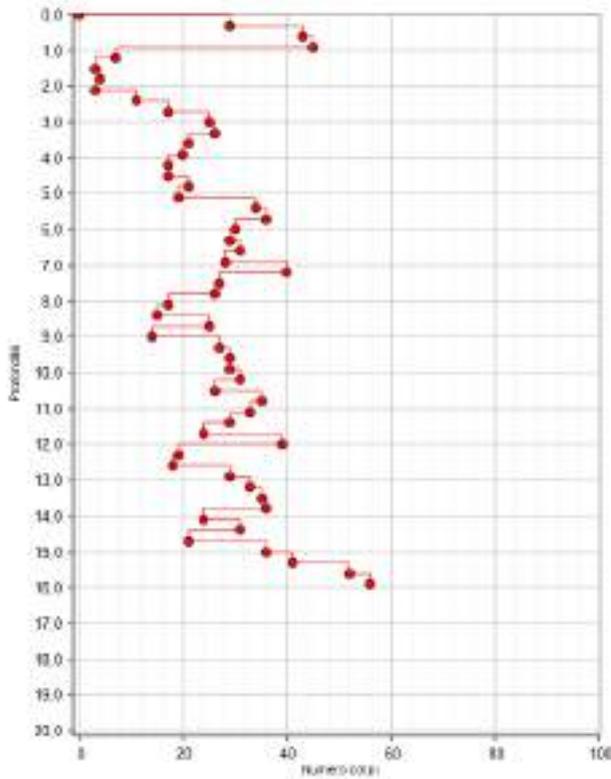
**DPSH 3**



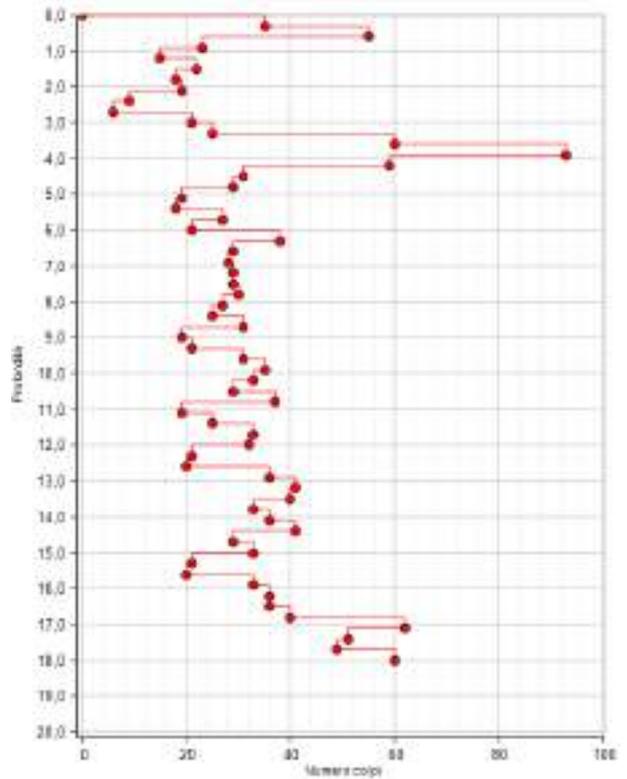
**DPSH 4**



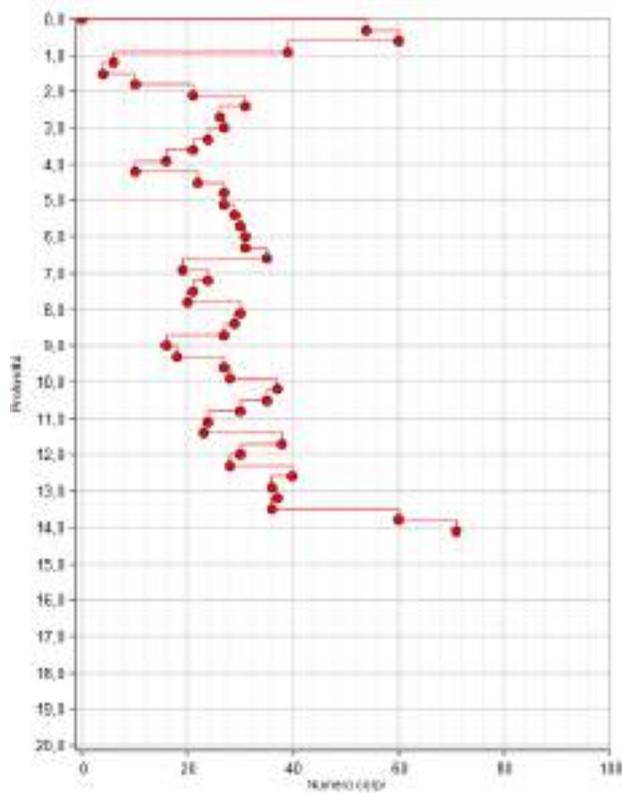
DPSH 5



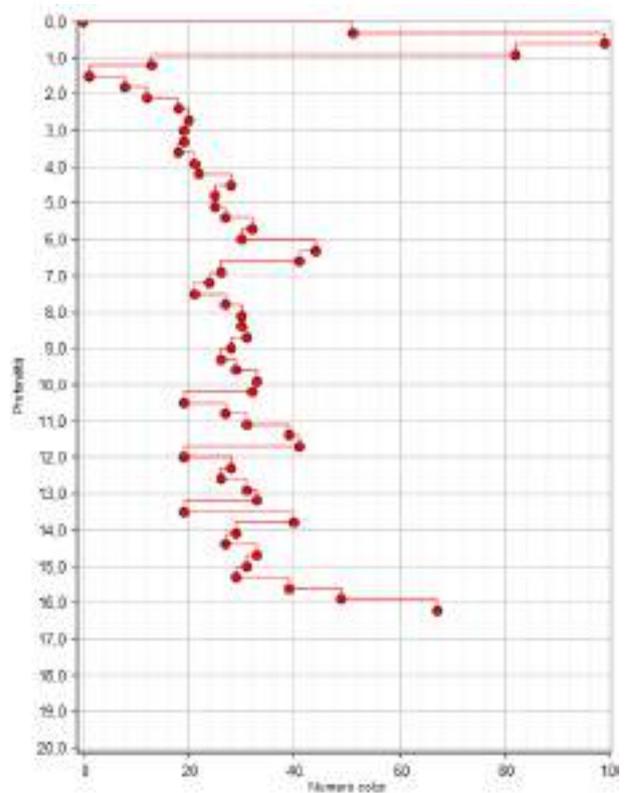
DPSH 6



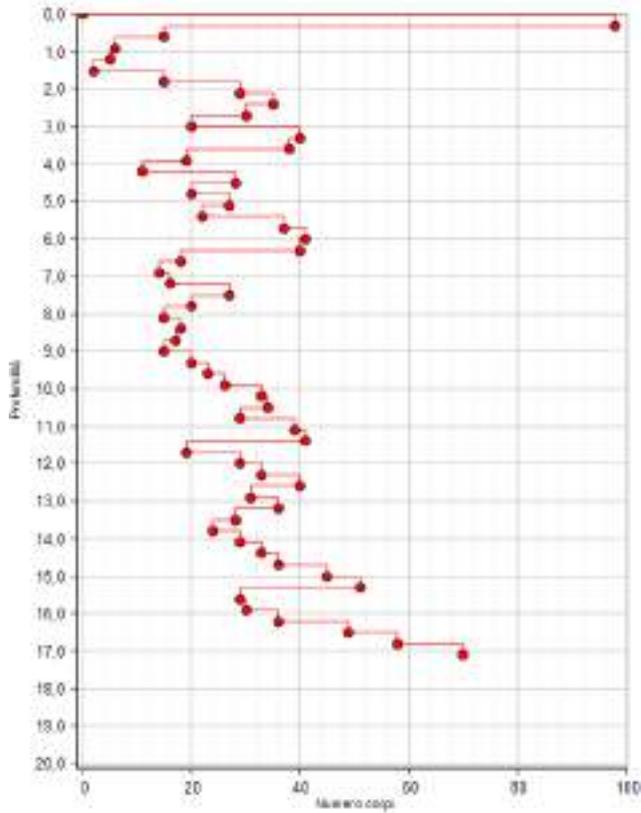
DPSH 7



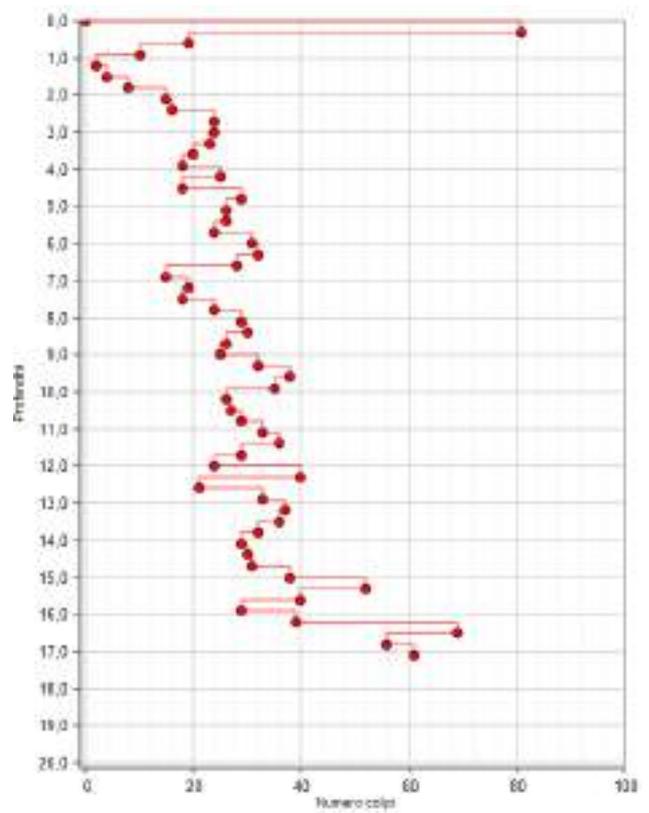
DPSH 8



DPSH 9



DPSH 10



Postazione 6



Postazione 2

## 6. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (S.L.U.)

Sono state condotte, facendo riferimento a quanto disposto dal D.M. 17.01.2018, le seguenti verifiche:

1. verifica alla liquefazione dei terreni in condizioni sismiche;
2. verifica al collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione (**SLU, SLV**);
3. verifica agli **SLE**.

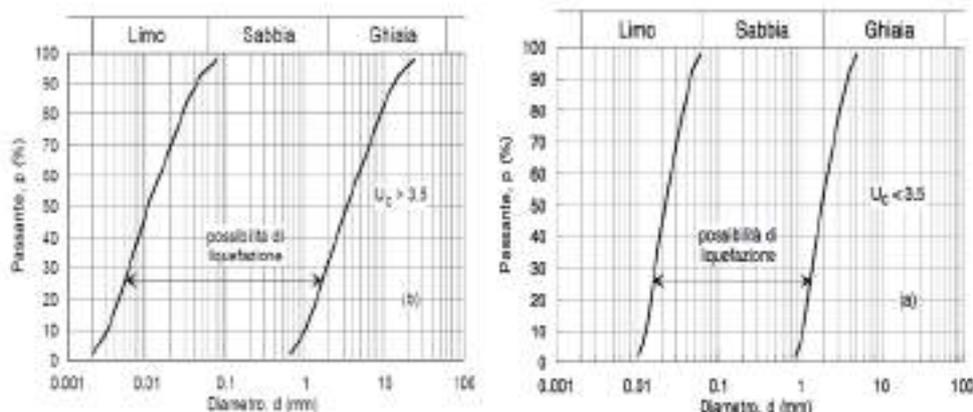
### 6.1. Verifica alla liquefazione dei terreni in condizioni sismiche

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione. In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

#### 6.1.1 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  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  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. a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e in Fig. (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$

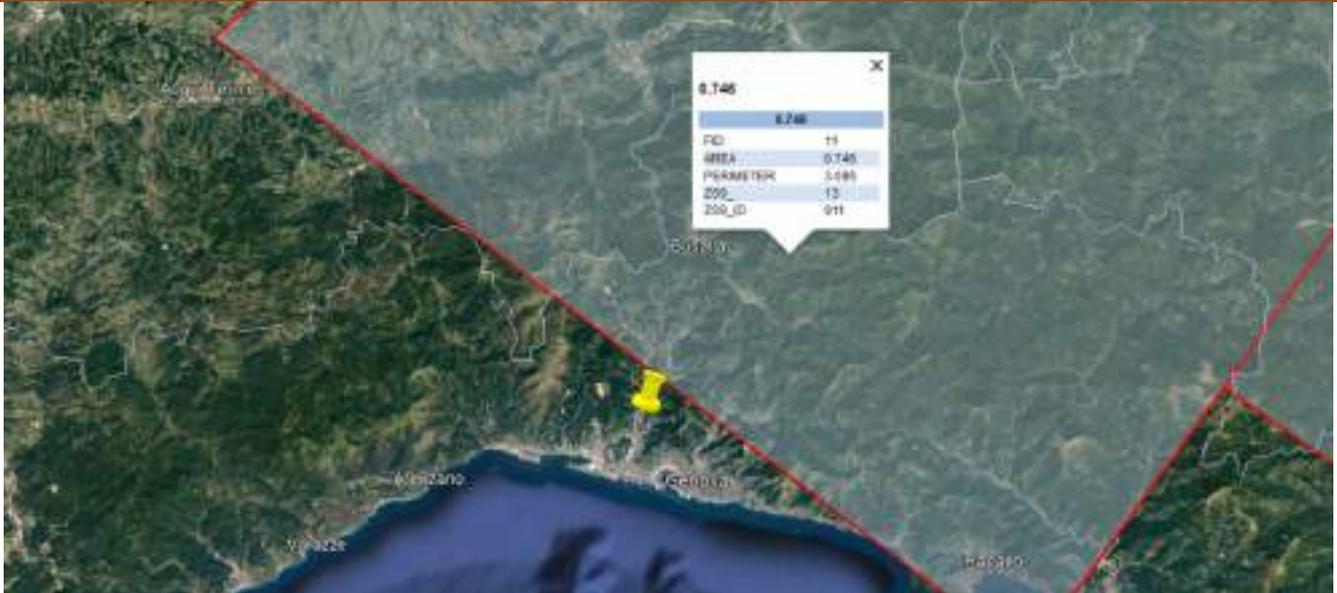


### 6.2. Azione sismica di progetto

In base alla zonazione sismogenetica **ZS9** del territorio nazionale, la sismicità in Italia può essere distribuita in 36 zone, a ciascuna delle quali è associata una legge di ricorrenza della magnitudo, espressa in termini di magnitudo momento MW.

L'area di intervento ricade nelle immediate vicinanze della **Zona sismogenetica 911 "Tortona-Bobbio"** alla quale è associato un valore di magnitudo massima attesa di **MWmax = 6.14**.

STRALCIO CARTA ZONE SIMOGENETICHE ZS9 – ZONA SIMOGENETICA 911 - TORTONA BOBBIO



**6.3. Verifica alla liquefazione nel sito in esame**

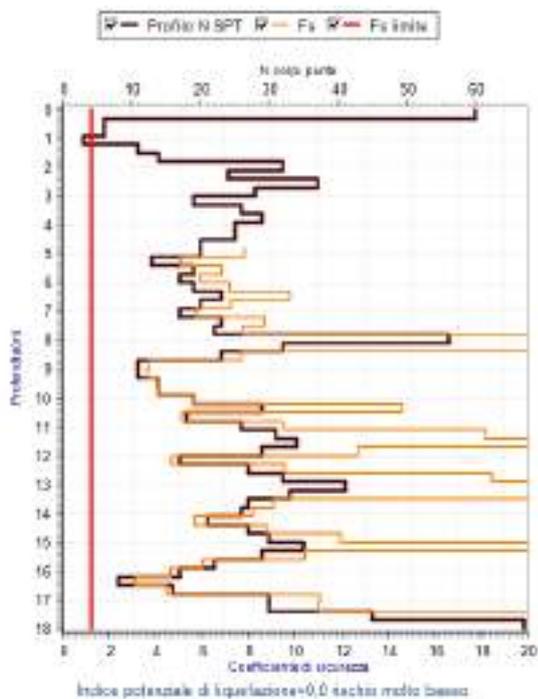
Nel caso in esame, non essendo nelle condizioni sopra elencate, ed essendo presenti nel primo sottosuolo terreni incoerenti saturi, è necessario valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione (FL) attraverso opportune analisi, sia attraverso le prove DPSH e le Vs ricavate dalle prove DH.

Riepilogando, per la verifica sono stati inoltre assegnati i seguenti parametri:

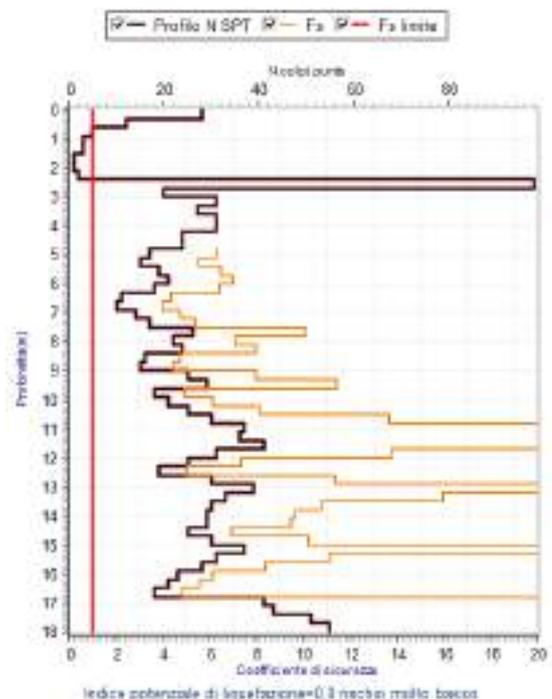
- Accelerazione orizzontale massima in superficie  $a_{max}$  pari a **0.102 g**;
- Valore di magnitudo massima attesa di **MWmax = 6.14**
- Soggiacenza della falda pari a **5.00 m**;

VERIFICA LIQUEFAZIONE DA PROVE DPSH CON BOULANGER E IDRIS (2014)

DPSH1

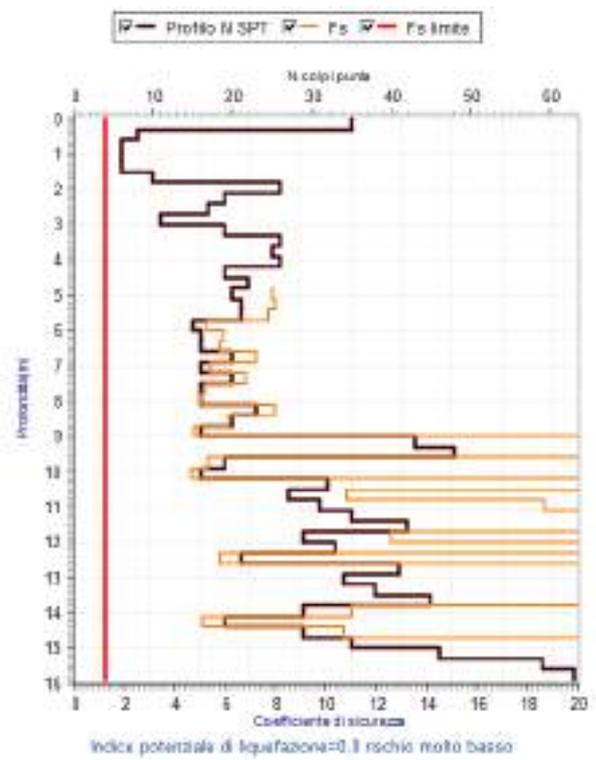
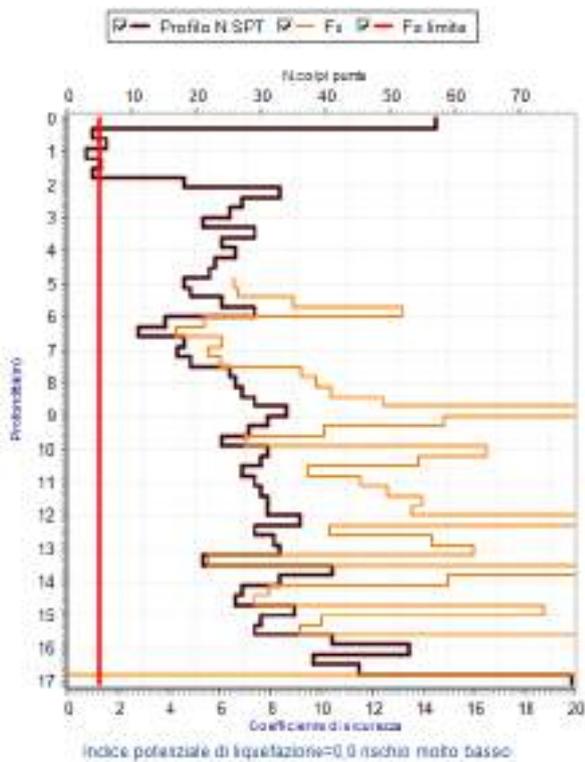


DPSH2



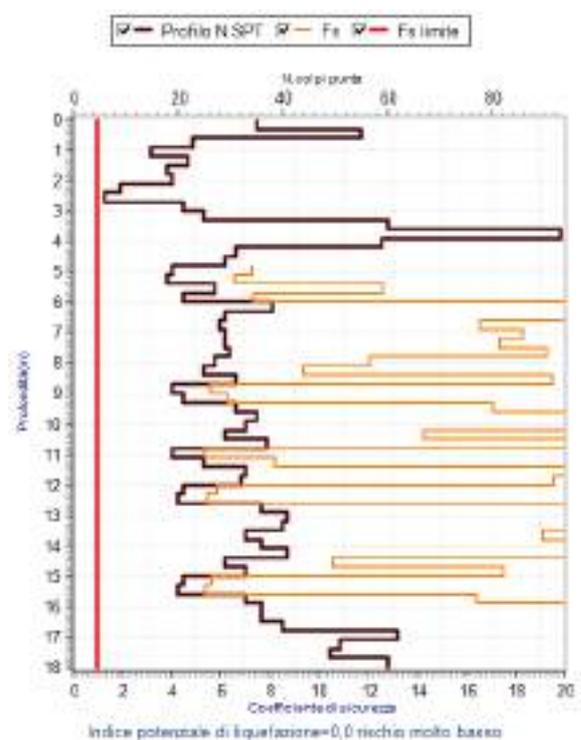
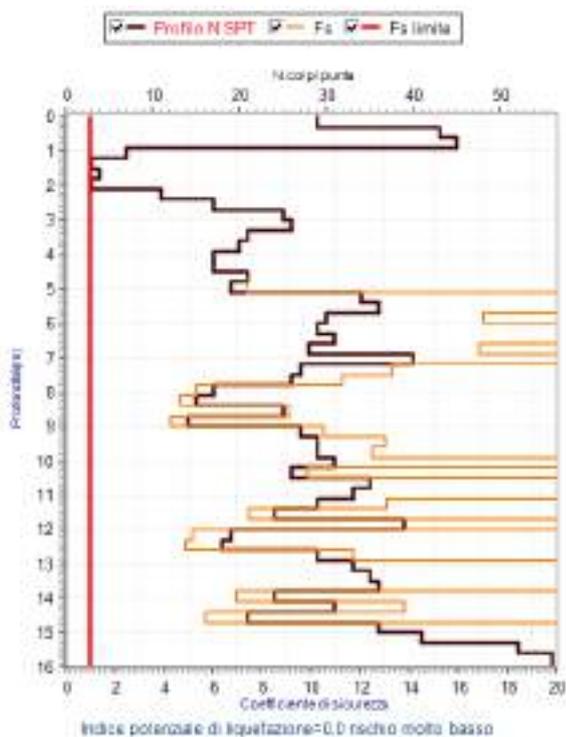
DPSH3

DPSH4



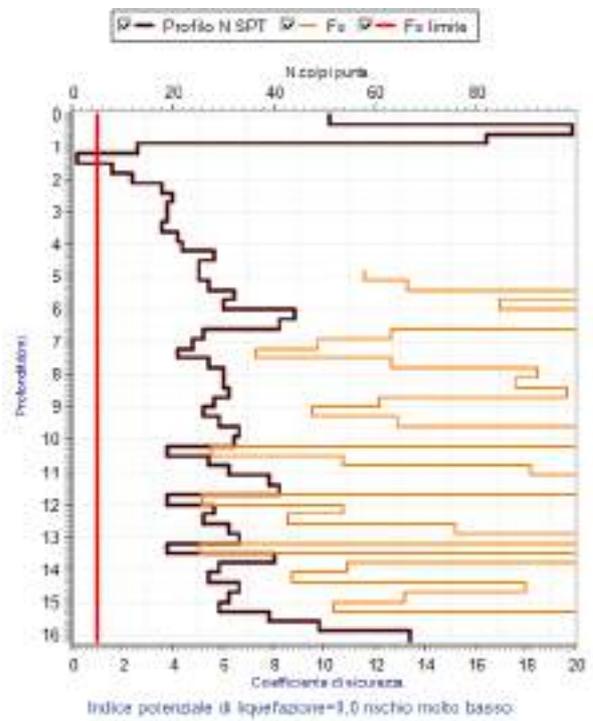
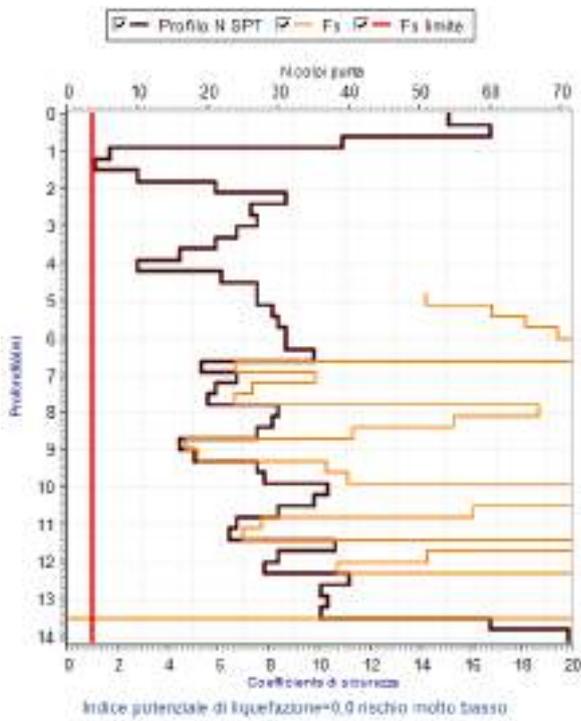
DPSH5

DPSH6



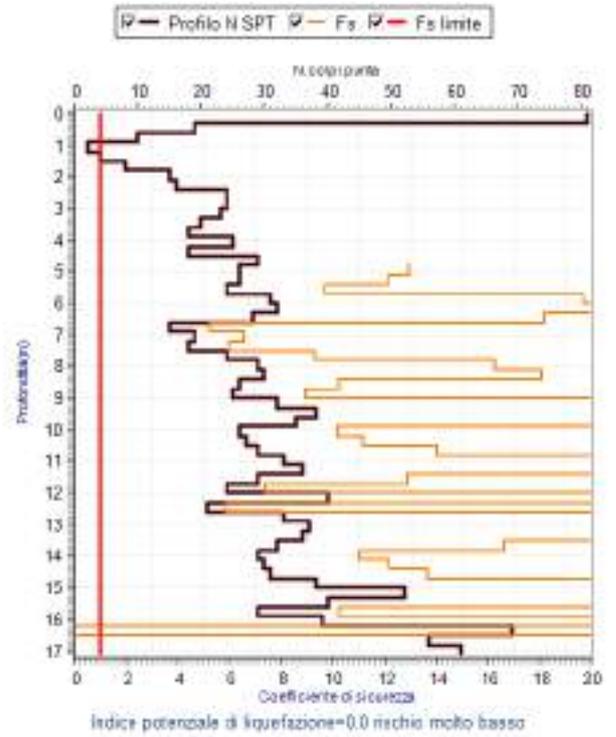
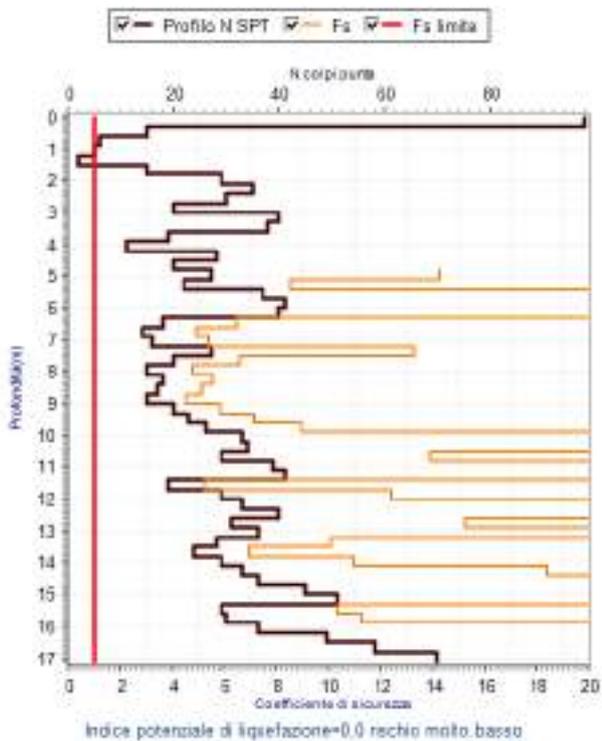
DPSH7

DPSH8

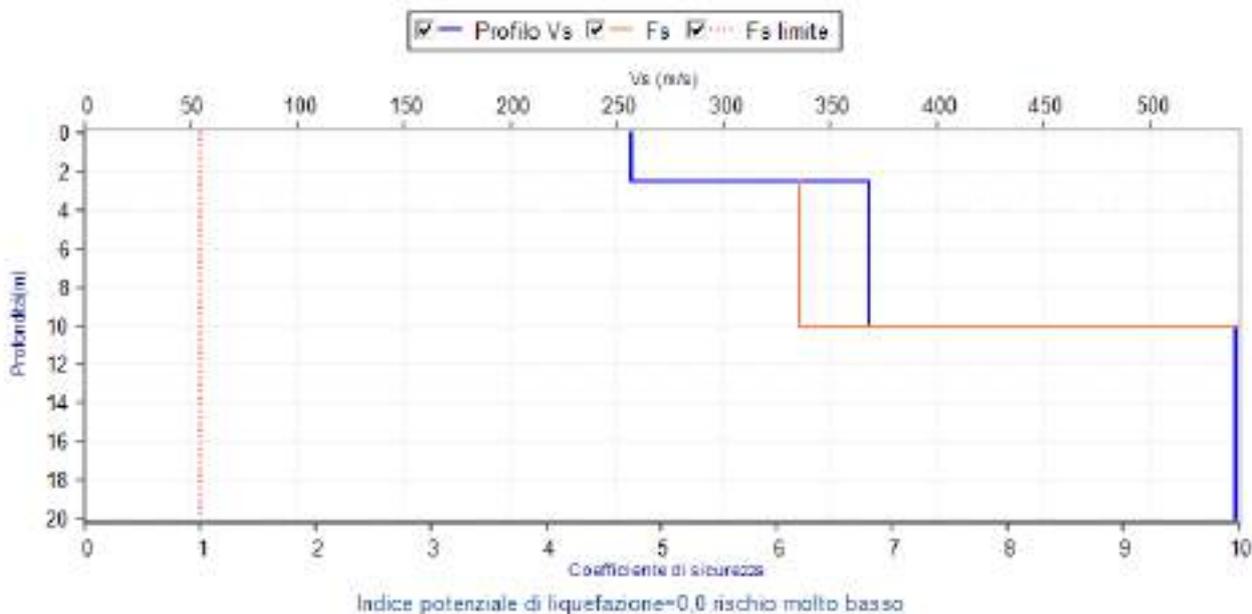


DPSH9

DPSH10



VERIFICA LIQUEFAZIONE  $V_s$  CON BOULANGER E IDRIS (2004)



Il risultato ha fornito per tutte le analisi un valore di **IL** (indice liquefazione) pari a **0.00**, quindi il sito si pone in una condizione di **rischio molto basso**.

#### 6.4. Verifica al collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione

##### 6.4.1. Azione sulla fondazione

La verifica allo S.L.U. per il collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione è stata condotta considerando le due combinazioni delle azioni previste dalla Normativa (D.M. 17.01.2018):

1. combinazione fondamentale (condizioni statiche);
2. combinazione sismica (condizioni dinamiche).

##### 6.4.2. Resistenza del terreno

La capacità portante del terreno di fondazione ( $Q$ ) è stata calcolata utilizzando la relazione di **Brinch Hansen 1970**.

Si ricorda che il valore della capacità portante dipende dall'interazione struttura – terreno e pertanto i valori saranno in funzione delle tipologie delle fondazioni che verranno adottate, delle dimensioni e dalla loro profondità di imposta e che la **capacità portante non coincide con il carico di esercizio** dell'opera, ma sarà uguale o minore ad esso in stretta relazione con i cedimenti indotti nel terreno.

Ricordiamo inoltre che la presenza di sollecitazioni legate al verificarsi di un sisma produce sulle fondazioni, rispetto al caso statico, un incremento di eccentricità e di inclinazione delle forze trasmesse dalla struttura in elevazione, una degradazione della resistenza del terreno e l'insorgenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione.

Trascurando, nel caso di fondazioni superficiali poggianti su materiale a comportamento coesivo, i fenomeni di degradazione della resistenza e della forza d'inerzia del terreno di fondazione, resta da considerare l'effetto inerziale legato alla sovrastruttura, trascurando il momento ma considerando almeno l'inclinazione del carico (o attraverso la definizione di un angolo o attraverso il valore dell'azione di taglio).

Il calcolo della capacità portante è stato eseguito facendo riferimento a due tipologie di **fondazione**

- **a platea** (palazzina alta 40 m);
- **a plinto pianta quadra** per gli altri fabbricati

le cui dimensioni e profondità  $D_f$  di incasso sono di seguito riportate in tabella.

