

# COMUNE DI GUALDO TADINO

## Provincia di Perugia

Oggetto: PROGETTO PER L'AMPLIAMENTO DI IMMOBILI  
AD USO COMMERCIALE

Tavola in allegato:

# 01

Elaborato:

## RELAZIONE GEOLOGICA E CONSULENZA GEOTECNICA

Data:

NOVEMBRE 2015

STUDIO DI GEOLOGIA



Dott. Diego Albini  
GEOLOGO

P.zza Martiri della Libertà 14  
06023 Gualdo Tadino (PG) Tel. 075/916435  
Cell. 347/7334566 - email: geoalbini@gmail.com  
C.F.: LBNDGI75B16E230Y - P.I.: 02543770545

Disegno allegato:

## MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA



Collaboratore:

Tecnico:

Dott. Geologo Diego Albini

Committenza:

IMMOBILIARE TADINA s.r.l.

cod.  
rif.

data:

collaboratore:

oggetto della modifica:

Questo disegno è protetto dalle vigenti leggi d'autore e pertanto non può essere riprodotto, in tutto od in parte, né essere ceduto a terzi senza la nostra autorizzazione scritta

## **1. PREMESSA**

## **2. STUDIO GEOLOGICO**

### **2.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO TERRITORIALE**

#### *2.1.1 GEOLOGIA DI AREA RISTRETTA*

### **2.2 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO TERRITORIALE**

#### *2.2.1 GEOMORFOLOGIA DI AREA VASTA*

#### *2.2.2 DATI SULLA FRANOSITA' STORICA DELL'AREA*

#### *2.2.3 GEOMORFOLOGIA DI AREA RISTRETTA*

### **2.3 INQUADRAMENTO IDROLOGICO E IDROGEOLOGICO TERRITORIALE**

#### *2.3.1 IDROLOGIA E IDROGEOLOGIA DI AREA VASTA*

#### *2.3.2 IDROLOGIA ED IDROGEOLOGIA DI AREA RISTRETTA*

#### *2.3.3 DATI SULL'ALLUVIONALENTA DELL'AREA*

## **3 ANALISI DEL PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI)**

## **4 VINCOLI DI NORMATIVA**

## **5 MODELLAZIONE GEOLOGICA**

### **5.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE**

#### *5.1.1 PIANO E DESCRIZIONE DELLE INDAGINI*

### **5.2 RISULTATI DELLE INDAGINI**

### **5.3 CONSIDERAZIONI GENERALI SULLA STABILITA' DEI VERSANTI**

### **5.4 DEFINIZIONE E VALUTAZIONE DEGLI ELEMENTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI DI PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE**

## **6. MODELLAZIONE SISMICA**

### **6.1 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA - SISMICITA' STORICA**

### **6.2 DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE**

### **6.3 DETERMINAZIONE DELL'APPROCCIO PIU' IDONEO AI FINI DELLA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA-APPROCCIO SEMPLIFICATO**

### **6.4 DEFINIZIONE DELLE FORME SPETTRALI**

### **6.5 DEFINIZIONE DELL' AZIONE E DELLA RISPOSTA SISMICA**

*6.5.1 VITA NOMINALE DELLE STRUTTURE -  $V_n$*

*6.5.2 CLASSE D'USO -  $C_u$*

*6.5.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA -  $V_r$*

*6.5.4 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITA' DI SUPERAMENTO*

*6.5.5 TEMPO DI RITORNO*

*6.6 APPROCCIO SEMPLIFICATO*

*6.6.1 CATEGORIA DI SUOLO DI FONDAZIONE*

*6.6.2 AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA*

*6.6.3 CONDIZIONI TOPOGRAFICHE*

*6.6.4 AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA*

*6.5 VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DI SITO - APPROCCIO DA MODELLAZIONE SPECIFICA (SRL)*

**7 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO**

*7.1 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO*

*7.1.1 APPROCCIO SEMPLIFICATO*

**8. MODELLAZIONE GEOTECNICA**

**8.1 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SUBSTRATO**

*8.1.1 DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI*

*GEOTECNICI*

*8.1.2 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI*

**8.2 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)**

**8.3 CALCOLO DEL CARICO LIMITE  $R_d$  (SLU-SLV)**

**8.3.1 FONDAZIONI SUPERFICIALI**

**8.3.2. STIMA DELLA RESISTENZA  $R_d$  DEL TERRENO CON FONDAZIONI SUPERFICIALI**

**8.4 PROFONDITA' SIGNIFICATIVA**

**8.5 VERIFICA DEI CEDIMENTI**

**8.6 COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO**

**9. STABILITA' DEL SITO**

**9.1 STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE**

#### 9.1.1 *ESCLUSIONE DALLA VERIFICA*

#### 9.2 STABILITA' DEI FRONTI DI SCAVO

### 10. CONCLUSIONI

#### ALLEGATI :

- Elaborati di calcolo del carico limite ultimo Rd e cedimento terreno - fondazione;
- Classificazione dell'ammasso roccioso secondo Hoek e Brawn;
- Valutazione della Risposta Sismica Locale (VRSL).
- Elaborati di indagine geognostica:
  1. *Prospezioni sismiche M.A.S.W.*,
  2. *Indagini Penetrometriche Dinamiche Continue DPSH*
- TAVOLA N. 1: **MODELLAZIONE GEOLOGICA E CONSULENZA GEOTECNICA**

## 1. PREMESSA

Su incarico e per conto di IMMOBILIARE TADINA s.r.l. è stato eseguito uno studio geologico e una consulenza geotecnica a corredo del progetto per l'ampliamento di immobili ad uso commerciali, siti in Loc. Ponte della Stazione nel Comune di Gualdo Tadino (PG).

Il sito indagato è distinto in cartografia ufficiale I.G.M nella tavoletta "Gualdo Tadino" I S.O. del foglio N° 123 della Carta d'Italia.

A termini catastali il lotto di terreno è censito al Foglio di mappa n.° 39, particelle n.° 1148 e 1188.

Il progetto prevede la realizzazione di un ampliamento nella porzione centrale del complesso commerciale Porta Nova. Le nuove strutture, che verranno adibite a locali ad uso commerciale, presentano dimensioni variabili del tipo: 15,54mx14m - 10,25mx10m - 10,50mx10m-9,0mx5.40m. I carichi indotti verranno trasferiti sul terreno tramite fondazioni superficiali a platea e, solamente in prossimità degli ingressi delle gallerie, è previsto l'utilizzo di fondazioni profonde (micropali) al fine di evitare che eventuali assestamenti dei terreni provochino l'apertura di fratture e spaccature sulla pavimentazione in prossimità dei giunti tra i fabbricati. Sarà, inoltre, prevista la rimozione delle cisterne antincendio interrato.

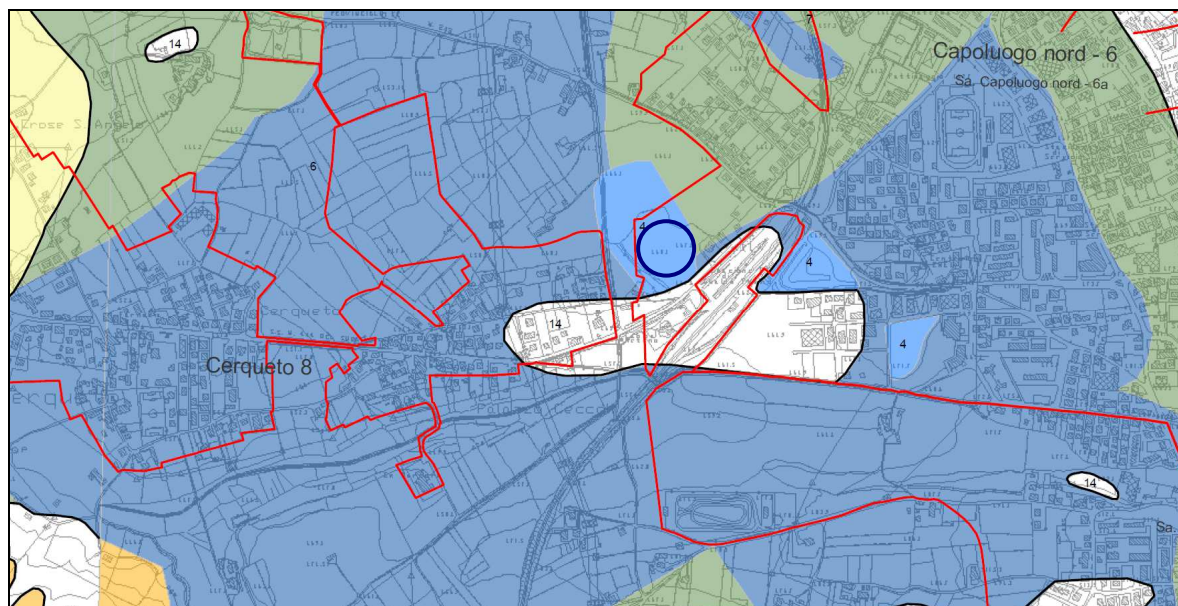
Il presente lavoro è svolto in ottemperanza alla normativa vigente:

- Ordinanza PCM n. 3274 – 20.03.03 e successiva Ordinanza n. 3519 – 28.04.06, secondo le quali il territorio comunale di Gualdo Tadino (PG) è stato inserito in zona 2 di sismicità.
- D.M. 14.02.08 "Norme Tecniche per le Costruzioni".
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- L.R. 1/2015 "Testo unico governo e materie correlate".
- Eurocodice EC7 per l'ingegneria geotecnica.
- Eurocodice EC8 per la progettazione delle strutture per la resistenza sismica.

Gli studi condotti mostrano che l'area di interesse, pur essendo ritenuta stabile, è stata in passato soggetta ad attività estrattive, le quali hanno portato alla formazione di depressioni che nel tempo sono state colmate con del materiale antropico. La presenza di materiale in sito molto eterogeneo e a luoghi anche scadente è confermata da uno stralcio dalla Carta di

Studio geologico-tecnico a corredo del progetto per l'ampliamento di immobili ad uso commerciale, siti in Loc. Ponte della Stazione nel territorio Comunale di Gualdo Tadino (PG).

Pericolosità Sismica allegata al PRG vigente, in cui è osservabile che il sito di interesse è cartografato come **zona 4** (zona potenzialmente interessata da terreni di fondazione scadenti).



#### ZONE SUSCETTIBILI DI AMPLIFICAZIONI SISMICHE O INSTABILITA' DINAMICA

- 1 - Area caratterizzata da movimenti franosi attivi
- 2 - Area caratterizzata da movimenti franosi quiescenti
- 3 - Area potenzialmente franosa o esposta a rischio di frana
- 4 - Aree con terreni di fondazione particolarmente scadenti (riporti poco addensati, terreni granulari fini con falda superficiale)
- 5 - Aree interessate da deformazioni dovute a faglie attive e capaci
- 6 - Area di fondovalle con depositi alluvionali
- 7 - Area pedemontana di falda di detrito e cono di deiezione
- 8 - Area con travertini
- 9 - Zona dei depositi delle unità sintemiche non diversamente classificate
- 14 - Aree stabili non suscettibili di amplificazioni locali
- 10 - Linea di contatto tra litotipi con caratteristiche fisico - meccaniche molto diverse
- 11 - Linea di ciglio  $H > 10$  m (scarpata con parete subverticale, bordo di cava, nicchia di distacco, orlo di terrazzo fluviale di natura antropica)
- 12 - Linea di crinale affilato
- 13 - Cocuzzolo
- Macroaree del sistema insediativo

Stralcio della carta di pericolosità sismica relativa alla Variante parziale al vigente PRG (fuori scala).

## 2. STUDIO GEOLOGICO

### 2.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO TERRITORIALE

Il Rilievo Umbro-Marchigiano, inteso come pre-Appennino p.p + “Catena Appenninica”, è compreso fra il fronte di sovrascorrimento della Falda Toscana nella porzione occidentale fino all’avanfossa pliocenica adriatica nella porzione orientale (Pialli & Lavecchia, 1980).

In fig. 1 vengono schematizzate le varie zone presenti in questo settore di rilievo Umbro-Marchigiano.

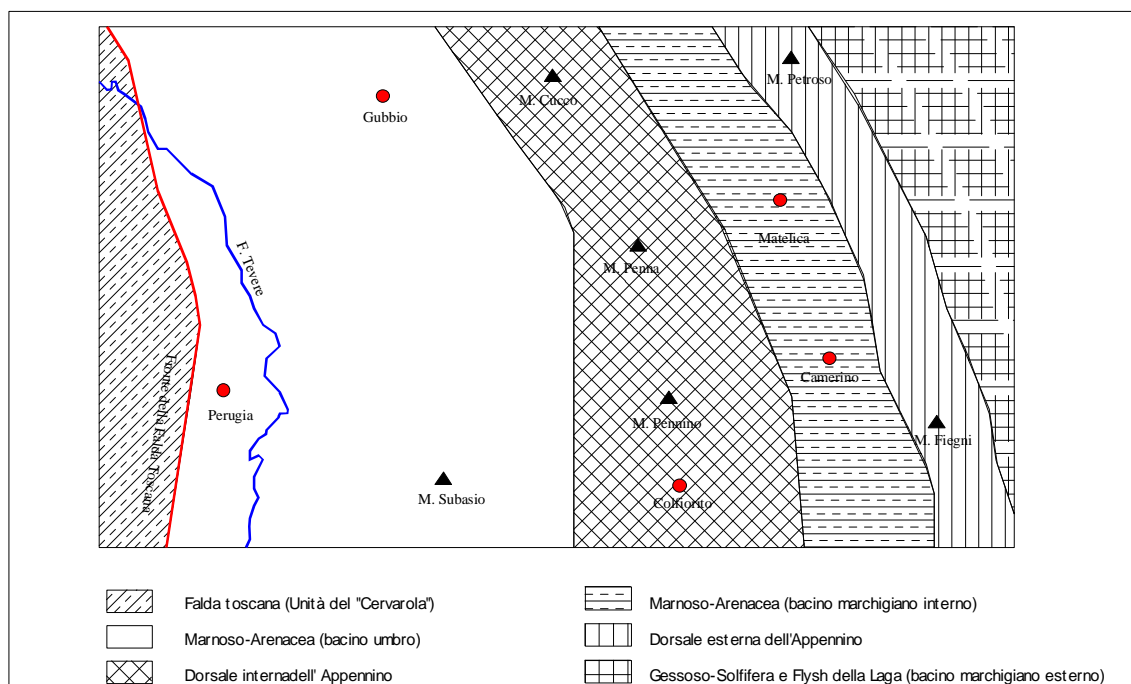


Fig. 1- Inquadramento geologico territoriale.

In particolare si osserva:

- ❑ La zona corrispondente al bacino di sedimentazione umbro dei terreni della Formazione Marnoso-Arenacea;
- ❑ La dorsale appenninica interna, essenzialmente mesozoica, corrispondente alla catena M. Cucco - M. Penna – M. Pennino - Colfiorito;
- ❑ La zona corrispondente al bacino di sedimentazione marchigiano interno (Matellica-Camerino) con depositi silico-clastici alto-miocenici;
- ❑ La dorsale appenninica esterna, essenzialmente mesozoica, corrispondente alla catena M. Petrosio – M. Fieni;

- La zona corrispondente al bacino di sedimentazione marchigiano esterno occupata dalla Formazione Gessoso-Solfifera e dalla Formazione del Flysch della Laga.

La zona oggetto di studio ricade nella zona di affioramento dei litotipi della catena mesozoica M. Cucco - M. Penna – M. Pennino – Colfiorito, formati da successioni sedimentarie prevalentemente pelagiche deposte su crosta continentale; queste successioni presentano una parte basale riferibile ad ambienti sedimentari continentali, costieri e marini di acqua bassa (Trias – Lias inf.), una parte media di ambiente pelagico ed una parte superiore torbiditica (Oligocene sup. – Miocene sup.).

I litotipi affioranti nell'area di interesse sono composti in superficie da depositi alluvionali che giacciono in discontinuità stratigrafica sul substrato roccioso Miocenico.

Nella fascia appenninica molto più ad est dell'area in esame affiora la successione carbonatica ridotta (Calcere Massiccio e Maiolica con interposte formazioni che variano da luogo a luogo). Dal Giurassico superiore all'Eocene il Dominio Umbro-Marchigiano rimase in un ambiente di sedimentazione pelagico con caratteri abbastanza uniformi. In questo periodo si depositarono la Maiolica, le Marne a Furoidi e il gruppo della Scaglia.

Nel Miocene, l'area Umbro-Marchigiana entrò in un regime orogenico compressivo; il progressivo corrugamento modificò continuamente la morfologia dei fondali ed esercitò uno stretto controllo sulla sedimentazione.

Le prime fasi di corrugamento furono accompagnate dalla individuazione di bacini di avanfossa, orientati in senso appenninico, che migrarono progressivamente verso est a spese dell'avampaese. Le successioni sedimentarie che si deposero in questi bacini si caratterizzano per la presenza di elevati spessori di torbiditi.

In questo intervallo di tempo si è deposta la Formazione del Bisciario, seguita dalla Formazione torbiditica silicoclastica della Marnoso-Arenacea. Nel Miocene superiore l'area umbra entrò in piena fase di deformazione ed arrivò ad emergere.

L'intervallo di tempo compreso tra il Pliocene e il Pleistocene rappresenta per l'area umbro-marchigiana il passaggio dall'ambiente prevalentemente marino a quello continentale. La sedimentazione nella zona in esame diviene fluvio-lacustre e successivamente detritica, con la formazione di alluvioni fini e grossolane, detriti di falda, conoidi e detriti pedemontani variamente interconnessi tra di loro.



### **DEFINIZIONE DEI PRINCIPALI LINEAMENTI TETTONICI**

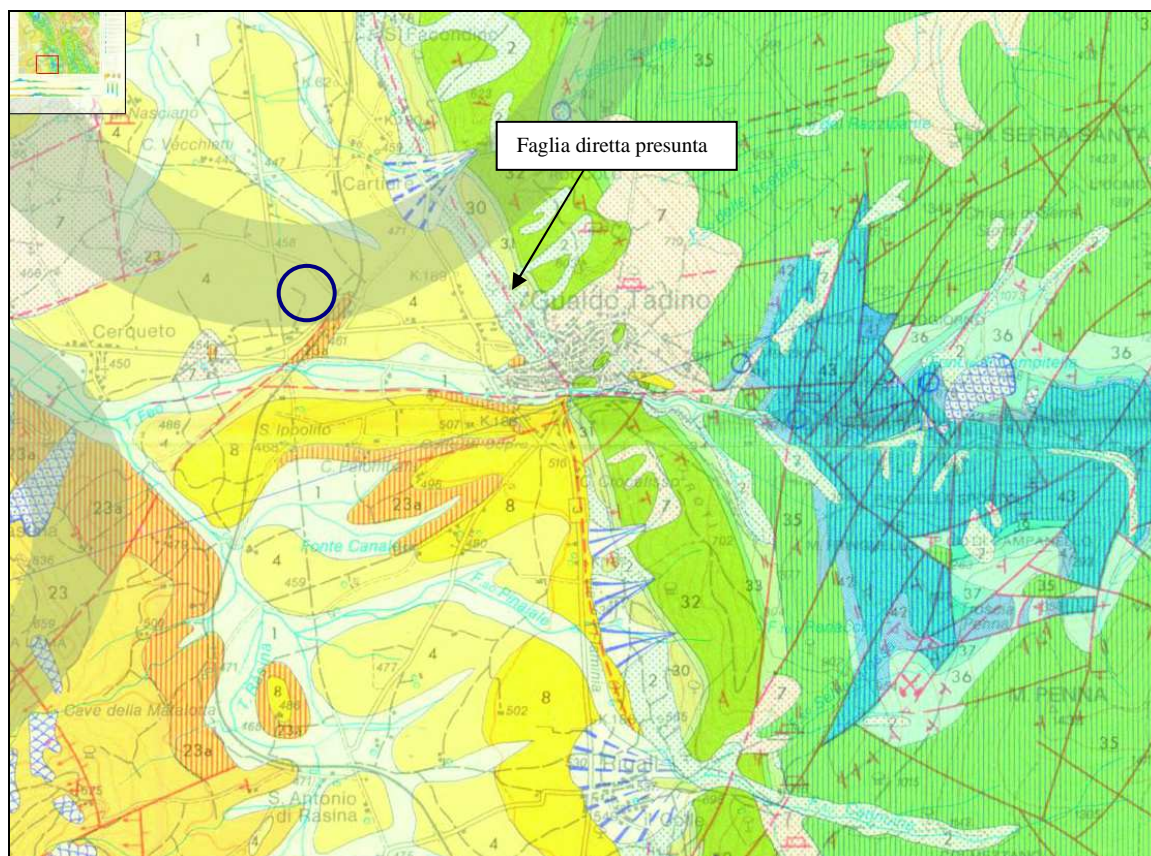
Da un punto di vista strutturale l'area in esame, come del resto l'Appennino Umbro-Marchigiano, è una struttura a pieghe concentriche; tali pieghe sono dislocate da diversi sistemi di faglie. L'attuale assetto strutturale della zona è il risultato di una complessa storia deformativa, caratterizzata dal susseguirsi di fenomeni differenti ma tra loro correlati.