**STIMA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE A PLATEA - PALAZZINA**

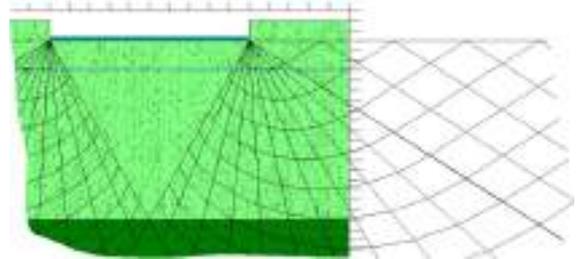
Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria applicata	Statica: <b>BR. HANSEN (1970)</b>	Sismica: inclinazione del carico	<b>9°</b>
Correzione	Bowles per le platee		
Dati al contorno	Profondità falda: <b>5 m</b>	Condizione di verifica:	<b>DRENATA</b>
Geometria fondazione	[B] Larghezza (dir y): <b>20 m</b>	[L] Lunghezza (dir x):	<b>60 m</b>
<b>PLATEA</b>	[Df] (dir z): Profondità <b>2 m</b>	Profondità cuneo efficace	<b>18 m</b>

**Stratigrafia del terreno**

N.	$\gamma_{nat}$	$\gamma_{sat}$	$\phi$	$c'$	$c_u$	$H_{str}$	E	$D_r$
1	1.85	2.05	32.00	0.00	0.00	20	350.00	60.00
2	1.85	2.05	35.00	0.00	0.00	10	600.00	70.00
3	2.20	2.20	25.00	0.20	0.00	5	2500.00	00.00

N. : Numero strato dal piano di campagna verso il basso  
 $\gamma_{nat}$  : Peso specifico contenuto naturale d'acqua ( $t/m^3$ )  
 $\gamma_{sat}$  : Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua ( $t/m^3$ )  
 $\phi$  : angolo d'attrito interno (deg)  
 $c'$  : Coesione drenata ( $kg/cm^2$ )  
 $c_u$  : Coesione non drenata ( $kg/cm^2$ )  
 $H_{str}$  : Spessore dello strato (m)  
 E : Modulo elastico/edometrico ( $kg/cm^2$ )  
 $D_r$  : Densità relativa


**Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente per capacità portante**

$\gamma$	$\phi$	$c'$	$c_u$
<b>1.85</b>	<b>32.00</b>	0.00	0.00

**Descrizione sintetica della teoria utilizzata - BR. HANSEN (1970)**

$$q_{ult} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot p_c \cdot e_c + q' \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot p_q \cdot e_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} \cdot p_{\gamma} \cdot e_{\gamma} \quad Q_{ult} = q_{ult} \cdot B' \cdot L'$$

**Fattori di capacità portante**

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$$

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

**Fattori di profondità**

$$d_{cB} = d_{qB} \cdot (1 - d_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$d_{qB} = 1 + 2 \cdot K \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \quad D < B \quad K = D/B, \quad D > B \quad K = \arctan(D/B)$$

$$d_{\gamma B} = 1.0$$

**Fattori di inclinazione base fondazione**

$$b_c = b_{q'} \cdot (1 - b_{q'}) / (N_q - 1)$$

$$b_q = e^{-2 \cdot \eta \cdot \tan(\phi)} \quad \eta \text{ angolo inclinazione base}$$

$$b_{\gamma} = e^{-2.7 \cdot \eta_a \cdot \tan(\phi)}$$

**Fattori di forma (direzione L - Set L)**

$$s_{cL} = s_{qL} \cdot (1 - s_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$s_{qL} = 1 + i_{qL} \cdot L' / B' \cdot \sin(\phi)$$

$$s_{\gamma L} = 1 - 0.4 \cdot i_{\gamma L} \cdot L' / B' \quad \text{da non considerare se } < 0.6$$

**Fattori di inclinazione dei carichi (direzione L - Set L)**

$$i_{cL} = i_{qL} \cdot (1 - i_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$i_{qL} = (1 - 0.5 \cdot V_x / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\phi)))^5$$

$$i_{\gamma L} = (1 - (0.7 - \eta / 7.853816) \cdot V_x / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\phi)))^5$$

**Fattori di forma**

$$s_c = s_{qB} \cdot (1 - s_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$s_q = 1 + i_{qB} \cdot B' / L' \cdot \sin(\phi)$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0.4 \cdot i_{\gamma B} \cdot B' / L' \quad \text{not effective if } < 0.6$$

**Fattori di inclinazione dei carichi**

$$i_{cB} = i_{qB} \cdot (1 - i_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$i_{qB} = (1 - 0.5 \cdot V_y / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\phi)))^5$$

$$i_{\gamma B} = (1 - (0.7 - \eta / 7.853816) \cdot V_y / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\phi)))^5$$

**Fattori di inclinazione pendio**

$$g_c = g_q \cdot (1 - g_q) / (N_q - 1)$$

$$g_q = (1 - 0.5 \cdot \tan(\beta))^5 \quad \beta \text{ angolo inclinazione pendio}$$

$$g_{\gamma} = (1 - 0.5 \cdot \tan(\beta))^5 \quad \beta \text{ angolo inclinazione pendio}$$

**Fattori di profondità (direzione L - Set L)**

$$d_{cL} = d_{qL} \cdot (1 - d_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$d_{qL} = 1 + 2 \cdot K \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \quad D < L' \quad K = D/L', \quad D > L' \quad K = \arctan(D/L')$$

$$d_{\gamma L} = 1.0$$

**Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione di carico**

$N_q$	$N_c$	$N_{\gamma}$
23.18	35.49	15.59

**Combinazioni di carico**
**condizione statica**

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori z
c	1.24	1.04	1.00	1.00	1.00	1.00
q	1.23	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00
y	0.87	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

**condizione sismica**

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori z
c	1.24	1.04	0.77	1.00	1.00	1.00
q	1.23	1.03	0.77	1.00	1.00	1.00
y	0.87	1.00	0.69	1.00	1.00	1.00

**CONDIZIONE STATICA**

$$q_{SLU} = \mathbf{9.90 \text{ kg/cm}^2}$$

**CONDIZIONE SISMICA**

$$q_{SLV} = \mathbf{6.80 \text{ kg/cm}^2}$$

FATTORI DI SICUREZZA UTILIZZATI PER LA DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE  
 FS PARZIALE PER  $\phi$ : **1,00**      FS PARZIALE PER C: **1,00**      FATTORE SICUREZZA GLOBALE: **2,30**

**STIMA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE PLINTI PIANTA QUADRA – ALTRI EDIFICI**

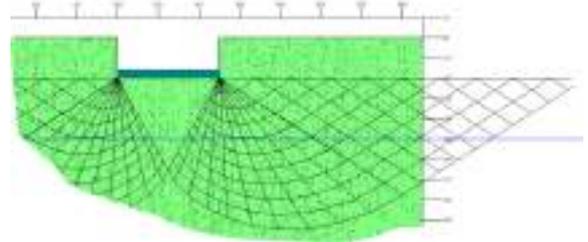
Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria applicata	Statica: <b>BR. HANSEN (1970)</b>	Sismica: inclinazione del carico	<b>9°</b>
Dati al contorno	Profondità falda: <b>5 m</b>	Condizione di verifica:	<b>DRENATA</b>
Geometria fondazione	[B] Larghezza (dir y): <b>5 m</b>	[L] Lunghezza (dir x):	<b>5 m</b>
<b>PLINTO</b>	[Df] (dir z): Profondità <b>2 m</b>	Profondità cuneo efficace	<b>4.50 m</b>

## Stratigrafia del terreno

N.	y <sub>nat</sub>	y <sub>sat</sub>	φ	c'	c <sub>u</sub>	H <sub>str</sub>	E	D <sub>r</sub>
1	1.85	2.05	32.00	0.00	0.00	20	350.00	60.00
2	1.85	2.05	35.00	0.00	0.00	10	600.00	70.00
3	2.20	2.20	25.00	0.20	0.00	5	2500.00	00.00

N. : Numero strato dal piano di campagna verso il basso  
 y<sub>nat</sub> : Peso specifico contenuto naturale d'acqua (t/m<sup>3</sup>)  
 y<sub>sat</sub> : Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (t/m<sup>3</sup>)  
 φ : angolo d'attrito interno (deg)  
 c' : Coesione drenata (kg/cm<sup>2</sup>)  
 c<sub>u</sub> : Coesione non drenata (kg/cm<sup>2</sup>)  
 H<sub>str</sub> : Spessore dello strato (m)  
 E : Modulo elastico/edometrico (kg/cm<sup>2</sup>)  
 D<sub>r</sub> : Densità relativa



## Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente per capacità portante

y	φ	c'	c <sub>u</sub>
<b>1.85</b>	<b>32.00</b>	0.00	0.00

## Descrizione sintetica della teoria utilizzata - BR. HANSEN (1970)

$$q_{ult} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot p_c \cdot e_q + q' \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot p_q \cdot e_q + 0.5 \cdot B \cdot y \cdot N_y \cdot s_y \cdot d_y \cdot i_y \cdot b_y \cdot g_y \cdot p_y \cdot e_y \quad Q_{ult} = q_{ult} \cdot B' \cdot L'$$

**Fattori di capacità portante**

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\varphi)} \cdot \tan^2(\pi / (4 + \varphi / 2))$$

$$N_y = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi)$$

**Fattori di profondità**

$$d_{cB} = d_{qB} \cdot (1 - d_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$d_{qB} = 1 + 2 \cdot K \cdot \tan(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \quad D < B \quad K = D/B, \quad D > B \quad K = \arctan(D/B)$$

$$d_{yB} = 1.0$$

**Fattori di inclinazione base fondazione**

$$b_c = b_{q_c} \cdot (1 - b_{q_c}) / (N_q - 1)$$

$$b_{q_c} = e^{-2 \cdot \eta \cdot \tan(\varphi)} \quad \eta \text{ angolo inclinazione base}$$

$$b_y = e^{-2.7 \cdot \eta_a \cdot \tan(\varphi)}$$

**Fattori di forma (direzione L - Set L)**

$$s_{cL} = s_{qL} \cdot (1 - s_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$s_{qL} = 1 + i_{qL} \cdot L' / B' \cdot \sin(\varphi)$$

$$s_{yL} = 1 - 0.4 \cdot i_{yL} \cdot L' / B' \quad \text{da non considerare se } < 0.6$$

**Fattori di inclinazione dei carichi (direzione L - Set L)**

$$i_{cL} = i_{qL} \cdot (1 - i_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$i_{qL} = (1 - 0.5 \cdot V_y / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

$$i_{yL} = (1 - (0.7 - \eta / 7.853816) \cdot V_y / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

**Fattori di forma**

$$s_c = s_{qB} \cdot (1 - s_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$s_q = 1 + i_{qB} \cdot B' / L' \cdot \sin(\varphi)$$

$$s_y = 1 - 0.4 \cdot i_{yB} \cdot B' / L' \quad \text{not effective if } < 0.6$$

**Fattori di inclinazione dei carichi**

$$i_{cB} = i_{qB} \cdot (1 - i_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$i_{qB} = (1 - 0.5 \cdot V_y / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

$$i_{yB} = (1 - (0.7 - \eta / 7.853816) \cdot V_y / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

**Fattori di inclinazione pendio**

$$g_c = g_q \cdot (1 - g_q) / (N_q - 1)$$

$$g_q = (1 - 0.5 \cdot \tan(\beta))^5 \quad \beta \text{ angolo inclinazione pendio}$$

$$g_y = (1 - 0.5 \cdot \tan(\beta))^5 \quad \beta \text{ angolo inclinazione pendio}$$

**Fattori di profondità (direzione L - Set L)**

$$d_{cL} = d_{qL} \cdot (1 - d_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$d_{qL} = 1 + 2 \cdot K \cdot \tan(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \quad D < L' \quad K = D/L', \quad D > L' \quad K = \arctan(D/L')$$

$$d_{yL} = 1.0$$

## Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione di carico

N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>y</sub>
11.66	22.01	7.74

## Combinazioni di carico

**condizione statica**

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori z
c	1.18	1.06	1.00	1.00	1.00	1.00
q	1.24	1.04	1.00	1.00	1.00	1.00
y	0.87	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

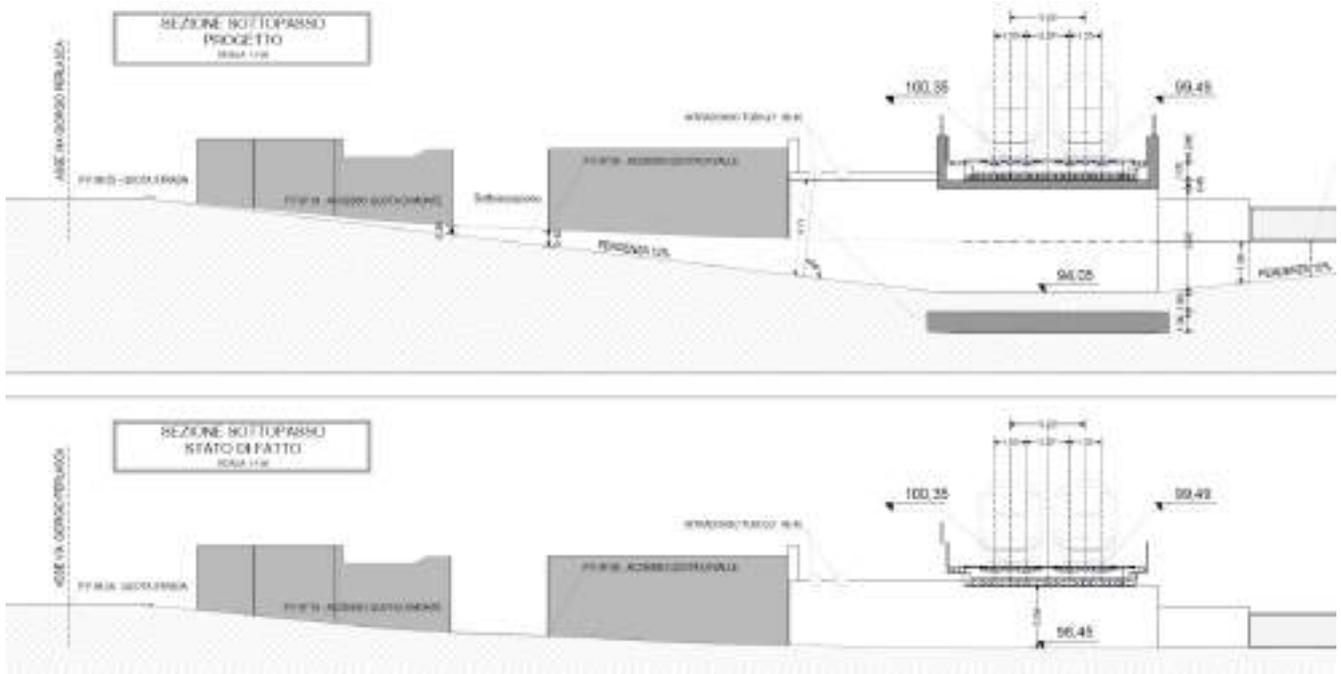
**condizione sismica**

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori z
c	1.18	1.06	0.77	1.00	1.00	1.00
q	1.19	1.06	0.77	1.00	1.00	1.00
y	0.94	1.00	0.48	1.00	1.00	1.00

**CONDIZIONE STATICA**  $q_{SLU} = 7.80 \text{ kg/cm}^2$ 
**CONDIZIONE SISMICA**  $q_{SLV} = 5.80 \text{ kg/cm}^2$ 

 FATTORI DI SICUREZZA UTILIZZATI PER LA DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE  
 FS PARZIALE PER φ: **1,00** FS PARZIALE PER C: **1,00** FATTORE SICUREZZA GLOBALE: **2,30**

**STIMA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SOTTOPASSO**



FONTE STUDIO DOMUS

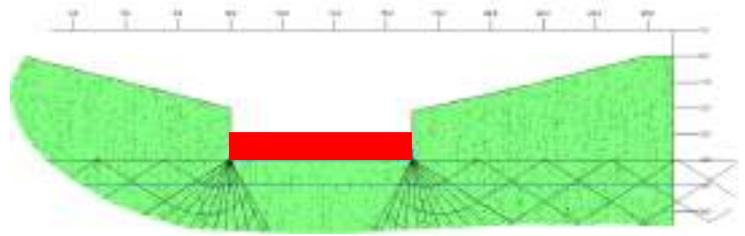
**Dati di input generale e geometria fondazione**

Teoria applicata	Statica: <b>BR. HANSEN (1970)</b>	Sismica: inclinazione del carico	<b>9°</b>
Correzione	Bowles per le platee		
Dati al contorno	Profondità falda:	5 m	Condizione di verifica: <b>DRENATA</b>
Geometria fondazione	[B] Larghezza (dir y):	7 m	[L] Lunghezza (dir x): <b>15 m</b>
<b>PLATEA</b>	[Df] (dir z): Profondità	2 m	Profondità cuneo efficace <b>18 m</b>

**Stratigrafia del terreno**

N.	$\gamma_{nat}$	$\gamma_{sat}$	$\phi$	$c'$	$c_u$	$H_{str}$	E	$D_r$
1	1.85	2.05	32.00	0.00	0.00	20	350.00	60.00
2	1.85	2.05	35.00	0.00	0.00	10	600.00	70.00
3	2.20	2.20	25.00	0.20	0.00	5	2500.00	00.00

- N. : Numero strato dal piano di campagna verso il basso
- $\gamma_{nat}$  : Peso specifico contenuto naturale d'acqua (t/m<sup>3</sup>)
- $\gamma_{sat}$  : Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (t/m<sup>3</sup>)
- $\phi$  : angolo d'attrito interno (deg)
- $c'$  : Coesione drenata (kg/cm<sup>2</sup>)
- $c_u$  : Coesione non drenata (kg/cm<sup>2</sup>)
- $H_{str}$  : Spessore dello strato (m)
- E : Modulo elastico/edometrico (kg/cm<sup>2</sup>)
- $D_r$  : Densità relativa



**Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente per capacità portante**

y	$\phi$	$c'$	$c_u$
1.85	32.00	0.00	0.00

**Descrizione sintetica della teoria utilizzata - BR. HANSEN (1970)**

$$q_{ult} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot p_c \cdot e_c + q' \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot p_q \cdot e_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} \cdot p_{\gamma} \cdot e_{\gamma}$$

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B' \cdot L'$$

**Fattori di capacità portante**

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$$

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

**Fattori di profondità**

$$d_{cB} = d_{qB} \cdot (1 - d_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$d_{qB} = 1 + 2 \cdot K \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \quad D < B \quad K = D/B, \quad D > B \quad K = \arctan(D/B)$$

$$d_{\gamma B} = 1.0$$

**Fattori di inclinazione base fondazione**

$$b_c = b_{q'} \cdot (1 - b_{q'}) / (N_q - 1)$$

$$b_q = e^{-2 \cdot \eta \cdot \tan(\phi)} \quad \eta \text{ angolo inclinazione base}$$

$$b_{\gamma} = e^{-2.7 \cdot \eta \cdot \tan(\phi)}$$

**Fattori di forma**

$$s_c = s_{qB} \cdot (1 - s_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$s_q = 1 + i_{qB} \cdot B' / L' \cdot \sin(\phi)$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0.4 \cdot i_{\gamma B} \cdot B' / L' \quad \text{not effective if } < 0.6$$

**Fattori di inclinazione dei carichi**

$$i_{cB} = i_{qB} \cdot (1 - i_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$i_{qB} = (1 - 0.5 \cdot V_y / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\phi)))^5$$

$$i_{\gamma B} = (1 - (0.7 - v) / 7.853816) \cdot V_y / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\phi))^5$$

**Fattori di inclinazione pendio**

$$g_c = g_q \cdot (1 - g_q) / (N_q - 1)$$

$$g_q = (1 - 0.5 \cdot \tan(\beta))^5 \quad \beta \text{ angolo inclinazione pendio}$$

$$g_{\gamma} = (1 - 0.5 \cdot \tan(\beta))^5 \quad \beta \text{ angolo inclinazione pendio}$$

**Fattori di forma (direzione L - Set L)**

$$S_{cL} = S_{qL} \cdot (1 - S_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$S_{qL} = 1 + i_{qL} \cdot L' / B' \cdot \sin(\varphi)$$

$$S_{yL} = 1 - 0.4 \cdot i_{yL} \cdot L' / B' \quad \text{da non considerare se } < 0.6$$

**Fattori di inclinazione dei carichi (direzione L - Set L)**

$$i_{cL} = i_{qL} \cdot (1 - i_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$i_{qL} = (1 - 0.5 \cdot V_{\text{sc}} / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

$$i_{yL} = (1 - (0.7 - \eta / 7.853816) \cdot V_{\text{sc}} / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

**Fattori di profondità (direzione L - Set L)**

$$d_{cL} = d_{qL} \cdot (1 - d_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$d_{qL} = 1 + 2 \cdot K \cdot \tan(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \quad D < L' \quad K = D / L', \quad D > L' \quad K = \arctan(D / L')$$

$$d_{yL} = 1.0$$

Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione di carico

Nq	Nc	Ny
23.18	35.49	15.59

**Combinazioni di carico**
**condizione statica**

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori z
c	1.24	1.04	1.00	1.00	1.00	1.00
q	1.23	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00
y	0.87	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

**condizione sismica**

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori z
c	1.24	1.04	0.77	1.00	1.00	1.00
q	1.23	1.03	0.77	1.00	1.00	1.00
y	0.87	1.00	0.69	1.00	1.00	1.00

**CONDIZIONE STATICA**  $q_{SLU} = 7.10 \text{ kg/cm}^2$ 
**CONDIZIONE SISMICA**  $q_{SLV} = 5.10 \text{ kg/cm}^2$ 

FATTORI DI SICUREZZA UTILIZZATI PER LA DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE

 FS PARZIALE PER  $\varphi$ : **1,00**      FS PARZIALE PER C: **1,00**      FATTORE SICUREZZA GLOBALE: **2,30**

## 7. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (S.L.E.)

È stata condotta, facendo riferimento a quanto disposto dal D.M. 17.01.2018, la seguente verifica agli Stati Limite d'Esercizio:

- verifica agli spostamenti e alle distorsioni indotte dai cedimenti del terreno a lungo termine;
- verifica agli spostamenti e alle distorsioni indotte dai cedimenti del terreno in condizioni sismiche.

### 7.1 Calcolo della distribuzione delle tensioni nel terreno di fondazione

L'applicazione del sovraccarico della fondazione conduce ad una variazione dello stato tensionale del terreno. Il carico applicato tende a diffondersi fino al suo completo assorbimento.

L'entità dei cedimenti viene ipotizzata a seconda della tipologia di fondazione, delle dimensioni, della profondità d'imposta delle stesse e dei carichi di esercizio.

Generalmente si ammette che il sovraccarico si annulli ad una profondità, sotto il piano di posa della fondazione, variabile da 1 a 4 volte B (B = lato corto della fondazione). È importante eseguire una stima di come il carico si diffonde negli strati di fondazione, in quanto indispensabile per il successivo calcolo dei cedimenti.

I cedimenti di seguito stimati fanno riferimento sul presupposto che il terreno di fondazione possa essere assimilato ad uno spazio semi infinito a comportamento perfettamente **elastico**, omogeneo e isotropo. Deriva dall'integrazione su un'area rettangolare o quadrata di dimensioni B x L (B=lato corto della fondazione, L=lato lungo della fondazione) delle equazioni di **Boussinesq**.

È utile ricordare che fondazioni di maggiori dimensioni sopportano carichi al piede maggiori in quanto ripartiscono questo ultimo su una maggiore superficie diminuendo in tal modo il carico di esercizio ma occorre ricordare che allo stesso tempo variano i bulbi delle tensioni trasmesse nel sottosuolo e pertanto sarà compito del tecnico progettista effettuare sia l'opportuno dimensionamento della fondazione sia l'opportuna ripartizione dei carichi.

### 7.2 Cause dei cedimenti

I cedimenti sono dovuti alla **deformazione elastica e plastica** del terreno e, nel caso di terreni poco permeabili (argille e limi), al processo di lenta espulsione dell'acqua contenuta al loro interno (consolidazione).

In quanto le caratteristiche geotecniche del terreno variano da punto a punto, così come spesso variano da punto a punto anche le condizioni di carico, i cedimenti possono assumere localmente valori differenti. Il cedimento calcolato in un punto prende il nome di **cedimento assoluto**; la differenza fra i cedimenti assoluti misurati in due o più punti prende il nome di **cedimento differenziale**. Il **cedimento assoluto** totale è dato dalla somma di tre componenti:

$$S_{tot} = S_{imm} + S_{con} + S_{sec}$$

- $S_{imm}$  = **cedimento immediato**, dovuto alla deformazione iniziale, senza variazione di volume, del terreno caricato; è prevalente nei terreni incoerenti (coesione=0), trascurabile in quelli coesivi (coesione>0);
- $S_{con}$  = **cedimento di consolidazione**, legato alla variazione di volume del terreno saturo, in seguito alla lenta espulsione dell'acqua contenuta al suo interno; è dominante nei terreni coesivi, poco permeabili, e trascurabile in quelli incoerenti (da mediamente a molto permeabili);
- $S_{sec}$  = **cedimento secondario**, dovuto alla deformazione viscosa dello scheletro solido del terreno; normalmente trascurabile in tutti i tipi di terreno.

Proprio per le differenti modalità con cui si manifestano i cedimenti nei **terreni coesivi** ed **incoerenti**, i due casi vanno trattati separatamente.

#### 7.2.1 Cedimenti nei terreni incoerenti (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità)

Si tratta di un metodo speditivo utile per avere una prima indicazione dell'ammontare del cedimento.

La relazione è la seguente:

$$S = DH \times Q_z / E_d \quad \text{in cui:}$$

DH=spessore dello strato;  
 Qz=incremento di pressione dovuto al sovraccarico applicato dalla fondazione a metà strato;  
 Ed=modulo di deformazione dello strato.

### 7.2.2 Cedimenti nei terreni coesivi (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità)

Ha la stessa espressione per il procedimento relativo a terreni incoerenti; al posto del modulo di deformazione va utilizzato però il modulo edometrico definito come segue:

$$E_d = 1/mv; \quad \text{in cui}$$

mv=modulo di compressibilità volumetrica dello strato

### 7.2.3 Cedimenti assoluti e differenziali

Elevati cedimenti differenziali (dell'ordine di alcuni centimetri in genere, ma a volte anche meno) possono indurre lesioni nell'opera.

Partendo dal presupposto che a elevati cedimenti assoluti generalmente corrispondono elevati cedimenti differenziali, Terzaghi e Peck proposero di considerare come valori limite tollerabili cedimenti assoluti di **2,5 cm in terreni incoerenti** (sabbie e ghiaie) e **4 cm in terreni coesivi** (limi e argille).

La maggiore tolleranza consentita per i materiali dotati di coesione dipende dal fatto che in quest'ultimi i cedimenti sono essenzialmente dovuti alla consolidazione, quindi distribuiti su intervalli di tempo relativamente ampi, fatto che consente alla sovrastruttura di meglio adattarsi alle deformazioni del terreno.

Un sistema meno empirico di procedere consiste nello stimare la distorsione angolare fra due o più punti della struttura di cui sia noto il cedimento assoluto del terreno di fondazione:

$$D_{ang} = (S_2 - S_1)/L \quad \text{in cui}$$

Dang=distorsione angolare;  
 S2=cedimento assoluto nel punto 2;  
 S1=cedimento assoluto nel punto 1;  
 L12=distanza fra i punti 1 e 2.

In prima approssimazione, sono da considerare tollerabili distorsioni angolari inferiori a 1/600 per strutture in muratura e a 1/1000 per strutture in calcestruzzo.

#### Ammissibilità di cedimento, inclinazione, rotazione relativa

Valori ammissibili riferiti alle tipologie strutturali e di danno (Holtz, 1991)

Tipo di movimento	Fattore di limitazione	Valore ammissibile
Cedimento (cm)	Collegamento a reti di servizi	15 + 30
	Accessibilità	30 + 60
	Probabilità di cedimenti differenziali	Strutture portanti: 2,5 + 5 Strutture inalcinate: 5 + 10 Ciminiere, silos: 7,5 + 30
Inclinazione s/L	Stabilità al ribaltamento Rotazione di ciminiere e torri Drenaggio di superfici pavimentate	Da verificare s/H ≤ 0,04 0,01 + 0,02
	Operatività macchine	Macchine navi: 0,003 Turbogeneratori: 0,0002 Gru a ponte: 0,003
Rotazione relativa ρ	Murature portanti multipiano	0,0005 + 0,001
	Murature portanti ad un piano	0,001 + 0,002
	Lesione intonaco	0,001
	Telai in c.a.	0,0025 + 0,004
	Parati di strutture e telai in c.a.	0,003
Telai in acciaio	0,003	
Strutture semplici di acciaio	0,005	

L = distanza tra pilastri adiacenti, H = altezza di ciminiere e torri

Valori ammissibili più elevati → strutture flessibili, sottosuoli uniformi  
 Valori ammissibili più ridotti → strutture rigide, sottosuoli irregolari

#### Limiti di distorsioni angolari ammissibili per vari tipi strutturali



Fonte: Gennari, 1982, modificata.

### 7.3 Coefficiente di sottofondazione

Il volume significativo di analisi nel calcolo dei cedimenti viene limitato inferiormente dalla profondità alla quale le tensioni indotte dalle fondazioni si dissipano completamente. Sarà compito del tecnico progettista valutare se i cedimenti stimati possono essere ammissibili per l'opera in questione. Numerose sono le relazioni proposte in letteratura per il calcolo utilizzate per la stima del modulo di reazione o **coefficiente di sottofondazione** ( $k$  di Winkler) del terreno di fondazione: generalmente a seconda delle condizioni, preferiamo applicare il metodo di **Vesic** oppure quello di **Bowles**. Si definisce pressione di contatto la pressione unitaria che la fondazione esercita in ciascun punto d'appoggio sul terreno di fondazione. Dal punto di vista fisico il mezzo alla Winkler può essere assimilato ad un letto di molle elastiche fra loro indipendenti. Per modulo o **coefficiente di sottofondazione** si definisce quindi la relazione che esiste fra la pressione di contatto in ogni punto della fondazione e la relativa deformazione del terreno (carico/cedimento):

$$k = Q/s.$$

In un terreno reale il cedimento dipende, oltre che dal carico applicato e dalle proprietà del terreno, dalla forma e dimensioni della fondazione. Il coefficiente di reazione non è quindi una proprietà del terreno e non può essere definito con solo riferimento al terreno, ma deve anche essere riferito alla dimensione e forma della fondazione. Il metodo più appropriato per ricavare  $K$  è quello di calcolare il cedimento  $s$  della fondazione con il metodo più adeguato, tenendo conto del carico applicato, della geometria della fondazione, della stratigrafia del terreno e delle caratteristiche dei singoli strati, e poi ricavare  $K$  come rapporto fra la pressione media applicata  $p$  ed il cedimento  $s$ . Generalmente ci si basa sull'ipotesi che il modulo  $k$  sia costante sotto ogni punto della fondazione, come proposto da Winkler e da Westergaard. Se ciò si può verificare nel caso di fondazioni rigide, per fondazioni elastiche l'assunzione non è più valida. L'utilizzo di  $k$  anche per il dimensionamento di platee e reticoli di travi rimane nonostante questo ancora diffuso, mancando metodi di calcolo più attendibili e uguale semplicità.

- La relazione di **Vesic semplificata (1961)** correla  $k$  con il modulo di elasticità del terreno e della fondazione secondo la relazione:

$$k = (1/B) \times Et / (1 - p^2) \quad \text{dove}$$

$Et$  (kg/cm<sup>2</sup>) = modulo di deformazione dello strato di fondazione;  
 $p$  = rapporto di Poisson  
 $B$  (cm) = lato corto della fondazione

- La relazione di **Bowles (1974)** propone la seguente relazione:

$$k \text{ (kN/mc)} = 40 \times Q \times f_c \quad \text{dove}$$

$f_c$  = 2.54/cedimento della fondazione (cm);  
 $Q$  = carico di esercizio (kPa).

### 7.4 Stima agli Stati Limite di Esercizio (S.L.E.)

Il calcolo è stato condotto sulla sezione di calcolo del bulbo delle tensioni considerando un valore di **SLE** tale per cui non si abbia un cedimento assoluto superiore ai **2.50 cm**.

Infatti, poiché all'interno di questa profondità si trovano prevalentemente litologie a comportamento **incoerente** caratterizzati da cedimenti immediati, pertanto si è deciso di prendere come cedimento massimo uniforme il valore di **2.50 cm**.

#### 7.4.1 Cedimenti Assoluti

Per la verifica dei cedimenti sono state ipotizzate fondazioni rispettivamente a platea (palazzina 40 m) e con plinto (altri edifici) con dimensioni come di seguito riportate, stimando un carico tale per cui non si abbia un cedimento assoluto superiore a 2.50 cm. Per la palazzina sono stati stimati i cedimenti per un carico di esercizio di 2.70 kg/cm<sup>2</sup>, fornito dal tecnico progettista.

#### 7.4.2 Cedimenti Differenziali

Il cedimento differenziale viene in tutti i casi descritto dal valore della distorsione angolare  $\gamma$  prodotta, definita come il rapporto fra la differenza di cedimento  $\Delta S$  tra due punti e la loro distanza reciproca  $L$ , ossia  $\gamma = \Delta S/L$ . Vista l'omogeneità dei terreni presenti in sito, la realizzazione di una platea con carichi adeguatamente distribuiti garantirebbe un contenimento dei cedimenti nei limiti ammissibili.

## 7.5 Risultati del calcolo

### CEDIMENTI ASSOLUTI FONDAZIONE PLATEA - PALAZZINA

[B] Larghezza (dir y):	20 m
[L] Lunghezza (dir x):	60 m
[Df] (dir z): Profondità	2.00 m

#### CEDIMENTI ASSOLUTI

Carico applicato:	2.70	kg/cm <sup>2</sup>	(fornito dal progettista)
Cedimento:	87	mm	

Stima del modulo di reazione (k di Winkler) del terreno di fondazione (Bowles)

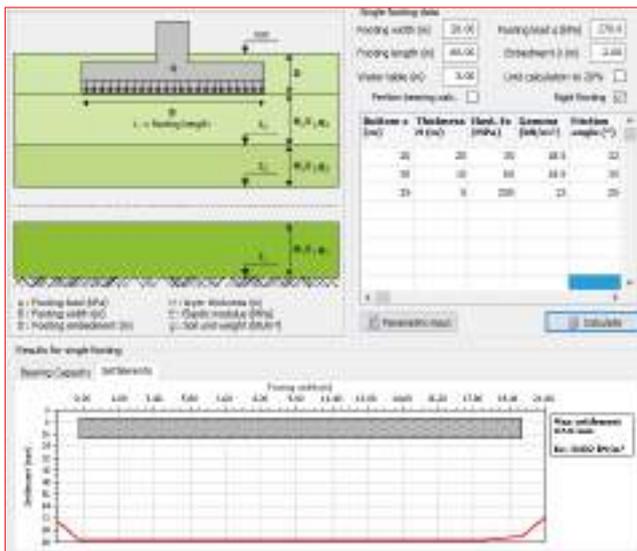
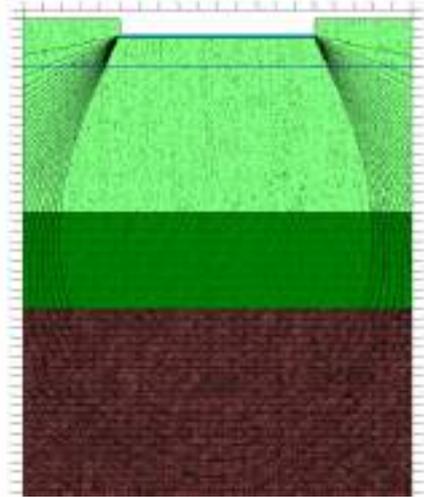
Modulo di reazione	0.95	kg/cm <sup>3</sup>
--------------------	------	--------------------

#### CEDIMENTI ASSOLUTI

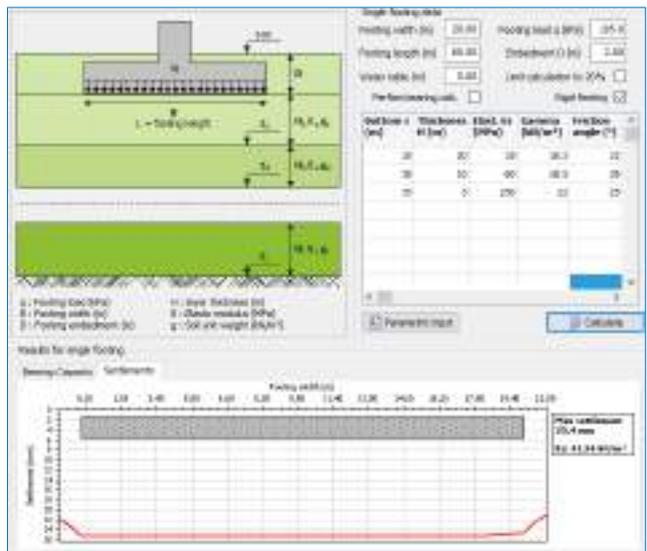
Carico applicato:	1.05	kg/cm <sup>2</sup>	(back analysis)
Cedimento:	25	mm	

Stima del modulo di reazione (k di Winkler) del terreno di fondazione (Bowles)

Modulo di reazione	1.25	kg/cm <sup>3</sup>
--------------------	------	--------------------



Carico agli SLE = 2.70 kg/cm<sup>2</sup>



Carico agli SLE = 1.05 kg/cm<sup>2</sup>

### INTERVENTO DI JET GROUTING

La presenza omogenea, per tutta l'area investigata, di ghiaie sabbiose mediamente addensate con pezzatura della ghiaia inferiore ai 6 cm, potrebbe permettere un intervento di **jet grouting**, il quale consentirebbe una efficace riduzione dei cedimenti agli SLE.

La tecnica consiste nell'iniezione ad alta velocità di una o più miscele fluide. La miscelazione del terreno con prodotti cementizi ad alta pressione consente di rimaneggiare e cementare il terreno in sito, realizzando così dei volumi (colonne) di terreno conglomerato, migliorando le caratteristiche meccaniche del terreno stesso.

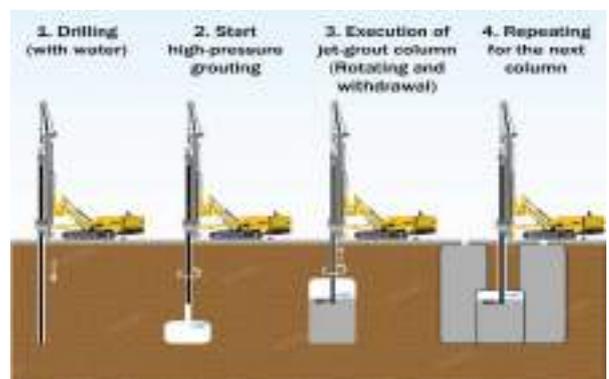
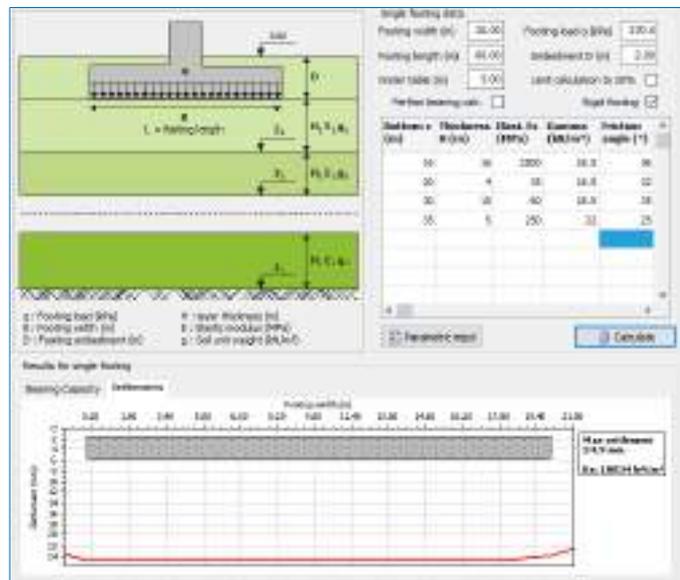


Immagine tratta da: GET GROUT

**STIMA CEDIMENTI ASSOLUTI CON PLATEA DOPO INTERVENTO DI JET GROUTING CON COLONNE DI 14 m**



[B] Larghezza (dir y): **20 m** [L] Lunghezza (dir x): **60 m** [Df] (dir z): Profondità **2.00 m**

**CEDIMENTI ASSOLUTI**

Carico applicato: **2.70 kg/cm<sup>2</sup>**

Cedimento: **26.5 mm**

Stima del modulo di reazione (k di Winkler) del terreno di fondazione (Bowles)

Modulo di reazione **3.25 kg/cm<sup>3</sup>**

**CEDIMENTI ASSOLUTI CON FONDAZIONE CON PLINTO PIANTA QUADRA**

[B] Larghezza (dir y): **5.00 m** [L] Lunghezza (dir x): **5.00 m** [Df] (dir z): Profondità **2.00 m**

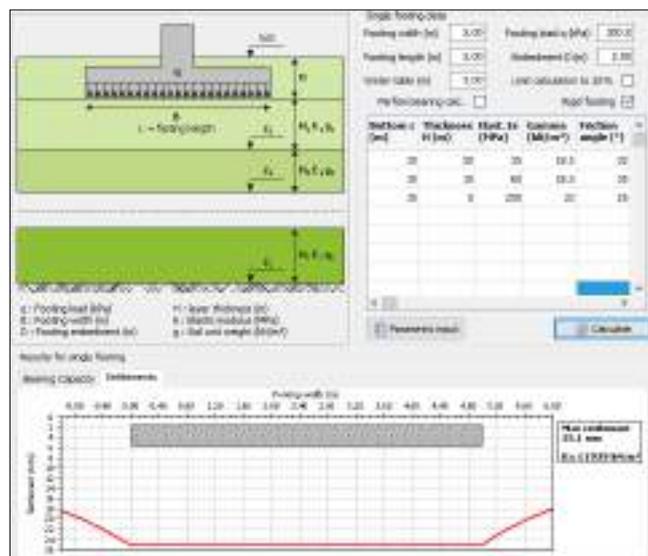
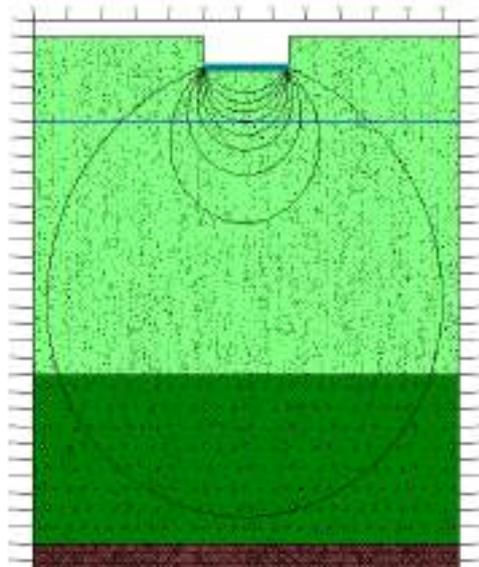
**CEDIMENTI ASSOLUTI**

Carico applicato: **3.00 kg/cm<sup>2</sup>**

Cedimento: **25 mm**

Stima del modulo di reazione (k di Winkler) del terreno di fondazione (Bowles)

Modulo di reazione **3.60 kg/cm<sup>3</sup>**



**CEDIMENTI ASSOLUTI FONDAZIONE PLATEA - SOTTOPASSO**

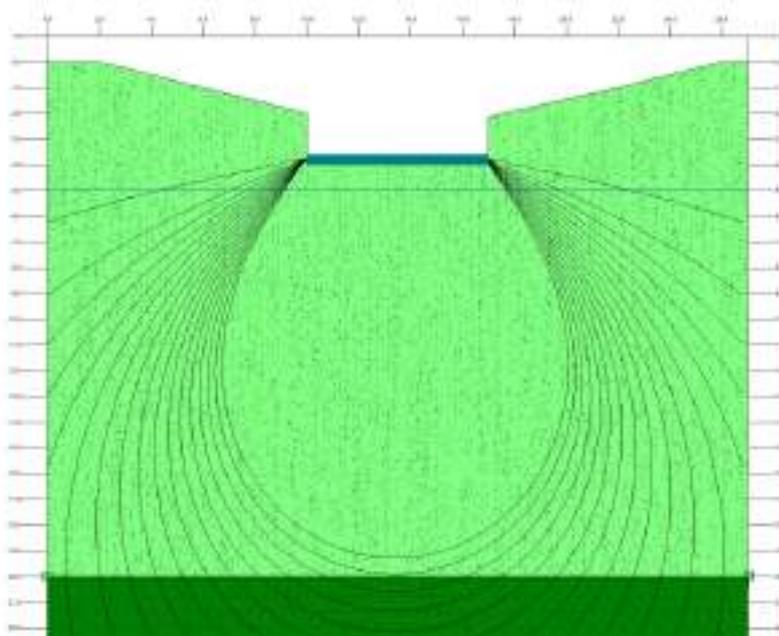
[B] Larghezza (dir y):	7 m
[L] Lunghezza (dir x):	15 m
[Df] (dir z): Profondità	2.00 m

**CEDIMENTI ASSOLUTI**

Carico applicato:	2.00	kg/cm <sup>2</sup>
Cedimento:	25	mm

**Stima del modulo di reazione (k di Winkler) del terreno di fondazione (Bowles)**

Modulo di reazione	2.30	kg/cm <sup>3</sup>
--------------------	------	--------------------



Essendo i terreni prettamente granulari, i cedimenti che si sviluppano in seguito alla costruzione del palazzo si esauriscono praticamente a tempo zero, in ogni caso entro il completamento dell'edificio. Il comportamento è di tipo drenato con sviluppo di cedimenti immediati ed assenza significativa di fenomeni di consolidazione nel tempo.

Non si ravvisa nei materiali litologici in esame, trattandosi per lo più di terreni granulari (ghiaie e sabbie), un comportamento viscoso nel lungo periodo in seguito allo sviluppo di una consolidazione secondaria. Per quanto concerne il trattamento del terreno di consolidazione, la presenza del jet-grouting contribuirebbe sicuramente a ridurre l'entità dei cedimenti e le rotazioni angolari relative.

Nella tabella precedente è stata fornita una stima dei cedimenti puramente indicativa a seguito del trattamento del terreno con jet Grouting. Il vantaggio di tale sistema di consolidamento è che non si deve raggiungere un sub strato ma si tratta di bonificare il terreno per lo spessore idoneo che serve per ottenere la funzione di riduttore di cedimento.

### 7.6 Stima dei cedimenti delle fondazioni superficiali indotte dal sisma

In terreni sabbiosi sciolti le vibrazioni prodotte da un evento sismico possono condurre ad un aumento del grado di addensamento degli strati incoerenti su cui poggia la fondazione; in questo contesto lito stratigrafico si esclude tale fenomeno.

## 8. CONCLUSIONI

L'indagine geologica ha permesso di definire la natura e le caratteristiche dei terreni presenti nell'area esaminata, come descritto nel paragrafo dedicato. I rilievi hanno evidenziato l'assenza di processi geomorfologici in atto e sulla base delle considerazioni e dei calcoli geotecnici svolti nei paragrafi precedenti si traggono le seguenti conclusioni:

- La Regione Liguria con DGR n° 216 "OPCM 3519/2006 Aggiornamento classificazione sismica del territorio della Regione Liguria" del 17/03/2017 ha riclassificato il **territorio comunale genovese** interamente in **Zona 3**. L'entrata in vigore della nuova zonizzazione sismica regionale è stata posticipata dal 19 aprile 2017 al 19 luglio 2017 con DGR n° 297 del 14 aprile 2017;
- È stata eseguita una indagine geofisica con metodologia **DOWN HOLE, MASW** e **HVSR** ed è stata eseguita, a cura del "Dipartimento di ingegneria Civile ed Ambientale del Politecnico di Milano, l'"Analisi di risposta sismica locale", di cui si allega elaborato;
- Nel sito oggetto dell'intervento si riscontra, ad una profondità media di circa **5.50 m**, la presenza di acqua ascrivibile ad una **falda freatica**, la quale nel tempo ha evidenziato oscillazioni comprese tra **5.00 ÷ 6.50 m** da p.c.,
- La **verifica alla liquefazione dei terreni** ha consentito di stabilire un IL (indice liquefazione) pari a zero, pertanto si ritiene il sito stabile;
- I valori stimati della capacità portante ammissibile per carico unitario non sono da assumere come carichi di esercizio o come capacità portante in senso stretto dei terreni indagati, in quanto essa modifica il proprio valore in relazione alle caratteristiche progettuali, riferite soprattutto alla geometria, alle dimensioni delle fondazioni stesse ed alla loro profondità di imposta e comunque rimane subordinato ai cedimenti ammissibili. Essa dovrà essere considerata in riferimento ai cedimenti assoluti e differenziali;
- Laddove, nelle aree non trattate ad interventi di consolidamento, si riscontri la presenza di terreno di riporto non idoneo alla posa delle fondazioni, si raccomanda di sostituire con cls magro;
- Si ribadisce e si sottolinea che comunque la valutazione dell'entità dei cedimenti in relazione alle caratteristiche strutturali dell'opera, resta di esclusiva competenza del tecnico calcolatore che dovrà valutare l'incidenza e la compatibilità degli stessi con le caratteristiche strutturali e tecnico-costruttive dell'opera così come anche la scelta del tipo di fondazione da utilizzare rimane di sua esclusiva competenza;
- Se durante l'esecuzione dei lavori dovessero manifestarsi situazioni che si discostano da quelle previste e contemplate nella presente relazione, sarà cura del direttore dei lavori darne immediata comunicazione allo scrivente, per eseguire i necessari sopralluoghi e dimensionare eventuali indagini integrative.

Moniga del Garda (BS), 12/11/2021

IL TECNICO  
DOTT. GEOL. STEFANO SALVI





**Politecnico di Milano**  
**Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale**



**Incarico di consulenza**  
**tra**  
**TECNO GEOLOGIA di Dott. Geol. Stefano Salvi**  
**e**  
**Politecnico di Milano**  
**Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale**

**ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE**  
**AREA Ex-MIRA LANZA**  
**RIVAROLO - COMUNE DI GENOVA (GE)**  
**RELAZIONE TECNICA**

**Massimo Compagnoni**

**Floriana Pergalani**

Milano, 23 Agosto 2021

## INDICE

1	PREMESSA .....	2
2	UBICAZIONE DELL'AREA.....	2
3	METODOLOGIA DELLO STUDIO .....	3
4	DEFINIZIONE DELLE AZIONI SISMICHE AL SUBSTRATO RIGIDO .....	3
5	SCHEMATIZZAZIONE GEOMETRICA DEL PROBLEMA E DEFINIZIONE DEL MODELLO DI SOTTOSUOLO .....	20
6	SCELTA DELLA PROCEDURA DI ANALISI .....	23
7	RISULTATI .....	25
8	CONFRONTI CON IL METODO SEMPLIFICATO NORMATIVO .....	32
9	CONSIDERAZIONI FINALI.....	35
10	BIBLIOGRAFIA.....	36

## ALLEGATI

Banca dati accelerogrammi e spettri di risposta elastici in superficie riferiti a Tr 712 anni

Banca dati accelerogrammi e spettri di risposta elastici in superficie riferiti a Tr 75 anni

Banca dati accelerogrammi e spettri di risposta elastici al tetto di US2 riferiti a Tr 712 anni

Banca dati accelerogrammi e spettri di risposta elastici al tetto di US2 riferiti a Tr 75 anni

## 1 Premessa

Su incarico della TECNO GEOLOGIA del Dott. Geol. Stefano Salvi (offerta n. 96154/III/19 del 9 giugno 2021) è stata eseguita l'analisi di risposta sismica locale ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018, in particolare ai sensi del p.to 7.11.3 delle N.T.C. 2018, relativa all'area Ex-Mira Lanza nel Quartiere Rivarolo nel Comune di Genova (GE), oggetto di futura riqualificazione.

La finalità del presente studio è la determinazione degli spettri di risposta elastici in accelerazione al 5% dello smorzamento critico attesi al piano campagna e all'ipotetico piano di fondazione delle opere di progetto per i due tempi di ritorno considerati in fase di progettazione delle strutture.

A tale riguardo il Progettista delle opere ha comunicato una vita nominale di 50 anni ed una classe d'uso III (coefficiente d'uso  $C_U$  pari a 1.5).

## 2 Ubicazione dell'area

Il sito oggetto di studio si colloca nell'area Ex-Mira Lanza nel Quartiere Rivarolo nel Comune di Genova (GE) nella bassa Val Polcevera, alle seguenti coordinate geografiche medie (Sistema WGS84 – EPSG: 4326):

Latitudine: 44° 26' 39.62" N

Longitudine: 8° 53' 32.13" E

alle quali si è fatto riferimento per la determinazione della pericolosità sismica di base del sito e dove è stato realizzato il sondaggio a carotaggio continuo allestito per l'esecuzione della prova sismica in foro tipo Down-Hole (DH).

La stratigrafia di sondaggio, spinta fino alla profondità di 35 m dal p.c., mostra la presenza di terreno di riporto granulare di spessore dell'ordine dei 2-3 m poggiante sui depositi alluvionali del Torrente Polcevera, costituiti da ghiaie sabbiose debolmente limose, eterometriche, con clasti di dimensione massima di 8 cm con locali corpi lenticolari decimetrici di limo sabbioso; i depositi alluvionali si presentano da moderatamente addensati ad addensati nei primi 10-15 m di profondità e molto addensati fino alla profondità di 30-31 m ove è stato intercettato lo strato di alterazione del substrato geologico, costituito da argilliti fratturate di colore grigio-scuro.

La falda freatica presenta una soggiacenza in corrispondenza del foro di sondaggio di – 6.4 m dal piano campagna.

Per i dettagli sugli aspetti geologico-stratigrafici si rimanda alla relazione geologica generale a firma del Dott. Geol. Stefano Salvi; il presente documento rappresenta pertanto uno degli allegati tecnici alla relazione geologica generale.

### 3 Metodologia dello studio

Sulla base di quanto previsto dalla normale pratica scientifica e dalla normativa vigente, lo studio di risposta sismica locale è stato articolato nelle seguenti fasi:

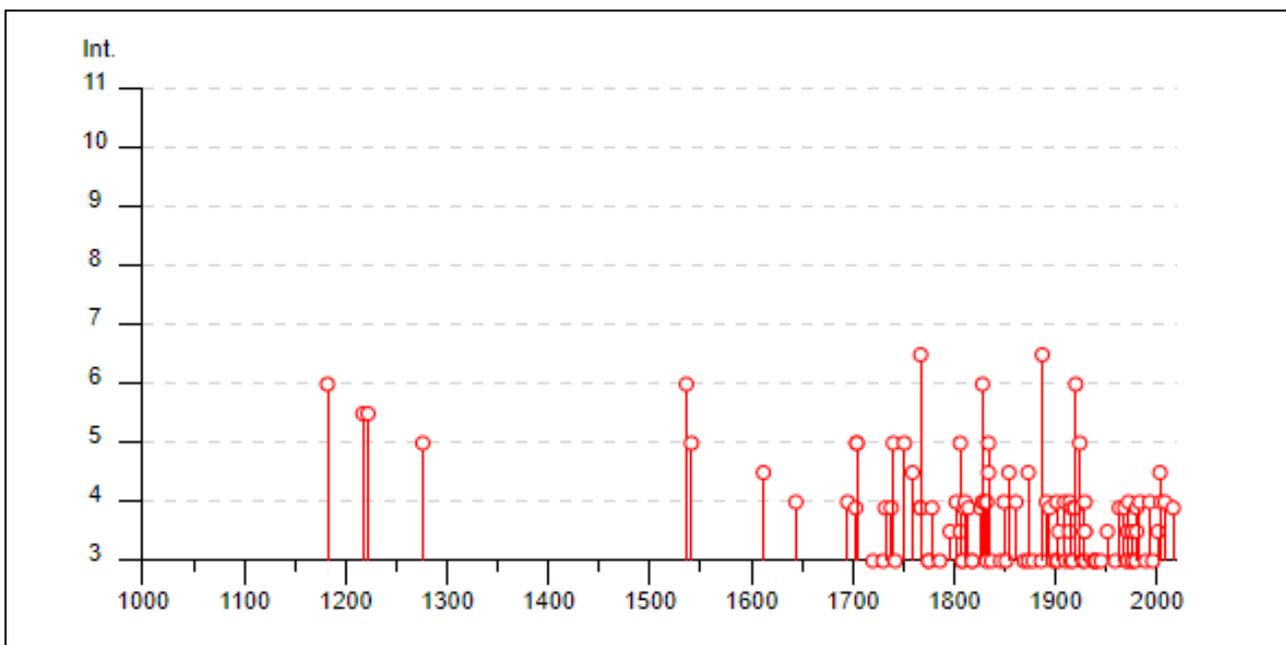
- definizione delle azioni sismiche al substrato rigido;
- schematizzazione geometrica del problema e definizione del modello di sottosuolo;
- scelta della procedura di analisi.

### 4 Definizione delle azioni sismiche al substrato rigido

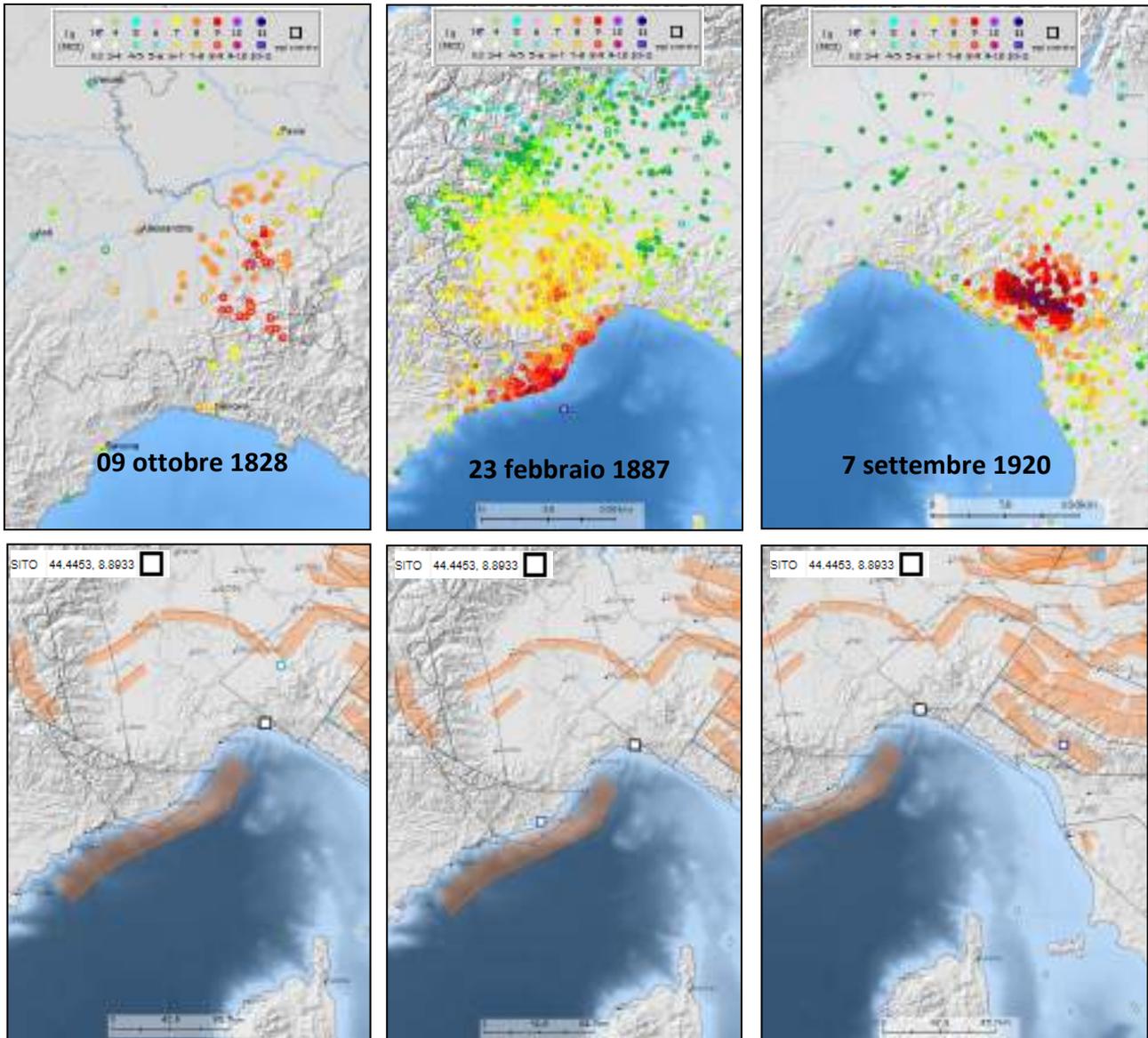
Per la definizione della pericolosità sismica di base del sito si è fatto riferimento a quanto riportato nelle banche dati ufficiali INGV; in particolare sono state consultate le seguenti fonti:

- il Database Macrosismico Italiano versione DBMI15 v3.0 (Locati et al., 2021);
- il Database online delle pericolosità sismica in Italia, visualizzabile al sito: <http://esse1.mi.ingv.it/>

La storia sismica del Comune di Genova, di seguito riportata, mostra come eventi maggiormente risentiti quelli generati dal distretto sismico Liguria Occidentale (ZS 910 – Nizza Sanremo e Zona D), con risentimenti fino al 6°-7° MCS (evento del 23 febbraio 1887), seguiti da quelli generati dai distretti dell’Appennino Settentrionale e in particolare quelli della ZS 911 Savona-Valle Scrivia e ZS 915 Garfagnana-Mugello, con risentimenti dell’ordine del 5°-6° MCS (evento del 9 ottobre 1828 e del 7 settembre 1920).

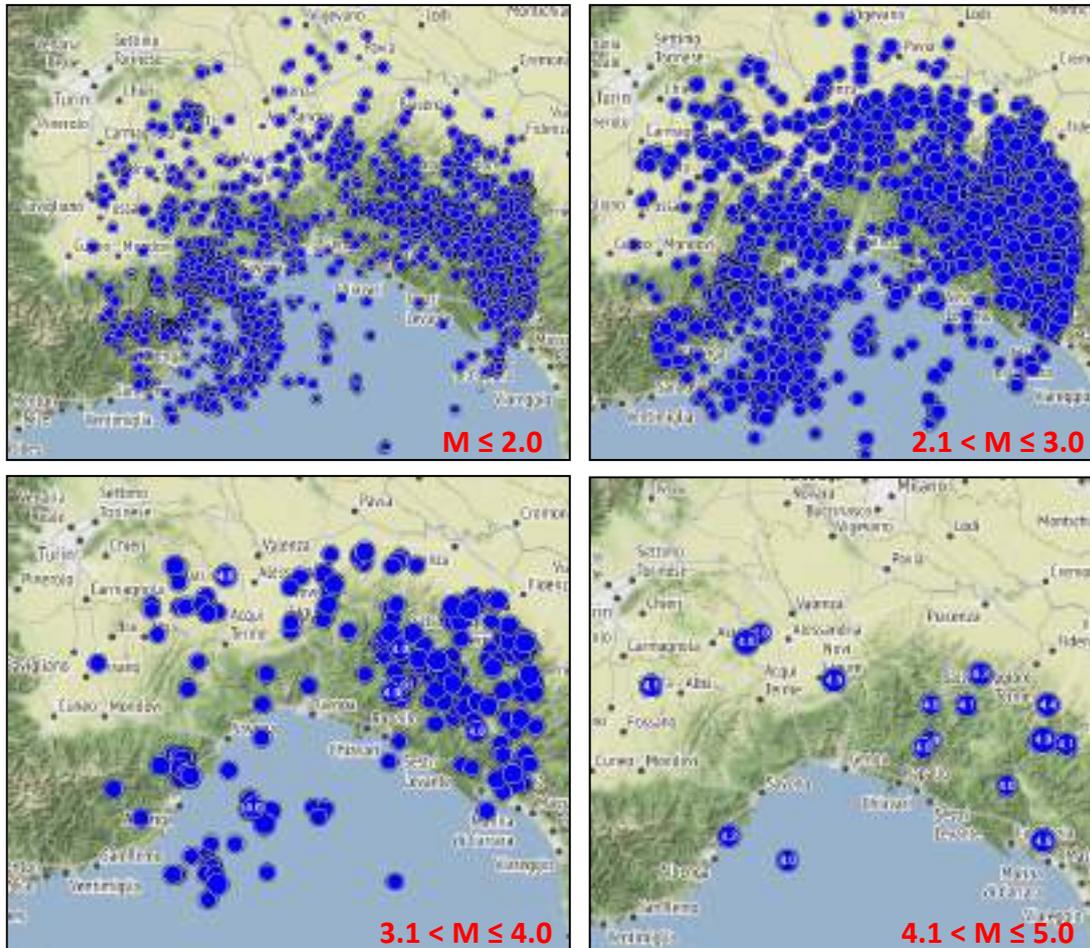


Di seguito si riportano i campi macrosismici di alcuni eventi ritenuti rappresentativi della pericolosità sismica della zona: l'evento della Liguria Occidentale del 23-02-1887 di magnitudo  $M_w$  stimata di 6.27 (CPTI15) e risentito con intensità macrosismica pari a 6-7, l'evento della Garfagnana del 07-09-1920 di magnitudo  $M_w$  stimata di 6.53 (CPTI15) e l'evento dell'Oltrepò Pavese del 09-10-1828 di magnitudo  $M_w$  stimata di 5.72 (CPTI15), risentiti al sito con intensità macrosismica di 6.



Dall'osservazione del database DISS versione 3 dell'INGV emerge che le strutture sismogenetiche responsabili dei maggiori risentimenti al sito di studio sono il Promontorio d'Imperia con un potenziale sismogenetico di  $M_w$  6.6, la Lunigiana e la Garfagnana con potenziali sismogenetici rispettivamente di  $M_w$  6.0 e 6.4 e gli archi del Monferrato orientale e di Rivanazzano-Stradella con potenziale sismogenetico di  $M_w$  5.5.

Per quanto riguarda la sismicità recente, monitorata dal 1985 ad oggi (Banca dati ISIDE), si sono registrati in un intorno di 100 km dal sito di studio 4538 eventi, di cui 2434 di bassissima magnitudo ( $\leq 2.0$ ), 1904 di magnitudo bassa (compresa tra 2.1 e 3.0), 190 di medio-bassa magnitudo (compresa tra 3.1 e 4.0) e 10 di media magnitudo (compresa tra 4.1 e 5.0) e nessuno evento di magnitudo superiore a 5; la profondità è compresa tra 0 e 90 km.



Le caratteristiche sismogenetiche dei distretti citati sono tra loro diverse, in quanto:

- la zona 910 e le zone D e E rappresentano, dal punto di vista strutturale, l'area di svincolo che consente l'arretramento dell'arco alpino occidentale e dove lo stile è prevalentemente trascorrente (strike-slip);
- la zona 911, che comprende anche l'arco di Pavia, è caratterizzata da eventi prevalentemente di fagliazione trascorrente e profondità compresa tra 8 e 12 km;
- la zona 915 presenta fagliazione distensiva e profondità compresa tra 8 e 12 km.



Per quanto riguarda l’analisi di pericolosità sismica ufficiale il valore rappresentativo dell’accelerazione orizzontale attesa al sito su suolo rigido e pianeggiante con probabilità di eccedenza rispettivamente del 10% e del 63% in 75 anni (Tempi di Ritorno di 712 anni e 75 anni) è ottenuto tramite media pesata sull’inverso della distanza tra l’ubicazione del sito in oggetto e i circostanti 4 nodi della griglia, riportati in tabella, ove sono calcolati i valori di pericolosità sismica:

<i>Valori di <math>a_{max}</math> (g) – Sito Ex – Mira Lanza (Rivarolo – Genova)</i>				
<i>Tr</i>	<i>ID 16695</i>	<i>ID 16696</i>	<i>ID 16917</i>	<i>ID 16918</i>
975 anni	0.0879	0.0966	0.0789	0.0868
475 anni	0.0682	0.0740	0.0627	0.0679
101 anni	0.0382	0.0402	0.0369	0.0387
72 anni	0.0339	0.0357	0.0328	0.0345

I valori riferiti ai Tr712 e Tr75 anni sono stati calcolati utilizzando rispettivamente i valori disponibili per Tr475 e Tr975 e per T72 e Tr101, contenuti nella tabella riportata nell’allegato 1 alle NTC, applicando la seguente formula:

$$\log(p) = \log(p_i) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

Ove:

p = valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno  $T_R$  desiderato;

$T_{R1}, T_{R2}$  = periodi di ritorno più prossimi a  $T_R$  per i quali si dispone dei valori  $p_1$  e  $p_2$  del generico parametro p

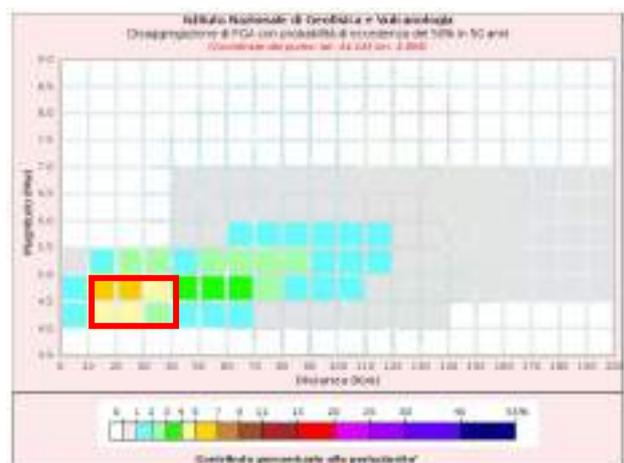
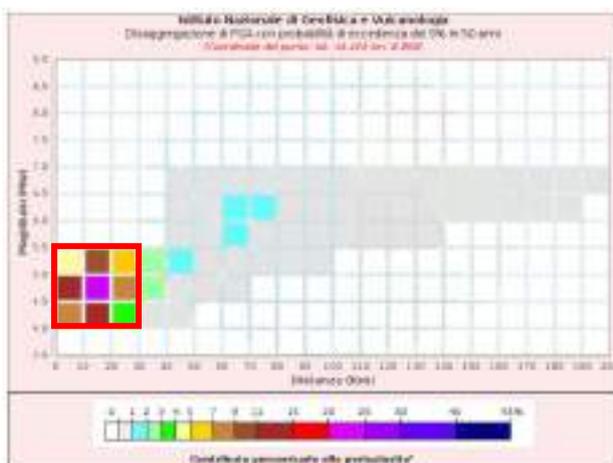


I parametri per la definizione della forma spettrale di riferimento su suolo rigido e pianeggiante sono di seguito riportati:

Tr	$a_g$ (g)	$F_o$ (-)	$T_C^*$ (s)
75	0.035	2.544	0.224
712	0.079	2.528	0.292

Per la scelta degli accelerogrammi registrati si è fatto riferimento alla Banca dati ITACA v3.1 (D’Amico et al., 2020): per la selezione dei 2 gruppi di accelerogrammi utilizzati nelle analisi numeriche è stato seguito quanto previsto dalle NTC al p.to 3.2.3.6 ed in particolare la selezione si è basata sulla coerenza in termini di:

- sismicità storica del sito e caratteristiche sismogenetiche delle sorgenti, variabili in termini di meccanismo di fagliazione e caratterizzate da profondità prevalentemente comprese tra 10 e 30 km;
- massima accelerazione orizzontale attesa;
- coppia magnitudo-distanza dalla sorgente (da dati di disaggregazione prodotti dal Gruppo di Lavoro, 2004 – di seguito le analisi di disaggregazione condotte sul punto 16695 con probabilità di eccedenza rispettivamente del 5% e del 50% in 50 anni (corrispondenti a Tr 975 e 72 anni):



- registrazioni effettuate su substrato rigido (corrispondente alla categoria di sottosuolo A, ai sensi delle NTC);
- spettro-compatibilità di ciascun gruppo costituito da 7 accelerogrammi con lo spettro di risposta previsto dalle NTC per categoria di sottosuolo A per SLD e SLV.

Le analisi di disaggregazione evidenziano che gli eventi maggiormente contribuenti alla pericolosità del sito sono quelli di media energia, prevalentemente compresi tra magnitudo 4.0 e 5.5, posti a distanze entro i 10 km e tra 10 e 40 km, coerentemente con quanto evidenziato dalla sismicità storica, a meno degli eventi forti con epicentro a mare a oltre 60 km dalla costa generati dalla zona sismogenetica D, non considerata nell'analisi di pericolosità nazionale a causa della difficile caratterizzazione in termini di sismicità.

La selezione delle registrazioni è stata fortemente penalizzata dal fatto che per il sito non sono disponibili registrazioni accelerometriche relative agli eventi rappresentativi della sua pericolosità sismica; si è pertanto scelto di selezionare eventi affini registrati in Italia in contesti tettonici prevalentemente normali distinti in funzione dell'energia liberata in sorgente, della profondità ipocentrale e della distanza epicentrale.

Le scelte effettuate hanno privilegiato lo stile tettonico normale (eventi esclusivamente italiani), la magnitudo, il sito di registrazione (stazioni di registrazione poste su sottosuolo di categoria A) e la spettro-compatibilità, garantita nel tratto compreso tra 0.1s e 1.5 s, in ragione delle tolleranze di +30% e - 10% rispetto al target di riferimento (spettro di risposta elastico al 5% dello smorzamento critico su suolo pianeggiante e rigido A).

In particolare sono state selezionate:

- la registrazione del terremoto del Centro Italia del 30 ottobre 2016, di magnitudo 6.5 e profondità 9.2 km, registrato su roccia calcarea (stazione GNU a Giano dell'Umbria su Scaglia Rossa) alla distanza epicentrale di 44.3 km di distanza, rappresentativa di **eventi molto energetici superficiali lontani**;
- la registrazione del terremoto del Centro Italia del 26 ottobre 2016, di magnitudo 5.9 e profondità 7.5 km, registrato su roccia arenacea (stazione MMO a Montemonaco su Formazione della Laga) e su roccia calcarea (stazione T1212 a Avendita sulla Scaglia Rossa) alla distanza epicentrale rispettivamente di 16.2 km e 18.8 km di distanza, rappresentative di **eventi energetici superficiali vicini**;

- la registrazione del terremoto del Centro Italia del 24 agosto 2016, di magnitudo 6.0 e profondità 8.1 km, registrato su roccia arenacea alterata (stazione MTR a Montereale) alla distanza epicentrale di 19.4 km, rappresentativa di **eventi energetici superficiali vicini**;
- la registrazione del terremoto della Lunigiana del 21 giugno 2013, di magnitudo 5.1 e profondità 7.0 km, registrato su roccia calcarea (stazione VGL a Vagli - Paese) alla distanza epicentrale di 12.5 km, rappresentativa di **eventi poco energetici superficiali vicini**;
- la registrazione del terremoto della Lunigiana del 30 giugno 2013, di magnitudo 4.5 e profondità 6.1 km, registrato su roccia (stazione OEQT a Equi Terme) alla distanza epicentrale di 3.0 km, rappresentativa di **eventi poco energetici superficiali molto vicini**;
- la registrazione del terremoto della Lunigiana del 07 giugno 1980, di magnitudo 4.6 e profondità 30.0 km, registrato su roccia calcarea (stazione VGL a Vagli - Paese) alla distanza epicentrale di 25.8 km, rappresentativa di **eventi poco energetici profondi vicini**.

Tutte le registrazioni selezionate sono state oggetto di scalatura, utilizzando fattori di scala opportuni.

Di seguito si riportano le caratteristiche principali degli eventi sismici ai quali si riferiscono le registrazioni selezionate per i 2 tempi di ritorno considerati: il nome dell'evento, la data e l'ora dell'evento, la latitudine e la longitudine dell'evento, la profondità, la magnitudo momento, la magnitudo locale ed il regime tettonico dello stesso.

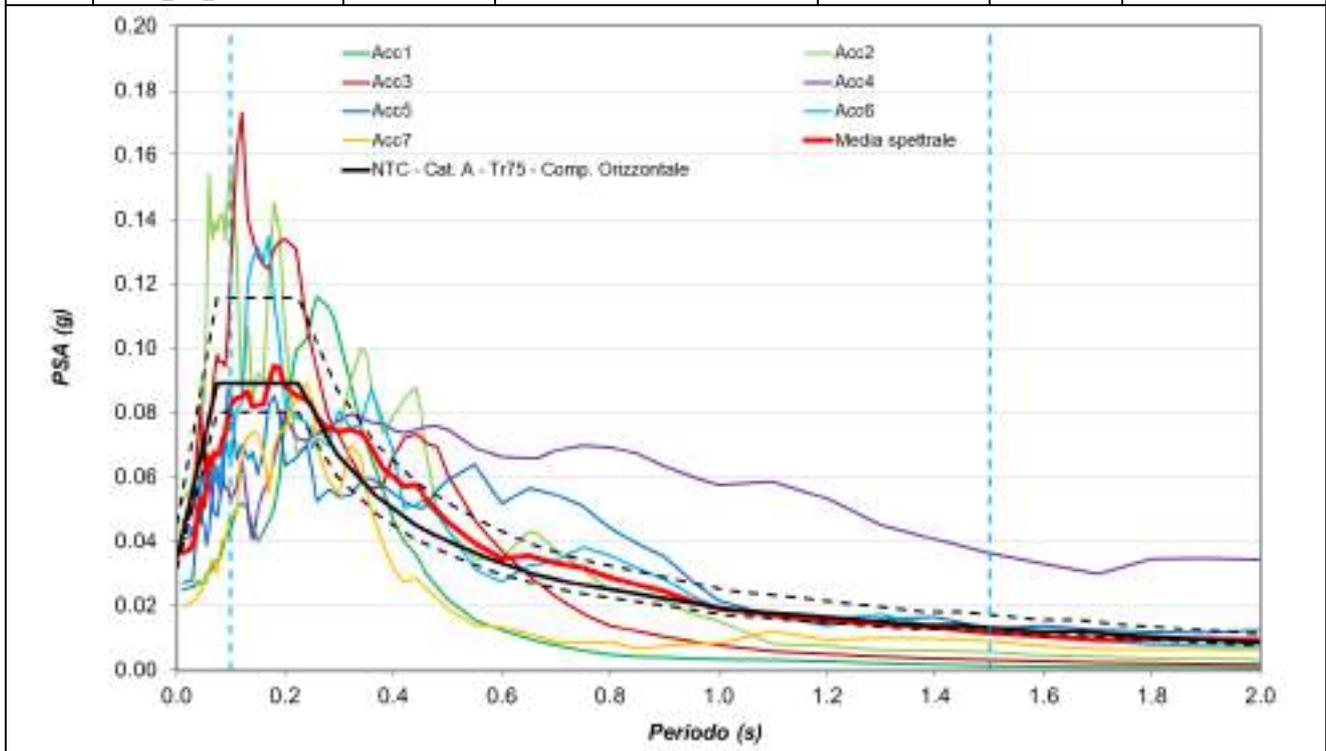
<b>Evento</b>	<b>Data</b>	<b>Ora</b>	<b>Lat (°)</b>	<b>Lon (°)</b>	<b>Prof. (km)</b>	<b>Mw</b>	<b>ML</b>	<b>Regime tettonico</b>
NORD ITALIA	07-06-1980	18:35:01	44.050	10.600	30.0	4.6	4.3	FAGLIA NORMALE
NORD ITALIA	21-06-2013	10:33:56	44.131	10.136	7.0	5.1	5.2	FAGLIA NORMALE
NORD ITALIA	30-06-2013	14:40:08	44.159	10.186	6.1	4.5	4.4	FAGLIA NORMALE
ITALIA CENTRALE	24-08-2016	01:36:32	42.698	13.234	8.1	6.0	6.0	FAGLIA NORMALE
ITALIA CENTRALE	26-10-2016	19:18:06	42.909	13.129	7.5	5.9	5.9	FAGLIA NORMALE
ITALIA CENTRALE	30-10-2016	06:40:18	42.832	13.111	9.2	6.5	6.1	FAGLIA NORMALE

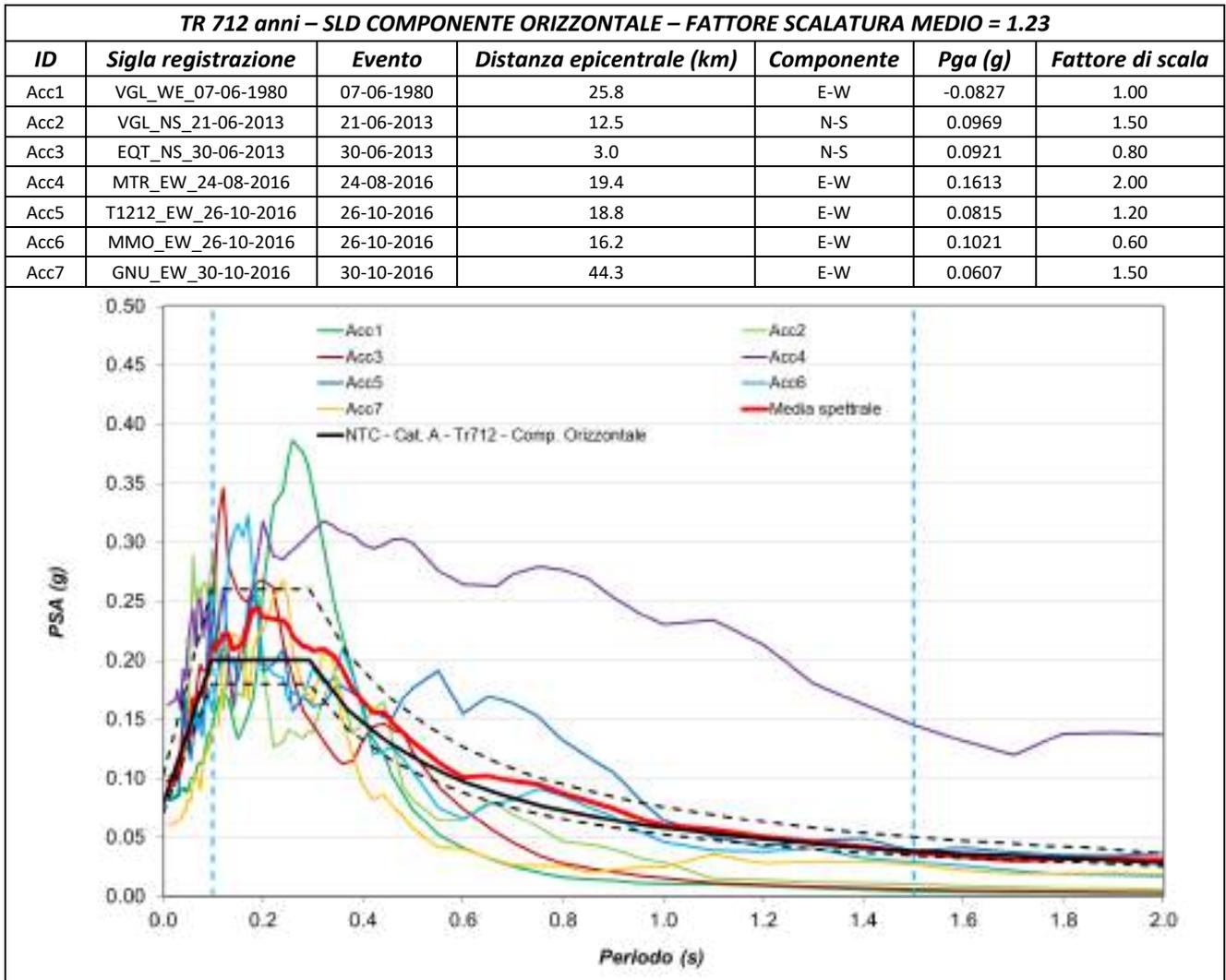
Nella tabella seguente sono riportate le principali caratteristiche delle stazioni di registrazione selezionate, tutte posizionate su substrato rigido e in condizioni morfologiche pianeggianti o caratterizzate da inclinazioni modeste; sono riportati il nome e la sigla, l'anno d'installazione, la latitudine, la longitudine, la quota e la tipologia di installazione.