Le tre fasi tettoniche caratterizzanti lo stile dell'area sono le seguenti: la prima a carattere distensivo interessa le formazioni giurassiche e in particolar modo il Calcare Massiccio; la seconda, a carattere compressivo, va dal Tortonianiano al Pliocene medio ed è rappresentata dal sovrascorrimento che ha portato alla formazione dell'anticlinale interna, il cui asse coincide localmente con l'allineamento M. Maggio – M. Serrasanta; dal Pliocene sup. al Quaternario è stata attiva la terza fase tettonica, ancora a carattere distensivo. Testimonianza di questa terza fase sono le faglie dirette e trasversali che tagliano secondo varie direzioni le strutture plicative così da definire l'attuale assetto morfologico dell'area.

Tutta l'area di pianura alluvionale, depressione strutturale ad andamento appenninico, rappresenta la parte occidentale del bacino lacustre pleistocenico di Gualdo Tadino. Questa è caratterizzata dalla presenza di dorsali basse ed allungate in direzione antiappenninica, che favoriscono l'affioramento della Formazione Marnoso-Arenacea. Non è chiaro se la natura di tali dorsali sia legata a cause stratigrafiche o tettoniche.

Uno dei principali lineamenti tettonici, riportato in gran parte della cartografia geologica disponibile, è una faglia presunta di tipo diretto in direzione appenninica, come osservabile da uno stralcio della Carta Geologica d'Italia "Foglio 301 – Fabriano", la quale attraversa la fascia pedemontana di Gualdo e di cui la presenza, peraltro molto discussa, non è stata testimoniata né attraverso linee sismiche a riflessioni né attraverso studi di dettaglio.

Studio geologico-tecnico a corredo del progetto per l'ampliamento di immobili ad uso commerciale, siti in Loc. Ponte della Stazione nel territorio Comunale di Gualdo Tadino (PG).



### 2.1.1 GEOLOGIA DI AREA RISTRETTA

Il sito in questione ricade nell'area di affioramento dei depositi alluvionali del Bacino Intermontano di Gualdo Tadino, compreso tra la dorsale appenninica calcarea ad Est e la fascia collinare marnoso-arenacea ad Ovest.

Nel corso del rilevamento geologico sono state cartografate le seguenti unità stratigrafiche:

#### A. unità della copertura (facies continentali):

- (a) depositi alluvionali ghiaiosi in matrice sabbioso-limosa (gs);
- (b) accumuli antropici di colmata e riporti (ant)

#### B. unità del substrato lapideo (facies marine):

- (a) depositi torbiditici miocenici (Formazione Marnoso-Arenacea)(MA);

### DEPOSITI ALLUVIONALI (gs)

Tali depositi si rinviene nelle zone limitrofe al sito in questione; sono costituiti da ghiaie calcaree grossolane fisicamente immature, con ciottoli. La matrice è sabbiosa fine e limosa, dal

colore nocciola o rossiccio (generalmente quest'ultima si rinviene nei primi metri di spessore, dove non è raro rinvenire orizzonti riconducibili a paleosuoli), il colore d'insieme è biancastro o rosato. Talora si rinvenivano orizzonti cementati.

Tali depositi poggiano su un basamento pseudolapideo marnoso argillitico ed arenaceo stratificato, riferibile alla formazione della Marnoso-Arenacea miocenica.

Lo spessore di tale deposito è variabile, ma nell'area indagata non supera mai i 7.60m dal p.c. attuale.

#### ACCUMULI ANTROPICI DI COLMATA E RIPORTI (ant)

Il lotto in questione è caratterizzato dalla presenza pressoché esclusiva di tali depositi che sono costituiti da riporti antropici di natura prevalentemente limo-argillosa misti a materiale granulare variamente addensato così da risultare a luoghi sciolti (o scarsamente consistenti) fino a addensati (o molto consistenti).

Questi accumuli costituiscono il materiale di colmata della cava presente un tempo nell'area in questione.

Il contatto di letto è costituito dal substrato lapideo marnoso arenaceo, che sembra rappresentare il basamento lapideo dell'intero bacino di Gualdo Tadino.

Lo spessore è compreso tra i 5.00-7.00m.

#### DEPOSITI TORBIDITICI MIOCENICI - FORMAZIONE DELLA MARNOSO-ARENACEA (MA)

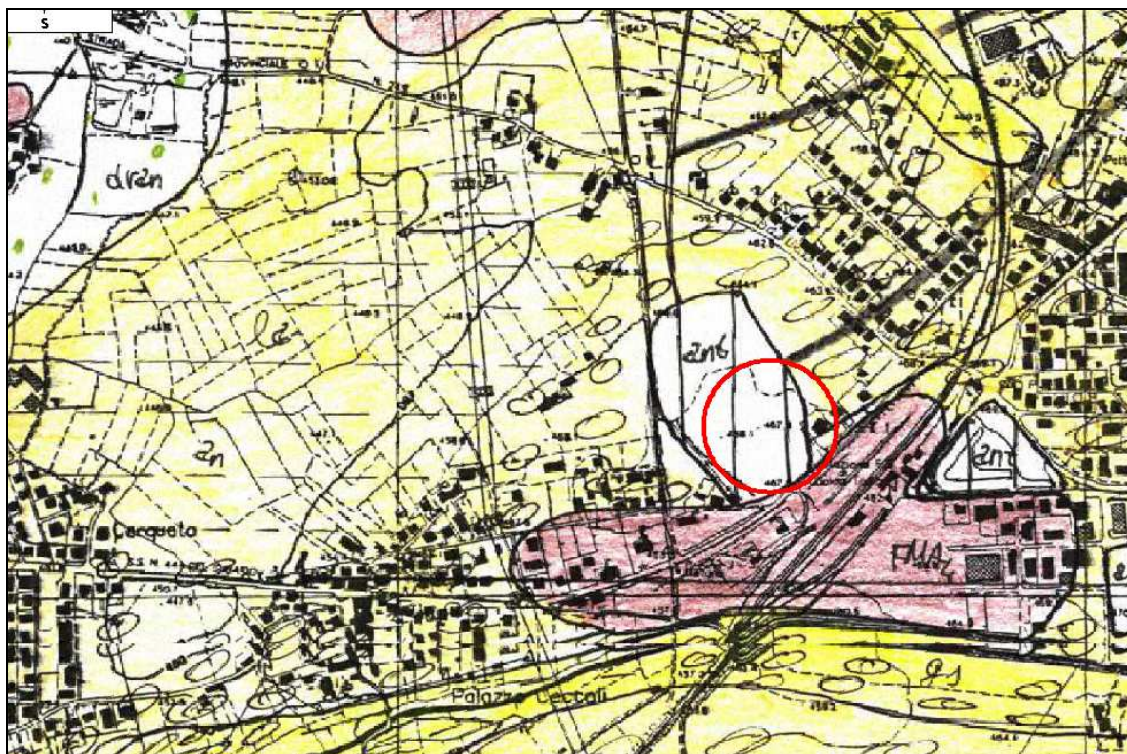
Si tratta di alternanze di marne, siltiti, argilliti ed arenarie riferibili alla Formazione Marnoso-Arenacea. La facies sedimentata è ben rappresentata dalla facies D<sub>2</sub> di pianura sottomarina secondo Ricci Lucchi, con rapporti arenaria/pelite molto bassi (<1), riconducibili a processi sedimentari da torbida diluita e torbida tipica alternati a sedimentazione emipelagica.

Il grado di fratturazione è generalmente medio-basso, ricadente nella classe 60-200 mm. L'andamento morfologico del contatto di tetto dell'unità, sul quale poggia la copertura alluvionale pleistocenica ed olocenica in discordanza, sembra essere notevolmente articolato, in particolare riguardo la presenza di strutture morfologiche depresse e rilevate e riguardo la presenza di elementi tettonici disgiuntivi. Della presenza di questi ultimi si hanno indicazioni da rilievi geologici a più grande scale ed estensione, con lineamenti antiappenninici che

Studio geologico-tecnico a corredo del progetto per l'ampliamento di immobili ad uso commerciale, siti in Loc. Ponte della Stazione nel territorio Comunale di Gualdo Tadino (PG).

interessano le strutture carbonatiche e mamoso-arenacee ai lati della valle e verosimilmente si prolungano sotto di essa come lineamenti sepolti, ma che nell'ambito del presente studio non è stato possibile individuare.

Di seguito si riporta uno stralcio della Carta Geologica della Regione Umbria *Sezione 301140* con l'ubicazione dell'area in esame:



LEGENDA	
UNITA' GEOLOGICHE CONTINENTALI	
<b>ant</b>	Depositi antropici (Attuale)
<b>an gs</b>	Alluvioni antiche a prevalenza ghiaiosa e ghiaioso-sabbiosa (Olocene - Pleistocene)
UNITA' GEOLOGICHE MARINE	
<b>FMA</b>	Formazione Marnoso-Arenacea (Miocene)

Per un esame stratigrafico di dettaglio si rimanda ai risultati delle prove penetrometriche dinamiche eseguite ex-novo e pregresse e dell'indagine sismica MASW, riportata in allegato.



## 2.2 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO TERRITORIALE

### 2.2.1 GEOMORFOLOGIA DI AREA VASTA

L'area in studio ricade nella Tavoletta "Gualdo Tadino" I S.O. del Foglio N° 123 della Carta d'Italia, si colloca alla quota di 464 m s.l.m. ed è situata sul bacino alluvionale Gualdese, attraversato da corsi d'acqua secondari, caratterizzati da portate stagionali e irregolari.



La tettonica neogenica e quaternaria ha fortemente condizionato l'assetto morfologico dell'area; le dorsali marnoso-arenacee presenti ad ovest del sito di interesse hanno subito importanti sollevamenti lungo le faglie parallele alle strutture; le faglie trasversali e oblique alle stesse le hanno diversamente articolate in blocchi più o meno elevati. Anche l'assetto del

reticolo di drenaggio è stato influenzato dalla tettonica e soprattutto da quella recente. Molti dei corsi d'acqua che attraversano le strutture sono impostati lungo le linee di faglia, la cui attività quaternaria è testimoniata da numerose evidenze geomorfologiche. L'evoluzione morfologica dell'area è stata notevolmente influenzata dalle diverse fasi climatiche che si sono succedute nel Quaternario. In particolare le condizioni periglaciali, instaurate durante il Pleistocene superiore, hanno lasciato tracce evidenti sui versanti e nei fondovalle.

L'evoluzione attuale dei versanti è fortemente condizionata dall'attività antropica, soprattutto nelle aree di affioramento dei terreni terziari che sono interessati in modo diffuso dall'agricoltura. L'abbandono o la ridotta utilizzazione di aree precedentemente occupate per uso agrario ha indotto fenomeni attivi di erosione accelerata sia per movimenti superficiali sia per dilavamento diffuso. Inoltre, l'utilizzo dell'area all'attività estrattiva di materiale granulare ha portato alla formazione di una depressione che è stata successivamente colmata con del materiale antropico di pezzatura varia e di natura eterogenea.

Nel complesso tutte le differenze litologiche si ripercuotono, a causa di fenomeni di erosione, in differenti andamenti della superficie topografica.

### **2.2.2 DATI SULLA FRANOSITÀ STORICA DELL'AREA**

Nell'ambito dell'evoluzione morfologica dei rilievi, le frane costituiscono i più appariscenti fenomeni di trasporto in massa nonché quelli che provocano le conseguenze più importanti sull'attività dell'uomo.

La quasi totalità delle frane, nelle aree circostanti al sito specifico di interesse attualmente attive è costituita da riattivazioni, parziali o totali, ripetute nel tempo di corpi franosi preesistenti con ampliamenti di superficie e sovrapposizioni di accumuli.

I fenomeni di neoformazione, ossia le mobilitazioni di ammassi rocciosi precedentemente integri, sono estremamente rari e prevalentemente di piccole dimensioni, come è deducibile dalla analisi comparata delle immagini aeree e satellitari disponibili da oltre 60 anni e dai dati storici sugli insediamenti e sulle segnalazioni di dissesto disponibili, con frequenza variabile, fin dalla fine del medioevo.

Le caratteristiche delle frane dell'Appennino Umbro-Marchigiano hanno due importanti implicazioni in termini di conoscenze e gestione territoriale:

1. La stabilità areale dei corpi di frana permette di realizzare una cartografia del dissesto affidabile nel tempo e quindi di effettiva utilità nella pianificazione;
2. Il comportamento intermittente in termini di stato di attività, specialmente degli accumuli di frana più estesi spesso caratterizzati da movimenti lenti, alternati a lunghi periodi di quiescenza, espone la popolazione al rischio di sottovalutare la pericolosità di siti il più delle volte poco acclivi, spesso coltivati e complessivamente "invitanti" per una espansione urbanistica, e al rischio di perdita della memoria storica di movimenti franosi spesso con tempi di ritorno superiori a una generazione.

Per tali ragioni il Progetto IFFI ha promosso le informazioni documentali sulle riattivazioni delle frane nel passato allo scopo di non disperdere la memoria storica di tali eventi e delle loro conseguenze sulla vita delle comunità locali.

Nel sito di interesse non sono stati individuati elementi di rischio o fenomeni franosi già in atto. A conferma di ciò, è riportato uno stralcio della cartografia tratta dal Progetto IFFI (Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia) e redatta dall'ISPRA, in cui non sono cartografate frane nell'area di interesse:

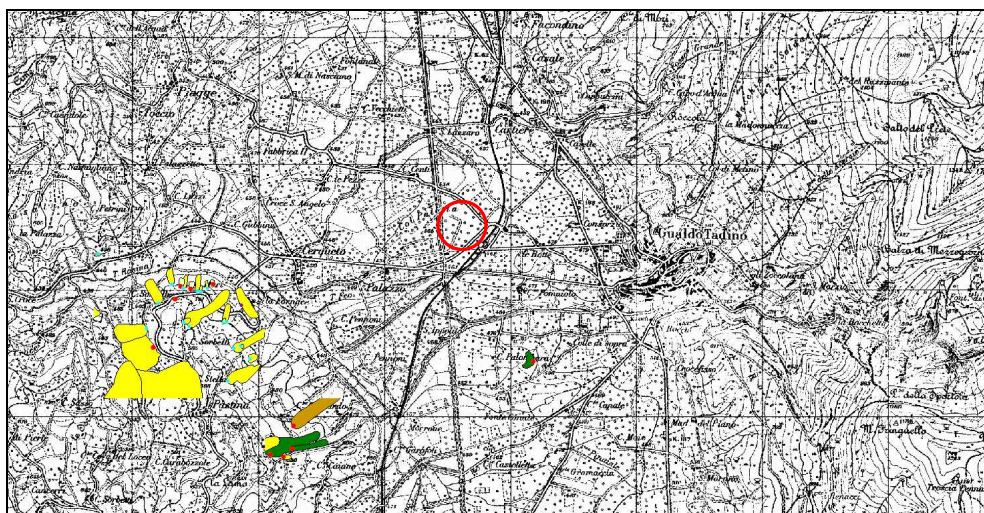






Fig. 3 Stralcio dell'area tratta dal Progetto IFFI (Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia) e redatta dall'ISPRA – fuori scala.

### 2.2.3 GEOMORFOLOGIA DI AREA RISTRETTA

L'area in studio ricade nel bacino intermontano di Gualdo Tadino, in una zona morfologicamente sub-pianeggiante ad una quota di 464 m circa s.l.m.

Data la morfologia sub-pianeggiante dell'area, non si notano fenomeni di dissesto in atto e/o latenti; non sono presenti elementi di rischio idrogeologico. Per le scadenti caratteristiche geotecniche degli accumuli antropici di colmata e riporti (ant) si deve considerare a rischio cedimenti l'intera area di affioramento di tali depositi.

## 2.3 INQUADRAMENTO IDROLOGICO E IDROGEOLOGICO TERRITORIALE

### 2.3.1 IDROLOGIA E IDROGEOLOGIA DI AREA VASTA

Il territorio comunale di Gualdo Tadino è divisibile in una fascia montuosa, un'ampia fascia pedemontana e una zona collinare a luoghi sub-pianeggiante, di cui fa parte l'area di interesse. Nell'ambito della pianura defluisce con andamento da est verso ovest il Torrente Feo, principale affluente del Torrente Rasina. Il Feo rappresenta il collettore idrico principale, che raccoglie e drena le acque provenienti dai versanti montuosi del territorio comunale.

Una linea di spartiacque, localizzata nella parte più a Nord del sito in esame, separa il bacino idrografico del Torrente Rasina (più a Sud) da quello che alimenta il Fosso Sciola (più a Nord).

Tutti i corsi d'acqua sopra citati appartengono al sistema idrografico principale del Fiume Chiascio.

Per quanto riguarda l'**assetto idrogeologico** generale è possibile distinguere nella parte più superficiale dei litotipi che rientrano nella classe a *permeabilità variabile*. Tali litotipi sono



rappresentati dai depositi plio-pleistocenici di facies fluvio-lacustre e dalle alluvioni attuali e recenti. In corrispondenza dei livelli più permeabili è possibile il rinvenimento di acquiferi, la cui alimentazione è legata agli afflussi meteorici, che nei periodi invernali risultano decisamente più abbondanti.

### **2.3.2 IDROLOGIA E IDROGEOLOGIA DI AREA RISTRETTA**

Nei pressi dell'area esaminata l'idrografia superficiale è rappresentata da corsi d'acqua secondari come il Torrente Feo e il Fosso Sciola, affluenti secondari del Fiume Chiascio.

Per quanto riguarda la circolazione idrica superficiale, il litotipo costituito da ghiaie è caratterizzato da una elevata permeabilità primaria; tale caratteristica idrodinamica consente l'infiltrazione delle acque di pioggia, senza che si verifichino ristagni idrici superficiali, mentre il litotipo costituito da materiali di colmata e riporti è caratterizzato da una medio-bassa permeabilità primaria. Ciò nonostante la regimazione superficiale delle acque è assolta dalle opere urbanistiche locali.

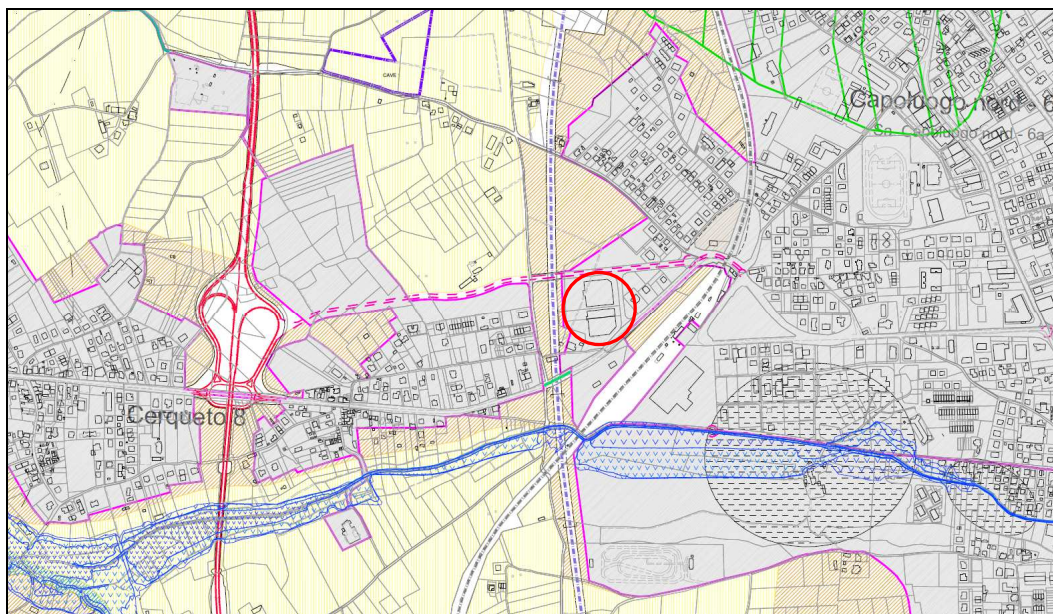
Per quanto riguarda la circolazione idrica sotterranea le indagini penetrometriche, effettuate fino a circa 7.20m di profondità dal p.c. originario non hanno evidenziato la presenza della falda idrica, anche se la presenza di quest'ultima, al contatto con il sottostante substrato marnoso-argillitico impermeabile, non può essere esclusa nei periodi di massima ricarica.

### **2.3.3 DATI SULL'ALLUVIONAMENTO DELL'AREA**

L'area in esame è attraversata da corsi d'acqua secondari e irregolari, che non destano preoccupazioni per eventuali fenomeni di esondazione. Da un'analisi molto accurata del Piano di Assetto Idrologico, elaborato dall'Autorità di Bacino, non sono state individuate aree di pericolosità idraulica e zone di rischio lungo i reticoli idrografici.

Si riporta di seguito uno stralcio della Cartografia del PRG comunale, aggiornata sulla base dei dati del PAI:

Studio geologico-tecnico a corredo del progetto per l'ampliamento di immobili ad uso commerciale, siti in Loc. Ponte della Stazione nel territorio Comunale di Gualdo Tadino (PG).



#### Fasce Idrauliche PAI



Fascia A



Fascia B



Fascia C

Fig. 4 Stralcio della cartografia del PRG comunale, prodotta a seguito del recepimento dei dati aggiornanti del PAI.

### 3 ANALISI DEL PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO

Da un'analisi morfologica del sito non sono stati individuati fenomeni di dissesto in atto e/o latenti e si ritiene che la realizzazione di quanto previsto in progetto non provocherà mutamenti nell'assetto geomorfologico dell'area. La propensione dell'area in esame al dissesto è pressoché nulla.

Dalla consultazione della cartografia del PAI – Tav. 257 emerge che l'area in esame si colloca lontano da movimenti franosi.

Studio geologico-tecnico a corredo del progetto per l'ampliamento di immobili ad uso commerciale, siti in Loc. Ponte della Stazione nel territorio Comunale di Gualdo Tadino (PG).

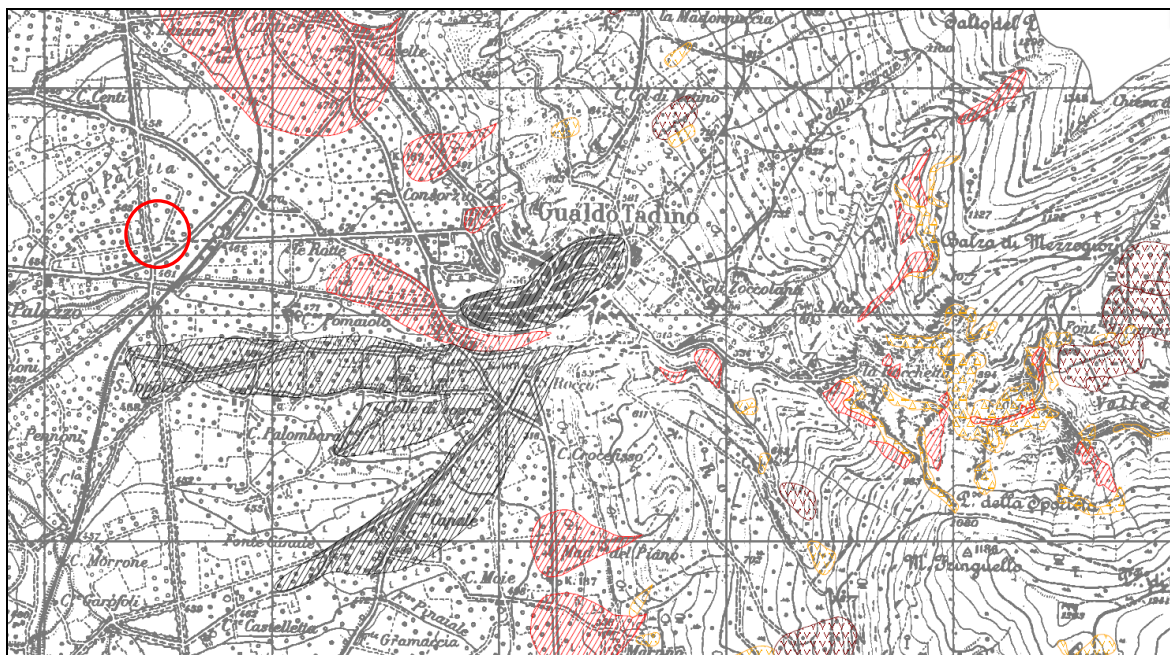


Fig. 5 Stralcio della Carta del PAI "Inventario dei fenomeni franosi e situazioni e rischio da frana" (fuori scala).

## 4 VINCOLI DI NORMATIVA

La verifica degli elementi riguardanti i vincoli, riportati sul PRG comunale di Gualdo Tadino, ha evidenziato che l'area su cui verrà eseguito quanto previsto in progetto non è situata né all'interno di fasce di rispetto di corsi d'acqua né all'interno delle aree sottoposte a vincolo idrogeologico:



Studio geologico-tecnico a corredo del progetto per l'ampliamento di immobili ad uso commerciale, siti in Loc. Ponte della Stazione nel territorio Comunale di Gualdo Tadino (PG).

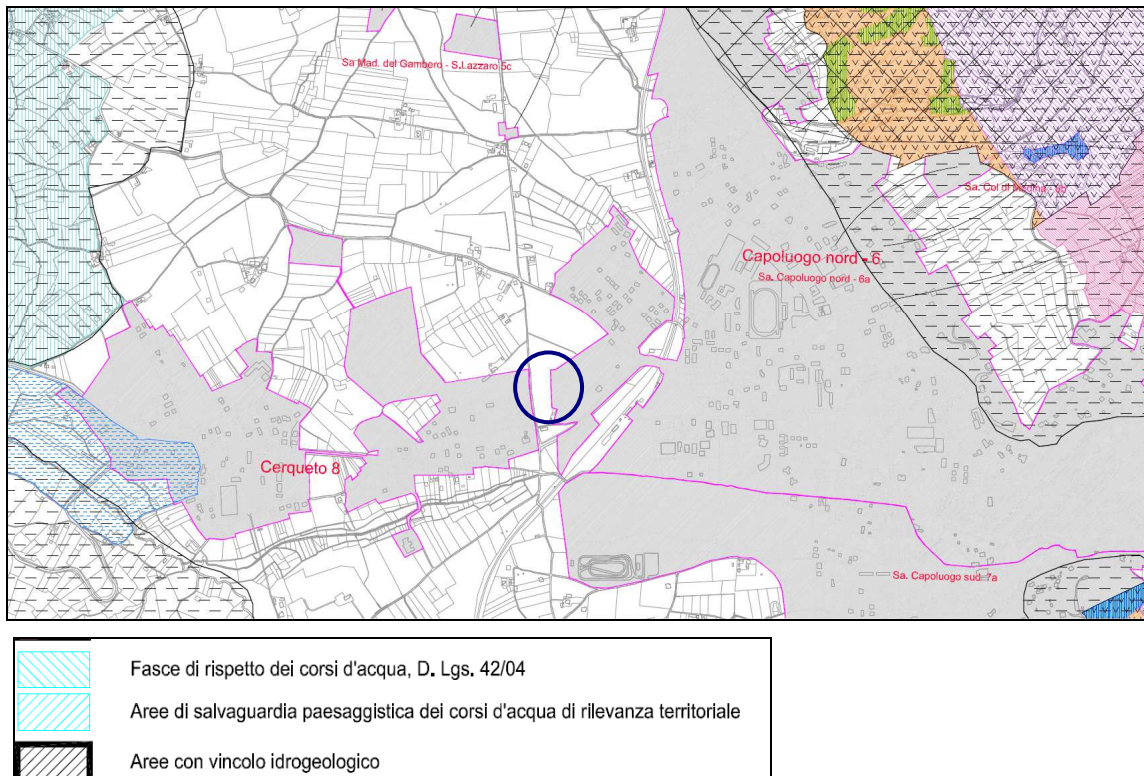
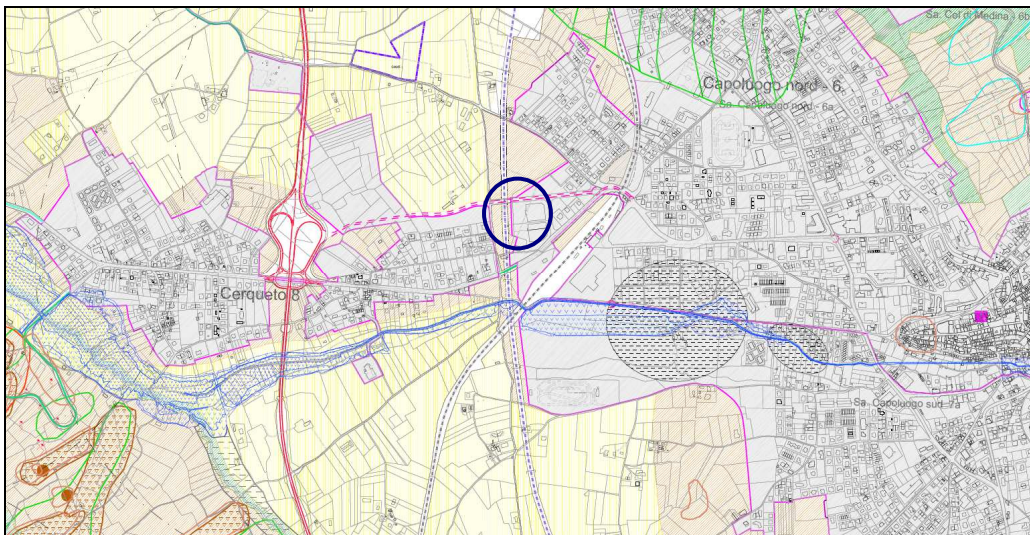
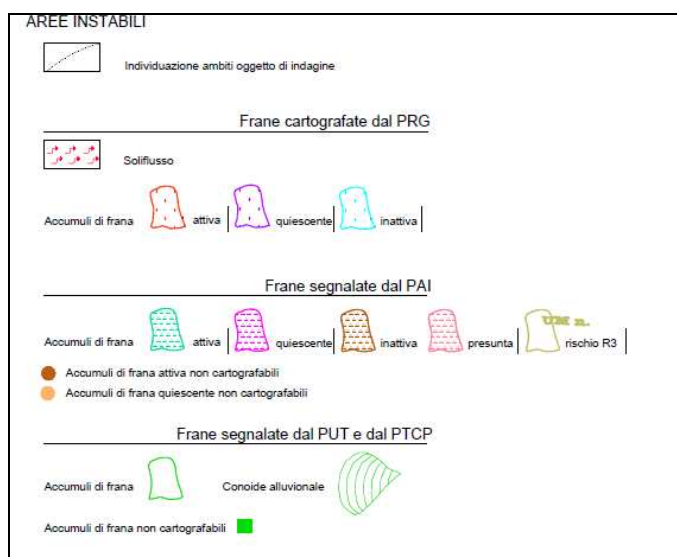


Fig. 6 Stralcio della Carta dei Vincoli allegata al PRG comunale vigente (fuori scala).

Inoltre, nell'area di intervento non sono presenti indizi che rimandano a fenomeni franosi in atto e/o latenti; di seguito è riportato uno stralcio della cartografia allegata al PRG comunale:



Studio geologico-tecnico a corredo del progetto per l'ampliamento di immobili ad uso commerciale, siti in Loc. Ponte della Stazione nel territorio Comunale di Gualdo Tadino (PG).



## 5 MODELLAZIONE GEOLOGICA

### 5.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Per la determinazione dei parametri geotecnici relativi ai litotipi su cui è previsto il progetto si utilizzano i risultati ottenuti attraverso una campagna geognostica eseguita in ottemperanza a quanto previsto nel piano di indagini redatto in collaborazione con il progettista dell'intervento.

Le indagini eseguite ex-novo nell'area in esame sono: n. 1 stendimento sismico MASW, da n. 2 Indagini Penetrometriche Dinamiche Continue DPSH (DPSH1 e DPSH2). Inoltre si riportano anche i risultati di n. 2 prove penetrometriche dinamiche DPH (DPSH3 e DPSH4) condotte dal sottoscritto durante una campagna geognostica pregressa e finalizzata alla realizzazione dell'immobile che ospita il centro commerciale stesso.

#### 5.1.1 PIANO E DESCRIZIONE DELLE INDAGINI

Tutte le indagini eseguite sono state svolte nel rispetto delle specifiche tecniche inserite al Cap. 6.2.2 della Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti n. 617/2009: "Istruzioni per le applicazioni delle Nuove Norme Tecniche per Costruzioni" e delle Linee Guida sulla "Modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione/miglioramento/ricostruzione di edifici inagibili" redatto e da un gruppo di lavoro costituito da: Protezione Civile, ReLUIS, ALIG e ALGI.

Lo *stendimento sismico MASW 24 ch.* con determinazione delle onde S presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

- lunghezza stendimento = 54.0 m,
- distanza intergeofonica  $d=2.0$  m,
- punti di scoppio posizionati agli estremi dello stendimento.

L'esatta ubicazione delle indagini è visibile nella Tav.1 – *MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA*, così come per le caratteristiche strumentali e le metodologie interpretative, sono riportate negli elaborati di indagine in allegato alla presente relazione.

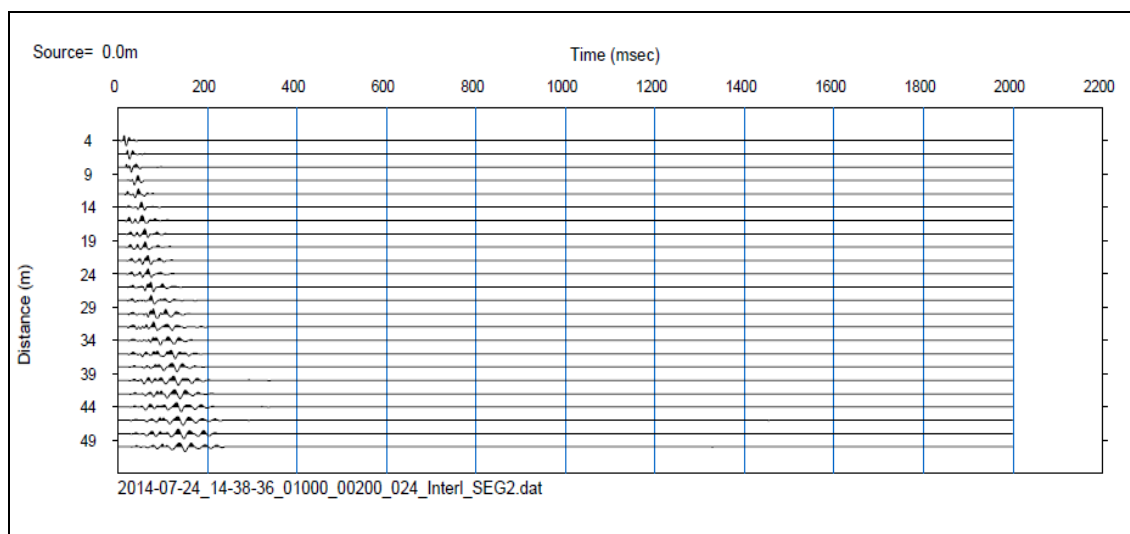
## 5.2 RISULTATI DELLE INDAGINI

Si riportano di seguito i risultati della prospezione sismica MASW e delle indagini Penetrometriche Dinamiche Continue DPSH. Come si può osservare, vista l'impossibilità di eseguire lo stendimento in corrispondenza degli accumuli antropici di colmata e riporti, le velocità sismiche risultano più elevate di quanto ci si deve aspettare. In realtà l'indagine masw eseguita è ubicata in corrispondenza delle ghiaie addensate e del sottostante bed-rock marnoso-argillitico ed arenaceo stratificato appartenente alla Formazione della Marnoso-Arenacea.

### VERTICALI MASW

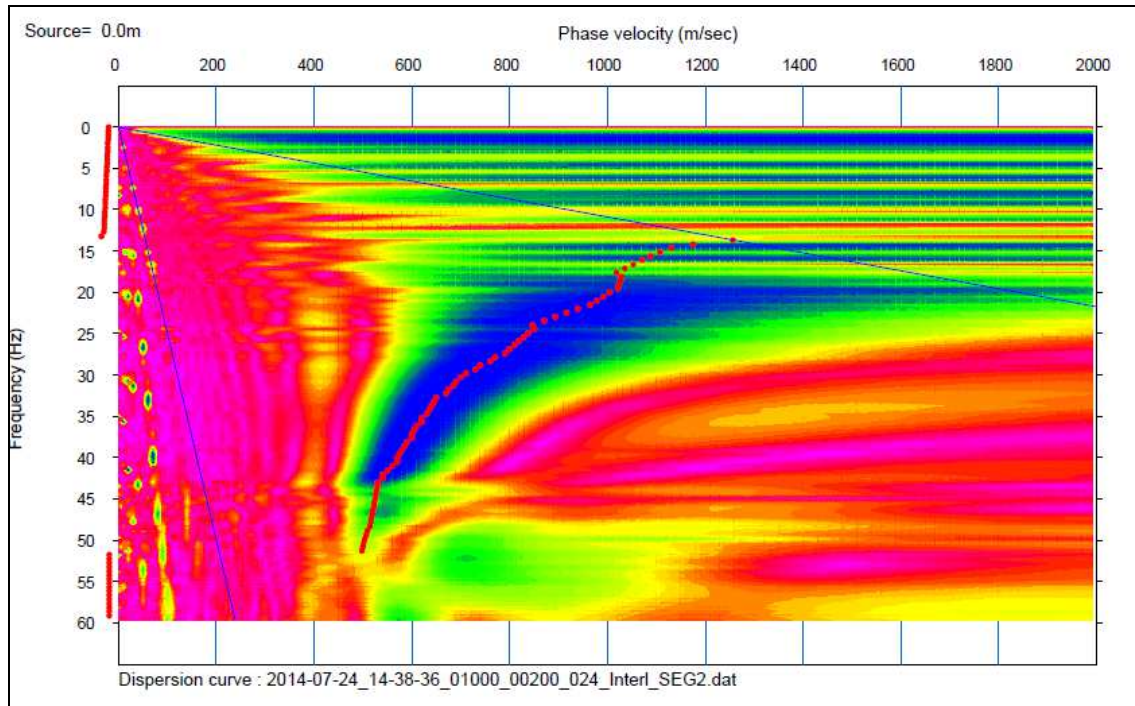
#### SHOT N.1

Sismogramma:

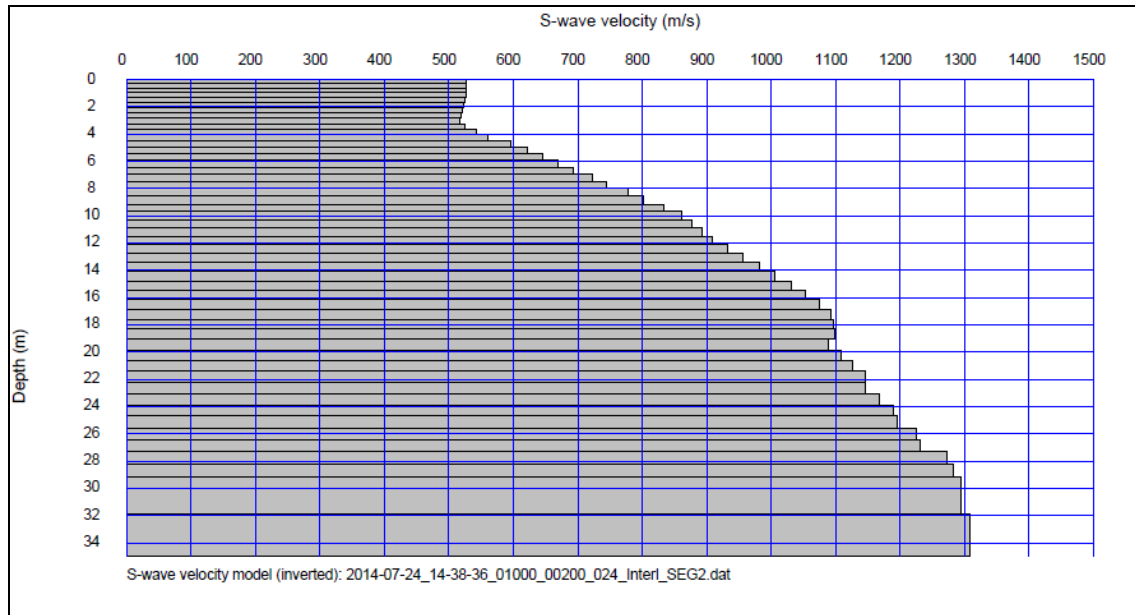


Studio geologico-tecnico a corredo del progetto per l'ampliamento di immobili ad uso commerciale, siti in Loc. Ponte della Stazione nel territorio Comunale di Gualdo Tadino (PG).