Nome stazione	Sigla	Data di installazione	Lat (°)	Lon (°)	Quota (m s.l.m.)	Tipo di installazione
VAGLI	VGL	14-05-1975	44.11000	10.28972	613	Ex scuola paese
EQUI TERME	OEQT	22-06-2013	44.16820	10.15180	298	Temporanea
GIANO NELL'UMBRIA	GNU	07-10-2009	42.80382	10.57015	1082	Pilastrino
MONTEMONACO	MMO	26-08-2016	42.89930	13.32680	1030	Base edificio
MONTEREALE	MTR	20-02-2001	42.52402	13.24480	975	Pilastrino
AVENDITA	T1212	23-09-2016	42.75156	13.04464	869	Temporanea

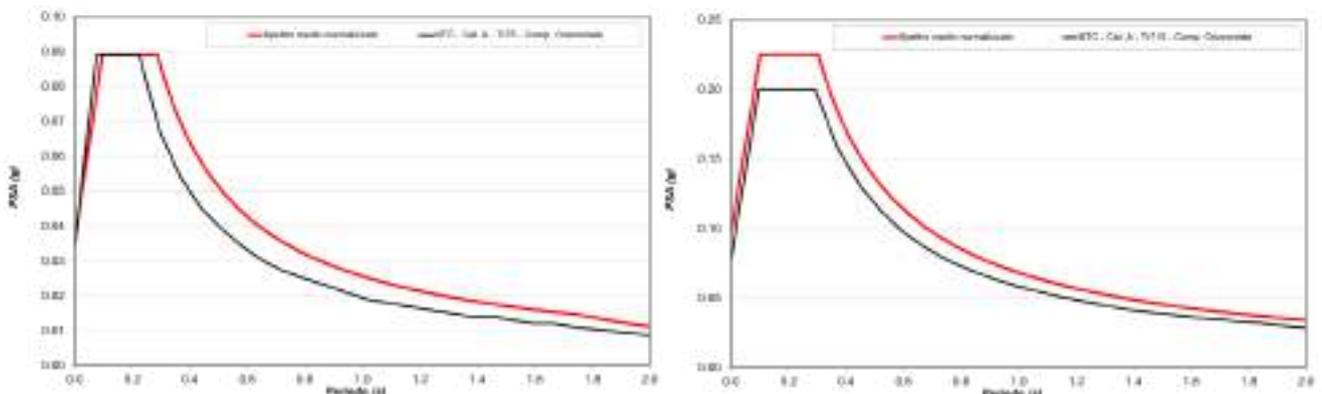
Di seguito, per ciascun periodo di ritorno considerato, si riportano le principali caratteristiche delle forme d'onda selezionate, quali codice ID, sigla della registrazione, il nome dell'evento registrato e la distanza della stazione dall'epicentro dell'evento, la componente del moto, il valore del picco di accelerazione registrato e il fattore di scalatura utilizzato per il raggiungimento della spettro-compatibilità:

TR 75 anni – SLD COMPONENTE ORIZZONTALE – FATTORE SCALATURA MEDIO = 0.45						
ID	Sigla registrazione	Evento	Distanza epicentrale (km)	Componente	Pga (g)	Fattore di scala
Acc1	VGL_WE_07-06-1980	07-06-1980	25.8	E-W	-0.0248	0.30
Acc2	VGL_NS_21-06-2013	21-06-2013	12.5	N-S	0.0517	0.80
Acc3	EQT_NS_30-06-2013	30-06-2013	3.0	N-S	0.0460	0.40
Acc4	MTR_EW_24-08-2016	24-08-2016	19.4	E-W	0.0403	0.50
Acc5	T1212_EW_26-10-2016	26-10-2016	18.8	E-W	0.0272	0.40
Acc6	MMO_EW_26-10-2016	26-10-2016	16.2	E-W	0.0425	0.25
Acc7	GNU_EW_30-10-2016	30-10-2016	44.3	E-W	0.0202	0.50



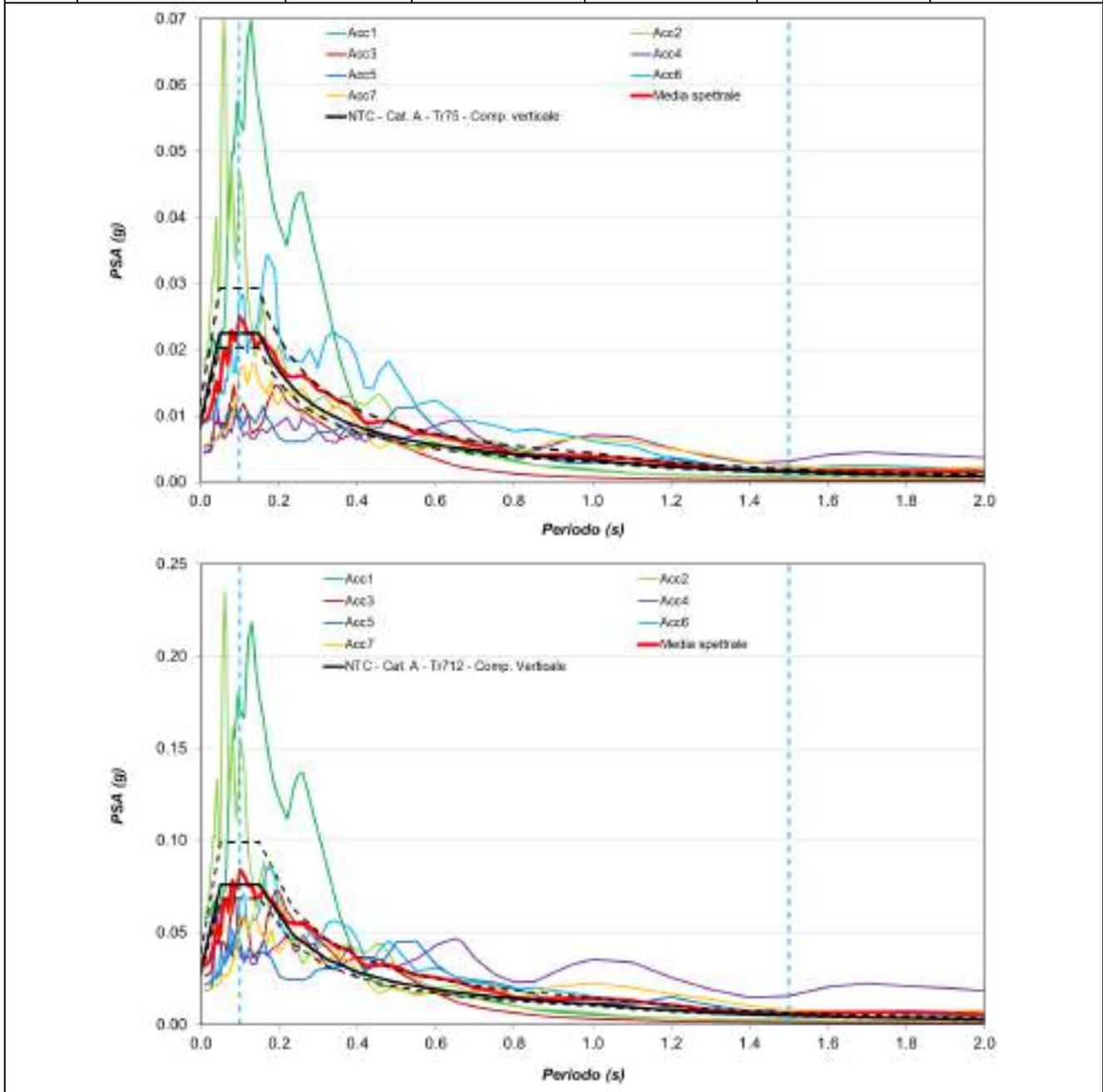


Il requisito della spettro-compatibilità dei due gruppi accelerometrici è rispettato, in quanto ai sensi del punto 3.2.3.6 delle NTC lo scarto in difetto dell’ordinata spettrale media non supera il 10% e in eccesso il 30% della corrispondente componente dello spettro elastico di riferimento nell’intervallo compreso tra 0.1 e 1.5 s; di seguito lo spettro medio di ciascun gruppo accelerometrico della componente orizzontale è stato regolarizzato e confrontato con lo spettro di riferimento:

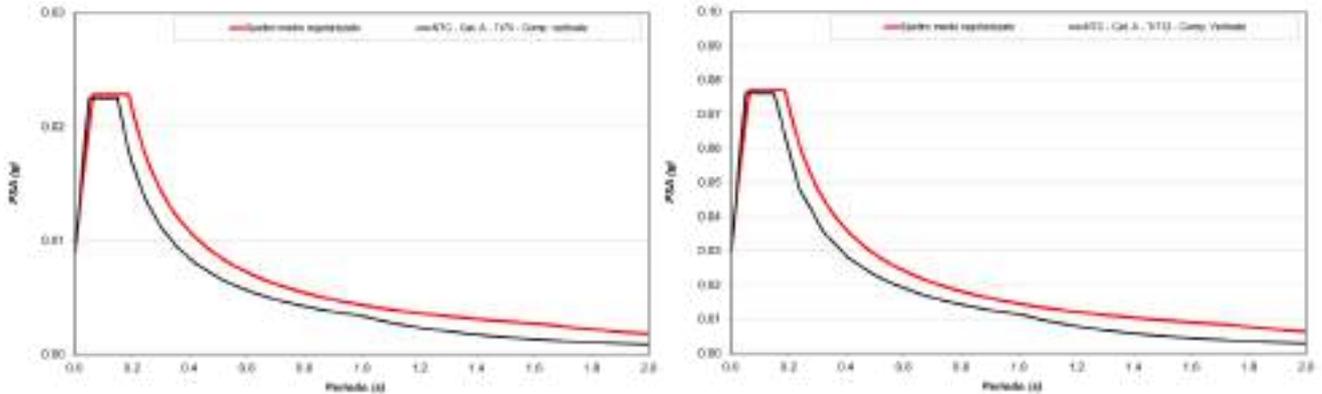


Per rispettare la compatibilità sismogenetica spaziale per la componente verticale dovranno essere necessariamente selezionate le stesse registrazioni selezionate per la componente orizzontale, prevedendo opportune variazioni in termini di fattori di scalatura:

ID	Sigla registrazione	Evento	Tr 75		Tr 712	
			Fattore scalatura medio = 0.18		Fattore scalatura medio = 0.63	
			Pga (g)	Fattore di scala	Pga (g)	Fattore di scala
Acc1	VGL_WE_07-06-1980	07-06-1980	-0.0173	0.32	-0.0540	1.00
Acc2	VGL_NS_21-06-2013	21-06-2013	0.0175	0.30	0.0582	1.00
Acc3	EQT_NS_30-06-2013	30-06-2013	-0.0052	0.05	-0.0259	0.25
Acc4	MTR_EW_24-08-2016	24-08-2016	0.0043	0.10	0.0213	0.50
Acc5	T1212_EW_26-10-2016	26-10-2016	-0.0045	0.10	-0.0181	0.40
Acc6	MMO_EW_26-10-2016	26-10-2016	-0.0088	0.10	-0.0221	0.25
Acc7	GNU_EW_30-10-2016	30-10-2016	0.0056	0.30	0.0187	1.00



Di seguito lo spettro medio di ciascun gruppo accelerometrico della componente verticale è stato regolarizzato e confrontato con lo spettro di riferimento:



Al fine di caratterizzare al meglio le forme d'onda selezionate, per ciascuno dei 7 accelerogrammi SCALATI costituenti i 4 set accelerometrici sono stati calcolati alcuni parametri rappresentativi, quali:

1. **pga** (picco in accelerazione, cm/s<sup>2</sup>)
2. **pgv** (picco in velocità, cm/s)
3. **pgd** (picco in spostamento, cm)
4. **si** (intensità spettrale calcolata nell'intervallo 0.1-2.5, cm) (Housner, 1952)

$$si_{25} = \int_{0.1}^{2.5} PVRS(T, \mu) dT$$

dove PVRS è lo spettro di risposta in pseudo-velocità e  $\mu$  è lo smorzamento (considerato in tutta l'analisi al 5% dello smorzamento critico)

5. **si<sub>05</sub>** (intensità spettrale calcolata nell'intervallo 0.1-0.5, cm)

$$si_{05} = \int_{0.1}^{0.5} PVRS(T, \mu) dT$$

6. **si<sub>15</sub>** (intensità spettrale calcolata nell'intervallo 0.5-1.5, cm)

$$si_{15} = \int_{0.1}^{1.5} PVRS(T, \mu) dT$$

7. **a. i.** (Arias Intensity, cm/s) (Arias, 1969)

$$a.i. = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} a^2(t) dt$$

dove g è l'accelerazione di gravità ed a è l'accelerazione

8. **d<sub>90</sub>** (durata significativa con scarto del 5%, s), Trifunac and Brady (1975). Indicando con d<sub>5</sub> e d<sub>95</sub> i valori per i quali la funzione h(t) di Husid (1969) vale 0,05 e 0.95 si ha :

$$d_{90} = d_{95} - d_5$$

9. **Pd<sub>90</sub>** (potenziale distruttivo al tempo d<sub>90</sub>, cms), Saragoni et al. (1989)

$$Pd_{90} = \frac{\pi \int_{d_5}^{d_{95}} a^2(t) dt}{2g \cdot n \cdot a_{90}^2}$$

ove n.a<sub>90</sub> rappresenta l'intensità degli attraversamenti nel tempo d<sub>90</sub> (numero di intersezioni tra l'accelerogramma e l'asse delle ascisse nella durata della registrazione per secondo)

10. **d<sub>t</sub>** (tempo totale della registrazione, s)

11. **Pd<sub>f</sub>** (potenziale distruttivo al tempo d<sub>t</sub>, cms)

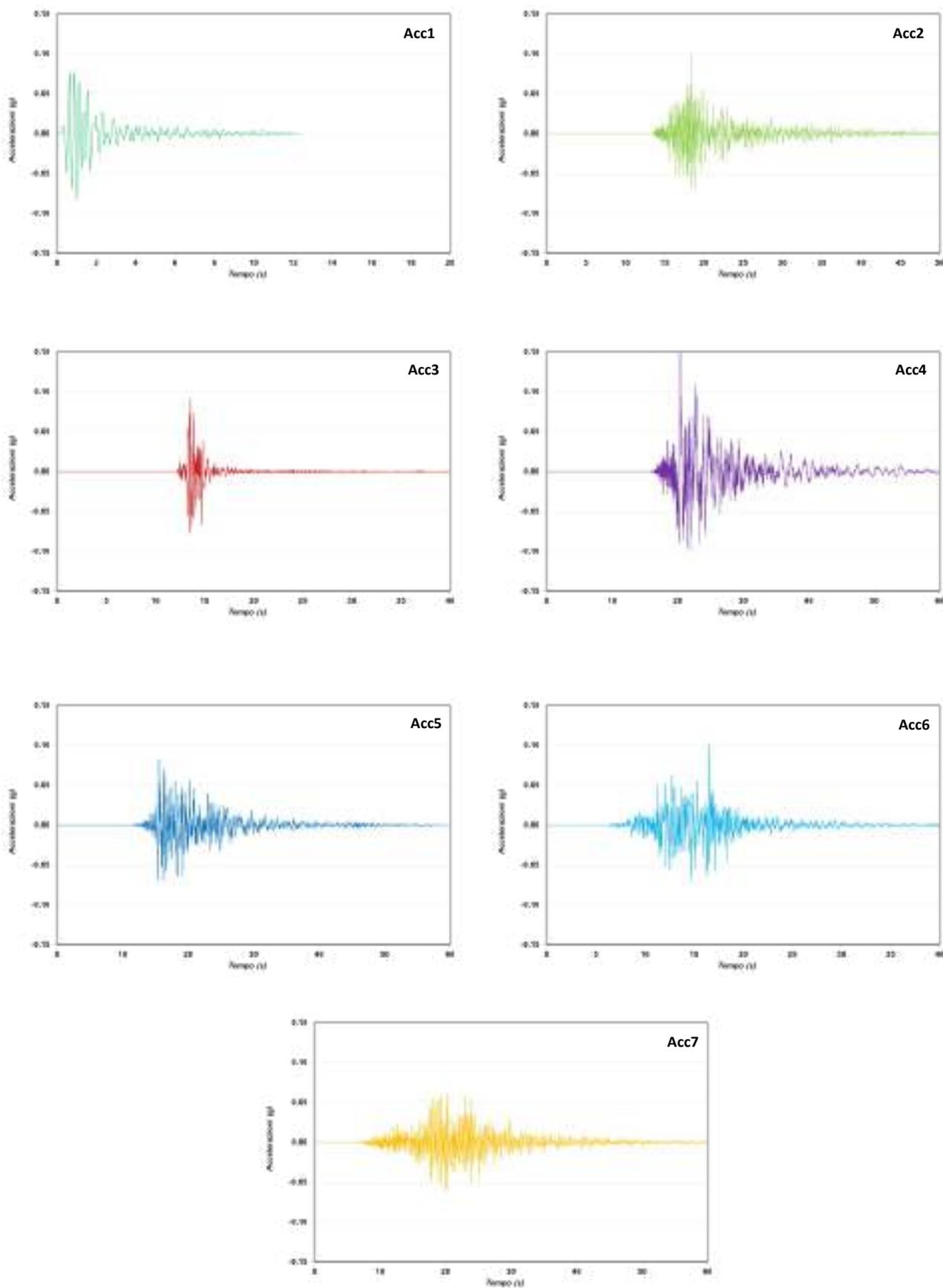
$$Pd_f = \frac{\pi \int_0^{d_t} a^2(t) dt}{2g \cdot n \cdot a^2}$$

Di seguito si riportano i parametri calcolati per il set accelerometrico riferito al SLV:

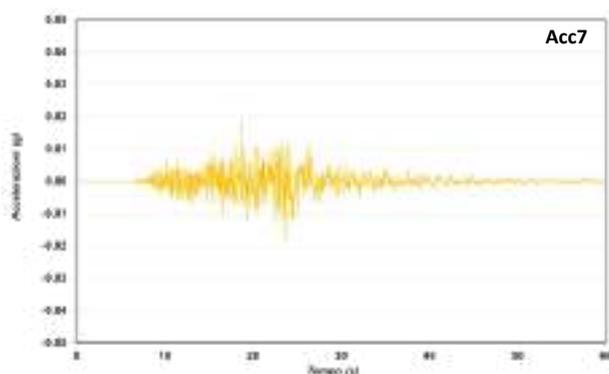
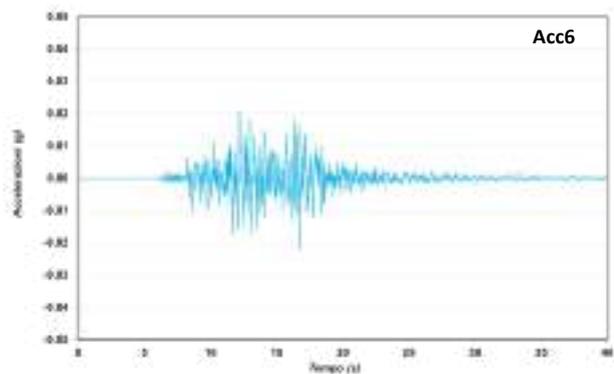
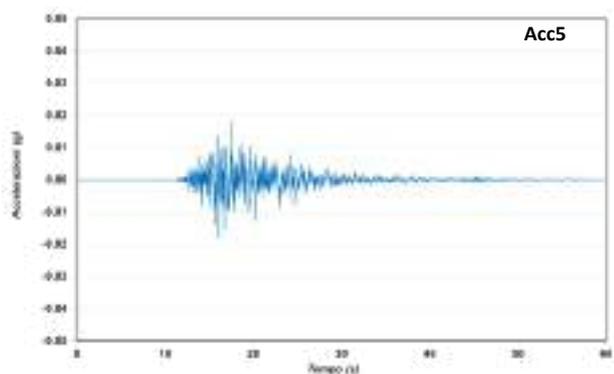
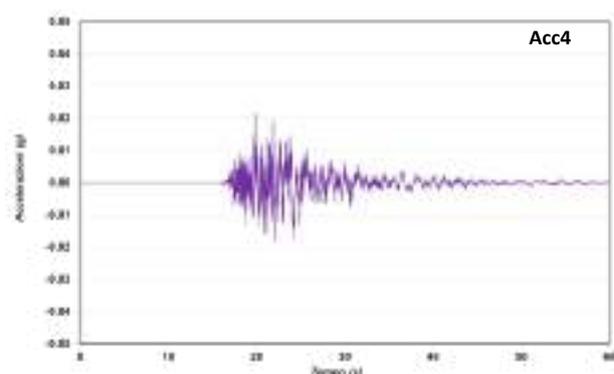
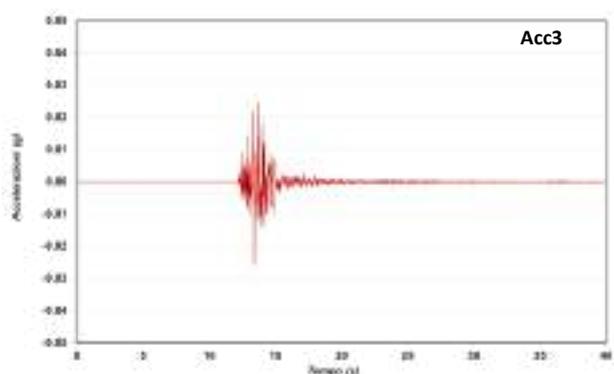
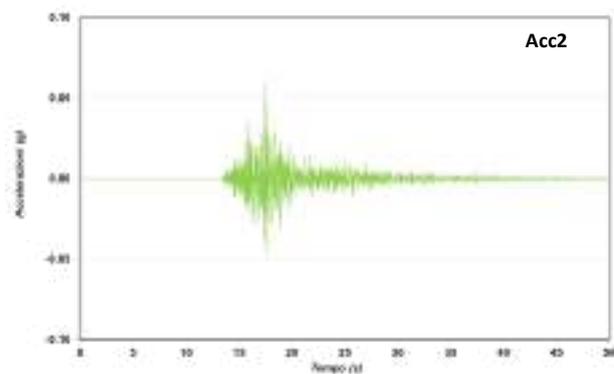
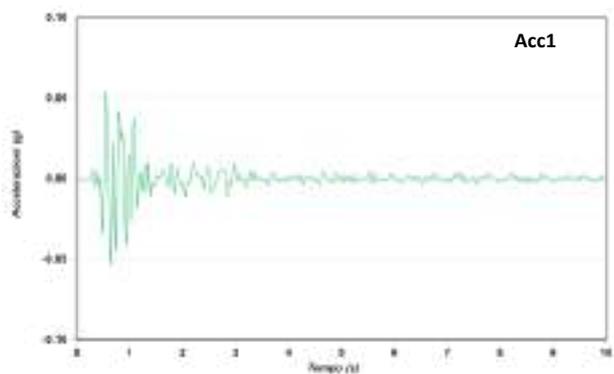
<b>TR 712 anni – SLV COMPONENTE ORIZZONTALE</b>											
<b>ID</b>	<b>pga</b>	<b>pgv</b>	<b>pgd</b>	<b>si</b>	<b>si05</b>	<b>si15</b>	<b>a.i.</b>	<b>d90</b>	<b>Pd90</b>	<b>dt</b>	<b>Pdf</b>
	cm/s <sup>2</sup>	cm/s	cm	cm	cm	cm	cm/s	s	cms	s	cms
Acc1	-81.17	3.86	0.19	6.17	3.51	2.06	3.94	2.39	0.0707	12.35	0.0536
Acc2	95.03	-3.29	-0.32	8.85	2.81	4.42	6.38	13.73	0.0256	90.85	0.0186
Acc3	90.32	-3.73	-0.22	7.32	3.06	3.27	3.54	1.66	0.0167	50.99	0.0068
Acc4	158.27	-22.90	-5.86	79.21	5.49	34.00	22.96	14.32	0.1578	63.19	0.4080
Acc5	79.99	-6.86	-1.20	26.13	3.25	12.34	8.86	11.49	0.0638	59.95	0.0511
Acc6	100.16	4.38	-0.67	16.31	3.20	7.92	7.13	7.67	0.0343	43.45	0.0636
Acc7	59.56	4.74	2.99	13.38	2.71	4.54	8.53	16.22	0.0604	69.90	0.1158

<b>TR 712 anni – SLV COMPONENTE VERTICALE</b>											
<b>ID</b>	<b>pga</b>	<b>pgv</b>	<b>pgd</b>	<b>si</b>	<b>si05</b>	<b>si15</b>	<b>a.i.</b>	<b>d90</b>	<b>Pd90</b>	<b>dt</b>	<b>Pdf</b>
	cm/s <sup>2</sup>	cm/s	cm	cm	cm	cm	cm/s	s	cms	s	cms
Acc1	-52.94	-1.81	-0.11	2.69	1.36	0.95	0.90	2.10	0.0053	12.35	0.0057
Acc2	57.12	1.08	0.17	2.38	0.86	1.08	1.49	10.33	0.0018	90.85	0.0017
Acc3	-25.41	-0.83	-0.06	1.68	0.79	0.70	0.22	2.04	0.0008	50.99	0.0003
Acc4	20.88	3.33	1.00	10.03	0.69	4.10	0.59	13.60	0.0016	63.19	0.0025
Acc5	-17.79	1.21	-0.40	4.71	0.59	2.31	0.36	11.72	0.0014	59.95	0.0015
Acc6	-21.69	-1.42	-0.24	4.46	0.92	2.10	0.62	8.96	0.0027	43.45	0.0033
Acc7	18.33	-2.56	2.30	5.57	0.62	2.52	0.59	21.67	0.0041	69.90	0.0100

### RAPPRESENTAZIONE GRAFICA DEL SET ACCELEROMETRICO COMPONENTE ORIZZONTALE SLV



### RAPPRESENTAZIONE GRAFICA DEL SET ACCELEROMETRICO COMPONENTE VERTICALE SLV



Il set accelerometrico riferito al SLD è lo stesso di quello riferito al SLV ma con fattori di scalatura diversi, tali da modificare i parametri caratteristici di ciascun accelerogramma; pertanto si omette la rappresentazione grafica degli accelerogrammi:

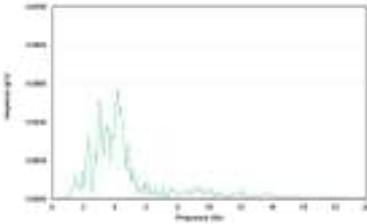
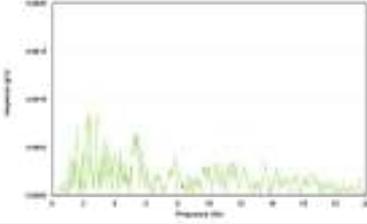
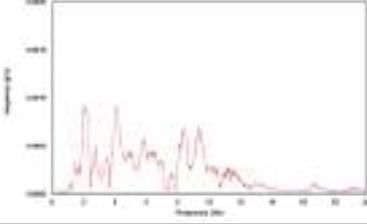
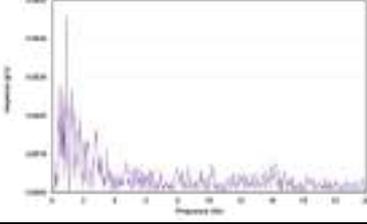
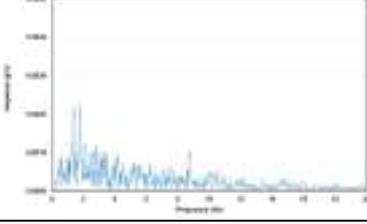
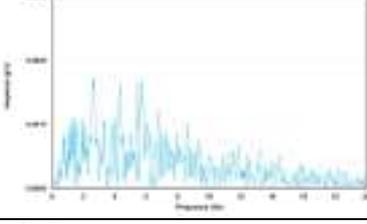
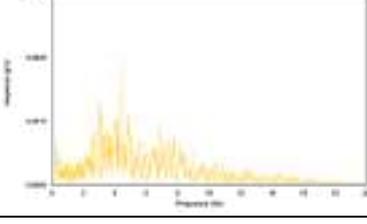
<b>TR 75 anni – SLV COMPONENTE ORIZZONTALE</b>											
<b>ID</b>	<b>pga</b>	<b>pgv</b>	<b>pgd</b>	<b>si</b>	<b>si05</b>	<b>si15</b>	<b>a.i.</b>	<b>d90</b>	<b>Pd90</b>	<b>dt</b>	<b>Pdf</b>
	<i>cm/s<sup>2</sup></i>	<i>cm/s</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm/s</i>	<i>s</i>	<i>cms</i>	<i>s</i>	<i>cms</i>
Acc1	-24.35	1.16	0.06	1.85	1.05	0.62	0.35	2.39	0.0064	12.35	0.0048
Acc2	50.68	-1.76	-0.17	4.72	1.50	2.36	1.82	13.73	0.0073	90.85	0.0053
Acc3	45.16	-1.87	-0.11	3.66	1.53	1.63	0.89	1.66	0.0042	50.99	0.0017
Acc4	39.57	-5.72	-1.47	19.80	1.37	8.50	1.43	14.32	0.0099	63.19	0.0255
Acc5	26.66	-2.29	-0.40	8.71	1.08	4.11	0.98	11.49	0.0071	59.95	0.0057
Acc6	41.73	1.83	-0.28	6.79	1.33	3.30	1.24	7.67	0.0060	43.45	0.0110
Acc7	19.85	1.58	1.00	4.46	0.90	1.51	0.95	16.22	0.0067	69.90	0.0129

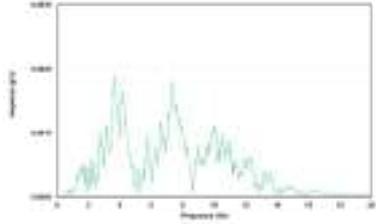
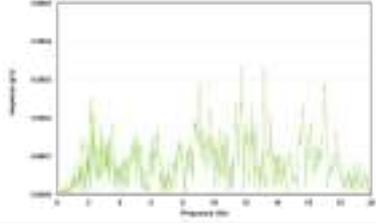
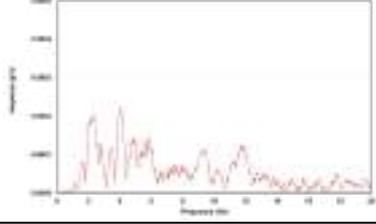
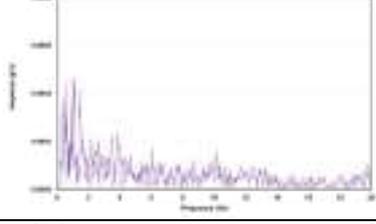
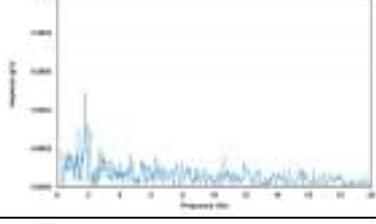
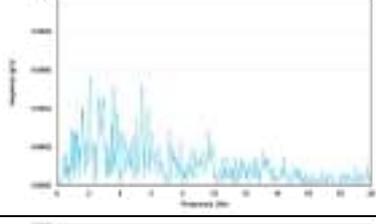
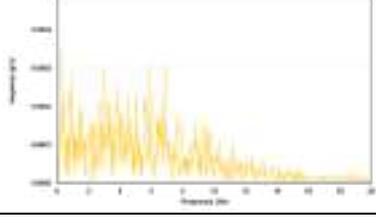
<b>TR 75 anni – SLV COMPONENTE VERTICALE</b>											
<b>ID</b>	<b>pga</b>	<b>pgv</b>	<b>pgd</b>	<b>si</b>	<b>si05</b>	<b>si15</b>	<b>a.i.</b>	<b>d90</b>	<b>Pd90</b>	<b>dt</b>	<b>Pdf</b>
	<i>cm/s<sup>2</sup></i>	<i>cm/s</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm/s</i>	<i>s</i>	<i>cms</i>	<i>s</i>	<i>cms</i>
Acc1	-16.94	-0.58	-0.04	0.86	0.44	0.31	0.09	2.10	0.0005	12.35	0.0006
Acc2	17.14	0.32	0.05	0.71	0.26	0.32	0.13	10.33	0.0002	90.85	0.0002
Acc3	-5.08	-0.17	-0.01	0.34	0.16	0.14	0.01	2.04	0.0000	50.99	0.0000
Acc4	4.18	0.67	0.20	2.01	0.14	0.82	0.02	13.60	0.0001	63.19	0.0001
Acc5	-4.45	0.30	-0.10	1.18	0.15	0.58	0.02	11.72	0.0001	59.95	0.0001
Acc6	-8.68	-0.57	-0.10	1.78	0.37	0.84	0.10	8.96	0.0004	43.45	0.0005
Acc7	5.50	-0.77	0.69	1.67	0.18	0.76	0.05	21.67	0.0004	69.90	0.0009

Ciascun accelerogramma costituente il set accelerometrico riferito al SLV è stato analizzato nel dominio della frequenza calcolando lo spettro di Fourier, il periodo e la frequenza dominante corrispondente alla massima ampiezza dello spettro di Fourier e la relativa ampiezza di banda, ovvero l'ampiezza di frequenza in corrispondenza della quale l'ampiezza dello spettro di Fourier è superiore alla soglia di 0.7 volte la massima ampiezza.

Di seguito si riportano gli esiti dell'analisi nel dominio della frequenza e la rappresentazione grafica dello spettro di Fourier degli accelerogrammi costituenti il set accelerometrico riferito al SLV, omettendo quelli riferiti al SLD, in quanto analoghi nella forma e semplicemente scalati in ampiezza.

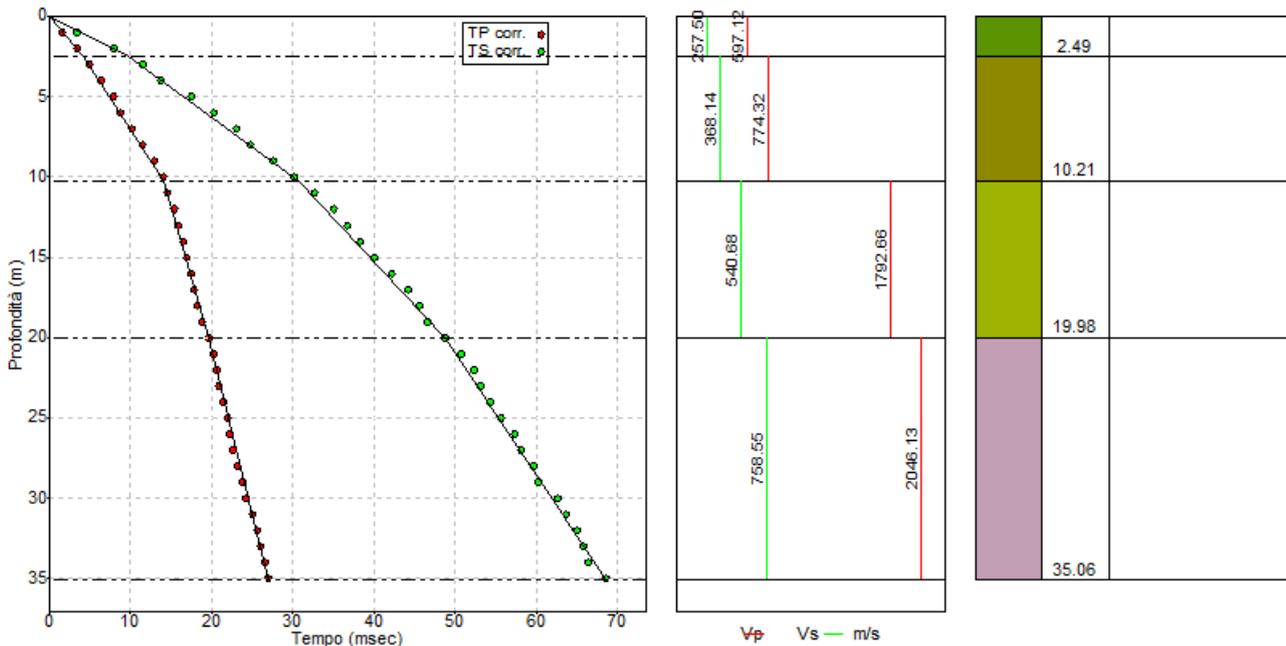
Come mostrato dall'analisi eseguite nel dominio della frequenza i segnali accelerometrici selezionati risultano sufficientemente variabili in termini di periodo dominante e contenuto in frequenza.

<b>SET ACCELEROMETRICO PER LA COMPONENTE ORIZZONTALE</b>				
<b>ID</b>	<b>Periodo dominante (s)</b>	<b>Frequenza dominante (Hz)</b>	<b>Ampiezza di banda(Hz)</b>	<b>Spettro di Fourier SLV</b>
Acc 1	0.24	4.17	1.47	
Acc 2	0.40	2.50	3.89	
Acc 3	0.49	2.04	7.48	
Acc 4	1.12	0.89	0.04	
Acc 5	0.56	1.79	0.49	
Acc 6	0.38	2.63	3.25	
Acc 7	0.23	4.35	0.06	

<b>SET ACCELEROMETRICO PER LA COMPONENTE VERTICALE</b>				
<b>ID</b>	<b>Periodo dominante (s)</b>	<b>Frequenza dominante (Hz)</b>	<b>Ampiezza di banda(Hz)</b>	<b>Spettro di Fourier SLV</b>
Acc 1	0.27	3.70	4.10	
Acc 2	0.08	12.50	14.99	
Acc 3	0.25	4.00	2.21	
Acc 4	0.98	1.02	1.18	
Acc 5	0.56	1.79	0.07	
Acc 6	0.48	2.08	4.22	
Acc 7	3.90	0.26	6.62	

## 5 Schematizzazione geometrica del problema e definizione del modello di sottosuolo

TECNO GEOLOGIA del Dott. Geol. Stefano Salvi ha effettuato la caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica del sito, fornendo il modello sismo-stratigrafico, desunto dai risultati di un'indagine sismica in foro di tipo Down-hole:



Ai fini dell'analisi di risposta sismica locale è ragionevole approssimare i valori di velocità medi sperimentali delle onde longitudinali e di taglio:

Unità	s (m)	Z (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	V <sub>S</sub> (m/s)	V <sub>P</sub> (m/s)	$\nu$	Descrizione
<b>US1</b>	2.5	2.5	20.0	250	600	0.39	Materiale di riporto
<b>US2</b>	7.7	10.2	20.3	370	775	0.35	Deposito alluvionale
<b>US3</b>	9.8	20.0	21.5	540	1790	0.45	
<b>US4</b>	-	-	22.2	760	2050	0.42	Bedrock sismico

### SIMBOLOGIA

s = spessore unità

$\gamma$  = peso di volume

V<sub>S</sub> = velocità delle onde di taglio

Z = profondità letto unità

$\nu$  = coefficiente di Poisson

V<sub>P</sub> = velocità delle onde di compressione

Il foro di sondaggio evidenzia la presenza di un deposito di origine alluvionale moderatamente addensato nei primi 10 m di profondità e da addensato a molto addensato fino alla base, ove poggia sul substrato geologico compatto di natura argillitica.

La morfologia dell'area è riconducibile ad una valle alluvionale, che presenta:

$h$  = profondità del tetto del substrato geologico = 30 m

$L$  = larghezza della valle in pianta = 650 m

$l$  = semilarghezza della valle = 325 m

$h/l$  = coefficiente di forma = 0.09

La valle alluvionale è pertanto classificata come valle larga, in quanto il coefficiente di forma risulta inferiore al valore limite di 0.25 (punto 2.3 ICMS, 2008).

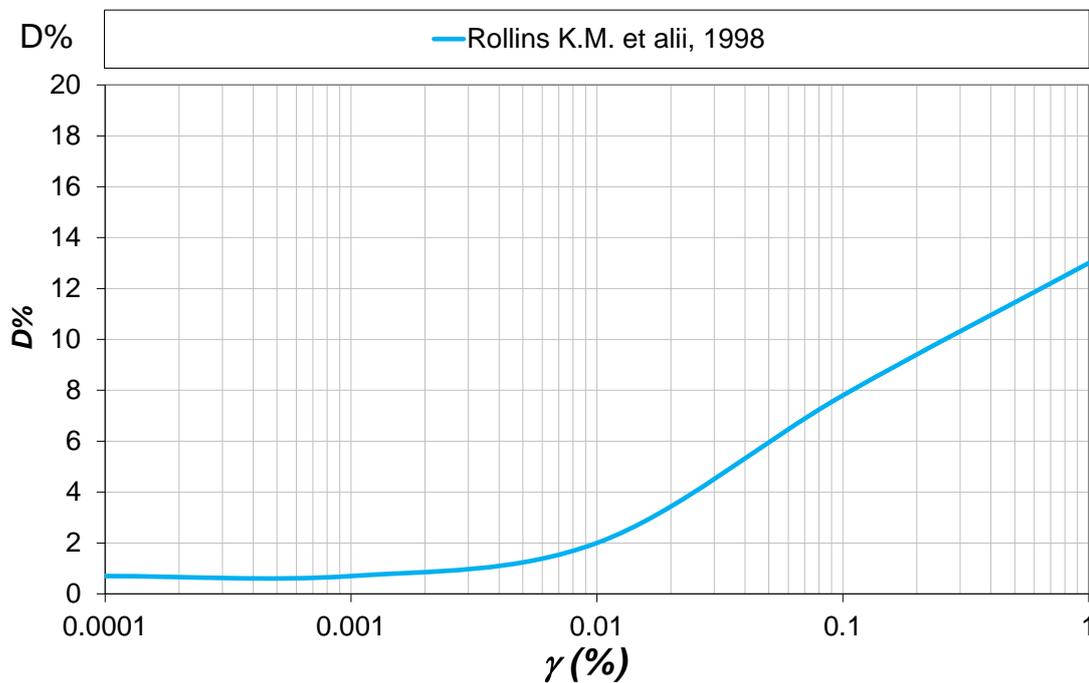
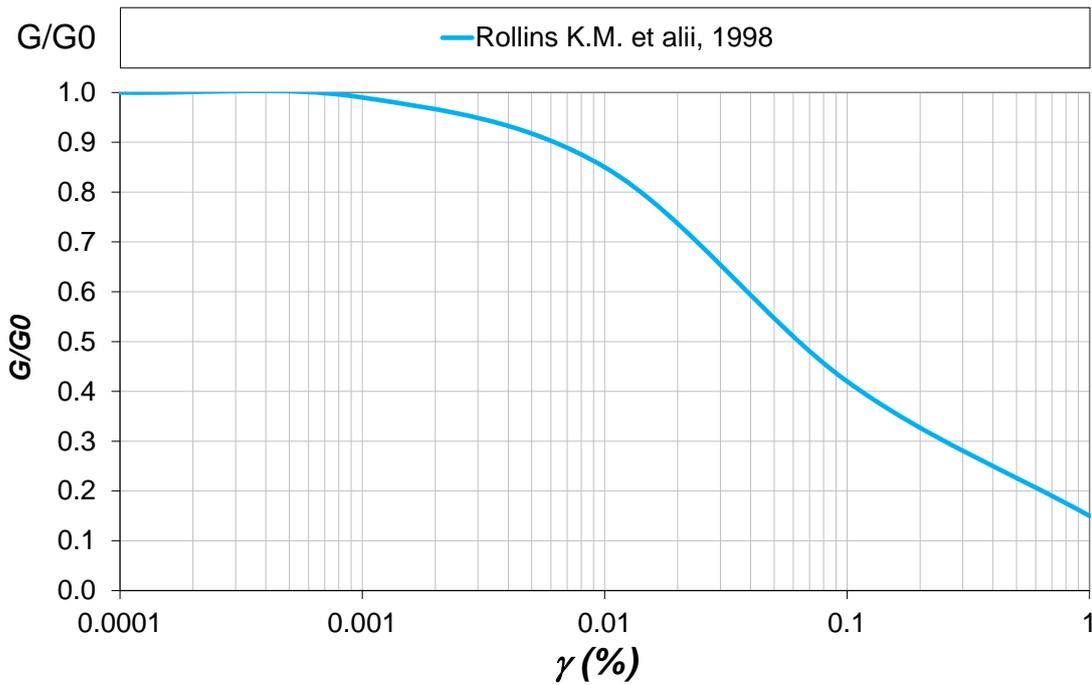
Inoltre sulla base dell'approccio semplificato proposto da Bard e Bouchon, 1985 che, considera il rapporto tra il valore di  $V_s$  del bedrock sismico e il valore medio di  $V_s$  dei terreni di riempimento della valle, è possibile definire come valore limite del coefficiente di forma il valore di 0.7, oltre il quale possono generarsi effetti di risonanza del bacino sepolto e quindi effetti di amplificazione sismica bidimensionali non trascurabili.

Sulla base delle considerazioni sopra citate lo schema geometrico del problema è riconducibile ad una situazione mono-dimensionale (1D), ovvero ad una stratificazione orizzontale con strati piano-paralleli e un andamento orizzontale del bedrock sismico o substrato rigido; quest'ultimo può ragionevolmente essere assimilato all'unità sismo-stratigrafica US4, che presenta un valore di  $V_s$  molto prossimo al valore convenzionalmente fissato di 800 m/s.

Il modello del sottosuolo è pertanto caratterizzato dalla presenza di 3 sismo-strati riconducibili a materiale con comportamento prevalentemente granulare.

Non disponendo di analisi dinamiche di laboratorio su campioni indisturbati per la definizione delle curve di decadimento del modulo di taglio ( $G/G_0$ ) e del rapporto di smorzamento ( $D$ ) in funzione della deformazione tangenziale ( $\gamma$ ) si è scelto di avvalersi di dati disponibili in bibliografia; in considerazione della natura granulare prevalentemente grossolana dei materiali presenti nel sottosuolo, si è fatto riferimento a dati disponibili in letteratura e riferiti a depositi ghiaiosi generici statunitensi (Rollins et al., 1998); tali dati sono considerati, in ambito scientifico nazionale, di comprovata validità per materiali prevalentemente ghiaiosi.

Di seguito si riportano le curve dell'andamento del modulo di taglio normalizzato e del rapporto di smorzamento con la deformazione tangenziale, assegnate alle unità geofisiche ed utilizzate nelle modellazioni numeriche:



Il modello di rigidità medio sopra indicato, sulla base del modello geologico disponibile, è da considerarsi rappresentativo della situazione presente in corrispondenza dell'area oggetto di trasformazione; essa è riconducibile in termini di valore del parametro  $V_{S30}$  alla categoria di sottosuolo B ai sensi delle NTC18 (valore dell'ordine di 483 m/s).

## 6 Scelta della procedura di analisi

In funzione dello schema monodimensionale, del modello di rigidità del sottosuolo e del comportamento meccanico dei materiali è possibile adottare una procedura di analisi semplificata svolta in tensioni totali, dato che i fenomeni di sovra-pressione interstiziale indotti dal sisma sono da ritenersi trascurabili.

Le analisi numeriche sono state eseguite utilizzando il codice di calcolo LSR2D (Stacec, 2018), in configurazione monodimensionale.

Il programma utilizza il metodo degli elementi finiti in stato di deformazione piana (FEM), discretizzando il dominio del continuo in un sistema equivalente di sottodomini più piccoli, tali che il loro assemblaggio dia luogo alla struttura reale, tenendo adeguatamente in considerazione la sua eterogeneità geometrica e le condizioni al contorno. La procedura numerica richiede la discretizzazione del dominio in una mesh di elementi triangolari e/o quadrilateri, le cui dimensioni devono soddisfare precise relazioni, tali da ottimizzare la discretizzazione; in particolare l'altezza dell'elemento deve essere minore o uguale al rapporto tra il valore minimo della  $V_s$  presente nel modello e 5 volte la massima frequenza che si vuole analizzare; la larghezza non deve superare indicativamente 10 volte l'altezza, dove il bedrock sismico è più profondo e 5 volte l'altezza, dove il bedrock sismico è più superficiale (e presso la frontiera laterale).

Il programma utilizza un modello discreto a masse concentrate, per tenere in considerazione l'eterogeneità verticale del sottosuolo, in cui la stratigrafia viene ricondotta ad una serie di masse, concentrate in corrispondenza del baricentro di ciascun elemento della mesh e collegate tra loro da molle e smorzatori viscosi in modo da costruire un sistema a  $n$  gradi di libertà. I parametri che caratterizzano il sistema sono le coordinate di ciascun nodo costituente la mesh, le masse  $m_i$ , le rigidità delle molle  $k_i$  e i coefficienti di smorzamento viscoso  $c_i$ .

Per ciascun elemento costituente la mesh di discretizzazione vengono assegnati i seguenti parametri: densità  $\rho_i$ , coefficiente di Poisson  $\nu_i$ , modulo di taglio iniziale  $G_0$  e rapporto di smorzamento iniziale  $D_0$ ; tali parametri vengono utilizzati per calcolare le matrici delle masse  $M_i$ , delle rigidità  $K_i$  e degli smorzamenti  $C_i$  di ciascun elemento e poi assemblate tra loro ed utilizzate per risolvere le equazioni del moto, nota l'eccitazione sismica applicata al bedrock sismico.

Il codice di calcolo opera nel dominio del tempo mediante integrazione passo-passo con parametri costanti per l'intera durata del sisma e variazione lineare dell'accelerazione tra inizio e fine passo. Lo smorzamento viene calcolato elemento per elemento con l'espressione dello smorzamento proporzionale alla Rayleigh.

Il programma adotta l'analisi lineare equivalente per considerare, nella soluzione dell'equilibrio dinamico del sistema, il legame non lineare: tale analisi consiste nell'esecuzione di una sequenza di analisi lineari complete con aggiornamento successivo dei parametri di rigidità e smorzamento fino al soddisfacimento di un prefissato criterio di convergenza. Il moto di input è rappresentato sotto forma di storia temporale dell'accelerazione ed è applicato simultaneamente a tutti i nodi della frontiera, assegnata orizzontale.

I codici di calcolo utilizzati richiedono come dati di input, oltre agli accelerogrammi e al modello di rigidità del sottosuolo, anche le curve di decadimento del modulo di taglio ( $G/G_0$ ) e del rapporto di smorzamento ( $D$ ) in funzione della deformazione tangenziale ( $\gamma$ ).

Sebbene il modello di sottosuolo sia assimilabile ad un modello monodimensionale ben descritto da codice di calcolo semplici operanti nel dominio della frequenza, si è reso necessario l'utilizzo di un codice di calcolo più complesso, al fine di ottenere contestualmente sia la componente orizzontale sia la componente verticale del moto sismico in superficie.

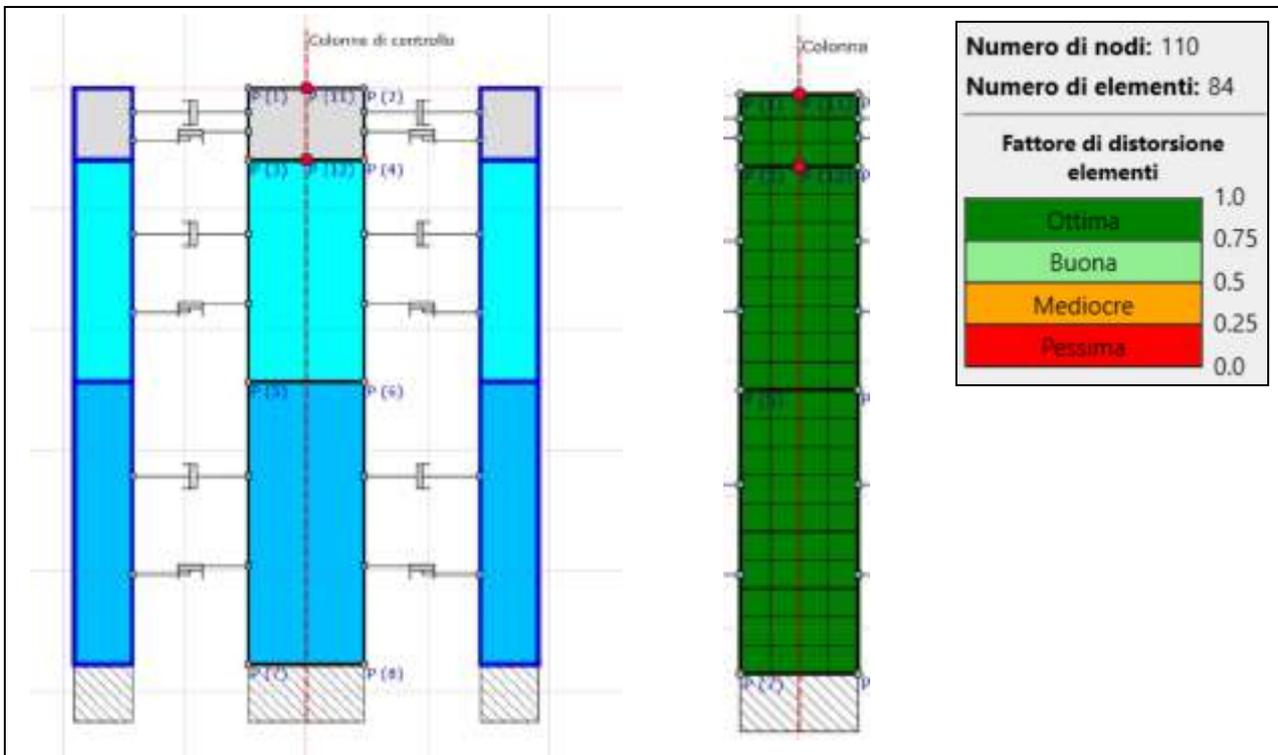
Per l'applicazione del codice di calcolo scelto sono necessari:

- gli accelerogrammi costituenti l'input sismico che sono stati applicati in modalità "outcrop", in quanto derivanti da registrazioni effettuate in superficie;
- il modello di rigidità del sito;
- le curve di decadimento del modulo di taglio ( $G/G_0$ ) e del rapporto di smorzamento ( $D$ ) in funzione della deformazione tangenziale ( $\gamma$ ), adottate considerando un rapporto tra la deformazione effettiva e quella massima pari al 65%, come convenzionalmente assegnato in analisi di risposta sismica locale di tipo equivalente lineare;
- la definizione di opportune condizioni al contorno laterali, per le quali si è fatto riferimento alle condizioni di tipo free-fields, ovvero all'inserimento di coppie di smorzatori viscosi verticali ed orizzontali tipo Lysmer and Kuhlemeyer, 1969, tali da ricondurre la risposta della frontiera laterale a quella di un'analogia colonna monodimensionale.

I risultati sono stati calcolati in corrispondenza della superficie del piano campagna (riferito al sondaggio e alla prova DH disponibili) e in corrispondenza del tetto dell'unità sismo-stratigrafica US2, ovvero al di sotto del potenziale materiale di riporto.

## 7 Risultati

Alla luce di quanto sopra esposto sono state eseguite le diverse analisi, applicando al modello contemporaneamente i 7 accelerogrammi orizzontali e i 7 accelerogrammi verticali selezionati per i due tempi di ritorno considerati, ovvero Tr 75 anni e 712 anni.



I risultati sono espressi sotto forma di accelerogrammi e spettri di risposta elastici in accelerazione al 5% dello smorzamento critico riferiti al piano campagna per ciascuno dei 7 accelerogrammi selezionati e in termini di andamento medio delle accelerazioni orizzontali e verticali e della deformazione tangenziale massima per i due tempi di ritorno considerati.

Per le finalità del presente studio sono stati calcolati i rispettivi spettri di risposta elastici medi in accelerazione al 5% dello smorzamento critico della componente orizzontale e verticale per i due tempi di ritorno considerati riferiti a piano campagna e al tetto dell'unità sismo-stratigrafica US2, confrontati con lo spettro di risposta assegnato alla categoria di sottosuolo B, C, D e E previsti dalla normativa vigente.

Di seguito si riportano i risultati in termini di andamento dell'accelerazione e della deformazione tangenziale massima con la profondità validi per SLV:



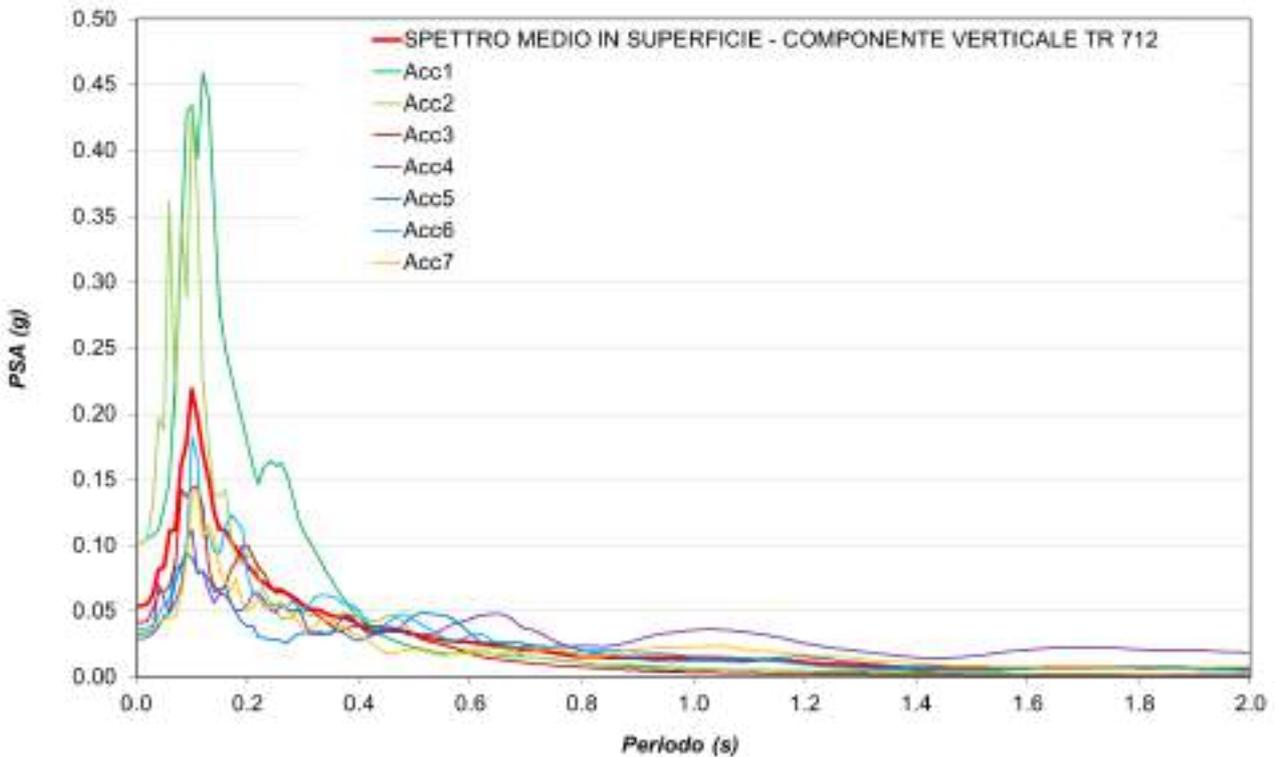
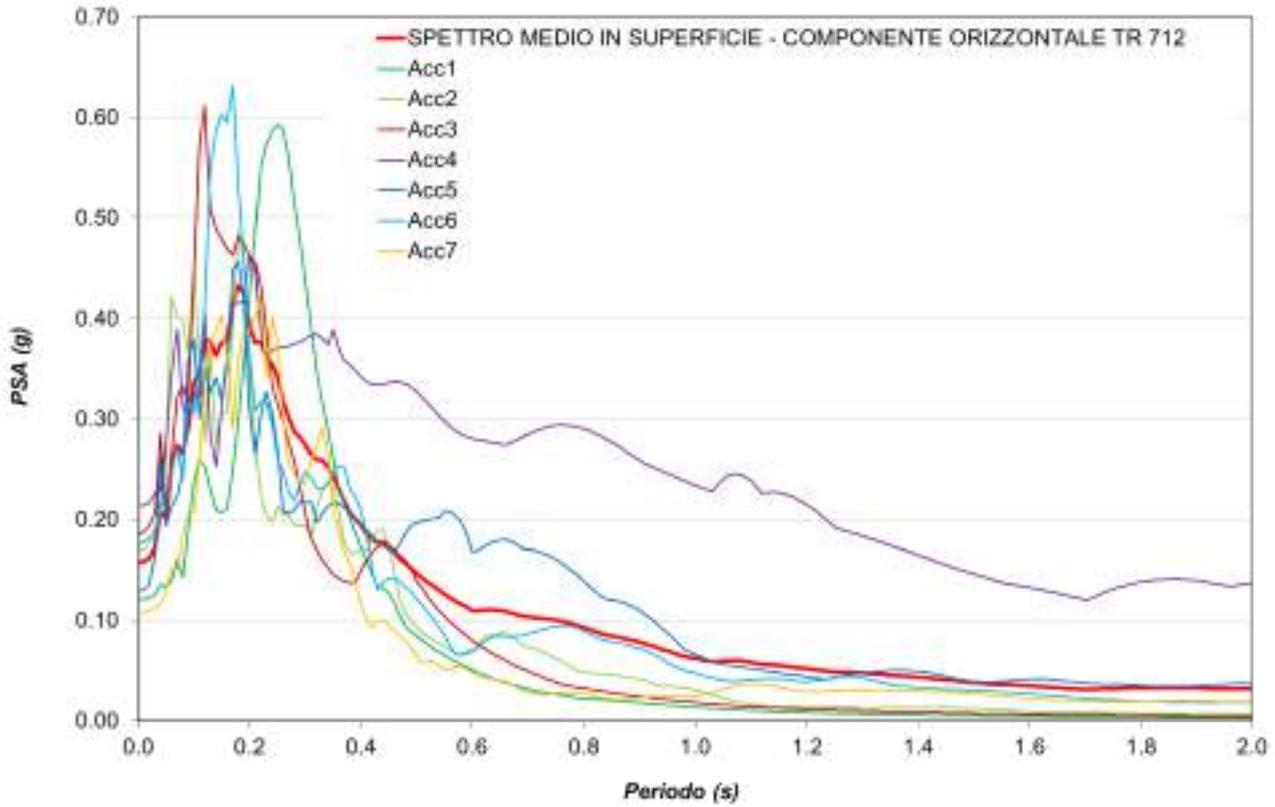
Il valore di  $a_{max}$  in superficie per SLV è di 0.1576 g per la componente orizzontale e di 0.0538 g per la componente verticale, ai quali si potrà far riferimento per la definizione dei coefficienti sismici orizzontali e verticali da utilizzarsi nell'ambito di analisi pseudo-statiche agli SLV.

Di seguito si riportano i risultati in termini di andamento dell'accelerazione e della deformazione tangenziale massima con la profondità validi per SLD:

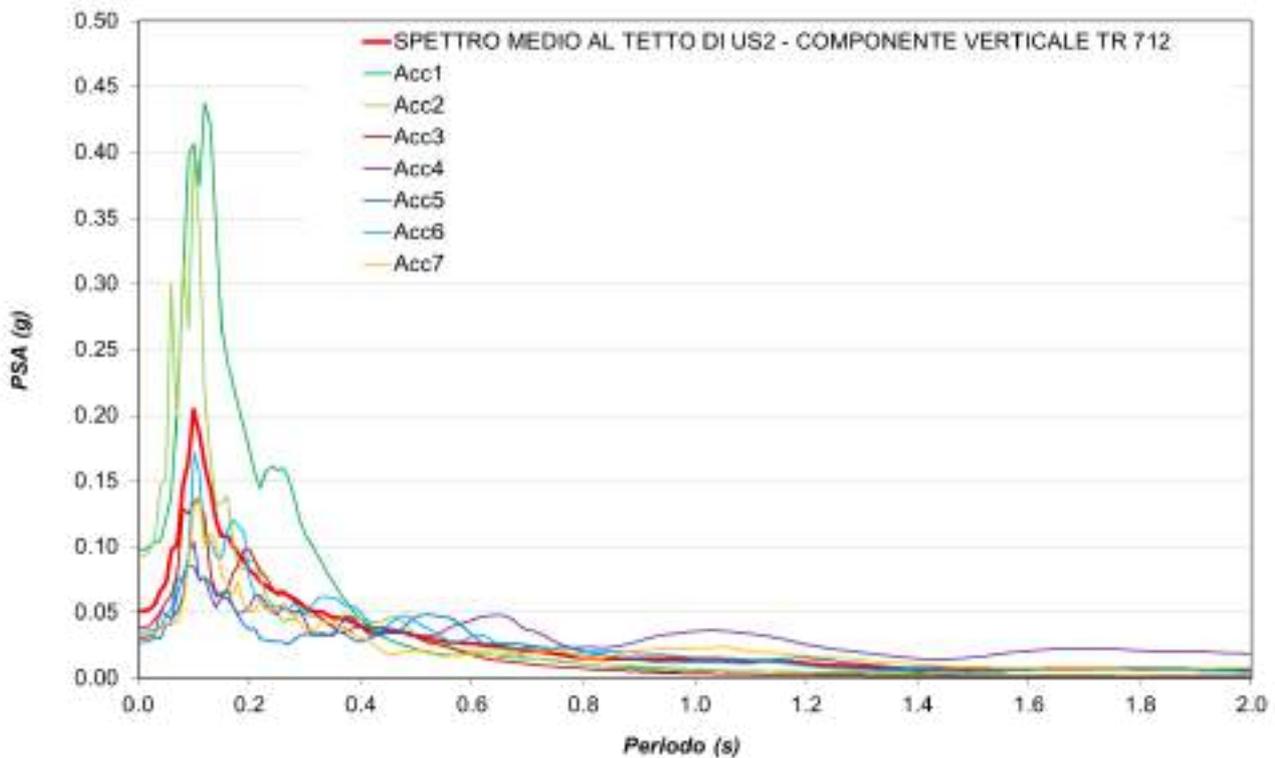
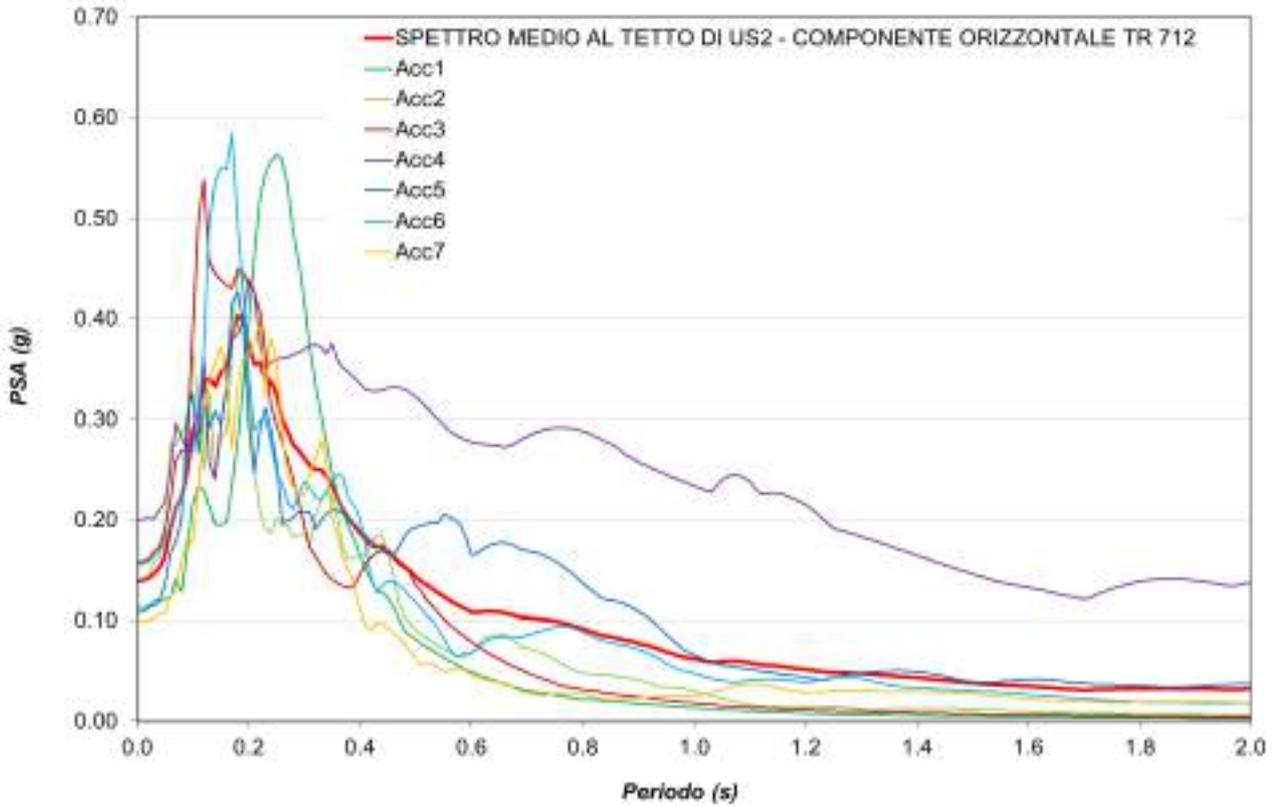


Il valore di  $a_{max}$  in superficie per SLD è di 0.0603 g per la componente orizzontale e di 0.0154 g per la componente verticale, ai quali si potrà far riferimento per la definizione dei coefficienti sismici orizzontali e verticali da utilizzarsi nell'ambito di analisi pseudo-statiche agli SLD.

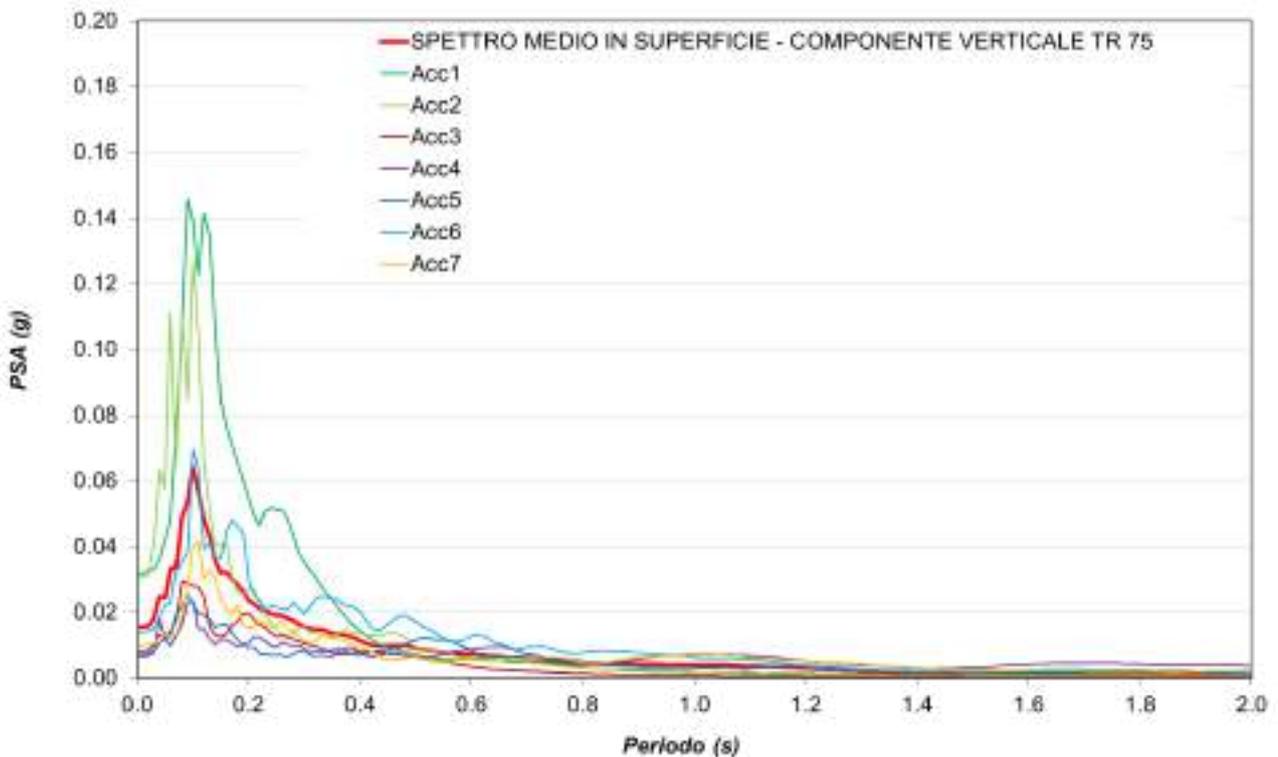
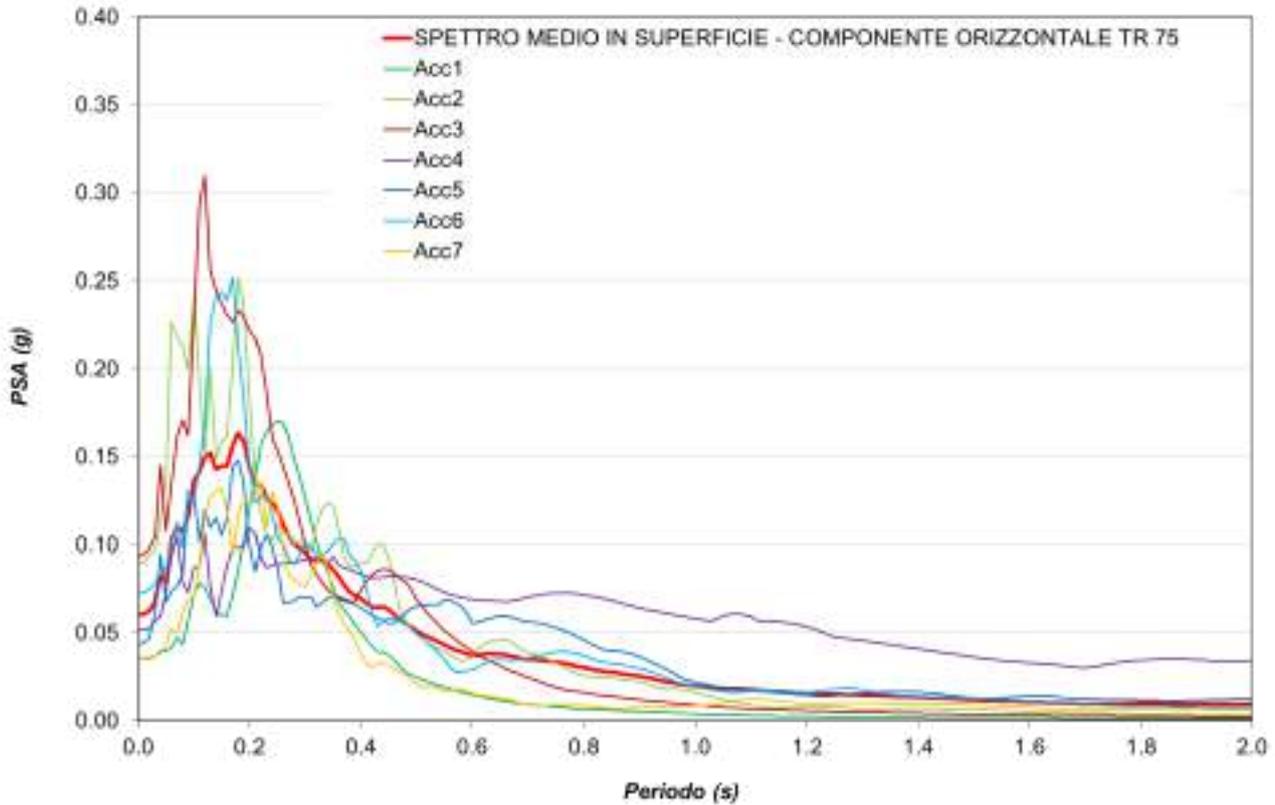
Di seguito si riportano gli spettri di risposta elastici in accelerazione al 5% dello smorzamento critico e il relativo spettro di risposta medio delle componenti orizzontale e verticale calcolati in superficie riferiti al tempo di ritorno di 712 anni:



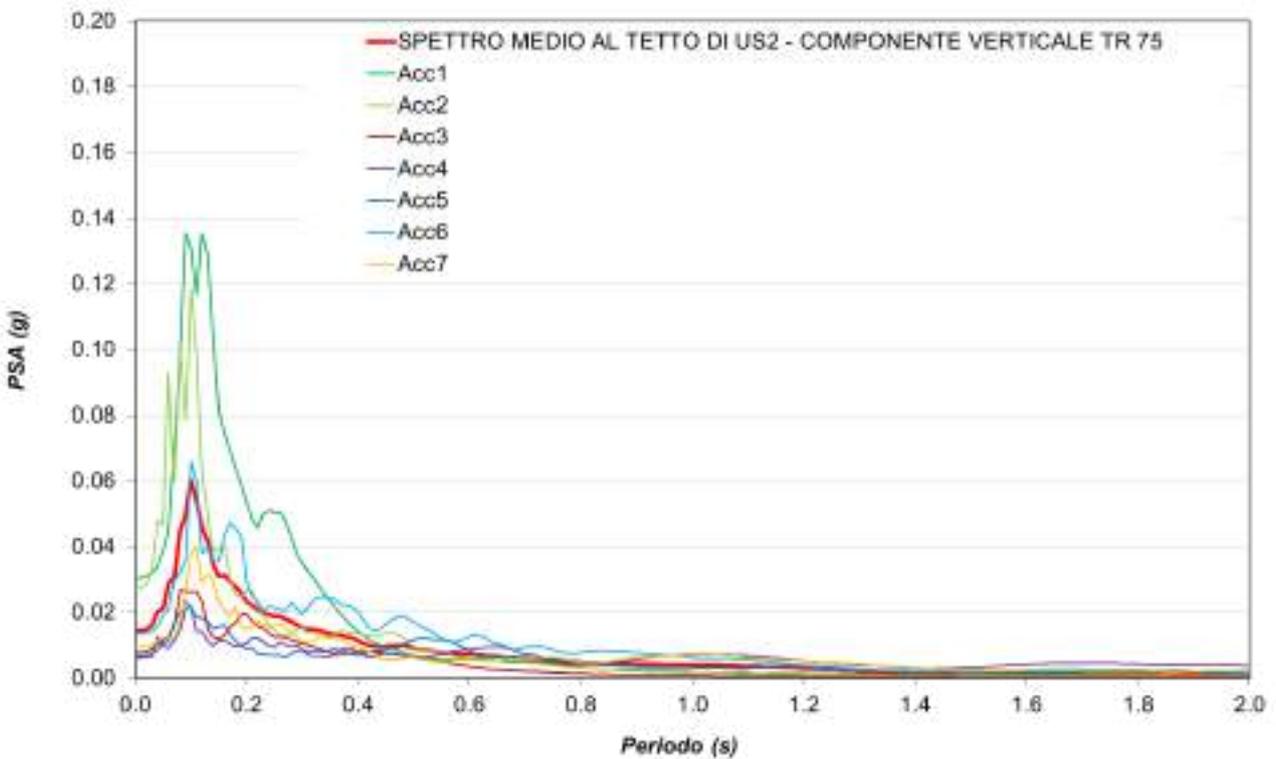
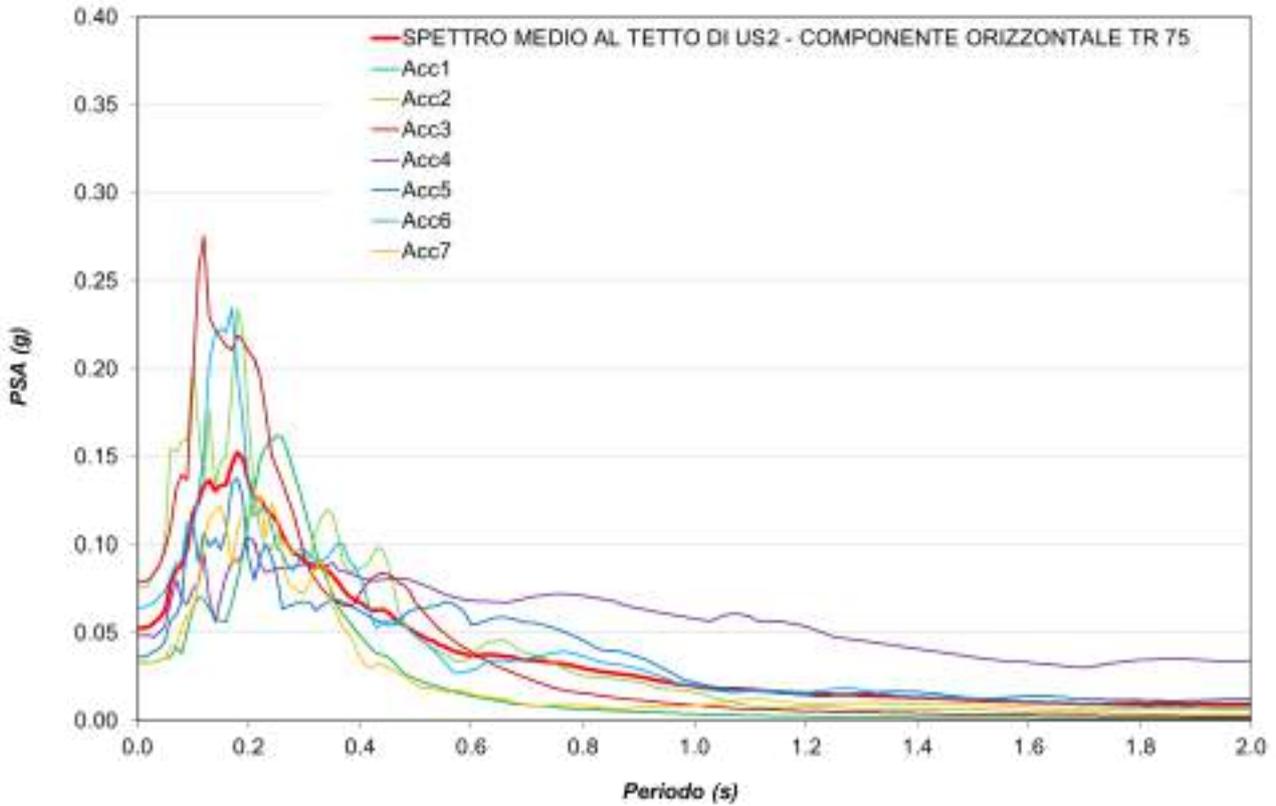
Di seguito si riportano gli spettri di risposta elastici in accelerazione al 5% dello smorzamento critico e il relativo spettro di risposta medio della componente orizzontale e verticale calcolati al tetto dell'unità sismo-stratigrafica US2 riferiti al tempo di ritorno di 712 anni:



Di seguito si riportano gli spettri di risposta elastici in accelerazione al 5% dello smorzamento critico e il relativo spettro di risposta medio delle componenti orizzontale e verticale calcolati in superficie riferiti al tempo di ritorno di 75 anni:

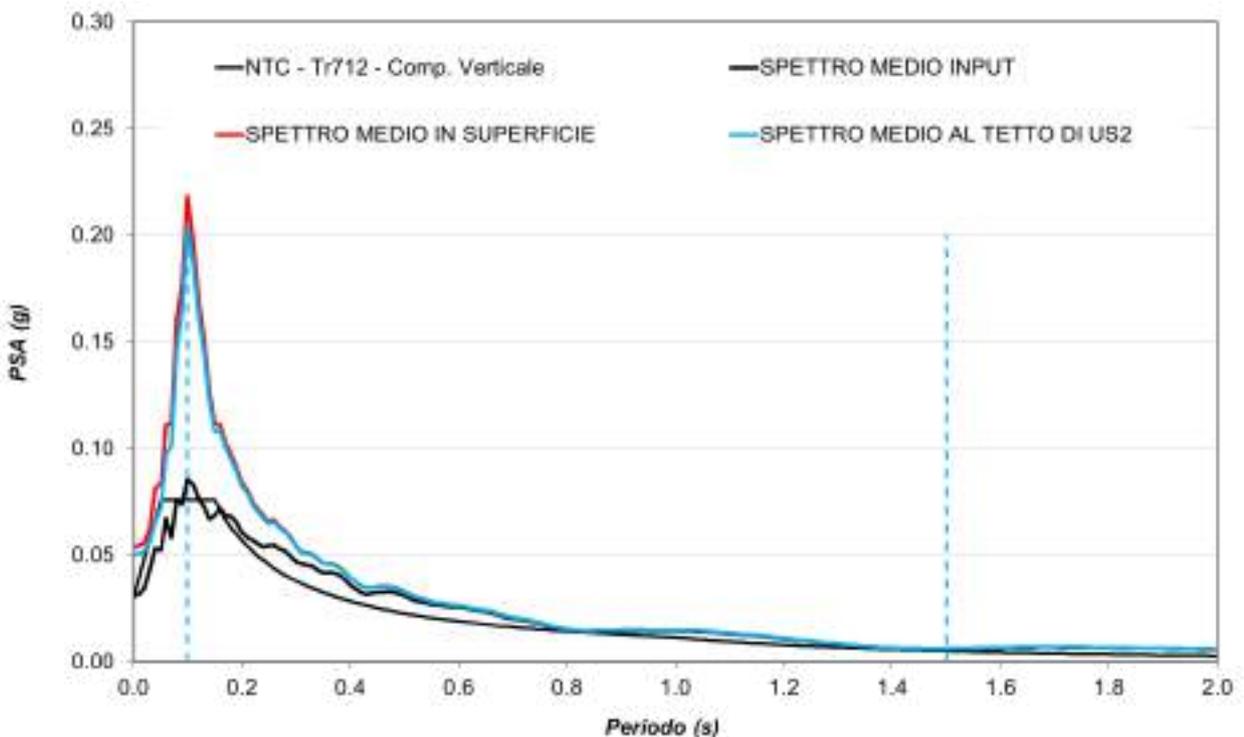
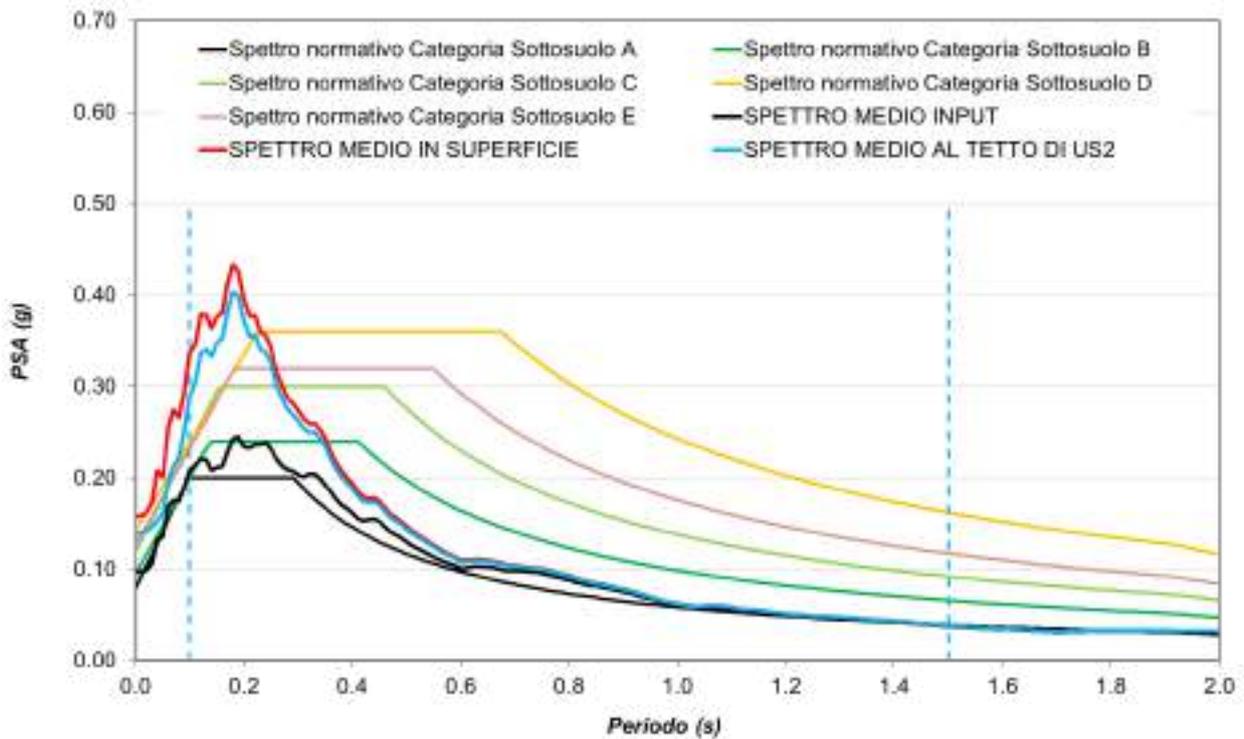


Di seguito si riportano gli spettri di risposta elastici in accelerazione al 5% dello smorzamento critico e il relativo spettro di risposta medio della componente orizzontale e verticale calcolati al tetto dell'unità sismo-stratigrafica US2 riferiti al tempo di ritorno di 75 anni:

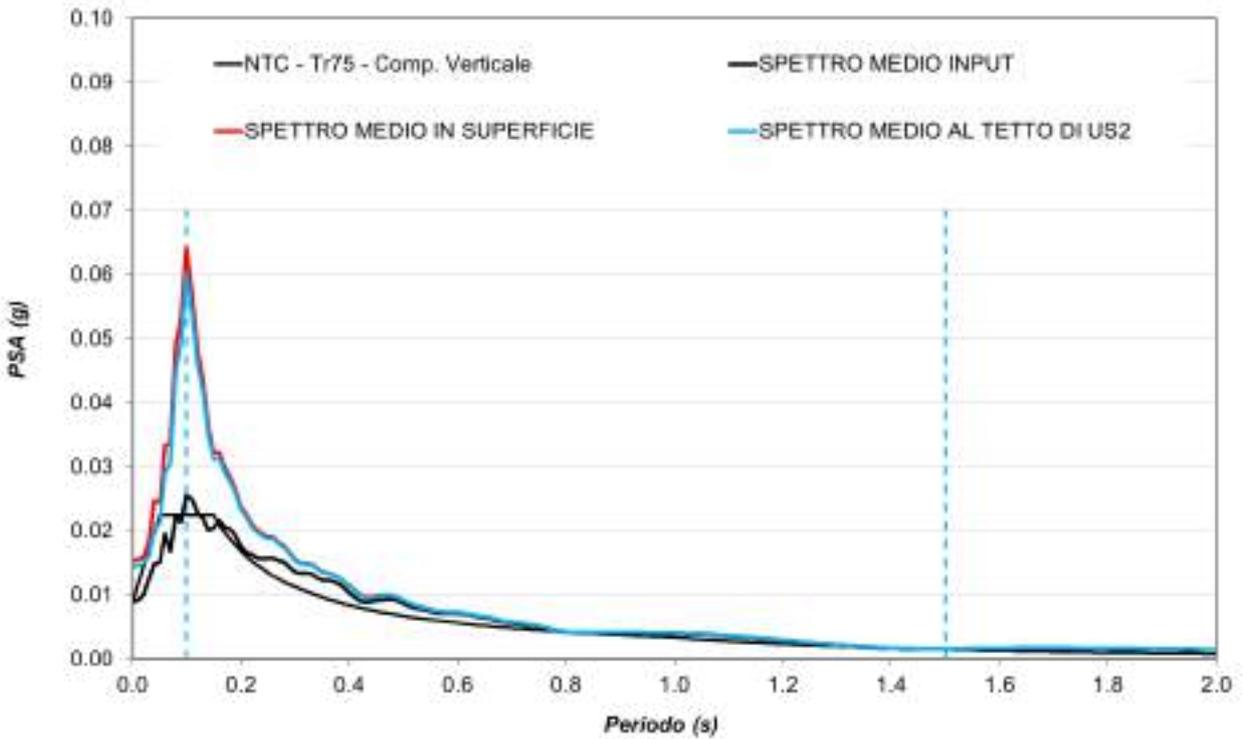
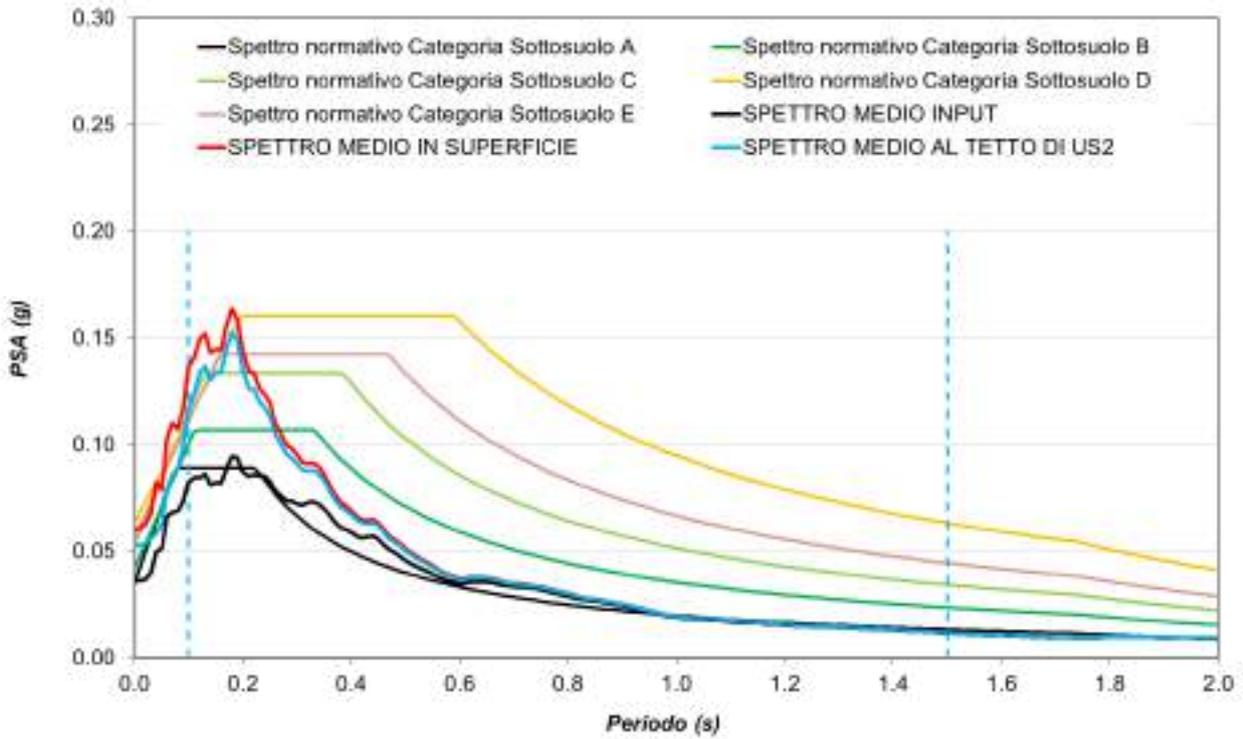


## 8 Confronti con il metodo semplificato normativo

Gli spettri di risposta elastici medi in accelerazione al 5% dello smorzamento critico calcolati per la componente orizzontale (sopra) e verticale (sotto) in superficie (linea rossa) e al tetto dell'unità sismo-stratigrafica US2 (linea azzurra) riferiti al tempo di ritorno di 712 anni sono stati confrontati con gli spettri di risposta elastici assegnati alle categorie di sottosuolo B, C, D e E:



Analogamente è stato eseguito lo stesso confronto per il tempo di ritorno di 75 anni:

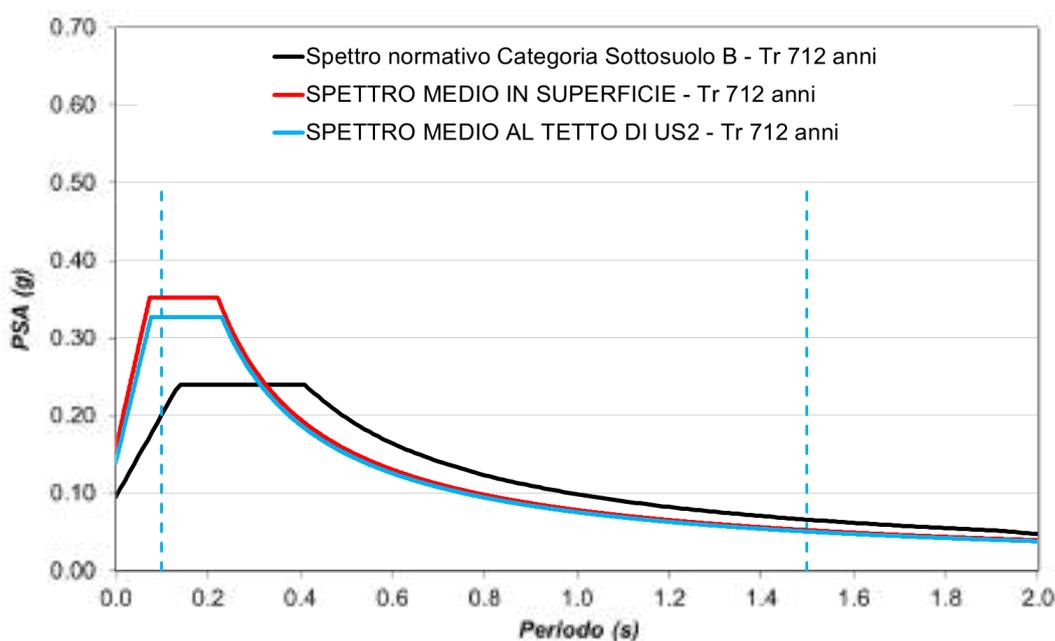


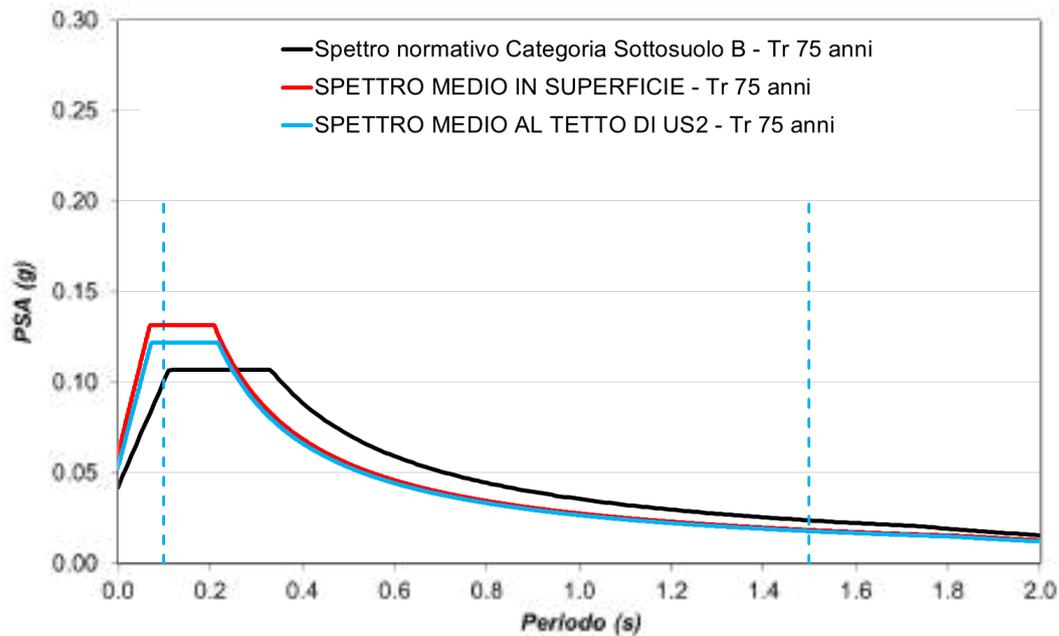
Per agevolare il confronto dei risultati ottenuti dalle analisi di risposta sismica locale (RSL), condotte ai sensi della normativa nazionale, con lo spettro di risposta elastico fornito dalla procedura semplificata proposta dalle NTC riferito alla categoria di sottosuolo B è stato effettuato un adattamento degli spettri medi di output alla forma semplificata utilizzata dalla normativa vigente.

La procedura adottata per la regolarizzazione degli spettri è stata implementata, utilizzando quanto riportato negli “Indirizzi e criteri per la Microzonazione Sismica” (GdL MS, 2008), che, in breve, prevede l’individuazione del periodo per il quale è massimo il valore dello spettro in accelerazione ( $T_A$ ), con il conseguente calcolo del valor medio (SA) nell’intorno compreso tra  $0.5T_A-1.5T_A$  e l’individuazione del periodo per il quale è massimo il valore dello spettro in pseudo-velocità ( $T_V$ ), con il conseguente calcolo del valor medio (SV) nell’intorno compreso tra  $0.8T_V-1.2T_V$  e il relativo calcolo del valore di  $T_C$  pari a  $2\pi (SV/SA)$ ; i valori di  $T_B$  e  $T_D$  e la determinazione dei valori spettrali sono definiti secondo quanto riportato nelle NTC 2018.

Gli spettri di output calcolati in superficie e al tetto dell’unità sismo-stratigrafica US2 sono tra loro molto simili, evidenziando una scarsa influenza dell’unità sismo-stratigrafica US1; le forme spettrali sono fortemente controllate dal picco di risonanza stratigrafico legato al modello di rigidità del sottosuolo, che è dell’ordine di 0.20 s (5 Hz).

Gli spettri di risposta regolarizzati relativi alle componenti orizzontali riferite ai due tempi di ritorno considerati sono stati confrontati direttamente con lo spettro proposto dalla normativa assegnato alla corrispondente categoria di sottosuolo del sito, ovvero alla B:





## 9 Considerazioni finali

Nel presente studio sono riportate le analisi di risposta sismica locale condotte per la valutazione dei fenomeni di amplificazione sismica di tipo stratigrafico nel sito oggetto di intervento.

Ai fini della valutazione delle incertezze legate alla scelta della posizione del substrato sismico e delle curve di decadimento dei materiali in funzione della deformazione tangenziale sono state eseguite ulteriori analisi che hanno evidenziato trascurabili differenze in termini di forma spettrale del moto sismico di risposta in superficie; in particolare sono stati applicati gli input sismici a – 35 m di profondità, alla base dell'unità sismo-stratigrafica US4, assegnando al substrato sismico valori di  $V_s$  compresi tra 800 e 1000 m/s; inoltre sono state adottate curve di decadimento tipiche di materiale prevalentemente sabbiosi (Seed and Idriss, 1970).

La risposta sismica locale del sito è fortemente controllata dall'alta frequenza di risonanza del sottosuolo; inoltre il medio-basso livello di pericolosità sismica di base dell'area e la relativamente alta rigidità del sottosuolo comportano una risposta in campo quasi elastico con bassissimi valori di deformazione tangenziale inferiori a 0.005-0.007% prossimi alla soglia elastica dei materiali costituenti il sottosuolo.

Gli spettri di risposta elastici attesi per lo stato limite di danno SLD e per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV per la componente orizzontale si collocano al di sopra dei livelli spettrali assegnati dalla categoria di sottosuolo B, secondo quanto previsto dalla procedura semplificata proposta dalla NTC ai sensi del DM 17-01-2018, per bassi periodi di vibrazione inferiori a 0.3 s, mentre per periodi superiori la forma spettrale assegnata alla categoria di sottosuolo B risulta adeguata.

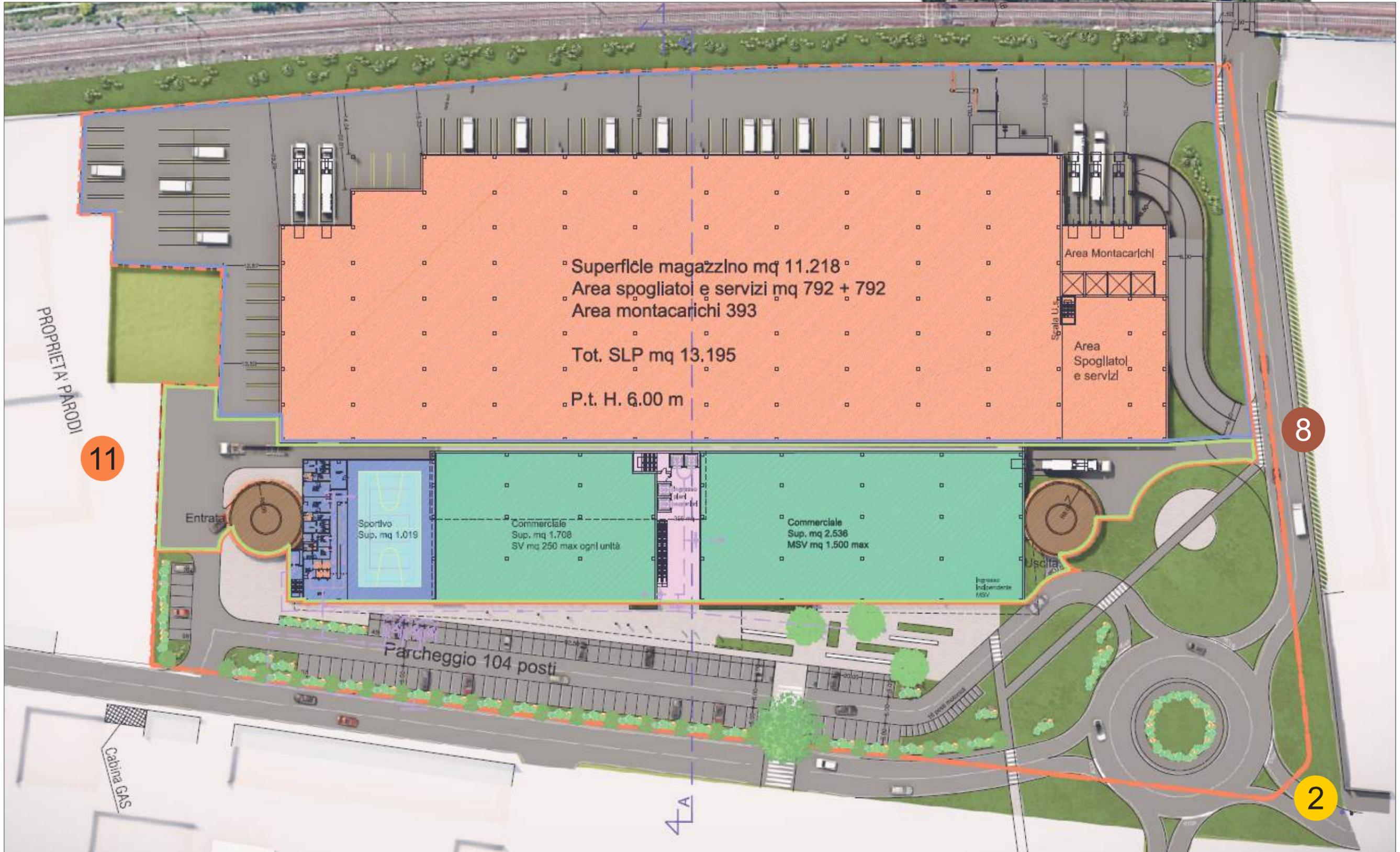
Per quanto riguarda la relativa componente verticale si evidenzia una generale sottostima dei valori di accelerazione spettrale della forma spettrale prevista dall'approccio semplificato della normativa rispetto ai risultati della RSL.

I valori di accelerazione orizzontale e verticale calcolati in superficie presentano valori di amplificazione dell'ordine di 1.6-1.7.

## 10 Bibliografia

- Arias A.**, 1969 - A measure of earthquake intensity. Seismic design for nuclear power plants. R. J. Hansen ed., Massachusetts Institute of Technology, 489 pp
- D Amico M., Felicetta C., Russo E., Sgobba S., Lanzano G., Pacor F., Luzi L.**, 2020 - Italian Accelerometric Archive v 3.1 - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Dipartimento della Protezione Civile Nazionale. doi: 10.13127/itaca.3.1
- GdL MS**, 2008 - Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica. Conferenza delle Regioni e delle Province autonome – Dipartimento della Protezione Civile, Roma, 3 vol. e DVD
- Gruppo di Lavoro**, 2004 - Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003. Rapporto conclusivo per il Dipartimento di Protezione Civile, INGV, Milano-Roma, pp 65 + 5 appendici
- Housner G. W.**, 1952 - Spectrum Intensities of strong motion earthquakes. Proceeding of the symposium on Earthquake and Blast effects on Structures. Earthquake Engineering Research Institute, 322 pp
- Husid R. L.**, 1969 - Analysis de terremotos. Annals general del IDIEM, Santiago, Chile, 8
- Idriss I.M., Sun J.I.**, 1992 - User's manual for SHAKE91, A computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits. Report of Dip. of Civil & Environmental Eng., University of California, Davis
- Locati M., Camassi R., Rovida A., Ercolani E., Bernardini F., Castelli V., Caracciolo C.H., Tertulliani A., Rossi A., Azzaro R., D'Amico S., Antonucci A.**, 2021 – DBMI15 versione 3.0
- Norme Tecniche per le Costruzioni**, NTC DM 17 gennaio 2018, Gazzetta Ufficiale, n. 8 del 20 febbraio 2018, Supplemento Ordinario n. 42, Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato, Roma
- Rollins K.M., et al.**, 1998 - Shear modulus and damping relationship for gravels, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering
- Saragoni R., Holmberg A., Saez A.**, 1989 - Potencial destructivo y destructividad del terremoto del Chile de 1985. Proceedings Sas. Jorn. Chilenas de Sismilogia y Ing. Antisismica, August 1989, vol. 1, 369-378
- Spallarossa D., Barani S.**, 2007 - Disaggregazione della pericolosità sismica in termini di M-R- $\tau$ . Progetto DPC-INGV, <http://esse1.mi.ingv.it/d14.html>
- STACEC srl**, 2018 - LSR 2d (Local Seismic Response 2d) <http://www.stacec.com>.
- Trifunac M. D., Brady A. G.**, 1975 - A study on the duration of strong ground motion. Bull. Seisism Soc. Am., 65  
<http://esse1.mi.ingv.it/>  
<http://iside.rm.ingv.it/iside/standard/index.jsp>

UBICAZIONI SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO ATTREZZATI A PIEZOMETRO  
 CAMPAGNA ARPAL GIUGNO - LUGLIO 2010