Curva di dispersione:



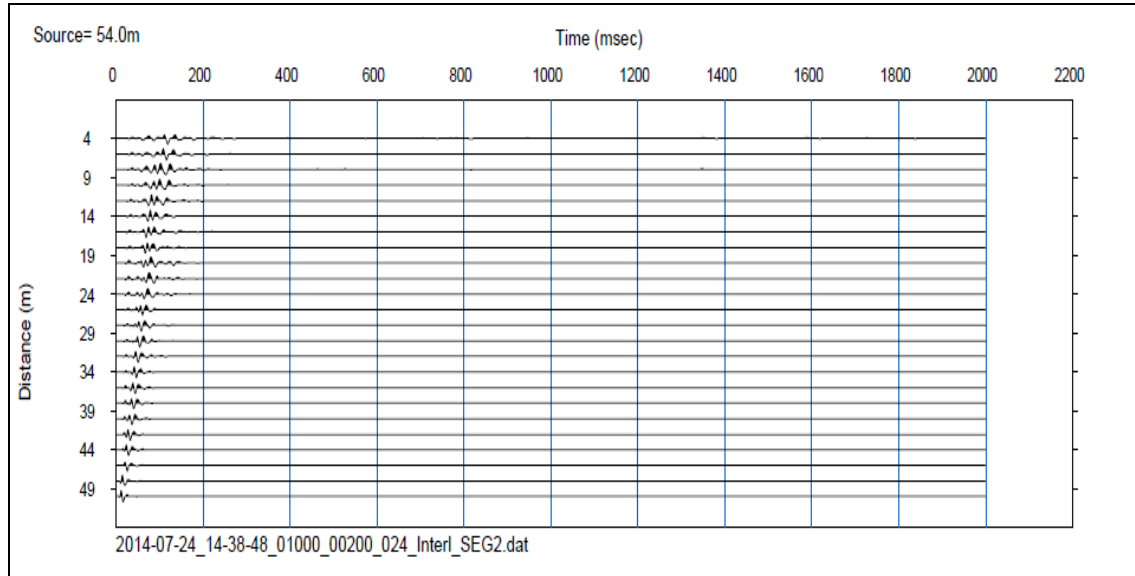
Profilo di velocità delle onde di taglio con la profondità:



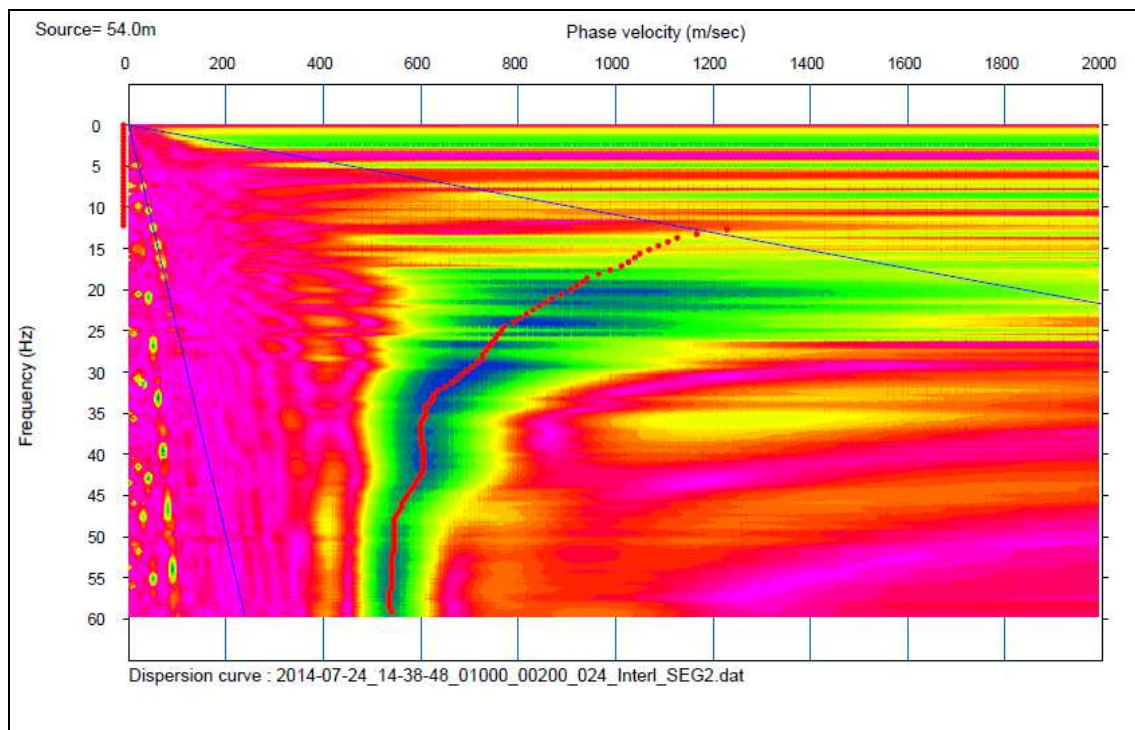


### SHOT N.2

Sismogramma:

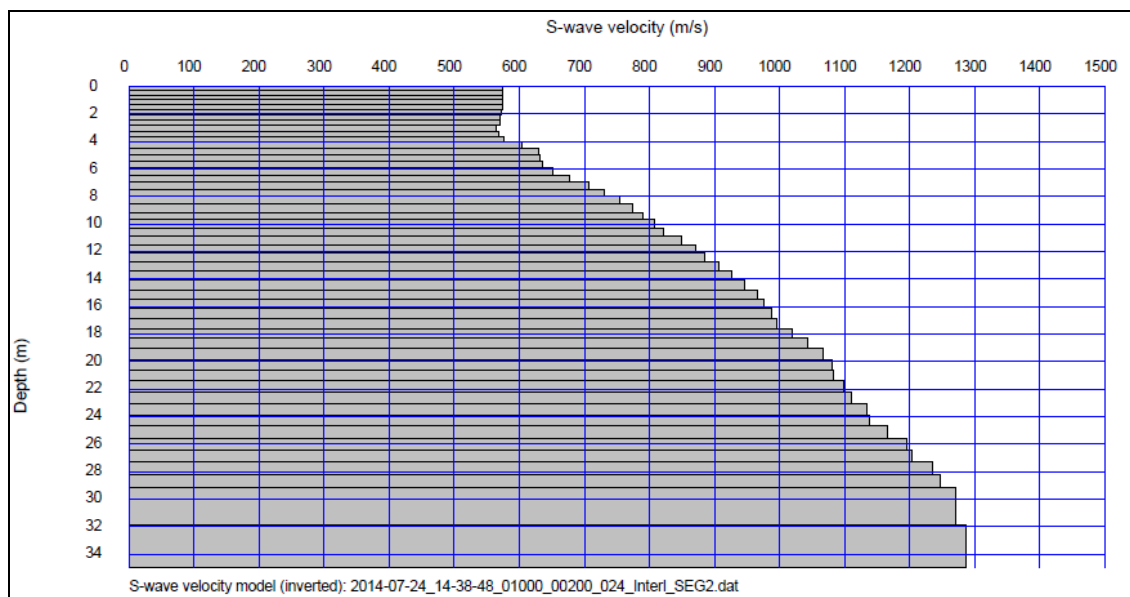


Curva di dispersione:





Profilo di velocità delle onde di taglio con la profondità:



#### PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE DPSH

Al fine di verificare la reale natura geologica dei litotipi sottoposti a penetrometria dinamica, si è provveduto al prelievo di campioni di terreno mediante infissione a battuta di un campionatore costituito da una fustella in acciaio avvitato alla punta della prima asta della colonna.

Si riportano di seguito le colonne stratigrafiche sulle verticali dei sondaggi penetrometrici.

#### VERTICALE DPSH1

*0.00-1.00m massicciata;*

*1.00-4.60m accumuli antropici e riporti sciolti;*

*4.60-5.60m bed-rock marnoso – argillitico ed arenaceo alterato e fratturato;*

*>5.60m bed-rock marnoso-argillitico ed arenaceo duro.*

#### VERTICALE DPSH2

*0.00-1.00m massicciata;*

*1.00-3.40m accumuli antropici e riporti sciolti;*

*3.40-3.60m bed-rock marnoso – argillitico ed arenaceo alterato e fratturato;*

*>3.60m bed-rock marnoso-argillitico ed arenaceo duro.*

### VERTICALE DPSH PREGRESSA 3

*0.00-0.80m suolo vegetale;*

*0.80-2.20m accumuli antropici e riporti sciolti;*

*2.20-3.60m orizzonte di ghiaie sabbioso-limose molto dense.*

### VERTICALE DPSH PREGRESSA 4

*0.00-1.00m suolo vegetale;*

*1.00-5.20m accumuli antropici e riporti sciolti;*

*5.20-6.40m accumuli antropici e riporti addensati;*

*>6.40m bed-rock marnoso argillitico ed arenaceo duro.*

## **5.3 CONSIDERAZIONI GENERALI SULLA STABILITÀ DEI VERSANTI**

Il sito in esame si colloca su di una superficie sub-pianeggiante, che non desta preoccupazioni per eventuali fenomeni franosi.

Da un'analisi morfologica di sito non sono stati identificati elementi di rischio e pericolosità, pertanto l'area in esame si trova in una condizione di sostanziale stabilità. Si ritiene, inoltre, che quanto previsto in progetto non alteri le condizioni idrogeologiche e morfologiche esistenti.

## **5.4 DEFINIZIONE E VALUTAZIONE DEGLI ELEMENTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI DI PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE**

La pericolosità sismica di base e locale è intesa come la misura dello scuotimento al suolo atteso in un determinato sito ed è legata alle caratteristiche sismotettoniche, alle modalità di rilascio dell'energia alla sorgente, al percorso di propagazione delle onde sismiche dalla sorgente al sito e alla loro interazione con la geologia e la geomorfologia locale.

Di seguito si riportano gli elementi geologici e geomorfologici dell'area di interesse, utilizzati per la valutazione della pericolosità sismica di base e locale.

- **Elementi geologici:** l'area in esame è caratterizzata dalla presenza di depositi che sono costituiti da riporti antropici di natura sia granulare che coesiva. Questi accumuli costituiscono il materiale di colmata della cava presente un tempo nel sito. Il contatto di letto è costituito dal substrato lapideo marnoso-arenaceo duro.

- **Elementi geomorfologici:** dal punto di vista geomorfologico l'area studiata si colloca su una superficie sub-pianeggiante, che non desta preoccupazione per eventuali fenomeni di instabilità.

I profili di velocità sismiche mostrano la presenza del bed – rock sismico a profondità inferiori a 30 m ( $V_s > 800$  m/s); pertanto, al fine di consentire al progettista di scegliere tra l'approccio semplificato e un approccio diverso (derivante da analisi specifiche e modellazioni numeriche), si è ritenuto indispensabile eseguire uno studio di "Risposta Sismica Locale" (R.S.L.) di dettaglio.

Dal suddetto studio è emerso che gli spettri in accelerazione sismica, derivanti da modellazioni numeriche, sono sottesi alla categoria di suolo semplificata di tipo B.

## **6. MODELLAZIONE SISMICA**

### **6.1 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA – SISMICITA' STORICA**

Sia in tempi storici che attuali, l'Umbria e le Marche sono state interessate da una diffusa e frequente attività sismica.

La massima intensità sismica osservata nell'area umbro – marchigiana è pari al X grado della scala Mercalli, che corrisponde ad una percentuale di distruzione pari a circa il 75%.

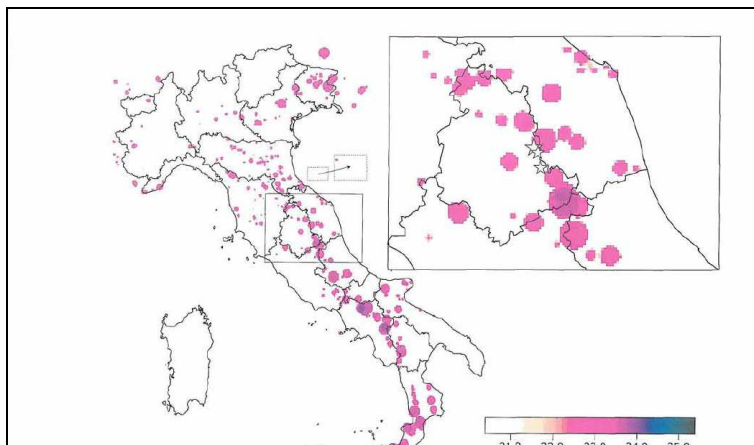
La massima magnitudo mai registrata espressa secondo la scala Richter è circa 6.5. Inoltre, l'attività sismica è concentrata prevalentemente nella crosta terrestre a profondità inferiore a 15 Km. Infatti, circa il 95% degli eventi con magnitudo  $> 3$  avvenuti tra il 1983 e il 1990 si sono verificati al di sopra di questa profondità, all'interno di uno strato definibile sismogenetico. La restante percentuale è distribuita nella crosta inferiore e nel sottostante mantello litosferico.

I terremoti non avvengono con la stessa frequenza ed intensità su tutta l'area, ma sono concentrati in alcune fasce ben definite dal punto di vista geologico e fisiografico.

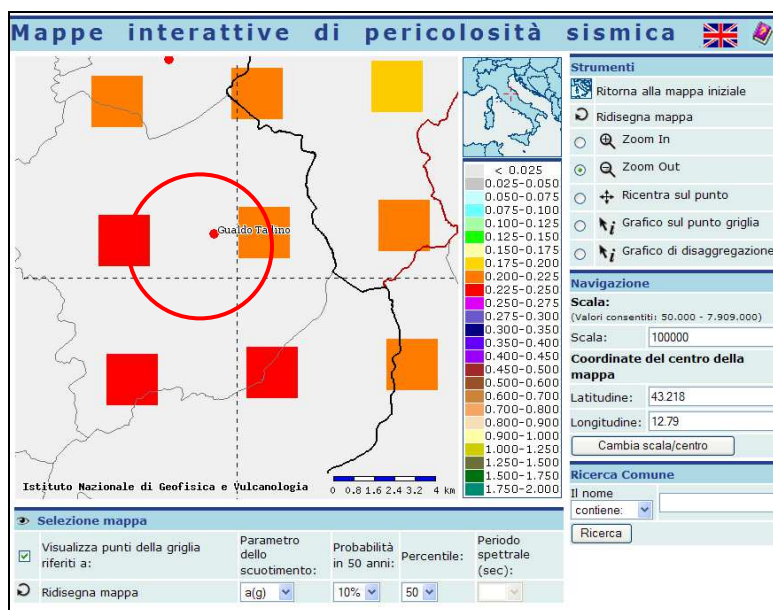
Nell'area della catena appenninica si individuano i centri sismici che da Gubbio e Cagli raggiungono le zone della Valnerina, di Norcia e Cascia.

Va precisato che i terremoti che colpiscono periodicamente l'appennino umbro – marchigiano sono espressione di un campo di sforzi tettonici ancora attivo, le cui caratteristiche possono essere desunte dall'analisi dei meccanismi focali.

Qui di seguito è riportata una mappa che rappresenta la densità di rilascio di energia sismica a partire dall'anno 1000 in particolare per la regione Umbra con la localizzazione delle scosse principali.



Inoltre, al fine di dare una stima della pericolosità sismica di base del sito di interesse è stata riportata uno stralcio della mappa interattiva di pericolosità sismica, redatta dall'INGV:



Tale mappa è stata realizzata sulla base dalla frequenza e dalla forza dei terremoti che interessano i vari siti e si basa sulla probabilità che in una data area ed in un certo intervallo di tempo si verifichi un terremoto che superi una soglia di intensità, magnitudo o accelerazione di picco (Pga).

## 6.2 DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

La definizione dell'azione sismica di base viene fornita attraverso il processo di disaggregazione, un'operazione che consente di valutare i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito. La forma più comune di disaggregazione è quella bidimensionale in magnitudo e distanza (M-R) che permette di definire il contributo di sorgenti sismogenetiche a distanza R capaci di generare terremoti di magnitudo M. Espresso in altri termini il processo di disaggregazione in M-R fornisce il terremoto che domina lo scenario di pericolosità (terremoto di scenario) inteso come l'evento di magnitudo M a distanza R dal sito oggetto di studio, che contribuisce maggiormente alla pericolosità sismica del sito stesso. Analogamente alla disaggregazione in M-R è possibile definire la disaggregazione tridimensionale in M-R- $\epsilon$  dove  $\epsilon$  rappresenta il numero di deviazioni standard per cui lo scuotimento (logaritmico) devia dal valore mediano predetto da una data legge di attenuazione dati M ed R.

Il presente studio affronta la disaggregazione della pericolosità sismica italiana (Gruppo di Lavoro MPS, 2004). L'analisi è stata condotta per 16852 siti corrispondenti ai nodi della griglia adottata per la redazione delle mappe di pericolosità sismica del territorio nazionale (Gruppo di Lavoro MPS, 2004). Le mappe conclusive, ottenute impiegando il formalismo ad albero logico, sono state elaborate in termini di mediana della distribuzione dei valori di pericolosità anziché in termini di valori medi. Pertanto, la disaggregazione è stata condotta adottando quali input i modelli ed i valori dei parametri lungo il ramo dell'albero logico a cui corrispondono i valori di pericolosità più prossimi a quelli mediani di riferimento. In particolare, sono stati disaggregati i valori mediani di scuotimento (relativi a suolo rigido), espresso in termini di accelerazione orizzontale di picco (PGA), corrispondenti a 9 periodi di ritorno (RP): 30, 50, 72, 100, 140, 200, 475, 1000 e 2500 anni. Per ciascun sito, i risultati sono stati restituiti in termini di distribuzioni M-R- $\epsilon$  da cui sono stati ricavati i valori medi e modali di tali parametri.

Da questi sono state elaborate le mappe di M, R ed  $\epsilon$  per l'intero territorio nazionale. I risultati evidenziano che all'aumentare del periodo di ritorno aumenta il contributo alla pericolosità di un dato sito da parte di terremoti forti a brevi distanze.

I risultati ottenuti per il sito di interesse hanno dato i seguenti valori:

M = 5.26

R = 6.63

$\varepsilon = 1.050$

### **6.3 DETERMINAZIONE DELL'APPROCCIO PIÙ IDONEO AI FINI DELLA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA-APPROCCIO SEMPLIFICATO**

L'elaborazione dell'indagine sismica MASW, considerando le sole velocità medie equivalenti delle onde S fino alla profondità di 30,00m, permette di classificare il terreno in esame in categoria B. Tuttavia, la presenza del bed-rock sismico a profondità inferiori a 30 m ha indotto ad eseguire uno studio di risposta sismica di dettaglio. Dal suddetto studio è emerso che gli spettri sismici, ricostruiti per gli Stati Limite Ultimi SLV e SLD, sono sottesi allo spettro di categoria semplificata di tipo B.

### **6.4 DEFINIZIONE DELLE FORME SPETTRALI**

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008 la stima della pericolosità sismica, intesa come accelerazione massima orizzontale su suolo rigido ( $V_{s30} > 800$  m/s), viene definita mediante un approccio "sito dipendente". Infatti, secondo quanto riportato nell'allegato A del D.M. 2008, definite le coordinate del sito interessato dal progetto, questo sarà sempre compreso tra 4 punti della griglia di accelerazioni (Allegato B – NTC 2008), tramite media pesata utilizzando la formula:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{P_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

in cui:

p = valore del parametro di interesse nel punto in esame;

$p_i$  = valore del parametro di interesse nell'i-esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;

$d_i$  = distanza del punto in esame dall'i-esimo punto della maglia suddetta.

Si otterranno così i parametri spettrali  $P(a_g, F_0, T_c^*)$ :

- $a_g$  = accelerazione massima orizzontale attesa sul sito rigido specifico di interesse

- $F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione nello spettro in accelerazione con componente orizzontale
- $T_c^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante nello spettro in accelerazione orizzontale

Tali parametri, descrivono i caratteri del moto sismico orizzontale sul sito di riferimento rigido le cui grandezze, definiscono le forme spettrali relative alla particolare  $P_{VR}$ .

Di seguito verranno riportati i parametri sismici che descrivono i caratteri del moto sismico nel sito di interesse, secondo la categoria di suolo semplificata di tipo B e la categoria topografica T1.

**Le coordinate del punto in cui verrà realizzato quanto previsto in progetto sono espresse secondo il sistema di riferimento ED50.**

Sito in esame

latitudine: 43,234905°  
longitudine: 12,766309°  
Classe: 2  
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 22522	Lat: 43,2325	Lon: 12,7352	Distanza: 2533,240
Sito 2	ID: 22523	Lat: 43,2329	Lon: 12,8038	Distanza: 3048,809
Sito 3	ID: 22301	Lat: 43,2829	Lon: 12,8033	Distanza: 6117,276
Sito 4	ID: 22300	Lat: 43,2825	Lon: 12,7346	Distanza: 5877,361

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B  
Categoria topografica: T1  
Periodo di riferimento: 50anni  
Coefficiente cu: 1

Studio geologico-tecnico a corredo del progetto per l'ampliamento di immobili ad uso commerciale, siti in Loc. Ponte della Stazione nel territorio Comunale di Gualdo Tadino (PG).

<b>SLO</b> <u>Probabilità di superamento: 81%</u> Tr: 30 [anni] ag: 0,070 g Fo: 2,401 Tc*: 0,273 [s]	<b>SLD</b> <u>Probabilità di superamento: 63 %</u> Tr: 50 [anni] ag: 0,089 g Fo: 2,379 Tc*: 0,282[s]
<b>SLV</b> <u>Probabilità di superamento: 10 %</u> Tr: 475 [anni] ag: 0,222 g Fo: 2,402 Tc*: 0,314 [s]	<b>SLC</b> <u>Probabilità di superamento: 5 %</u> Tr: 975 [anni] ag: 0,284 g Fo: 2,423 Tc*: 0,324 [s]

#### Coefficienti Sismici:

<b>SLO</b> Ss: 1,200 Cc: 1,430 St: 1,000 Kh: 0,017 Kv: 0,008 Amax: 0.821 Beta: 0,200	<b>SLD</b> Ss: 1,200 Cc: 1,420 St: 1,000 Kh: 0,021 Kv: 0,011 Amax: 1.051 Beta: 0,200
<b>SLV</b> Ss: 1,190 Cc: 1,390 St: 1,000 Kh: 0,074 Kv: 0,037 Amax: 2.596 Beta: 0,280	<b>SLC</b> Ss: 1,130 Cc: 1,380 St: 1,000 Kh: 0,090 Kv: 0,045 Amax: 3.142 Beta: 0,280

## **6.5 DEFINIZIONE DELL'AZIONE E DELLA RISPOSTA SISMICA**

### **6.5.1 VITA NOMINALE DELLE STRUTTURE – $V_N$**

La Vita Nominale  $V_N$  della struttura ovvero il numero di anni durante i quali l'opera può essere utilizzata per lo scopo per cui è stata progettata è pari a:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

La vita nominale delle opere è assegnata secondo la seguente tabella:



Studio geologico-tecnico a corredo del progetto per l'ampliamento di immobili ad uso commerciale, siti in Loc. Ponte della Stazione nel territorio Comunale di Gualdo Tadino (PG).

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

### 6.5.2 CLASSE D'USO - $C_U$

L'opera in oggetto rientra nella “Classe d'uso II” e ad essa è associato un coefficiente d'uso “ $C_U$ ” pari a 1, tale coefficiente è definito al variare della classe d'uso come mostra la seguente tabella.

CLASSE D'USO	Descrizione	$C_U$
I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.	0,7
II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.	1
III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.	1,5
IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.	2

### 6.5.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA - $V_R$

La definizione del periodo di riferimento  $V_R$  per le azioni sismiche su ciascuna costruzione è ottenibile dalla seguente formula:

$$V_R = V_N \times C_U$$

dove  $V_N$  è la vita nominale dell'opera in oggetto e  $C_U$  è il Coefficiente d'Uso.

Nel caso specifico il periodo di riferimento che si ottiene è:

$$V_R = 50 \times 1 = 50$$

#### 6.5.4 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITA' DI SUPERAMENTO

Gli Stati Limiti che permettono di indicare il comportamento in chiave sismica che dovrà sopportare la struttura in progetto sono quattro e sono riportati nella tabella sottostante:

<b>STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)</b>
<b>SLO</b> – Stato LIMITE di OPERATIVITA': non deve subire danni.
<b>SLD</b> – Stato LIMITE di DANNO: danni lievi ma rimane in esercizio.
<b>STATI LIMITE ULTIMI (SLU)</b>
<b>SLV</b> – Stato LIMITE di salvaguardia della VITA: crolli parziali. Buona resistenza verticale e margini di sicurezza orizzontale di collasso.
<b>SLC</b> – Stato LIMITE di prevenzione COLLASSO: danni gravi, margine di sicurezza buono per azioni verticali. Esiguo margine di sicurezza orizzontale di collasso.

Ad ogni stato limite corrisponde una probabilità di superamento dell'evento sismico atteso come sotto indicato:

**Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato**

<b>Stati Limite</b>		<b>P<sub>vr</sub>: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V<sub>r</sub></b>
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

#### 6.5.5 TEMPO DI RITORNO

Noti  $P_{VR}$  e  $V_R$  si ottiene il valore del tempo di ritorno espresso in anni, attraverso la seguente formula:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica, considerando lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), è dell'ordine di:

$$T_R = 475 \text{ anni}$$

## 6.6 APPROCCIO SEMPLIFICATO

### 6.6.1 CATEGORIA DI SUOLO DI FONDAZIONE

L'indagine MASW eseguita, considerando le sole velocità delle onde S fino alla profondità di 30,00m, ha fornito dei risultati che permettono di collocare i terreni oggetto d'indagine all'interno della categoria semplificata di tipo B.

Applicando la formula:

$$V_{s30} = \frac{30m}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_i}}$$

dove  $h_i$  e  $V_i$  indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio  $G < 10^{-6}$ ) dello strato  $i$ -esimo per un totale di  $N$  strati presenti nei primi 30m di profondità, permette di ottenere le seguenti  $V_{s30}$ :

$$V_{s301} = 886.155 \text{ m/s}$$

$$V_{s302} = 876.39 \text{ m/s}$$

Considerando un'incertezza di misura dell'ordine del 20% (Mulargia & Castellaro, 2009, Seism. Res. Lett., 80, 958, 989), il sito in esame ricade in **categoria B**:

Shot 1

$$V_{s301} = 886.155 \pm 177.231 \text{ m/s da cui si ottiene per difetto } V_{s301} = 708.924 \text{ m/s;}$$

Shot 2

$$V_{s302} = 876.39 \pm 175.278 \text{ m/s da cui si ottiene per difetto } V_{s302} = 701.112 \text{ m/s;}$$

Categoria	Descrizione
<b>A</b>	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3.00m.

<b>B</b>	<b>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s30}</math> compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero <math>N_{SPT30} &gt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &gt; 250</math> kPa nei terreni a grana fine.</b>
<b>C</b>	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fine.
<b>D</b>	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fine.
<b>E</b>	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessori non superiori a 20 m, posti su substrato di riferimento (con $V_{s30} > 800$ m/s).

<b>Categoria</b>	<b>Descrizione</b>
<b>S1</b>	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s30}$ inferiore a 100 m/s (ovvero $1 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8m di terreni a grana fine di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3m di torba o di argille altamente organiche.
<b>S2</b>	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria si sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Tab. 1 – Categorie Suolo di fondazione (D.M. 14 gennaio 2008).

Va comunque precisato che il profilo di velocità sismiche in profondità è caratterizzato da  $V_s > 800$  m/s a partire dalla profondità di circa 7-8m. Per tale motivo e per il fatto che l'indagine sismica masw eseguita si ritiene sia ben rappresentativa delle velocità sismiche delle ghiaie e della Formazione della Marnoso-Arenacea e meno degli accumuli dei materiali di colmata e riporti, si è ritenuto utile eseguire uno studio di "Risposta Sismica Locale" (R.S.L.) di dettaglio. Dai risultati di suddetto studio (vedi Studio di Risposta Sismica Locale in allegato alla presente) si può notare che gli spettri di risposta sismica normalizzati per gli Stati Limite SLV e SLD sono ben rappresentati ancora dagli spettri appartenenti alla categoria semplificata di sottosuolo tipo B. Alla luce delle valutazioni eseguite si può affermare che anche dallo studio di RSL *i terreni oggetto d'indagine possono essere ricondotti alla categoria semplificata di tipo B.*

### 6.6.2 AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA

Nel caso di un sottosuolo di categoria **A** i coefficienti  $S_s$  e  $C_c$  valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo **B**, **C**, **D** ed **E** i coefficienti  $S_s$  e  $C_c$  possono essere calcolati, in funzione dei valori di  $F_0$  e  $T_c^*$  relativi al sottosuolo di categoria **A**, mediante le espressioni fornite nella sottostante tabella, nelle quali  $g$  è l'accelerazione di gravità e il tempo è espresso in secondi.

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
<b>A</b>	1,00	1,00
<b>B</b>	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
<b>C</b>	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
<b>D</b>	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
<b>E</b>	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

### 6.6.3 CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Per la definizione della categoria topografica nel caso in cui si hanno configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

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

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

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale.

All'area in esame è stata assegnata all'area in esame la categoria topografica **T1**.

#### 6.6.4 AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  (nel caso specifico  $S_T = 1.0$ ), riportati nella tabella seguente. Tali valori si ottengono in funzione della categoria topografica di appartenenza e dell'ubicazione dell'opera in oggetto.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

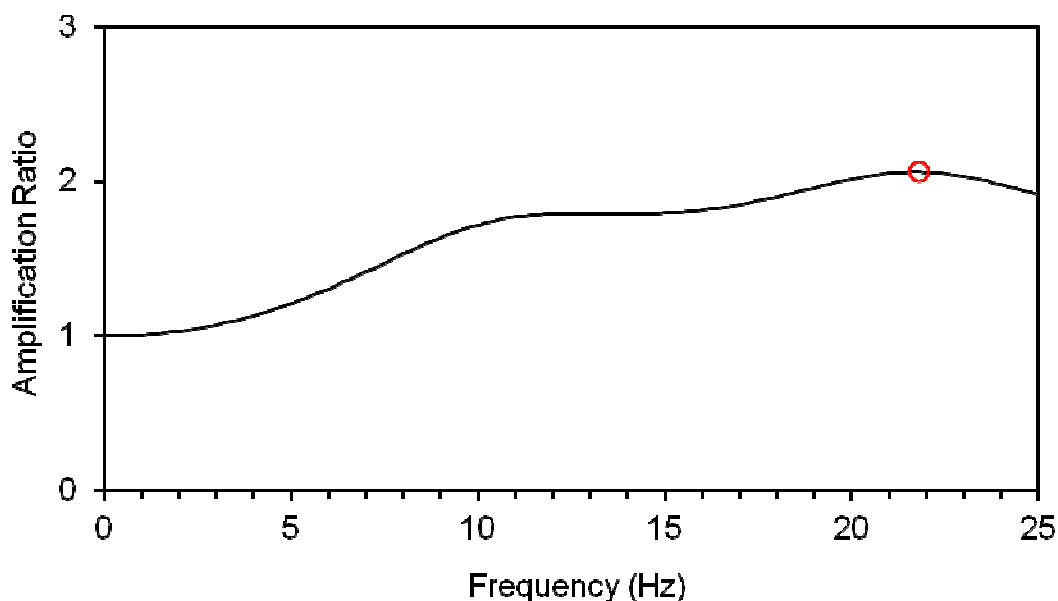
#### 6.5 VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DI SITO – APPROCCIO DA MODELLAZIONE SPECIFICA (RSL)

L'analisi numerica, condotta con codici di calcolo che simulano la propagazione delle onde sismiche entro un deposito di terreno, è stata eseguita secondo un modello monodimensionale, quindi è stato considerato uno schema di terreno uniforme e con stratificazione orizzontale, delimitato dal piano campagna orizzontale e poggiante su substrato rigido anch'esso orizzontale.

Va precisato che il sito in esame ricade in categoria topografica T1, pertanto la schematizzazione monodimensionale proposta è solo un'approssimazione delle caratteristiche topografiche reali.

Come input per le simulazioni numeriche sono utilizzati 7 accelerogrammi naturali spettro-compatibili con spettri medi derivati da studi di pericolosità e riferiti ad un livello di sismicità con accelerazioni di picco al suolo di 0.222 g (SLV) e di 0.089 g (SLD).

Il primo importante risultato della modellazione di sito è costituito dalla *funzione di amplificazione*  $f_o$  tipica di tutti gli accelerogrammi di output.

**Forma tipica della funzione di amplificazione derivante dall'analisi**

Le analisi numeriche hanno permesso di ricavare gli spettri di risposta elastici in superficie in termini di accelerazione e velocità e i corrispondenti valori medi nell'intorno dei punti di massimo dell'accelerazione ( $SA_{m,o}$ ) e della pseudo velocità ( $SV_{m,o}$ ) espressi secondo le seguenti relazioni:

$$SA_{m,o} = \frac{1}{T_A} \int_{0.5T_A}^{1.5T_A} SA_o(T) dT$$

$$SV_{m,o} = \frac{1}{T_V} \int_{0.8T_V}^{1.2T_V} SV_o(T) dT$$

Noti i valori per gli spettri di input ( $SA_{m,i}$ ,  $SV_{m,i}$ ) l'applicazione permette di calcolare i fattori di amplificazione **FA** e **FV**, attraverso i seguenti rapporti:

$$FA = \frac{SA_{m,o}}{SA_{m,i}}$$

$$FV = \frac{SV_{m,o}}{SV_{m,i}}$$

I fattori di amplificazione FA e FV per gli stati limite SLV e SLD sono i seguenti:

**Stato Limite SLV**

<b>FA</b>	1.201
<b>FV</b>	1.198

**Stato Limite SLD**

<b>FA</b>	0.481
<b>FV</b>	0.480

**7. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO**

L'azione sismica può essere descritta per mezzo dell'accelerazione orizzontale di picco attesa in superficie, definita dalla pericolosità sismica di base ed eventualmente modificata per tenere conto degli effetti di sito. Alternativamente in funzione del tipo di analisi da eseguire, l'azione sismica può essere descritta dallo spettro di risposta elastico in accelerazione (componente orizzontale e verticale) oppure da opportune terne accelerometriche.

*Nel caso specifico la pericolosità di base del sito è stata individuata sulla base dei risultati del progetto S1 dell'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) ed è stata poi eseguita una Valutazione della Risposta sismica Locale, che ha permesso di determinare l'accelerazione sismica di picco tenendo conto anche dell'amplificazione stratigrafica di sito.*

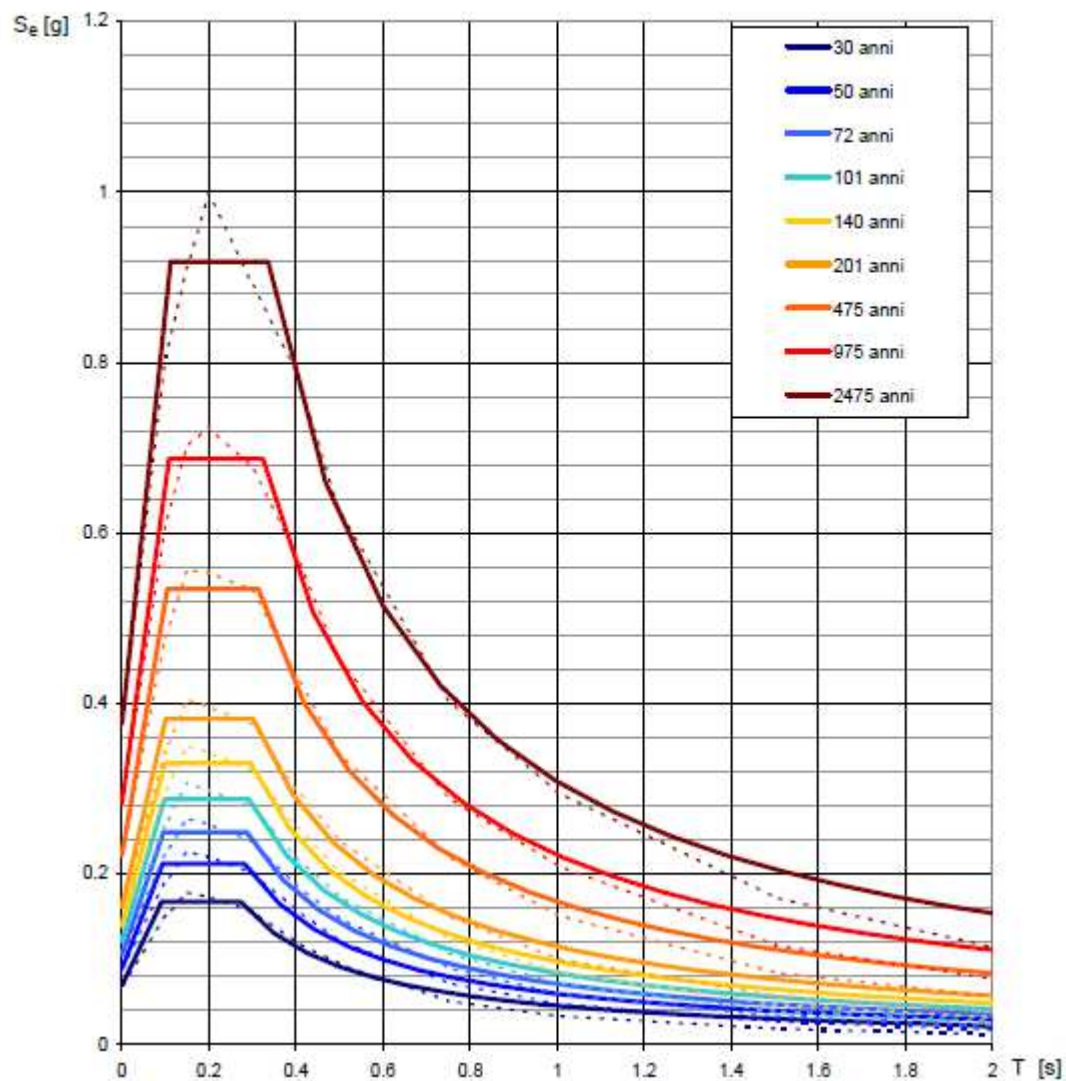
**7.1 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO****7.1.1 APPROCCIO SEMPLIFICATO**

Gli spettri di risposta elastici, ottenuti secondo un modello semplificato, sono di seguito riportati e sono calcolati per la categoria di suolo B e la categoria topografica T1.



Studio geologico-tecnico a corredo del progetto per l'ampliamento di immobili ad uso commerciale, siti in Loc. Ponte della Stazione nel territorio Comunale di Gualdo Tadino (PG).