BASE CARTOGRAFICA - STUDIO DOMUS

2 30 m    11 33 m    7 35 m

7

8

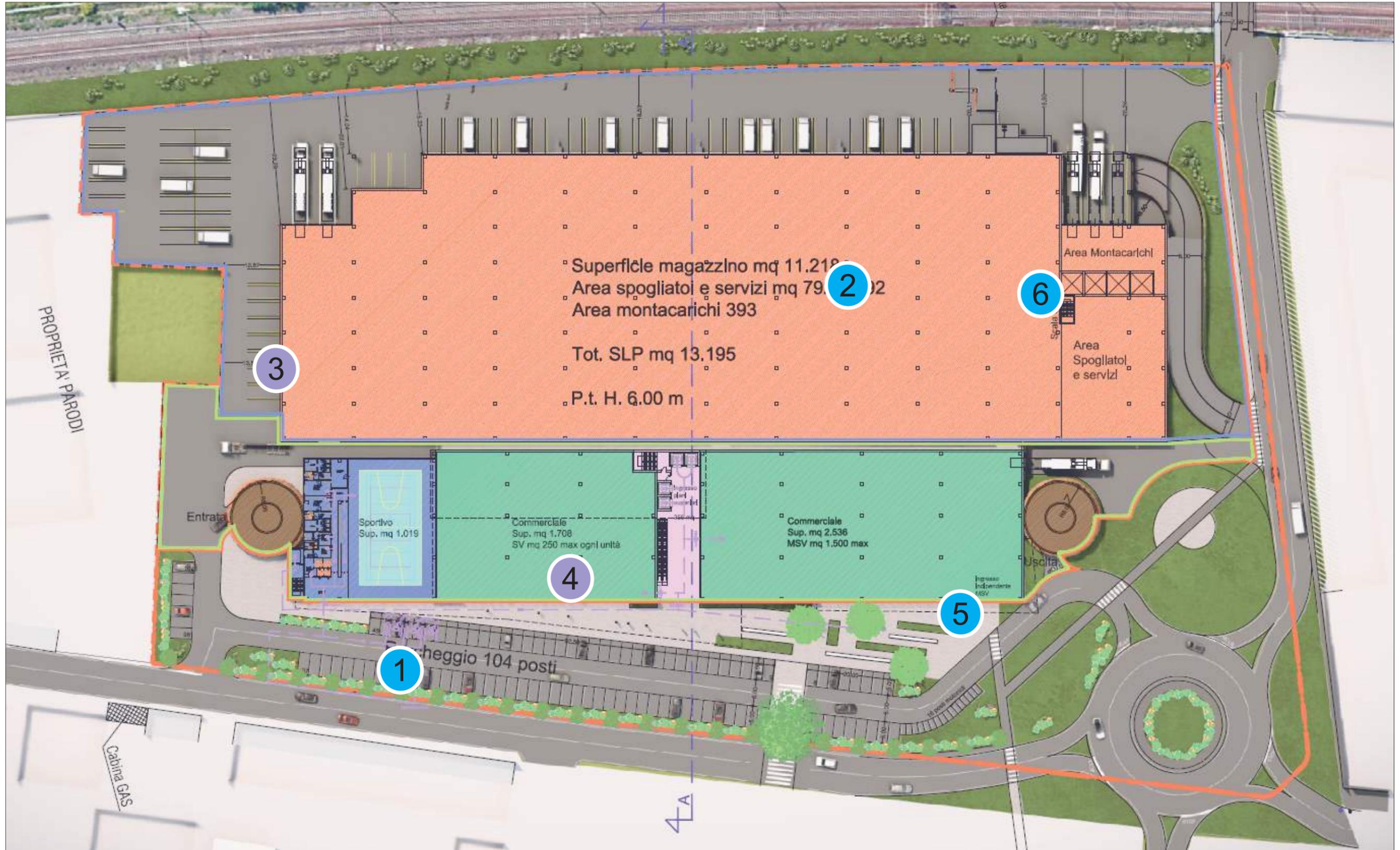
2

9

11

PROPRIETA' PARODI

UBICAZIONI SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO ATTREZZATI A PIEZOMETRO  
CAMPAGNA OTTOBRE 2012

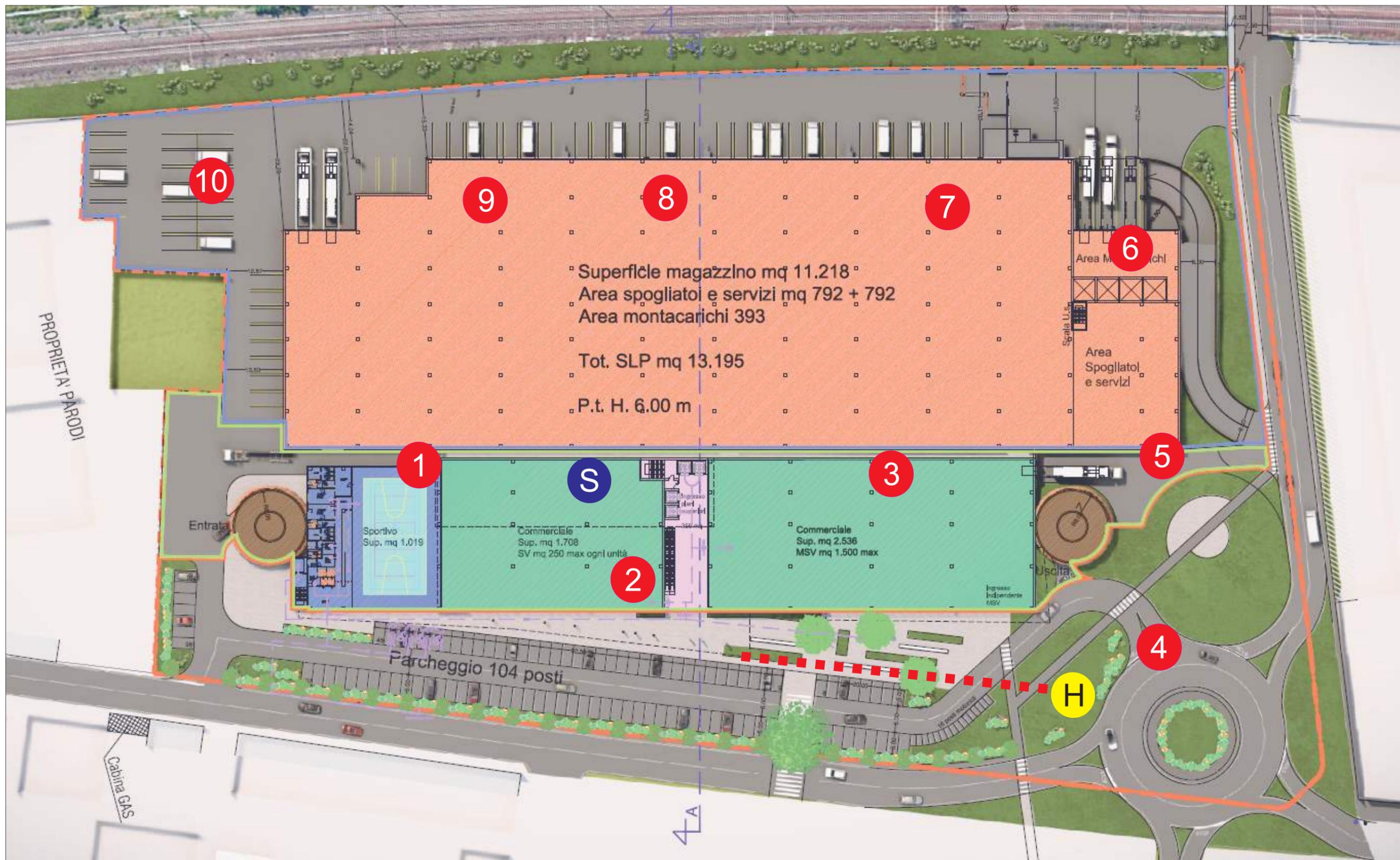


BASE CARTOGRAFICA - STUDIO DOMUS

1 10 m

3 25 m

UBICAZIONI INDAGINI IN SITO  
CAMPAGNA GIUGNO 2021



BASE CARTOGRAFICA - STUDIO DOMUS

- 4 DPSH MEARDI AGI    
 S SONDAGGIO CAROTAGGIO CONTINUO 35 m + DOWN HOLE    
 H HVSR    
 ■■■■■■■■■■ MASW

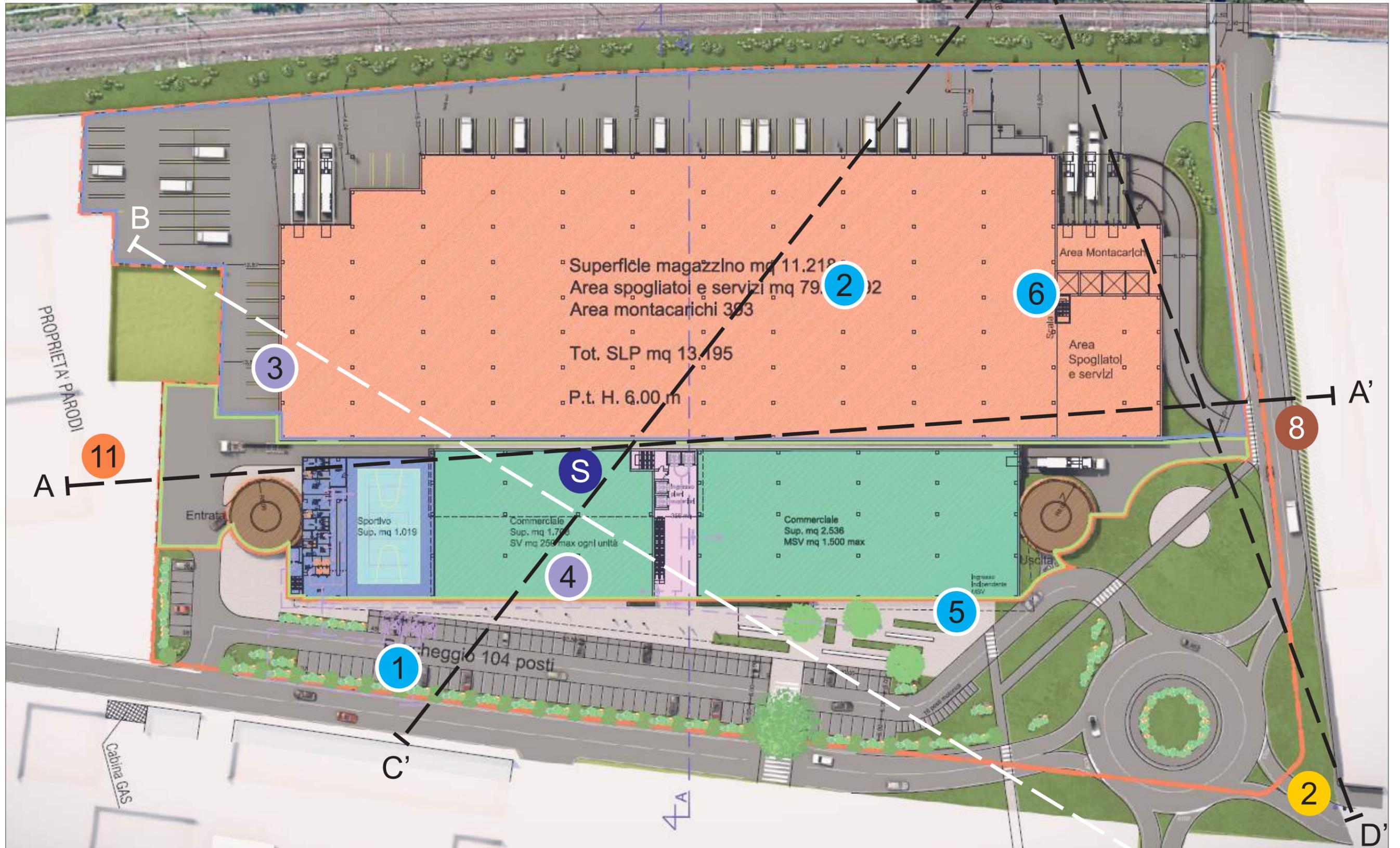
UBICAZIONI INDAGINI CAMPAGNE IN SITU

BASE CARTOGRAFICA - STUDIO DOMUS



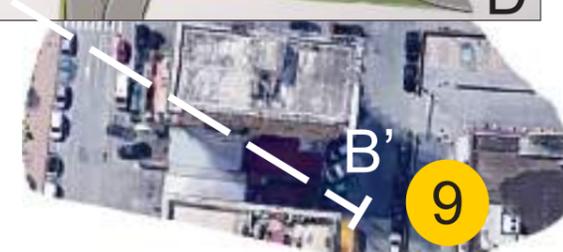
- 4** DPSH MEARDI AGI
- S** SONDAGGIO CAROTAGGIO CONTINUO 35 m + DOWN HOLE
- H** HVSR
- 2** 30 m
- 11** 33 m
- 7** 35 m
- 1** 10 m
- 3** 25 m
- SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO**

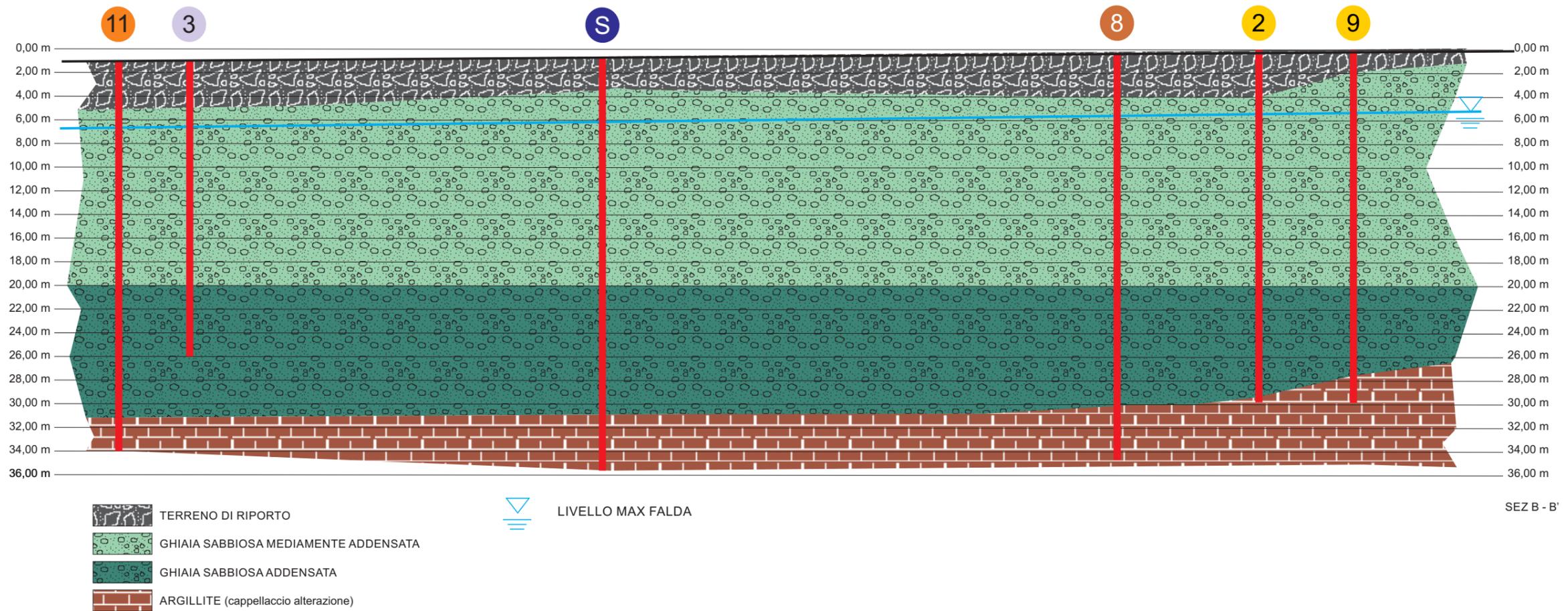
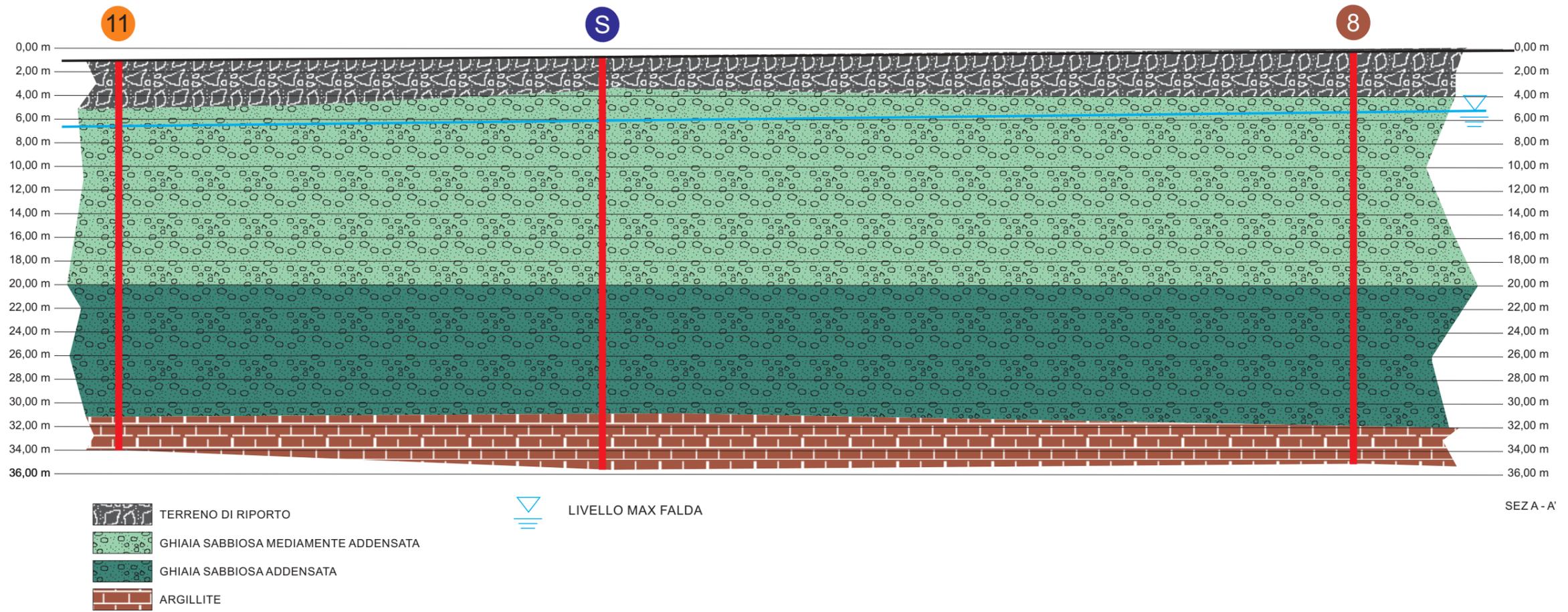
UBICAZIONI SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO  
 CAMPAGNE LUGLIO 2012 - OTTOBRE 2012 - GIUGNO 2021

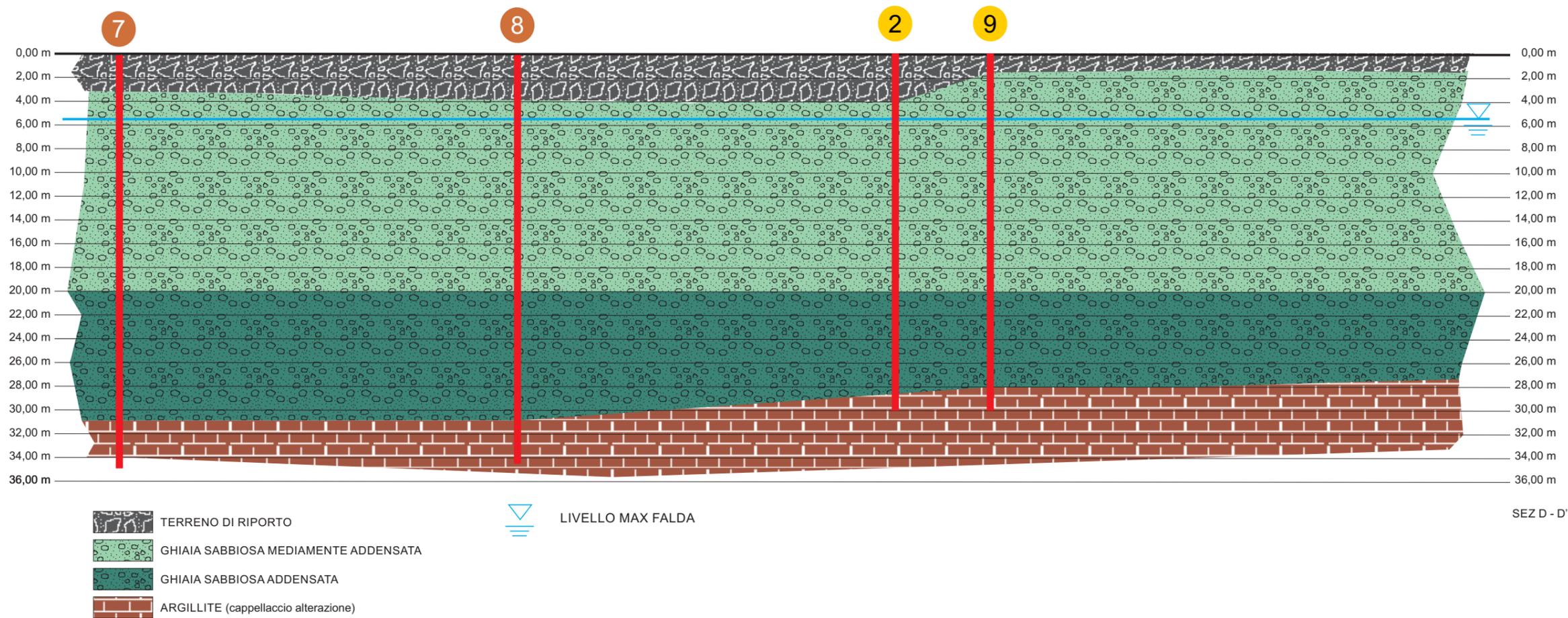
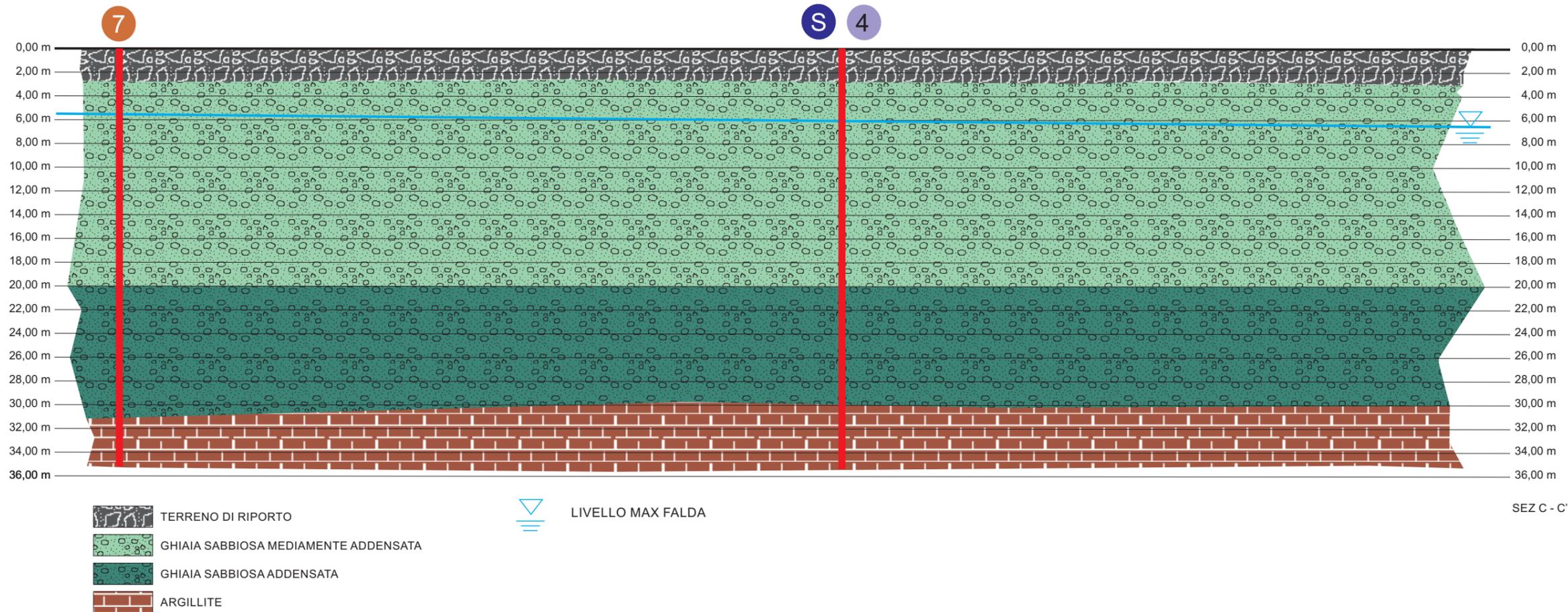


**S** SONDAGGIO CAROTAGGIO CONTINUO 35 m + DOWN HOLE

- 1** 30 m
- 11** 33 m
- 7** 35 m
- 1** 10 m
- 3** 25 m



























<b>LOCALITA':</b> Genova-Rivarolo	<b>CANTIERE:</b> Ex stabilimento Miralanza	<b>DITTA:</b> M3D Costruzioni Speciali S.r.l.	<b>SONDAGGIO N°:</b> S1	<b>INIZIO LAVORI:</b> 04 ottobre 2012	<b>FINE LAVORI:</b> 05 ottobre 2012
<b>STRUMENTAZIONE FORO:</b> Piezometro 3"	<b>QUOTA IMBOCCO FORO:</b> P.c.	<b>QUOTA FALDA:</b> -5,29 mt. da p.c.	<b>Ø PERFOR.(mm):</b> 101	<b>COMMITTENTE:</b> FONDAMENTA S.G.R.	<b>SCALA STRATIGRAFIA:</b> 1:50

Spessore (mt)	Recupero %			R.Q.D. %			Dimensione spezzoni			Prelievo campioni	Prof. Falda (mt)	Prove	S.P.T.		Prof. (mt)	Strat.	Descrizione
	25	50	75	25	50	75	<5	5-10	10<				prof	N° colpi			
0,20															0,20		Soletta in cls.
1,80													1,50	13 15 19	2,00		Riperti antropici eterometrici costituiti da ghiaia a spigoli vivi in matrice sabbiosa fine, debolmente limosa di colore grigio chiaro.
4,00										2,00 Cr1 2,40			1,95	15 17 18			Depositi alluvionali superficialmente rimaneggiati, costituiti da ghiaie eterometriche e clasti sub-angolari in matrice sabbioso-limosa di colore beige grigio.
													3,00	28 21 17			
													3,45				
													4,50				
													4,95				
										5,29	Lefranc cv		6,00	14 Rif.	6,00		
4,00																	Depositi alluvionali costituiti da ghiaie grossolane e clasti poligenici da sub-angolari ad arrotondati, in sabbia e ghiaietto con raro limo, di colore beige grigio. Sono presenti livelletti maggiormente limoso-sabbiosi consistenti dello spessore di 10 cm.
															10,00		





<b>LOCALITA':</b> Genova-Rivarolo	<b>CANTIERE:</b> Ex stabilimento Miralanza	<b>DITTA:</b> M3D Costruzioni Speciali S.r.l.	<b>SONDAGGIO N°:</b> S3	<b>INIZIO LAVORI:</b> 06 ottobre 2012	<b>FINE LAVORI:</b> 10 ottobre 2012
<b>STRUMENTAZIONE FORO:</b> Piezometro 3"	<b>QUOTA IMBOCCO FORO:</b> P.c.	<b>QUOTA FALDA:</b> -5,01 mt. da p.c.	<b>Ø PERFOR.(mm):</b> 101	<b>COMMITTENTE:</b> FONDAMENTA S.G.R.	<b>SCALA STRATIGRAFIA:</b> 1:50

Spessore (mt)	Recupero %			R.Q.D. %			Dimensione spezzoni			Prelievo campioni	Prof. Falda (mt)	Prove	S.P.T.		Prof. (mt)	Strat.	Descrizione
	25	50	75	25	50	75	<5	5-10	10<				prof	N° colpi			
5,00															10,00		Depositi alluvionali costituiti da ghiaietto e sabbia limosa con clasti poligenici di diametro centimetrico di colore beige chiaro. Presenza di livelletti limosi consistenti dello spessore di circa 20 cm. e di rari clasti di dimensioni decimetriche.
5,00															15,00		Depositi alluvionali costituiti da ghiaia grossolana e ghiaietto in matrice sabbiosa, debolmente limosa, di colore beige chiaro.
															20,00		

<b>LOCALITA':</b> Genova-Rivarolo	<b>CANTIERE:</b> Ex stabilimento Miralanza	<b>DITTA:</b> M3D Costruzioni Speciali S.r.l.	<b>SONDAGGIO N°:</b> S3	<b>INIZIO LAVORI:</b> 06 ottobre 2012	<b>FINE LAVORI:</b> 10 ottobre 2012
<b>STRUMENTAZIONE FORO:</b> Piezometro 3"	<b>QUOTA IMBOCCO FORO:</b> P.c.	<b>QUOTA FALDA:</b> -5,01 mt. da p.c.	<b>Ø PERFOR.(mm):</b> 101	<b>COMMITTENTE:</b> FONDAMENTA S.G.R.	<b>SCALA STRATIGRAFIA:</b> 1:50

Spessore (mt)	Recupero %			R.Q.D. %			Dimensione spezzoni			Prelievo campioni	Prof. Falda (mt)	Prove	S.P.T.		Prof. (mt)	Strat.	Descrizione
	25	50	75	25	50	75	<5	5-10	10<				prof	N° colpi			
5,00														20,00		Depositi alluvionali costituiti da abbondante ghiaia grossolana e ghiaietto in matrice sabbiosa, debolmente limosa, di colore beige chiaro. Presenza di rari clasti di dimensioni decimetriche.	
														25,00			



<b>LOCALITA':</b> Genova-Rivarolo	<b>CANTIERE:</b> Ex stabilimento Miralanza	<b>DITTA:</b> M3D Costruzioni Speciali S.r.l.	<b>SONDAGGIO N°:</b> S4	<b>INIZIO LAVORI:</b> 10 ottobre 2012	<b>FINE LAVORI:</b> 12 ottobre 2012
<b>STRUMENTAZIONE FORO:</b> Piezometro 3"	<b>QUOTA IMBOCCO FORO:</b> P.c.	<b>QUOTA FALDA:</b> -5,47 mt. da p.c.	<b>Ø PERFOR.(mm):</b> 101	<b>COMMITTENTE:</b> FONDAMENTA S.G.R.	<b>SCALA STRATIGRAFIA:</b> 1:50

Spessore (mt)	Recupero %			R.Q.D. %			Dimensione spezzoni			Prelievo campioni	Prof. Falda (mt)	Prove	S.P.T.		Prof. (mt)	Strat.	Descrizione
	25	50	75	25	50	75	<5	5-10	10<				prof	N° colpi			
10,00															10,00		Depositi alluvionali costituiti da ghiaia grossolana, con clasti poligenici di diametro a volte decimetrico, mediamente lavorata, in ghiaietto e sabbia debolmente limosa di colore beige. Tra -10,20/-16,40 mt sono presenti livelletti maggiormente limosi più consistenti alternati a ghiaie. Tra -15,00/-19,00 mt la ghiaia è più grossolana.
										19,00 Cr2 19,20					20,00		

<b>LOCALITA':</b> Genova-Rivarolo	<b>CANTIERE:</b> Ex stabilimento Miralanza	<b>DITTA:</b> M3D Costruzioni Speciali S.r.l.	<b>SONDAGGIO N°:</b> S4	<b>INIZIO LAVORI:</b> 10 ottobre 2012	<b>FINE LAVORI:</b> 12 ottobre 2012
<b>STRUMENTAZIONE FORO:</b> Piezometro 3"	<b>QUOTA IMBOCCO FORO:</b> P.c.	<b>QUOTA FALDA:</b> -5,47 mt. da p.c.	<b>Ø PERFOR.(mm):</b> 101	<b>COMMITTENTE:</b> FONDAMENTA S.G.R.	<b>SCALA STRATIGRAFIA:</b> 1:50

Spessore (mt)	Recupero %			R.Q.D. %			Dimensione spezzoni			Prelievo campioni	Prof. Falda (mt)	Prove	S.P.T.		Prof. (mt)	Strat.	Descrizione
	25	50	75	25	50	75	<5	5-10	10<				prof	N° colpi			
5,00															20,00		Depositi alluvionali costituiti da ghiaia grossolana, con clasti poligenici di diametro a volte decimetrico, mediamente lavorata, in ghiaietto e sabbia debolmente limosa di colore beige.
															25,00		



<b>LOCALITA':</b> Genova-Rivarolo	<b>CANTIERE:</b> Ex stabilimento Miralanza	<b>DITTA:</b> M3D Costruzioni Speciali S.r.l.	<b>SONDAGGIO N°:</b> S6	<b>INIZIO LAVORI:</b> 17 ottobre 2012	<b>FINE LAVORI:</b> 17 ottobre 2012
<b>STRUMENTAZIONE FORO:</b> Piezometro 3"	<b>QUOTA IMBOCCO FORO:</b> P.c.	<b>QUOTA FALDA:</b> -5,36 mt. da p.c.	<b>Ø PERFOR.(mm):</b> 101	<b>COMMITTENTE:</b> FONDAMENTA S.G.R.	<b>SCALA STRATIGRAFIA:</b> 1:50

Spessore (mt)	Recupero %			R.Q.D. %			Dimensione spezzoni			Prelievo campioni	Prof. Falda (mt)	Prove	S.P.T.		Prof. (mt)	Strat.	Descrizione
	25	50	75	25	50	75	<5	5-10	10<				prof	N° colpi			
0,30															0,30		Soletta in cls.
3,20													1,50 2,00 Lefranc cv 3,00	17 19 16	3,50		Riperti antropici costituiti da ghiaia e ghiaietto eterometrico con clasti a spigoli vivi di dimensioni centimetriche in ghiaietto e sabbia da grossolana a fine di color grigio chiaro con raro limo.
4,00											5,36 ▲		3,00 3,45 4,50 4,95	13 10 11 19 21 23	7,50		Depositi alluvionali superficialmente rimaneggiati con clasti poligenici sub-angolari, in sabbia debolmente limosa e ghiaietto di colore beige grigio.
2,50															10,00		Depositi alluvionali costituiti da sabbia ghiaietto e ghiaia, da sub-angolare ad arrotondata, in matrice debolmente limosa, di colore beige scuro, con rari clasti poligenici di dimensioni centimetriche. Sono presenti solo 2 livelletti maggiormente limosi e più consistenti.

## INDAGINE SISMICA

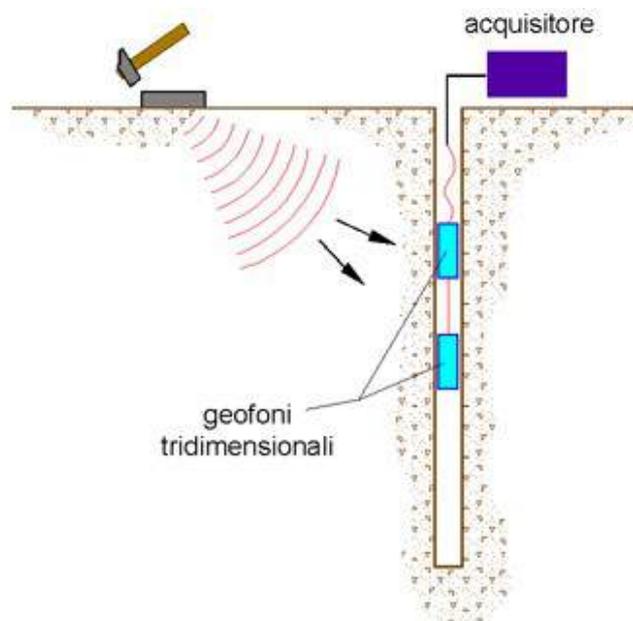
### TECNICA DOWN HOLE

L'obiettivo della prospezione geofisica con tecnica Down Hole consiste nella determinazione diretta delle velocità di propagazione all'interno del sottosuolo delle onde di compressione (onde P) e di taglio (onde S), e nella stima indiretta utilizzando i valori delle velocità acquisiti (VP, VS), di alcune proprietà meccaniche delle litologie investigate.

In questa tecnica viene misurato il tempo necessario per le onde P e S di spostarsi tra una sorgente sismica, posta in superficie, e i ricevitori, posti all'interno di un foro di sondaggio.

Le componenti indispensabili per una misura Down Hole accurata consistono:

1. una sorgente meccanica in grado di generare onde elastiche ricche di energia e direzionali;
2. uno o più geofoni tridimensionali, con appropriata risposta in frequenza (4,5-14 Hz), direzionali e dotati di un sistema di ancoraggio alle pareti del tubo-foro;
3. un sismografo multi-canale, in grado di registrare le forme d'onda in modo digitale e di registrarle su memoria di massa;
4. un trasduttore (trigger) alloggiato nella sorgente necessario per l'identificazione dell'istante di partenza della sollecitazione dinamica mediante massa battente.



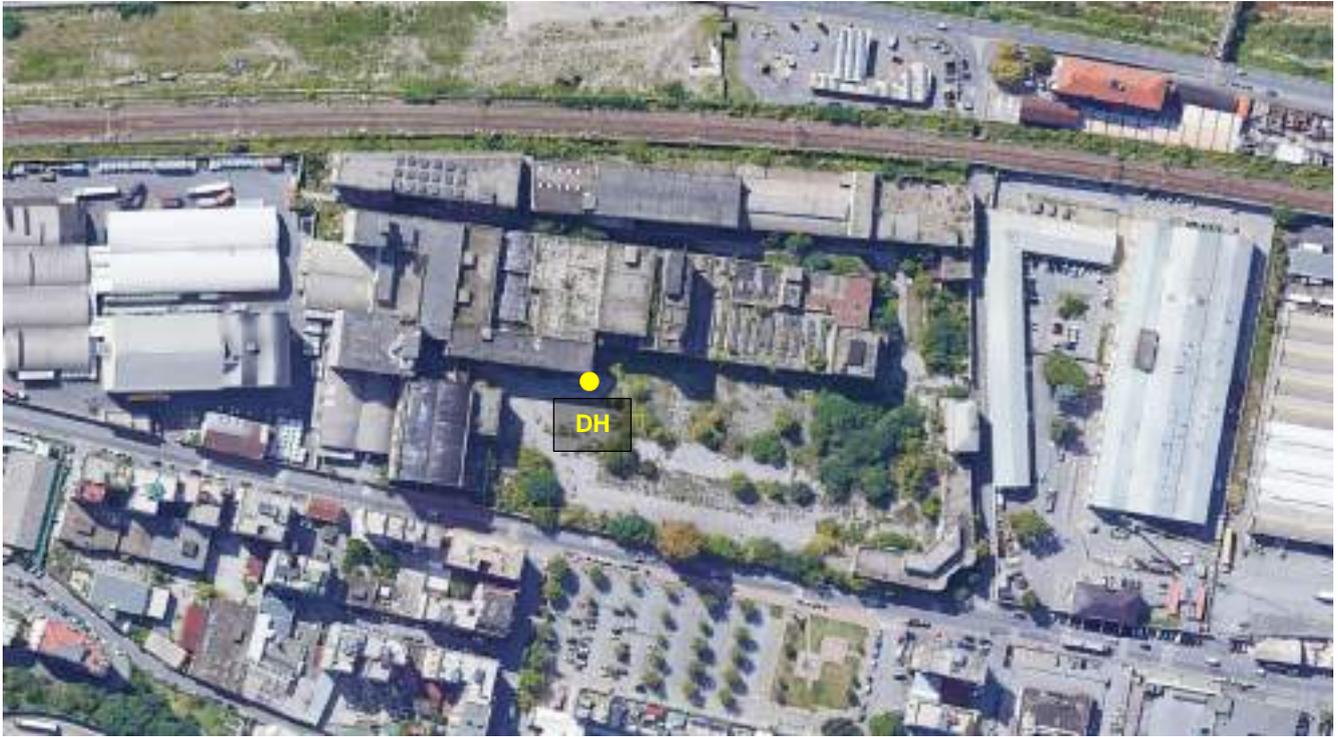
I fori vengono poi rivestiti mediante tubazioni, generalmente in PVC, e riempiti con una malta a ritiro controllato, generalmente composta di acqua, cemento e bentonite rispettivamente in proporzione di 100, 30 e 5 parti in peso.

La sorgente consiste in una piastra di alluminio che, dopo avere opportunamente predisposto il piano di appoggio, viene adagiata in superficie ad una distanza di 1,5 – 2,5 m dal foro ed orientata in direzione ortogonale ad un raggio uscente dall'asse foro. Alla sorgente è agganciato il trasduttore di velocità utilizzato come trigger.

I due ricevitori vengono collegati in modo da impedirne la rotazione relativa e da fissarne la distanza. Il primo dei due ricevitori viene raccordato ad una batteria di aste che ne permette l'orientamento dalla superficie e lo spostamento.

Una volta raggiunta la profondità di prova, i geofoni vengono orientati in modo che un trasduttore di ogni sensore sia diretto parallelamente all'asse della sorgente (orientamento assoluto). I ricevitori vengono successivamente assicurati alle pareti del tubo di rivestimento, la sorgente viene colpita in senso verticale (per generare onde di compressione P) o lateralmente (per generare onde di taglio SH) e, contemporaneamente, parte la registrazione del segnale di trigger e dei ricevitori. Eseguite le registrazioni, la profondità dei ricevitori viene modificata (solitamente con un passo di campionamento solitamente di 1 m) e viene ricostruita la stratigrafia del sottosuolo.