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



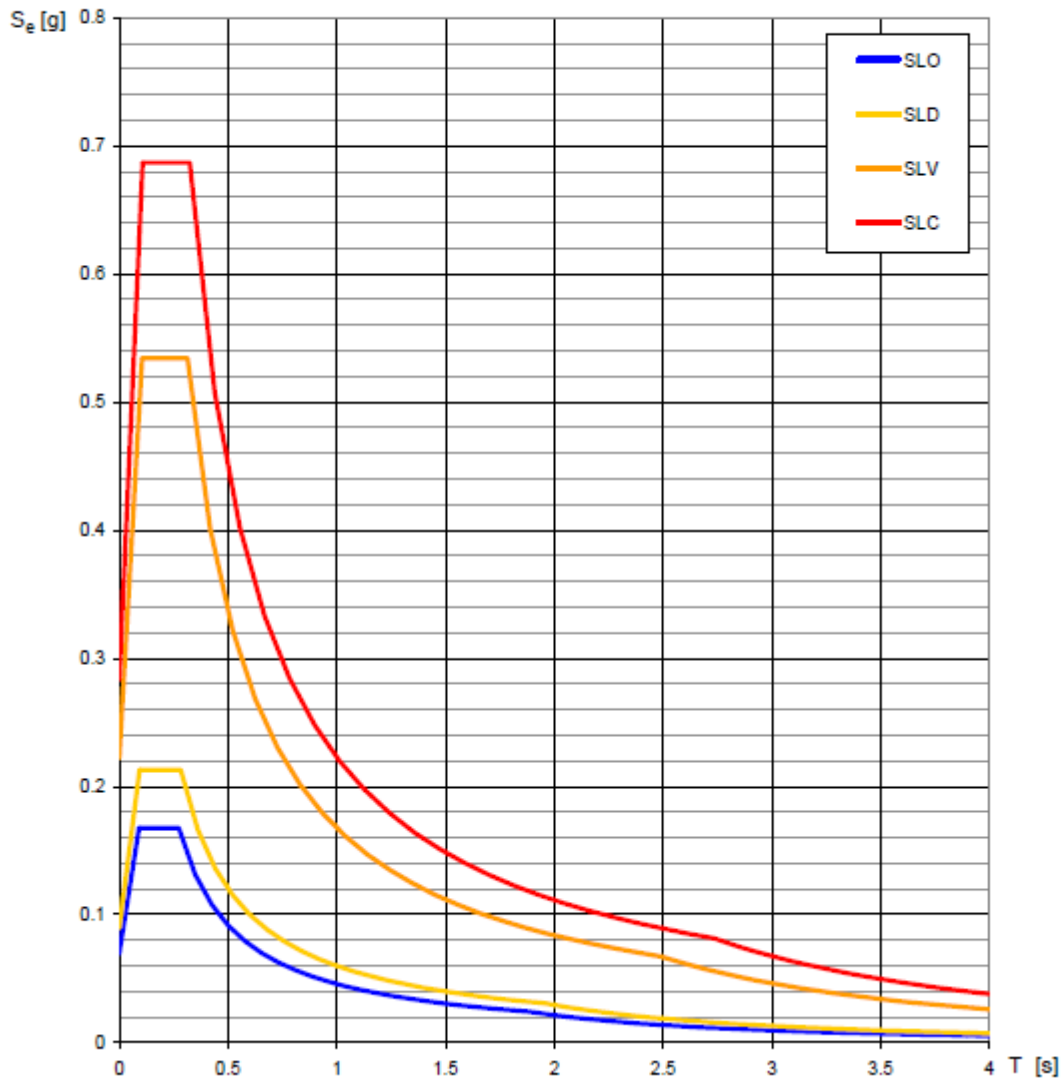
### Valori dei parametri $a_g$ , $F_o$ , $T_C^*$ per i periodi di ritorno $T_R$ di riferimento

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0.070	2.401	0.273
50	0.089	2.379	0.282
72	0.106	2.353	0.287
101	0.122	2.360	0.292
140	0.140	2.361	0.296
201	0.162	2.358	0.302
475	0.222	2.402	0.314
975	0.284	2.423	0.324
2475	0.377	2.437	0.336

Dott. Geologo Diego Albini

Piazza Martiri della Libertà, 14 - 06023 Gualdo Tadino (PG) Tel. 075.916435 – Cell. 347.7334566

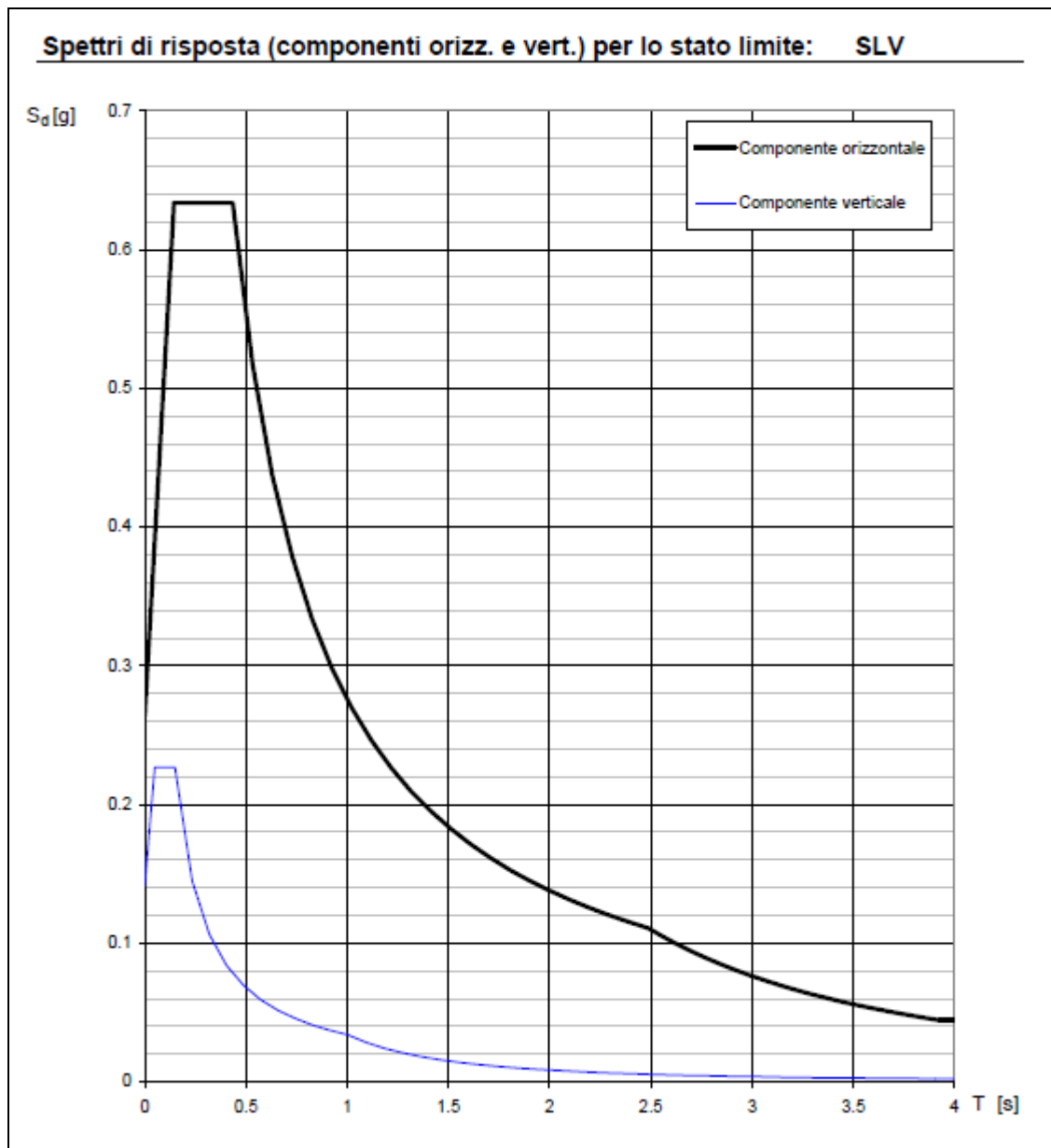
### Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



### Valori dei parametri $a_g$ , $F_0$ , $T_C^*$ per i periodi di ritorno $T_R$ associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	30	0.070	2.401	0.273
SLD	50	0.090	2.379	0.282
SLV	475	0.222	2.402	0.314
SLC	975	0.284	2.423	0.324

Studio geologico-tecnico a corredo del progetto per l'ampliamento di immobili ad uso commerciale, siti in Loc. Ponte della Stazione nel territorio Comunale di Gualdo Tadino (PG).



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

STATO LIMITE	SLV
$a_{gv}$	0.142 g
$S_S$	1.000
$S_T$	1.000
$q$	1.500
$T_B$	0.050 s
$T_C$	0.150 s
$T_D$	1.000 s

**Parametri dipendenti**

$F_v$	1.529
$S$	1.000
$\eta$	0.667

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

**Punti dello spettro di risposta**

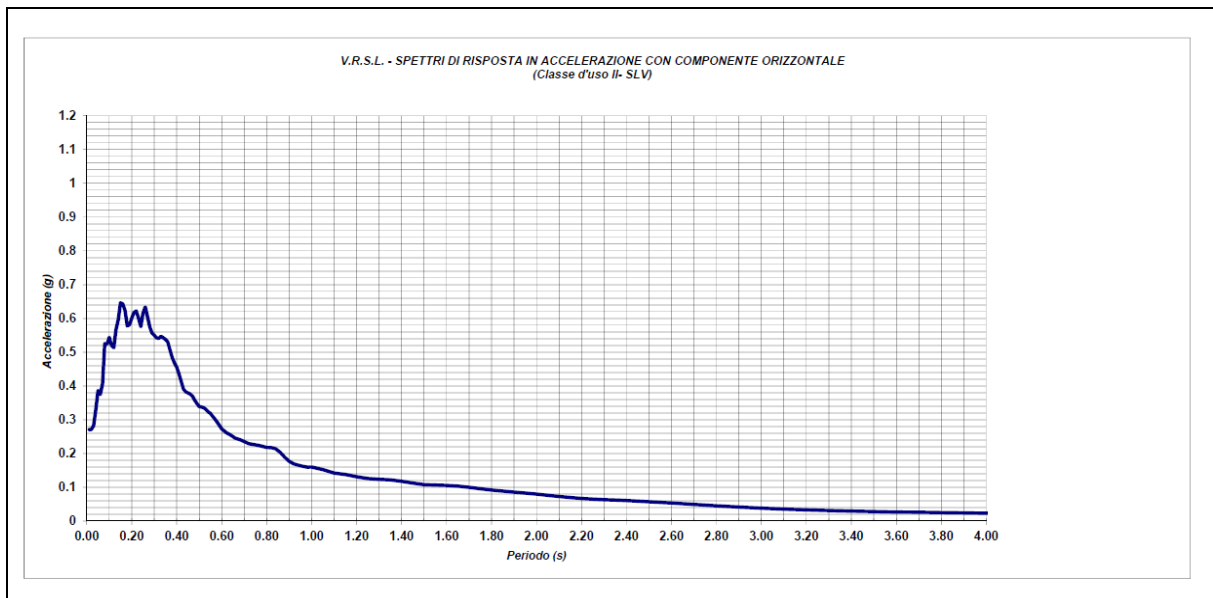
	T [s]	Se [g]
	0.000	0.142
$T_B \leftarrow$	0.050	0.227
$T_C \leftarrow$	0.150	0.227
	0.235	0.145
	0.320	0.106
	0.405	0.084
	0.490	0.069
	0.575	0.059
	0.660	0.052
	0.745	0.046
	0.830	0.041
	0.915	0.037
$T_D \leftarrow$	1.000	0.034
	1.094	0.028
	1.188	0.024
	1.281	0.021
	1.375	0.018
	1.469	0.016
	1.563	0.014
	1.656	0.012
	1.750	0.011
	1.844	0.010
	1.938	0.009
	2.031	0.008
	2.125	0.008
	2.219	0.007
	2.313	0.006
	2.406	0.006
	2.500	0.005
	2.594	0.005
	2.688	0.005
	2.781	0.004
	2.875	0.004
	2.969	0.004
	3.063	0.004
	3.156	0.003
	3.250	0.003
	3.344	0.003
	3.438	0.003
	3.531	0.003
	3.625	0.003
	3.719	0.002
	3.813	0.002
	3.906	0.002
	4.000	0.002

Studio geologico-tecnico a corredo del progetto per l'ampliamento di immobili ad uso commerciale, siti in Loc. Ponte della Stazione nel territorio Comunale di Gualdo Tadino (PG).

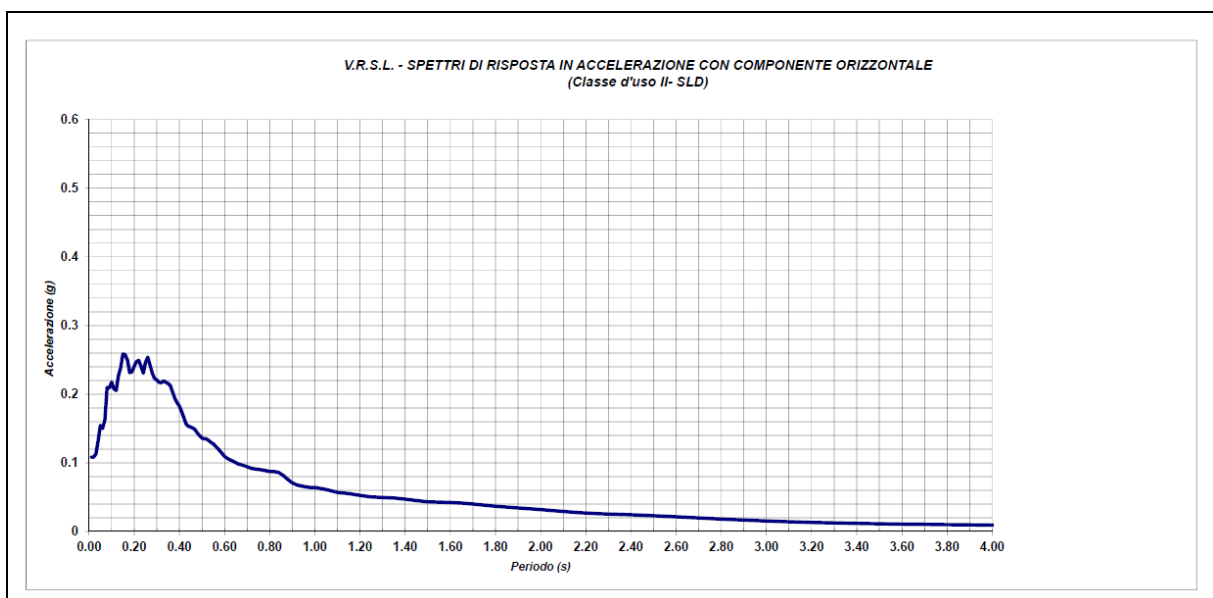
### 7.1.2 APPROCCIO DA MODELLAZIONE SPECIFICA

Gli spettri elastici di output in accelerazione, derivanti da modellazione numerica, sono di seguito riportati:

#### Stato Limite SLV



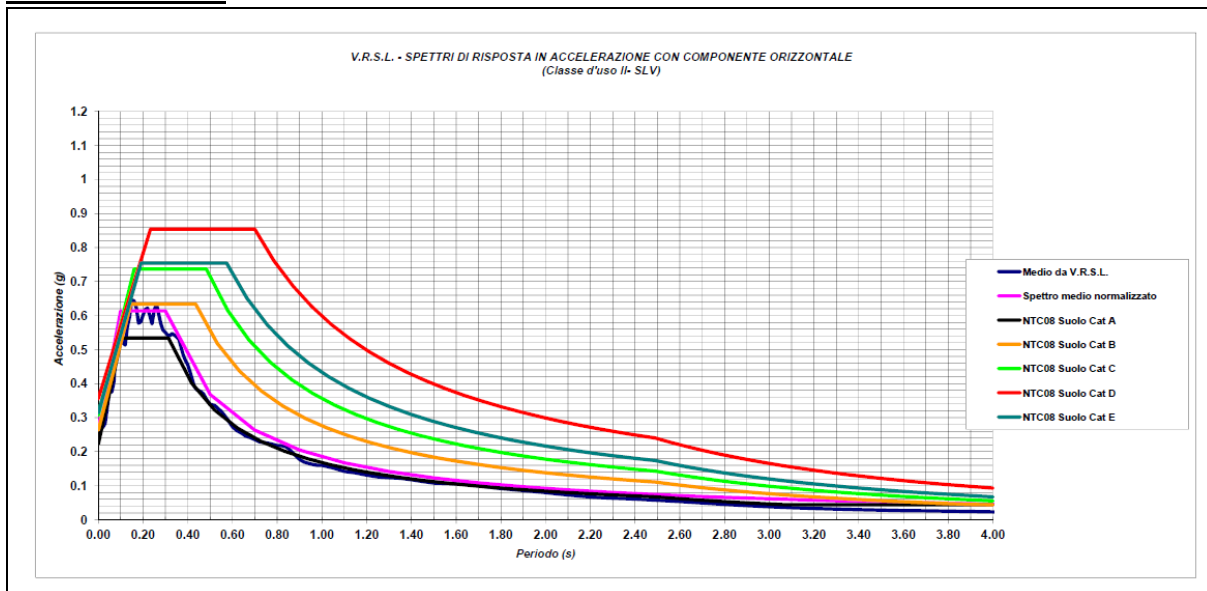
#### Stato Limite SLD



Studio geologico-tecnico a corredo del progetto per l'ampliamento di immobili ad uso commerciale, siti in Loc. Ponte della Stazione nel territorio Comunale di Gualdo Tadino (PG).

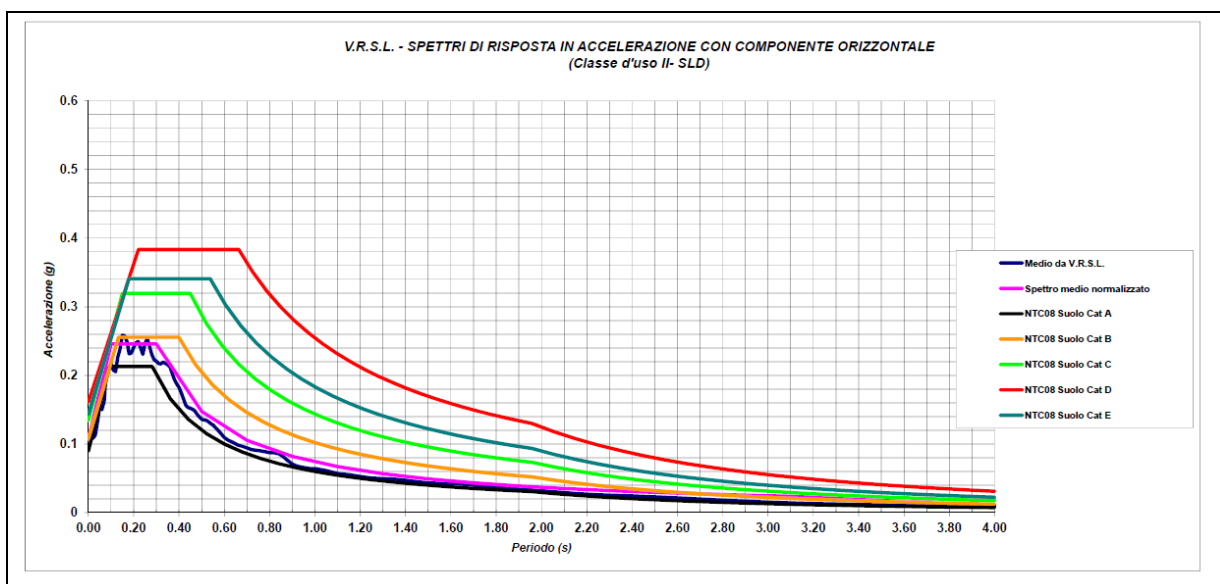
Sulla base degli spettri sopra riportati sono state ricavate le forme spettrali normalizzate, le quali sono state confrontate con gli spettri forniti delle norme tecniche con procedura semplificata per la categoria di sottosuolo B e per la categoria topografica T1.

### **STATO LIMITE SLV**



Spettro di risposta medio ottenuto dall'analisi di risposta sismica locale per un periodo di ritorno di 475 anni e confronto con gli spettri da NTC 08 per le varie categorie di suolo, secondo lo stato limite SLV.

### **STATO LIMITE SLD**

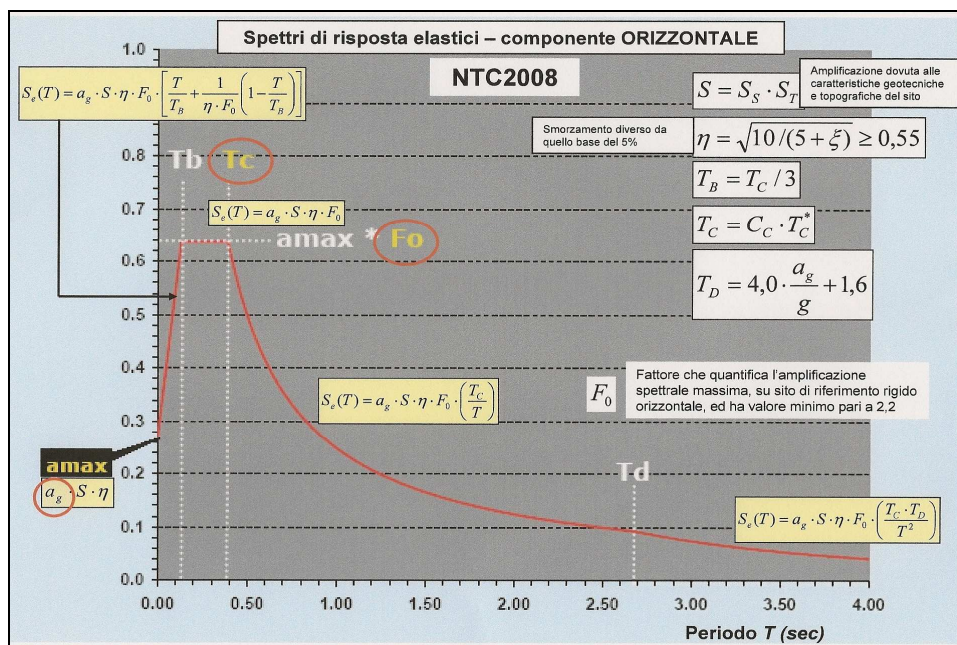


Spettro di risposta medio ottenuto dall'analisi di risposta sismica locale per un periodo di ritorno di 50 anni e confronto con gli spettri da NTC 08 per le varie categorie di suolo, secondo lo stato limite SLD.



Studio geologico-tecnico a corredo del progetto per l'ampliamento di immobili ad uso commerciale, siti in Loc. Ponte della Stazione nel territorio Comunale di Gualdo Tadino (PG).

In generale, è possibile affermare che la forma degli spettri è abbastanza ricorrente, al punto che può essere "standardizzarla" in modo da poterla descrivere con i parametri sia indipendenti sia dipendenti.



Nel caso specifico, considerando uno smorzamento di base del 5% ( $\eta=1$ ), i *parametri indipendenti* ovvero  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c$  sono:

#### Stato limite alla vita (SLV)

<b>fo =</b>	2.402
<b>Tc</b>	0.30
<b>agmax (T=0)</b>	0.267

#### Stato limite al Danno (SLD)

<b>fo (SLD)=</b>	2.379
<b>Tc</b>	0.30
<b>amax (T=0)</b>	0.107

I *parametri dipendenti* rappresentati da  $S$ ,  $T_b$ ,  $T_d$  e da  $a_g$  spettrale massima per il sito di interesse sono:

**Stato limite alla vita (SLV)**

<b>Tb</b>	0.1
<b>Td</b>	2.488
<b>a spettrale massima</b>	0.614
<b>S=</b>	1.15

**Stato limite al Danno (SLD)**

<b>Tb</b>	0.1
<b>Td</b>	1.956
<b>a spettrale massima</b>	0.246
<b>S=</b>	1.16

Dal confronto tra le forme spettrali derivanti da RSL e gli spettri semplificati risulta che gli spettri normalizzati per gli Stati Limite SLV e SLD sono sottesi a quelli semplificati di tipo **B**.

**8. MODELLAZIONE GEOTECNICA**

L'interpretazione delle analisi e dello studio geologico condotto ha portato alla definizione di un quadro geologico ben definito. L'esecuzione delle indagini strumentali è stata facilitata dall'accessibilità del sito e dall'assenza di rumore ambientale. L'osservazione diretta dei depositi ivi presenti, la conoscenza della successione stratigrafica presente in sito e l'ottima qualità del segnale sismico registrato hanno permesso un'interpretazione delle indagini indirette molto semplificata. Il quadro geotecnico che ne deriva rivela una successione delle unità geotecniche, individuate e suddivise sulla base di criteri geologici e sulla base delle indagini condotte, molto semplice con la presenza di quattro unità geotecniche.

Si riporta a seguire la colonna litostratigrafica-geotecnica ricostruita sulla base dei risultati di una delle prove penetrometriche DPSH n. 1 e n.2, eseguite durante la campagna di indagini geognostiche eseguite ad hoc:

**DPSH1**

0.00m-1.00m massicciata

1.00m-4.60m accumuli antropici e riporti sciolti

**UNITA' GEOTECNICA N. 1**

4.60m-5.60m bed-rock marnoso-argillitico ed arenaceo alterato e fratturato

**UNITA' GEOTECNICA N. 2**



&gt;4.00m bed-rock marnoso-argillitico ed arenaceo duro

**UNITA' GEOTECNICA N. 3****DPSH2**

0.00m-1.00m massicciata

1.00m-3.40m accumuli antropici e riporti sciolti

**UNITA' GEOTECNICA N. 1**

4.60m-3.60m bed-rock marnoso-argillitico ed arenaceo alterato e fratturato

**UNITA' GEOTECNICA N. 2**

&gt;3.60m bed-rock marnoso-argillitico ed arenaceo duro

**UNITA' GEOTECNICA N. 3****8.2 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SUBSTRATO**

I parametri assegnati alle unità geotecniche individuate sono stati calcolati sulla base dei risultati del rilevamento geologico, delle prove penetrometriche dinamiche e delle indagini geofisiche effettuate, adeguatamente corretti e modificati, agendo comunque sempre in favore della sicurezza.

Vengono di seguito riportati i valori medi stimati dei parametri geotecnici delle unità individuate.

<b>Unità geotecnica 1 – accumuli antropici e riporti sciolti COMPORTAMENTO PREVALENTEMENTE GRANULARE</b>		
<b>Parametri geotecnici:</b>		
Numero di colpi - <b>Nspt</b> =	8	
Peso di volume - <b><math>\gamma</math></b> =	1.82	t/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito- <b><math>\phi</math></b> =	27.47	°
<b>Moduli dinamici:</b>		
Velocità delle onde P - <b>Vp</b> =	520	m/s
Velocità delle onde S - <b>Vs</b> =	250	m/s
Coefficiente di Poisson - <b><math>\nu</math></b> =	0.35	
Modulo di taglio dinamico - <b>Go</b> =	1125	Kg/cm <sup>2</sup>
Modulo di Young dinamico - <b>Eo</b> =	3036	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Modulo di Young statico:</b>		
Modulo di Young statico - <b>E</b> =	150	Kg/cm <sup>2</sup>

Unità geotecnica 2 – bed-rock marnoso – argillitico ed arenaceo alterato e fratturato COMPORTAMENTO COESIVO		
<b>Parametri geotecnici:</b>		
Numero colpi – N <sub>spt</sub> =	29	
Peso di volume - $\gamma$ =	2.0	t/m <sup>3</sup>
Coesione non drenata – cu =	2.24	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Moduli dinamici:</b>		
Velocità delle onde P - $V_p$ =	990	m/s
Velocità delle onde S - $V_s$ =	550	m/s
Coefficiente di Poisson - $\nu$ =	0.276	
Modulo di taglio dinamico - $G_o$ =	5898	Kg/cm <sup>2</sup>
Modulo di Young dinamico - $E_o$ =	15062	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Modulo di Young statico:</b>		
Modulo di Young statico - $E$ =	550	Kg/cm <sup>2</sup>

L'assegnazione dei parametri geomeccanici del bedrock è stata effettuata mediante il criterio di Hoek e Brown ("Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition", pubblicazione reperibile in formato pdf presso il sito [www.rocscience.com](http://www.rocscience.com), assieme al manuale d'uso del software). Tale versione costituisce uno sviluppo del classico metodo RMR di Bieniawski, fornendo tra l'altro i valori di angolo di attrito, coesione e modulo elastico attraverso classificazioni parametriche dell'ammasso. L'output del programma Roclab della Rocscience è allegato alla presente relazione per utilizzo generale (fondazioni).

La caratterizzazione dell'ammasso roccioso è stata eseguita mediante l'assegnazione dei parametri nella seguente tabella.

In considerazione della disomogeneità del bed-rock sono stati adottati parametri cautelativi relativi alla facies marnoso - arenacea.

**Tabella caratteristiche del bedrock**

Parametro di Hoek-Brown	Simbolo	Valore	Note
Resistenza alla compressione uniassiale della roccia intatta	$\sigma_{ci}$	<b>75MPa</b>	Determinato in base alla tipologia di roccia e alla sua resistenza con metodi di campagna

Geological strenght index	GSI	<b>45</b>	Determinato in base alla tipologia di roccia, alla configurazione delle fratture e delle alternanze e allo stato delle discontinuità
Costante del materiale	mi	<b>6</b>	Determinato in base alla tipologia di roccia
Fattore di disturbo	D	<b>0</b>	Scavo meccanico in roccia di scarsa resistenza

Vengono di seguito riportati i valori medi stimati dei parametri geotecnici del substrato roccioso attraverso il programma Roclab:

Unità geotecnica 3 – bed-rock marnoso – argillitico ed arenaceo duro COMPORTAMENTO LAPIDEO		
<b>Parametri geotecnici:</b>		
Numero colpi – Nspt >	70	
Peso di volume - $\gamma$ =	2.1	t/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito - $\phi$ =	24.88	°
Coesione drenata – $c'$ =	2.92	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Moduli dinamici:</b>		
Velocità delle onde P - $V_p$ =	1230	m/s
Velocità delle onde S - $V_s$ =	700	m/s
Coefficiente di Poisson - $\nu$ =	0.26	
Modulo di taglio dinamico . $G_o$ =	9800	Kg/cm <sup>2</sup>
Modulo di Young dinamico - $E_o$ =	24705	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Modulo di Young statico:</b>		
Modulo di Young statico - $E$ =	980	Kg/cm <sup>2</sup>

Nell'ottica di una progettazione basata sul metodo degli stati limite, i valori dei parametri geotecnici devono essere interpretati in termini di valori caratteristici ovvero di valori ottenuti con una stima cautelativa di un dato parametro, in relazione agli stati limite considerati per il progetto.

### **8.1.1 DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI**

Secondo l'Eurocodice 7 e le NTC, i valori caratteristici  $X_k$  consistono in una stima cautelativa del valore che influenza l'insorgere dello stato limite. Il § C6.2.2.4 della Circolare illustra chiaramente come tali valori debbano essere scelti. In particolare:

*“Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o 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. Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità. La scelta di valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei terreni; basti pensare, ad esempio, all'effetto delle discontinuità sul valore operativo della resistenza non drenata. Una migliore approssimazione nella valutazione dei valori caratteristici può essere ottenuta operando le opportune medie dei valori dei parametri geotecnici nell'ambito di piccoli volumi di terreno, quando questi assumano importanza per lo stato limite considerato.”*

Nel caso in esame, la rigidità della struttura fondale prevista è tale da ottenere compensazione strutturale delle eterogeneità con trasferimento delle sollecitazioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Pertanto i valori caratteristici saranno ubicati in prossimità dei valori medi.

I valori caratteristici dei parametri sono stati ricavati in base a quanto segue:

- I valori dei parametri geotecnici medi illustrati nelle precedenti tabelle descrivono il comportamento medio della massicciata, degli accumuli antropici e riporti sciolti, del bed-rock marnoso – argillitico ed arenaceo alterato e fratturato e duro;

- Il parametro medio è quello che influenza l'insorgere degli SLU e degli SLE nel caso in esame (situazione di compensazione strutturale con sollecitazioni ridistribuite su tutti i membri del reticolo di fondazione).
- Al parametro  $\gamma$  è stato assegnato un coefficiente di variazione ricavato dalla letteratura tecnica (COV=5%).
- Al parametri geotecnici sono stati assegnati i seguenti coefficienti di variazione:
  - Unità geotecnica 1: COV( $\phi$ )=4.92%
  - Unità geotecnica 2: COV(cu)=30%
  - Unità geotecnica 3: COV( $\phi$ )=10 %  
COV(c')=30 %
  - Al modulo di deformazione è stato assegnato un coefficiente di variazione cautelativo pari al 40%.
  - È stato infine applicato il metodo statistico in presenza di un solo dato e varianza nota.
  - Le relazioni applicate sono le seguenti:

Statistica della varianza nota:

$$x_k = \bar{x} \pm z_{0.05} \left( \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right) \approx \bar{x} \pm 1.645 \cdot \left( \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right)$$

Dove:

$x_k$  è il valore caratteristico desiderato

$\bar{x}$  con barra il valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione

$z$  è la distribuzione normale standardizzata

$\sigma$  è la deviazione standard della popolazione

$n$  è la numerosità del campione

Distribuzione condizionata di  $c'$  rispetto a  $\Phi$

$$E(C | \Phi = \varphi_k) = \mu_c + \rho \sigma_c \left( \frac{\varphi_k - \mu_\varphi}{\sigma_\varphi} \right)$$

$$VAR(C | \Phi = \varphi_k) = \sigma_c^2 (1 - \rho^2)$$

Dove:

$\phi_k = \phi$  caratteristico (in questo caso, 5° percentile della distribuzione del campione)

$\mu_i$  è la media di  $i$ , dove  $i = \phi, c$

$\sigma_i$  è la deviazione standard di  $i$  dove  $i = \phi, c$

$\rho$  è il coefficiente di correlazione tra  $\phi$  e  $c$

Distribuzione log normale con varianza nota (per il modulo elastico):

$$L_{1-\alpha}(\bar{Y}, S^2) = \bar{Y} + \frac{S^2}{2} \pm z_{1-\alpha/2} * \sqrt{\frac{S^2}{n} + \frac{S^4}{2(n-1)}}$$

Dove:

$\bar{Y}$  è il valore medio del dataset con distribuzione log normale

$Z$  è la distribuzione normale standardizzata

$t$  è il valore della distribuzione di student ad  $n-1$  gradi di libertà

$S$  è la deviazione standard della popolazione

$n$  è il numero di dati.

### 8.1.2 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Unità geotecnica 1 – accumuli antropici e riporti sciolti COMPORTAMENTO PREVALENTEMENTE GRANULARE					
<u>Parametro geotecnico</u>	<u>Valore medio</u> <u>(<math>X_m</math>)</u>	<u>Valore</u> <u>caratteristico</u> <u>(<math>X_k</math>)</u>	<u>Metodo Utilizzato</u>	<u>Valore di</u> <u>progetto (M1)</u>	<u>Valore di</u> <u>progetto (M2)</u>
$\phi$ – Angolo di attrito	27.47°	27.01°	Statistica della varianza nota , COV= 4.92%	27.01°	22.19°
$\gamma$ – Peso di volume	1820kg/m <sup>3</sup>	1800kg/m <sup>3</sup>	Statistica della varianza nota , COV= 5%	1800kg/m <sup>3</sup>	1800kg/m <sup>3</sup>
C – coesione drenata	0.0kg/cm <sup>2</sup>	0.0kg/cm <sup>2</sup>	-	0.0kg/cm <sup>2</sup>	0.0kg/cm <sup>2</sup>

**Unità geotecnica 2 – bed-rock marnoso – argillitico ed arenaceo alterato e fratturato**  
COMPORTAMENTO COESIVO

<u>Parametro geotecnico</u>	<u>Valore medio</u> <u>(<math>X_m</math>)</u>	<u>Valore</u> <u>caratteristico</u> <u>(<math>X_k</math>)</u>	<u>Metodo Utilizzato</u>	<u>Valore di</u> <u>progetto (M1)</u>	<u>Valore di</u> <u>progetto (M2)</u>
$\gamma$ – Peso di volume	2000kg/m <sup>3</sup>	1950kg/m <sup>3</sup>	Statistica della varianza nota, COV= 5%	1950kg/m <sup>3</sup>	1950kg/m <sup>3</sup>
C u– coesione non drenata	2.24kg/cm <sup>2</sup>	1.79kg/cm <sup>2</sup>	Statistica della varianza nota, COV= 30%	1.79kg/cm <sup>2</sup>	1.28kg/cm <sup>2</sup>

**Unità geotecnica 3 – bed-rock marnoso – argillitico ed arenaceo duro**  
COMPORTAMENTO LAPIDEO

<u>Parametro geotecnico</u>	<u>Valore medio</u> <u>(<math>X_m</math>)</u>	<u>Valore</u> <u>caratteristico</u> <u>(<math>X_k</math>)</u>	<u>Metodo Utilizzato</u>	<u>Valore di</u> <u>progetto (M1)</u>	<u>Valore di</u> <u>progetto (M2)</u>
$\phi$ – Angolo di attrito	24 .88°	22.84°	Statistica della varianza nota, COV= 10%	22.84°	18.62°
$\gamma$ – Peso di volume	2100 kg/m <sup>3</sup>	2000 kg/m <sup>3</sup>	Statistica della varianza nota, COV= 5%	2000 kg/m <sup>3</sup>	2000 kg/m <sup>3</sup>
C – coesione drenata	2.92 kg/cm <sup>2</sup>	2.20 kg/cm <sup>2</sup>	Statistica della varianza nota, COV= 30%	2.20 kg/cm <sup>2</sup>	1.76kg/cm <sup>2</sup>

## 8.2 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Il presente studio riporta, oltre la caratterizzazione sismica del sito, i risultati necessari alla sola verifica agli SLU (SLV).

Per le verifiche relative agli stati limite ultimi (SLU) - SLV deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

dove Ed è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e Rd è il valore di progetto della resistenza del terreno.



### 8.3 CALCOLO DEL CARICO LIMITE ULTIMO $R_d$ (SLU - SLV)

#### 8.3.1 FONDAZIONI SUPERFICIALI

Per giungere alla definizione di  $R_d$ , nel caso di fondazioni superficiali, occorre definire il carico limite del terreno con le formule tradizionali della geotecnica (Hansen (1970), Terzaghi (1955), Meyerhof (1963), Vesic (1975), Brinch-Hansen (1970), Stagg e Zienkiewicz (1968)), utilizzando parametri geotecnici adeguatamente scelti (parametri caratteristici  $X_k$ ) e parametri ridotti (parametri di progetto  $X_d$ ).

La resistenza  $R_d$  è determinata in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici di resistenza del terreno ricavati dalle prove in sito, divisi per i coefficienti parziali  $\gamma_m$  di seguito riportati (tab. 7.2.I. delle *Norme tecniche per le costruzioni*):

PARAMETRO	PARAMETRO AL QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFF. PARZIALE $\gamma_m$	
		M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'} = 1.00$	$\gamma_{\varphi'} = 1.25$
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'} = 1.00$	$\gamma_{c'} = 1.25$
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu} = 1.00$	$\gamma_{cu} = 1.40$
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma = 1.00$	$\gamma_\gamma = 1.00$

Questi parametri utilizzati nelle formule classiche a seconda delle combinazioni e degli approcci indicati dalla normativa (cap. 6.4.2.1), forniranno dei carichi limite del terreno.

La normativa vigente prevede che la verifica delle fondazioni superficiali venga effettuata seguendo almeno uno dei due approcci:

#### Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

#### Approccio 2:

- Combinazione 1: (A1+M1+R3)

I valori così ottenuti, dovranno essere infine ridotti con un coefficiente  $\gamma_R$  diverso a seconda dei vari approcci e rispettive combinazioni (Tab. 6.4.I – NTC 2008).