**RISULTATI INDAGINE – GENOVA (GE), EX MIRA LANZA**



*Esecuzione prova Downhole*

## DOWN HOLE

Dato GPS: 44.444338°, 8.892258° (DD° FORMAT WGS 84)  
 Data esecuzione DH: 08/07/2021  
 Data cementazione: 07/06/2021  
 Offset scoppio: 2 m  
 Numero di ricezioni: 35  
 Posizione primo geofono: 1 m

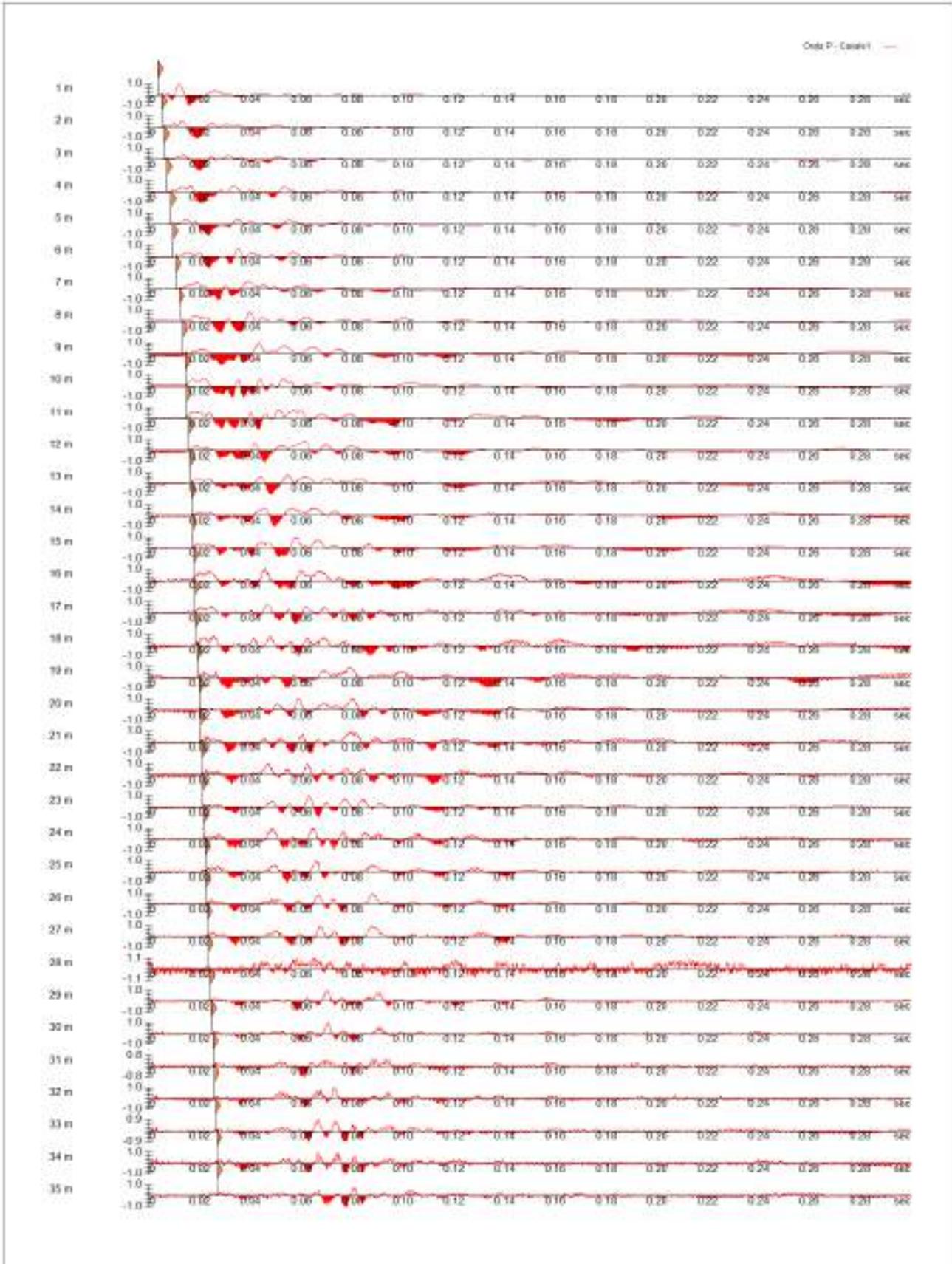
### Dati iniziali

Offset scoppio [m]	Numero di ricezioni	Posizione primo geofono [m]	Interdistanza [m]
2	35	1	

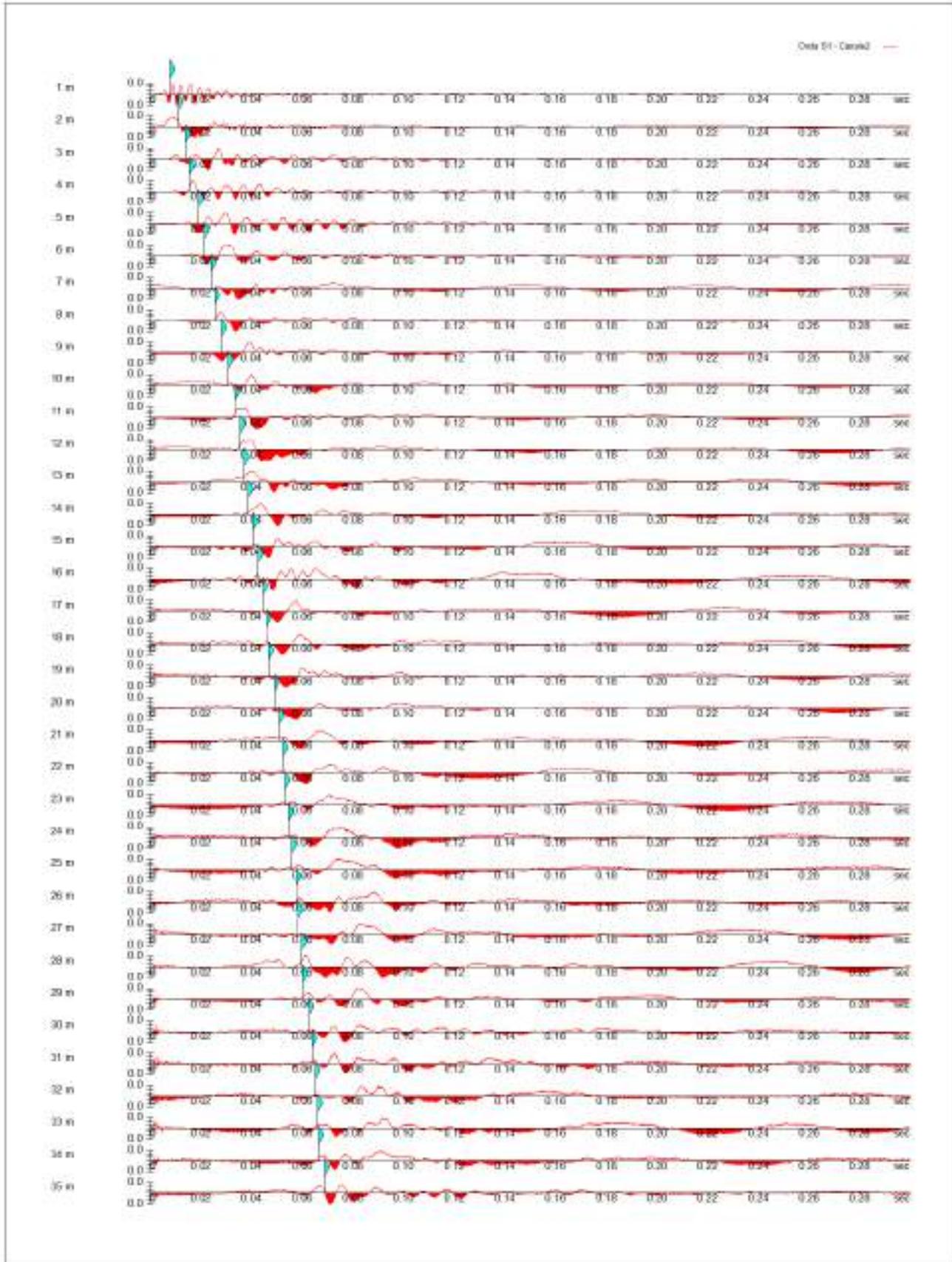
### Dati misure down hole

Registrazioni Nr.	Z [m]	Tp [msec]	Ts [msec]
1	1.00	3.5	7.7
2	2.00	4.9	11.2
3	3.00	5.9	13.8
4	4.00	7.1	15.4
5	5.00	8.5	18.9
6	6.00	9.2	21.4
7	7.00	10.6	24
8	8.00	11.8	25.5
9	9.00	13.3	28.2
10	10.00	14.3	30.7
11	11.00	14.8	33.2
12	12.00	15.6	35.5
13	13.00	16.1	37.2
14	14.00	16.7	38.7
15	15.00	17.1	40.4
16	16.00	17.6	42.5
17	17.00	17.9	44.5
18	18.00	18.3	45.9
19	19.00	18.9	46.8
20	20.00	19.7	49
21	21.00	20.3	51
22	22.00	20.7	52.5
23	23.00	21	53.3
24	24.00	21.5	54.5
25	25.00	22	55.8
26	26.00	22.3	57.5
27	27.00	22.7	58.3
28	28.00	23.2	59.8
29	29.00	23.9	60.4
30	30.00	24.3	62.8
31	31.00	25.1	63.8
32	32.00	25.7	65.1
33	33.00	26.1	65.9
34	34.00	26.6	66.5
35	35.00	27	68.7

### ONDE P



## ONDE S



## Risultati

SR [m]	Tpcorr [msec]	Tscorr [msec]
2.2361	1.5652	3.4435
2.8284	3.4648	7.9196
3.6056	4.9091	11.4823
4.4721	6.3504	13.7742
5.3852	7.8921	17.5482
6.3246	8.7279	20.3018
7.2801	10.1922	23.0766
8.2462	11.4477	24.7386
9.2195	12.9833	27.5285
10.1980	14.0223	30.1038
11.1803	14.5613	32.6645
12.1655	15.3877	35.0170
13.1530	15.9128	36.7674
14.1421	16.5322	38.3111
15.1328	16.9500	40.0456
16.1245	17.4641	42.1718
17.1172	17.7774	44.1952
18.1108	18.1881	45.6193
19.1050	18.7962	46.5429
20.0998	19.6022	48.7568
21.0950	20.2086	50.7703
22.0907	20.6150	52.2844
23.0868	20.9211	53.0996
24.0832	21.4257	54.3117
25.0799	21.9299	55.6223
26.0768	22.2343	57.3306
27.0740	22.6380	58.1407
28.0713	23.1410	59.6480
29.0689	23.8434	60.2569
30.0666	24.2462	62.6609
31.0645	25.0479	63.6676
32.0624	25.6500	64.9732
33.0606	26.0522	65.7793
34.0588	26.5541	66.3853
35.0571	26.9560	68.5881

## Metodo diretto

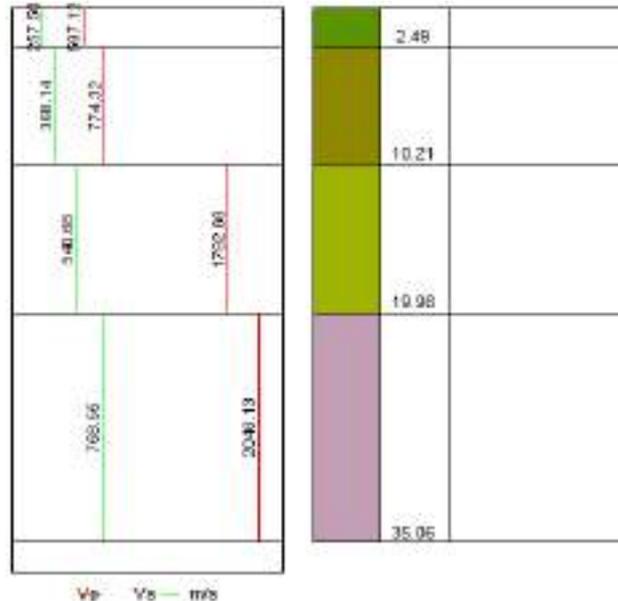
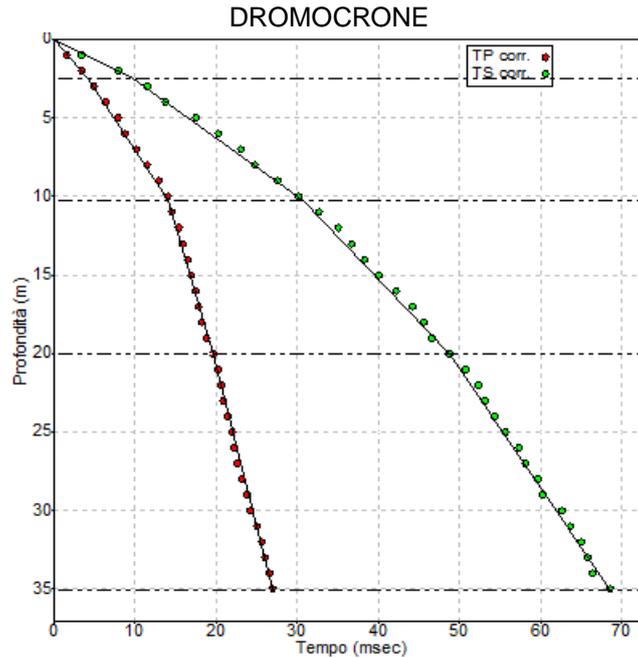
Profondità di riferimento: 30 m  
 VS,eq: 484.5 m/s

Sismostrati con metodo diretto:

Descrizione [-]	Profondità [m]
	2.49
	10.21
	19.98
	35.06

Valori medi:

Vp medio [m/s]	Vs medio [m/s]	g medio [kN/mc]	ni medio	G medio [MPa]	Ed medio [MPa]	E medio [MPa]	Ev medio [MPa]
597.12	257.5	20.09	0.39	135.81	730.33	376.41	549.24
774.32	368.14	20.35	0.35	281.24	1244.2	761.59	869.2
1792.66	540.68	21.48	0.45	640.2	7037.78	1856.52	6184.19
2046.13	758.55	22.22	0.42	1303.82	9486.73	3703.72	7748.3



Moniga del Garda (BS), 23/08/2021

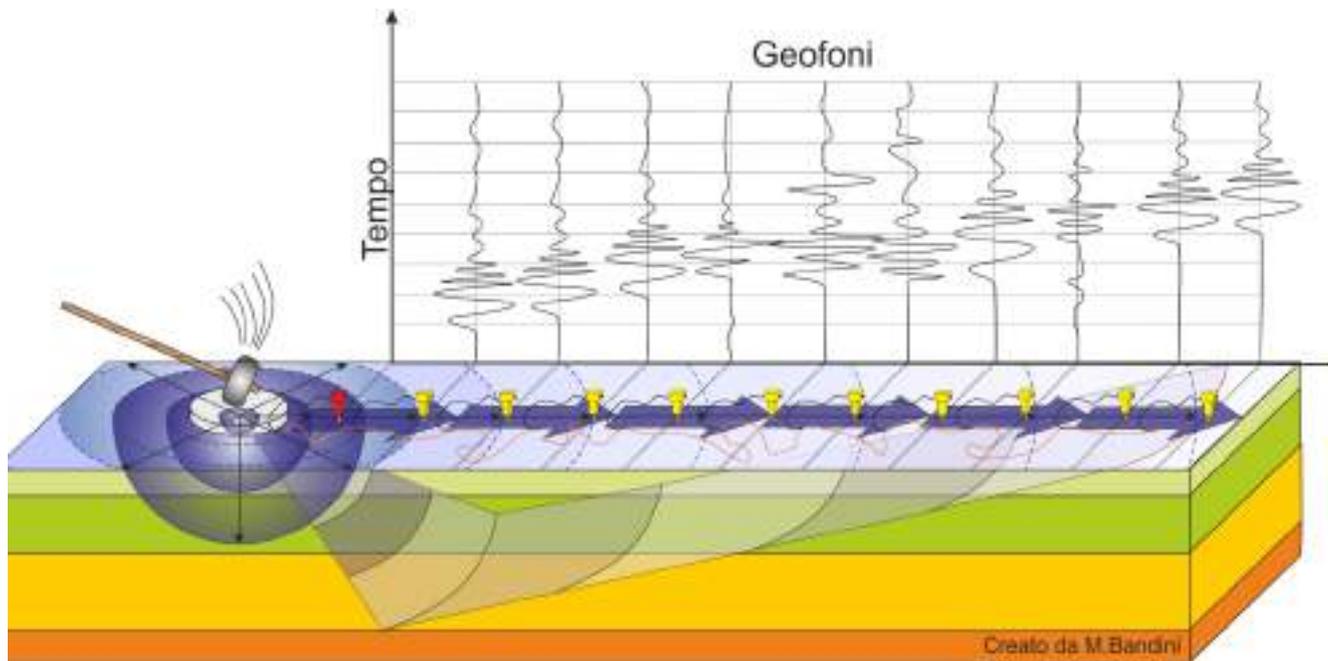


IL TECNICO  
DOTT. GEOL. STEFANO SALVI

## INDAGINE SISMICA

### TECNICA MASW

La geofisica osserva il comportamento delle onde che si propagano all'interno dei materiali. Un segnale sismico, infatti, si modifica in funzione delle caratteristiche del mezzo che attraversa. Le onde possono essere generate in modo artificiale attraverso l'uso di masse battenti, di scoppi, etc.



### Moto del segnale sismico

Il segnale sismico può essere scomposto in più fasi ognuna delle quali identifica il movimento delle particelle investite dalle onde sismiche. Le fasi possono essere:

- **P** - Longitudinale: onda profonda di compressione;
- **S** - Trasversale: onda profonda di taglio;
- **L** - Love: onda di superficie, composta da onde P e S;
- **R** - Rayleigh: onda di superficie composta da un movimento ellittico e retrogrado.



### Onde di Rayleigh – “R”

In passato gli studi sulla diffusione delle onde sismiche si sono concentrati sulla propagazione delle onde profonde (onde P, onde S) considerando le onde di superficie come un disturbo del segnale sismico da analizzare. Recenti studi hanno consentito di creare dei modelli matematici avanzati per l'analisi delle onde di superficie in mezzi a differente rigidità.

### **Analisi del segnale con tecnica MASW**

Secondo l'ipotesi fondamentale della fisica lineare (Teorema di Fourier) i segnali possono essere rappresentati come la somma di segnali indipendenti, dette armoniche del segnale. Tali armoniche, per analisi monodimensionali, sono funzioni trigonometriche seno e coseno, e si comportano in modo indipendente non interagendo tra di loro. Concentrando l'attenzione su ciascuna componente armonica il risultato finale in analisi lineare risulterà equivalente alla somma dei comportamenti parziali corrispondenti alle singole armoniche. L'analisi di Fourier (analisi spettrale FFT) è lo strumento fondamentale per la caratterizzazione spettrale del segnale. L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, viene eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato dove è possibile, in modo abbastanza agevole, identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali, osservando, inoltre, che le onde di Rayleigh si propagano con velocità che è funzione della frequenza. Il legame velocità frequenza è detto spettro di dispersione. La curva di dispersione individuata nel dominio f-k è detta curva di dispersione sperimentale, e rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro.

### **Modellizzazione**

È possibile simulare, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$v = \lambda \times \nu$$

Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si può ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale: questa fase è detta di inversione e consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi a differente rigidità.

### **Modi di vibrazione**

Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno. I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle a profondità elevate.

### **Profondità di indagine**

Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.

## TECNICA HVSR

La tecnica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) consiste nel misurare direttamente, sfruttando il rumore di fondo ambientale (microtremori), le frequenze di risonanza degli edifici e dei terreni costituenti il sottosuolo, allo scopo di stimare gli effetti di sito e la vulnerabilità sismica dell'opera. Per rumore ambientale di fondo s'intende l'insieme delle vibrazioni che si propagano nel terreno dovute sia a fenomeni naturali, moto ondoso, perturbazioni atmosferiche, ecc., sia all'azione antropica, traffico veicolare, macchinari, ecc... Si è riconosciuto, a partire dagli anni Settanta, che i microtremori tendono a eccitare le frequenze naturali di oscillazione dei terreni, permettendone l'individuazione. In pratica ciò che viene misurato sono, in certo intervallo di frequenze, solitamente 0.1-100 Hz, le velocità dei microtremori lungo il piano orizzontale e verticale (H e V) e il rapporto fra le due componenti (H/V). I valori di massimo locale (picchi positivi) di H/V ai quali corrispondono minimi locali di V individuano le frequenze di risonanza degli strati di terreno lungo la verticale di misura. Più elevato è il valore del rapporto H/V maggiore è il contrasto di impedenza sismica e quindi la variazione di velocità delle onde S fra livelli stratigrafici contigui.



La tecnica HVSR richiede l'utilizzo di un velocimetro triassiale, cioè di un sismometro a stazione singola in grado di registrare i microtremori lungo le due direzioni orizzontali (X, Y) e lungo quella verticale (Z), in un ampio intervallo di frequenze (0.1-100 Hz) e per una durata sufficientemente lunga (mediamente 10-20 minuti). Il moto indotto nel terreno viene misurato in termini di velocità attraverso tre velocimetri, uno per ogni direzione di misura (X, Y e Z), secondo il passo di campionamento impostato dall'operatore. Le misure registrate vengono poi elaborate e restituite graficamente in forma di spettri H/V (rapporto H/V in funzione della frequenza, dove H è la media delle misure lungo X e Y) e spettri V (componente verticale del moto in funzione della frequenza).

Attraverso la tecnica HVSR è possibile:

- valutare in maniera quantitativa gli effetti di sito (risposta sismica locale e suscettibilità alla liquefazione del terreno);
- ricavare il profilo delle velocità delle onde S con la profondità e calcolare il parametro  $V_{s30}$ ;
- analizzare la vulnerabilità sismica degli edifici, esistenti o in progetto.

## EFFETTI DI SITO. RISPOSTA SISMICA LOCALE

Le onde di taglio (S) sono le principali responsabili delle lesioni che subiscono gli edifici durante un evento sismico. Infatti, mentre le onde di compressione (P) agiscono sulle sovrastrutture in direzione prevalentemente verticale (moto sussultorio), le onde S sollecitano le stesse con forze di taglio lungo il piano orizzontale (moto ondulatorio), dove gli elementi strutturali sono più vulnerabili. Nelle analisi di pericolosità sismica è quindi fondamentale esaminare in dettaglio in che modo le onde S si propagano. È infatti ampiamente dimostrato che questo tipo di oscillazione durante il percorso verso la superficie può subire un'azione di filtraggio che tende a ridistribuire l'energia associata al treno d'onda, concentrandola in determinate frequenze, corrispondenti alle frequenze naturali di vibrazione dei terreni attraversati. L'effetto finale è quello di amplificare le onde S che andranno a sollecitare l'opera. Questo fenomeno può essere dovuto sia a particolarità topografiche del sito (amplificazione topografica), come valli sepolte o zone di cresta o di versante in pendii naturali o artificiali, sia a variazioni brusche nelle caratteristiche meccaniche dei terreni attraversati lungo la verticale (amplificazione stratigrafica). Lermo e Chavez-Garcia (1993), basandosi sul lavoro di Nakamura (1989), suggeriscono che lo spettro H/V possa essere visto, a tutti gli effetti, come rappresentativo della funzione di trasferimento del moto sismico dal bedrock alla superficie. Secondo questi Autori quindi le ampiezze dei picchi stratigrafici nello spettro H/V possono essere interpretate direttamente come fattori di amplificazione del moto sismico, almeno per quanto riguarda la componente stratigrafica.

## PROFILO VELOCITÀ DELLE ONDE S E CLASSIFICAZIONE DEL SOTTOSUOLO SECONDO IL D.M. 17.01.2018

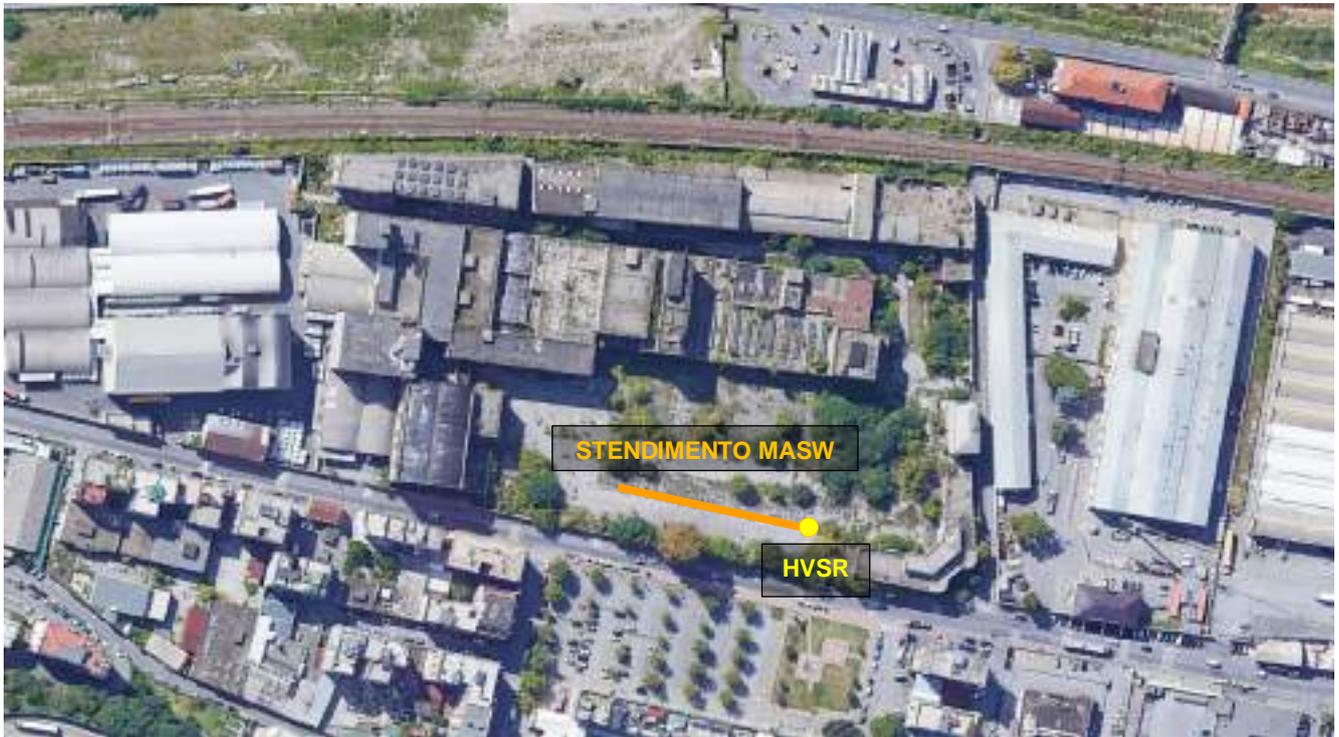
Il D.M. 17.01.2018 suggerisce come riferimento di calcolo dell'amplificazione sismica locale, in particolare della componente stratigrafica, un metodo semplificato basato sulla stima del parametro  $V_{seq}$ . Per  $V_{seq}$  s'intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati di copertura fino alla profondità  $H$  in cui giace il bedrock, caratterizzato da  $V_s > 800$  m/s, calcolata secondo la relazione: Dove  $H$  viene posto uguale a 30 m nel caso in cui il bedrock si trovi a una profondità superiore.

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

Sulla base del valore calcolato di  $V_{seq}$  vengono identificate 5 classi, A, B, C, D ed E alle quali corrispondono un differente spettro di risposta elastico. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente:

Categ. Sottos.	Descrizione	Spessore (m)	Vs (m/s)
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.	Qualsiasi	>800
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.	> 30 m	≥360 ≤800
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.	> 30 m	≥180 ≤360
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.	> 30 m	< 180
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.	Fino a 30 m	≈ C e D

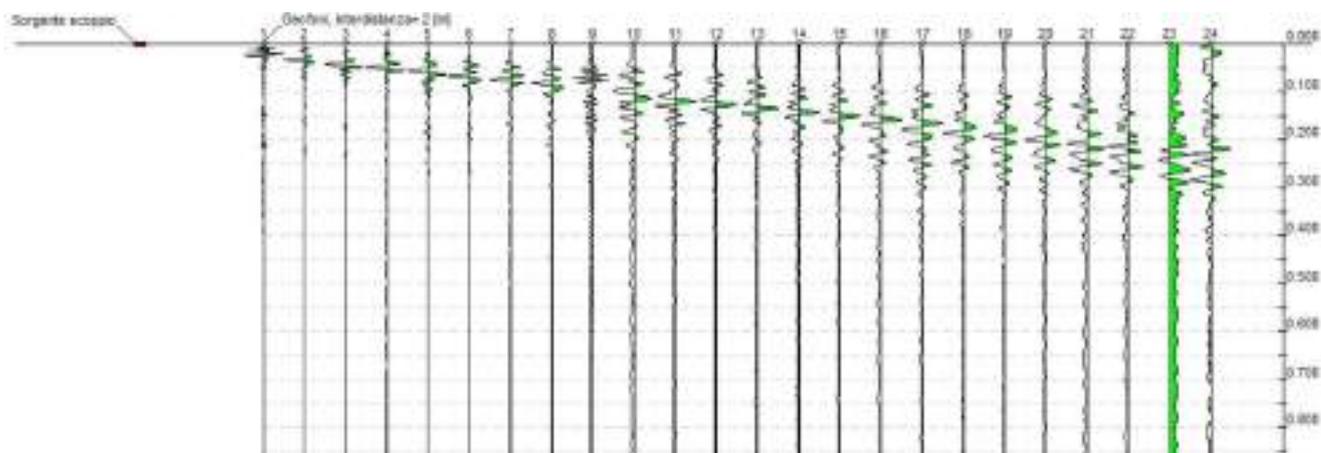
**RISULTATI INDAGINE – GENOVA (GE), EX MIRA LANZA**



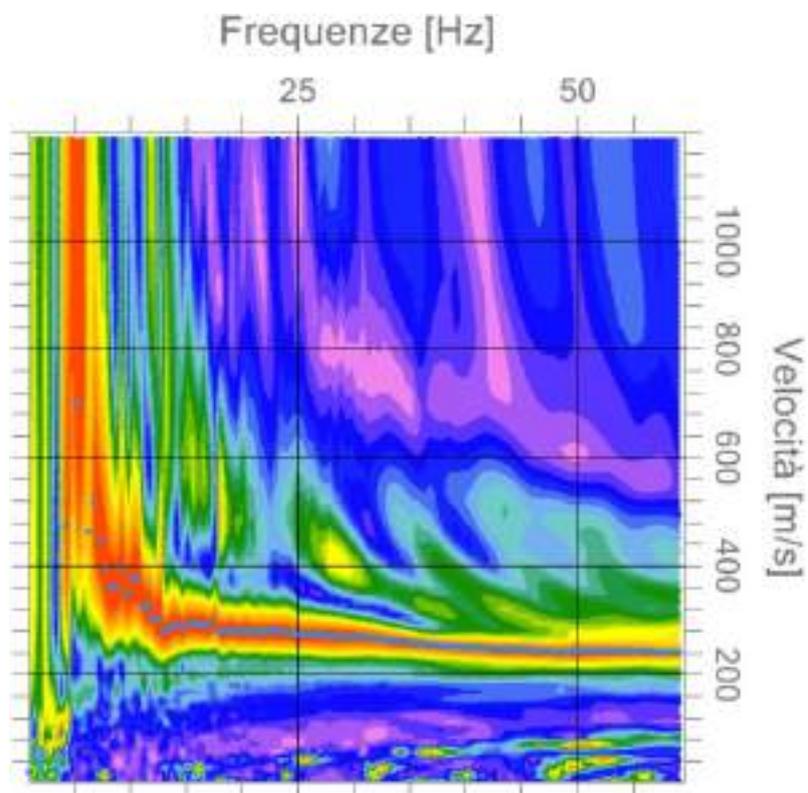
*Stendimento Masw*

## MASW

Dato GPS: 44.445093°, 8.892971° (DD° FORMAT WGS 84)  
 Data: 09/03/2021  
 N. Tracce: 24  
 Durata Acquisizione: 2048.0 msec  
 Periodo di campionamento: 1.00 msec  
 Offset da sorgente: 6 m  
 Distanza intergeofonica: 2 m



### SPETTRO VELOCITÀ DI FASE – FREQUENZE



## HVSR

Strumento: TRZ-0018/01-09

Formato dati: 16 byte

Fondo scala [mV]: n.a.

Inizio registrazione: 24/05/21 13:54:07 Fine registrazione: 24/05/21 14:08:07

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

**Dato GPS 44.445093°, 8.892971° (DD° FORMAT WGS 84)**

Durata registrazione: 0h14'00". Analizzato 60% tracciato (selezione manuale)

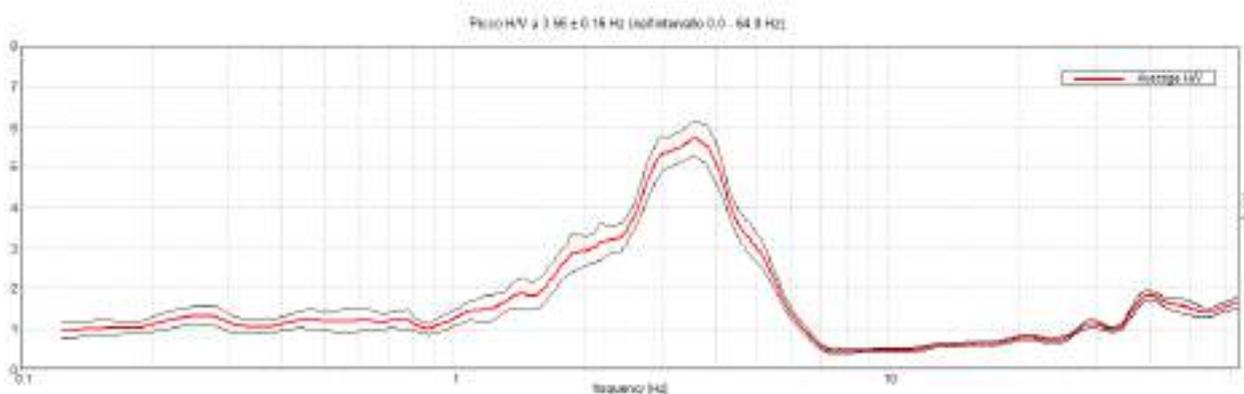
Freq. campionamento: 128 Hz

Lunghezza finestre: 20 s

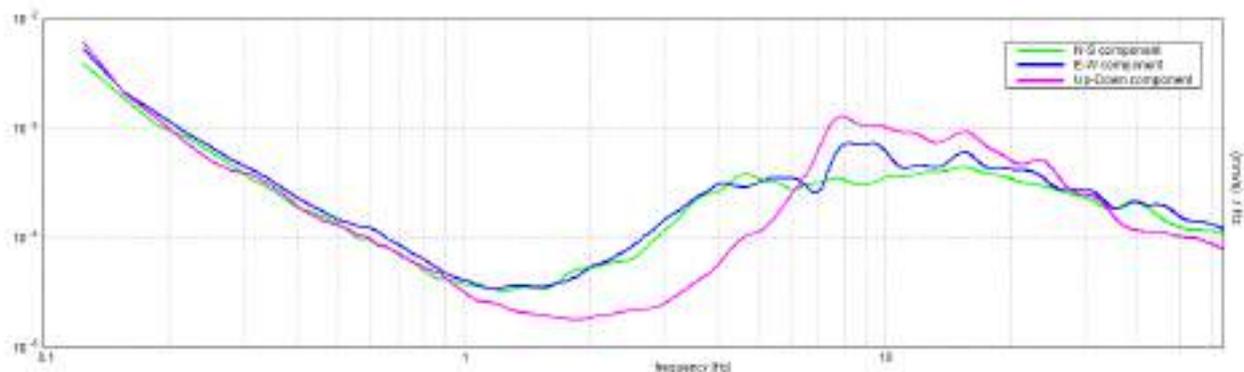
Tipo di lisciamento: Triangular window

Lisciamento: 10%

### RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE



### SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



Picco H/V a  $3.56 \pm 0.16$  Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).

### Criteri per una curva H/V affidabile

$f_0 > 10 / L_w$	$3.56 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$1781.3 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 172	OK	

### Criteri per un picco H/V chiaro

Esiste $f^-$ in $[f_0/4, f_0]$   $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	1.844 Hz	OK	
Esiste $f^+$ in $[f_0, 4f_0]$   $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	5.125 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$5.71 > 2$	OK	
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.04575  < 0.05$	OK	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.16298 < 0.17813$	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.4139 < 1.58$	OK	

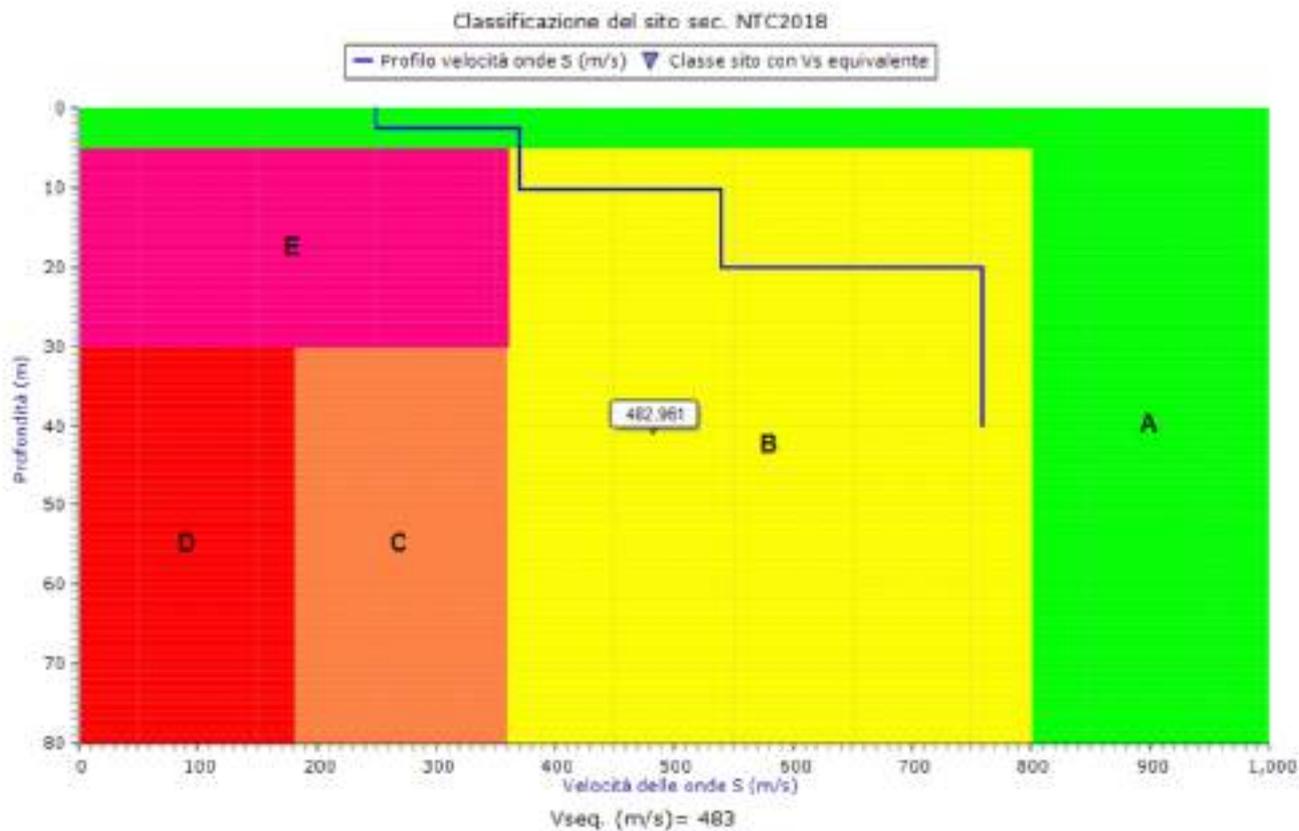
$L_w$	lunghezza della finestra
$n_w$	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
$f$	frequenza attuale
$f_0$	frequenza del picco H/V
$\sigma_f$	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
$A_0$	ampiezza della curva H/V alla frequenza $f_0$
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza $f$
$f^-$	frequenza tra $f_0/4$ e $f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
$f^+$	frequenza tra $f_0$ e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$ , $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

### Valori di soglia per $\sigma_f$ e $\sigma_A(f_0)$

Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 - 0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

### MODELLO SISMOSTRATIGRAFICO MEDIO

Sismostrato	Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
1	2.50	2.50	250	0.39
2	10.20	7.70	370	0.35
3	20.00	9.80	540	0.45
4	Inf.	Inf.	760	0.42



**$V_{s\_eq}(0.0-30.0) = 483 \text{ m/s}$**

**CATEGORIA DI SOTTOSUOLO (D.M. 17/01/2018): B**

Moniga del Garda (BS), 23/08/2021

IL TECNICO  
DOTT. GEOL. STEFANO SALVI