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

### 8.3.2 STIMA DELLA RESISTENZA $R_d$ DEL TERRENO CON FONDAZIONI SUPERFICIALI

Il progetto in questione prevede la realizzazione di platee di fondazione, poggianti sugli accumuli antropici e riporti sciolti (unità geotecnica 1).

#### **Fondazione tipo 1: platea di dimensioni 15,54m x 14,00m (incasso 0,2m)**

Unità geotecnica 1 – accumuli antropici e riporti	
CARICO LIMITE VERTICALE Combinazione...A1+M1+R3	Autore: BRINCH-HANSEN <b><math>R_d \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 5.37</math></b>

#### **Fondazione tipo 2: platea di dimensioni 10,25m x 10m (incasso 0,2m)**

Unità geotecnica 1 – accumuli antropici e riporti	
CARICO LIMITE VERTICALE Combinazione...A1+M1+R3	Autore: BRINCH-HANSEN <b><math>R_d \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 3.76</math></b>

#### **Fondazione tipo 3: platea di dimensioni 10,50m x 10,00m (incasso 0,2m)**

Unità geotecnica 1 – accumuli antropici e riporti	
CARICO LIMITE VERTICALE Combinazione...A1+M1+R3	Autore: BRINCH-HANSEN <b><math>R_d \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 3.81</math></b>

**Fondazione tipo 4: platea di dimensioni 9,00m x 5,40m (incasso 0,2m)**

<b>Unità geotecnica 1 – accumuli antropici e riporti</b>	
<b>CARICO LIMITE VERTICALE</b> <b>Combinazione...A1+M1+R3</b>	<b>Autore: BRINCH-HANSEN</b> <b>Rd (kg/cm<sup>2</sup>) = 2.60</b>

**8.4 PROFONDITA' SIGNIFICATIVA**

La profondità significativa delle nuove strutture valutabile secondo Steinbrenner, in funzione del rapporto L/B dell'impronta di carico equivalente, risulta essere pari a:

- Platea tipo 1: H=7.50m ( $\Delta q$  = 20-30% dei carichi applicati in fondazione)
- Platea tipo 2 e 3 e 4: H= 5,00m ( $\Delta q$  = 20-30% dei carichi applicati in fondazione)

**8.5 VERIFICA DEI CEDIMENTI**

La valutazione dei cedimenti dell'orizzonte di copertura è stata effettuata con il metodo di Burland & Burbidge, che correla il cedimento direttamente ai risultati della prova penetrometrica; il metodo prevede il calcolo di una componente di lungo periodo.

Per substrati mediamente addensati o addensati ( $N_{SPT} > 10$ ) il valore del cedimento più probabile deve essere considerato pari a ½ del cedimento massimo calcolato.

Per i risultati di verifica si vedano gli elaborati di calcolo in allegato.

Inoltre si fa presente che nel calcolo dei cedimenti delle platee di tipo 1 (dove all'ingresso con le gallerie, per evitare proprio fenomeni di cedimenti, verranno realizzati dei micropali) non viene considerato l'apporto prodotto dalla realizzazione di fondazioni profonde in termini di riduzione di vulnerabilità al cedimento.

Si raccomanda di prestare la massima attenzione al valore dei cedimenti massimi calcolati, poiché gli stessi presentano valori da ritenersi accettabili solamente fino a certi valori di carico applicato.

## 8.6 COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO

Il valore del coefficiente di sottofondo verticale, stimato attraverso relazioni empiriche sulle varie unità geotecniche risulta essere:

- unità geotecnica 1:  $K_w = 0.80 \text{ Kg/cm}^3$
- unità geotecnica 2:  $K_w = 1.06 \text{ Kg/cm}^3$
- unità geotecnica 3:  $K_w = 7.65 \text{ Kg/cm}^3$
- unità geotecnica 4:  $K_w = 9.5 \text{ Kg/cm}^3$

## 9. STABILITA' DEL SITO

### 9.1 STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

I fenomeni di liquefazione che interessano i depositi sabbiosi saturi dipendono da:

- proprietà geotecniche dei terreni
- caratteristiche delle vibrazioni sismiche e loro durata
- genesi e storia geologica dei terreni
- fattori ambientali

Un terreno incoerente saturo, in assenza di sollecitazioni sismiche è soggetto soltanto alla pressione litostatica, dovuta al peso dei sedimenti sovrastanti (in campo libero e superficie piana).

Durante una sollecitazione sismica vengono indotte nel terreno delle sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione delle onde sismiche verso la superficie, mentre la pressione litostatica resta costante. Per tutta la durata della scossa ogni elemento di terreno soggetto ad una serie di sforzi tangenziali che cambiano ripetutamente verso ed ampiezza.

Nel terreno si possono generare fenomeni di liquefazione se la scossa sismica produce un numero di cicli tale da far sì che la pressione interstiziale uguagli la pressione di confinamento. Nei depositi la pressione di confinamento aumenta con la profondità, mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio indotto dal sisma diminuisce. La resistenza alla liquefazione quindi è maggiore con la profondità. Quindi, maggiore è la durata di un terremoto più alta è la possibilità che si arrivi (maggior numero di cicli) alla liquefazione. Inoltre, maggiore è l'ampiezza della vibrazione e della deformazione indotta e minore è il numero di cicli necessari per giungere a tale condizione.

Il terreno può essere però soggetto a sforzi di taglio statici dovuti alla presenza di strutture in superficie o alla sua particolare posizione (per es. al di sotto di un versante).

In questo caso l'instaurarsi del fenomeno della liquefazione dipende, oltre che dalle caratteristiche del sisma, anche dal rapporto che si stabilisce tra le tensioni di taglio indotte da quest'ultimo e quelle statiche preesistenti al terremoto.

La probabilità che un deposito raggiunga le condizioni per la liquefazione dipende anche dallo stato di addensamento, dalla composizione granulometrica, dalle condizioni di drenaggio, dalla storia delle sollecitazioni sismiche e dall'età del deposito stesso.

Tanto < è il grado di addensamento del materiale (elevato indice dei vuoti e bassa densità relativa) tanto > è la probabilità che, a parità di condizioni, un deposito raggiunga lo stato di liquefazione.

Anche la distribuzione, la forma delle particelle e il grado di uniformità influenzano notevolmente il fenomeno, per le implicazioni che questi fattori hanno sulla resistenza al taglio e per il modo di dissiparsi della pressione interstiziale in eccesso.

Per quanto riguarda la storia delle sollecitazioni sismiche su un deposito, si può affermare che precedenti deformazioni moderate influiscano positivamente sulla resistenza del deposito, mentre una storia caratterizzata da alti livelli di deformazione (deposito già soggetto a liquefazione) ha effetti negativi sul potenziale di riliquefazione.

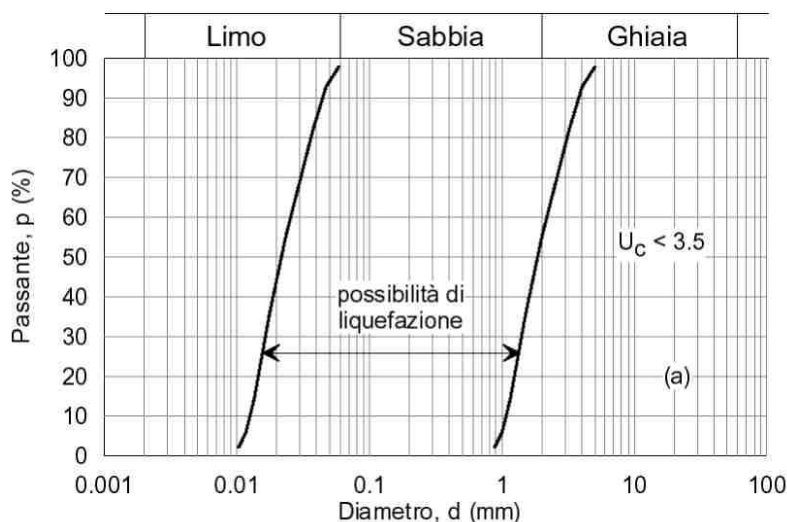
I depositi sabbiosi con più alto potenziale di liquefazione sono i più recenti. A parità di composizione e di altre condizioni lo stesso deposito, se più antico, avrà sviluppato legami intergranulari e cementazioni sempre più forti con il tempo. Inoltre la struttura di un deposito antico sarà resa più stabile per gli effetti delle vibrazioni indotte da precedenti terremoti di piccola entità.

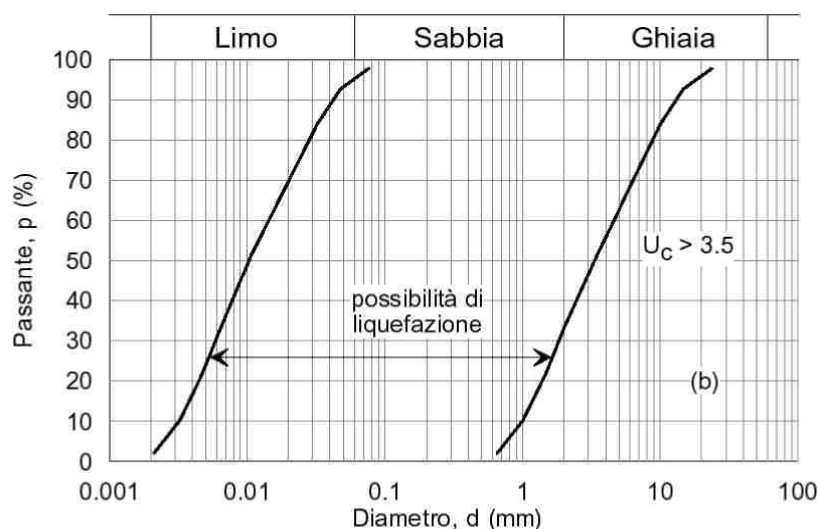
#### **9.1.1 ESCLUSIONE DALLA VERIFICA**

La verifica alla liquefazione, secondo quanto prescritto nelle NTC08, può essere omessa quando si manifesta almeno una delle seguente circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano di campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di  $0.1g$ ;

3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano di campagna, per piano di campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficienti di uniformità  $U_c < 3.5$  ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficienti di uniformità  $U_c > 3.5$ .

**Figura 7.11.1(a)**



**Figura 7.11.1(b)**

Quando le condizioni 1 e 2 non risultino soddisfatte, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 3, 4 e 5.

**Nel nostro caso, dato che la distribuzione granulometrica del litotipo su cui verrà fondato quanto previsto in progetto, non rientra nel range dei terreni potenzialmente liquefacibili, la verifica alla liquefazione è stata omessa.**

## 9.2 STABILITA' DEI FRONTI DI SCAVO

Nel progetto in questione non è prevista la realizzazione di fronti di scavo di altezza superiore ai 2m dal p.c..

Qualora si dovessero realizzare scavi di altezza superiore a 2m, nei quali sia prevista la presenza di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, si dovrà prevedere un'armatura di sostegno delle pareti di scavo. In ogni caso, le verifiche dei fronti di scavo, qualora questi ultimi fossero previsti, dovranno essere condotte, in condizioni statiche, dinamiche e tenendo conto di eventuali sovraccarichi esterni, nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) e nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE), quando pertinenti.

Inoltre, si pone in evidenza che è comunque sempre necessario il rispetto delle seguenti norme sulla sicurezza:



- D.Lgs 81/2008, art. 118: Nei lavori di splateamento o sbancamento eseguiti senza l'impiego di escavatori meccanici, le pareti delle fronti di attacco devono avere una inclinazione o un tracciato tali, in relazione alla natura del terreno, da impedire franamenti. Quando la parete del fronte di attacco supera l'altezza di m 1,50, e' vietato il sistema di scavo manuale per scalzamento alla base e conseguente franamento della parete. Quando per la particolare natura del terreno o per causa di piogge, di infiltrazione, di gelo o disgelo, o per altri motivi, siano da temere frane o scoscendimenti, deve essere provveduto all'armatura o al consolidamento del terreno.
- D.Lgs 81/2008, art. 118: Nello scavo di pozzi e di trincee profondi più di m 1,50, quando la consistenza del terreno non dia sufficiente garanzia di stabilità, anche in relazione alla pendenza delle pareti, si deve provvedere, man mano che procede lo scavo, alla applicazione delle necessarie armature di sostegno.
- D.Lgs 81/2008, art. 120: E' vietato costituire depositi di materiali presso il ciglio degli scavi. Qualora tali depositi siano necessari per le condizioni del lavoro, si deve provvedere alle necessarie puntellature.
- DM 14-01-08 "Norme tecniche sulle costruzioni", 6.8.6. (fronti di scavo): Per scavi trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista una armatura di sostegno delle pareti di scavo.

## 10. CONCLUSIONI

Lo studio effettuato ha permesso di verificare le seguenti condizioni geologico - geotecniche:

- 1) la presenza di accumuli antropici di colmata e riporti come materiale di riempimento di una ex cava dello spessore complessivo inferiore ad 7.00m dall'attuale p.c.;
- 2) la presenza di un basamento rigido di natura marnoso-argillitica ed arenacea stratificato, sul quale poggia la copertura alluvionale e gli accumuli antropici di colmata, ad una profondità inferiore ad H=7.00m caratterizzato da Vs >800m/s;
- 3) l'assenza di falda idrica superficiale;
- 4) la possibilità di incassare le opere di fondazioni dirette -di tipo platea- sull'unità geotecnica n. 1, ma di valutare contestualmente ed attentamente l'entità dei carichi di progetto da trasferire sul terreno al fine di evitare problemi legati a cedimenti;

Studio geologico-tecnico a corredo del progetto per l'ampliamento di immobili ad uso commerciale, siti in Loc. Ponte della Stazione nel territorio Comunale di Gualdo Tadino (PG).

- 5) delle condizioni di amplificazione del moto sismico di base per effetto stratigrafico;
- 6) la presenza, nel complesso, di condizioni geologiche e geomorfologiche sufficientemente favorevoli per la realizzazione di quanto previsto in progetto;
- 7) la necessità di portare a conoscenza lo scrivente di ogni eventuale variazione delle previsioni progettuali sia a livello di elaborati che a livello di realizzazione in fase esecutiva, al fine di poter effettuare le opportune valutazioni di natura geologico-geotecnica.

Novembre 2015

Dott. Geologo Diego Albini



ALLEGATI

# Hoek Brown Classification

sigci	75 MPa
GSI	45
mi	6
D	0
Ei	31875
MR	425

# Hoek Brown Criterion

mb	0.841536
s	0.00221808
a	0.508086

# Failure Envelope Range

Application	General
sig3max	18.75 MPa

# Mohr-Coulomb Fit

c	0.292769 MPa
phi	24.8814 degrees

# Rock Mass Parameters

sigt	-0.197682 MPa
sigc	3.36195 MPa
sigcm	9.17016 MPa
Erm	7128.84 MPa

# Principal Stresses

Number	Minor principal str	Major principal stress (MPa)
1	-0.197681772	0
2	-0.197681772	0
3	-0.004338081	3.31991737
4	0.189005611	4.916635148
5	0.382349302	6.191503371
6	0.575692994	7.299147726
7	0.769036686	8.299662709
8	0.962380377	9.223938121
9	1.155724069	10.0903557
10	1.34906776	10.9109091
11	1.542411452	11.69393906
12	1.735755143	12.44552476
13	1.929098835	13.17025967
14	2.122442526	13.87171541
15	2.315786218	14.5527344
16	2.50912991	15.21562285
17	2.702473601	15.8622826
18	2.895817293	16.49430399
19	3.089160984	17.11303298
20	3.282504676	17.71962074
21	3.475848367	18.315061
22	3.669192059	18.90021865
23	3.86253575	19.47585202
24	4.055879442	20.0426304
25	4.249223134	20.60114802
26	4.442566825	21.15193538
27	4.635910517	21.69546841

28	4.829254208	22.23217601
29	5.0225979	22.76244636
30	5.215941591	23.28663208
31	5.409285283	23.80505469
32	5.602628974	24.3180083
33	5.795972666	24.82576276
34	5.989316358	25.32856641
35	6.182660049	25.82664836
36	6.376003741	26.32022057
37	6.569347432	26.80947955
38	6.762691124	27.29460793
39	6.956034815	27.77577577
40	7.149378507	28.25314174
41	7.342722198	28.72685419
42	7.53606589	29.19705202
43	7.729409581	29.66386556
44	7.922753273	30.12741723
45	8.116096965	30.58782225
46	8.309440656	31.0451892
47	8.502784348	31.49962053
48	8.696128039	31.95121304
49	8.889471731	32.40005835
50	9.082815422	32.84624321
51	9.276159114	33.2898499
52	9.469502805	33.73095653
53	9.662846497	34.16963735
54	9.856190189	34.605963
55	10.04953388	35.04000072
56	10.24287757	35.47181464
57	10.43622126	35.90146591
58	10.62956495	36.32901296
59	10.82290865	36.7545116
60	11.01625234	37.17801521
61	11.20959603	37.59957491
62	11.40293972	38.01923965
63	11.59628341	38.43705636
64	11.7896271	38.85307006
65	11.9829708	39.26732397
66	12.17631449	39.6798596
67	12.36965818	40.09071686
68	12.56300187	40.49993413
69	12.75634556	40.90754835
70	12.94968925	41.31359508
71	13.14303294	41.7181086
72	13.33637664	42.12112193
73	13.52972033	42.52266694
74	13.72306402	42.92277439
75	13.91640771	43.32147395
76	14.1097514	43.71879431
77	14.30309509	44.11476319
78	14.49643879	44.50940737
79	14.68978248	44.90275279

80	14.88312617	45.29482452
81	15.07646986	45.68564686
82	15.26981355	46.07524333
83	15.46315724	46.46363671
84	15.65650094	46.85084911
85	15.84984463	47.23690194
86	16.04318832	47.62181599
87	16.23653201	48.00561143
88	16.4298757	48.38830784
89	16.62321939	48.76992422
90	16.81656308	49.15047904
91	17.00990678	49.52999026
92	17.20325047	49.90847532
93	17.39659416	50.28595118
94	17.58993785	50.66243435
95	17.78328154	51.03794088
96	17.97662523	51.4124864
97	18.16996893	51.78608613
98	18.36331262	52.15875487
99	18.55665631	52.53050706
100	18.75	52.90135675

#### Normal Stress vs. Shear Stress

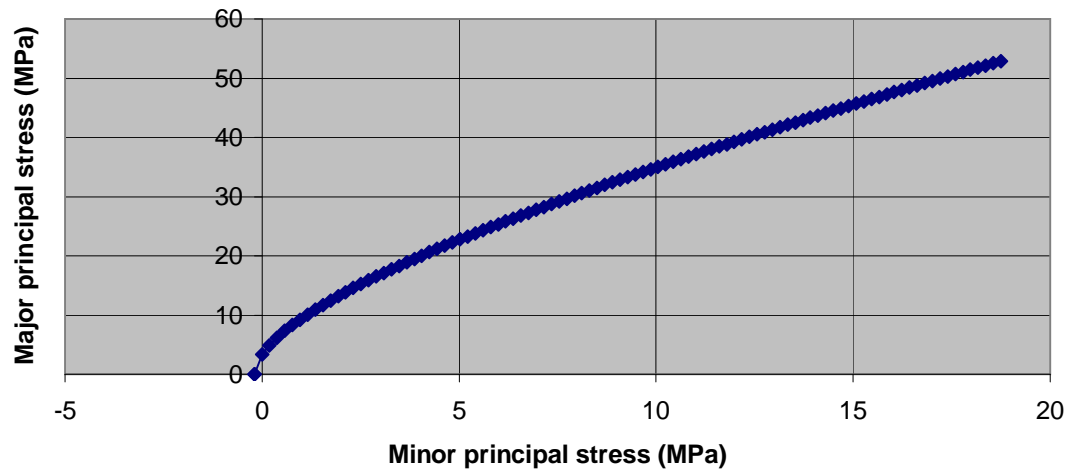
Number	Normal stress (MPa)	Shear stress (MPa)
1	-0.197681772	0
2	-0.197681772	0
3	0.305304751	0.966153811
4	0.764714351	1.546058566
5	1.201855403	2.022139201
6	1.623429609	2.43857698
7	2.033003602	2.814400432
8	2.432824643	3.160055992
9	2.824446704	3.482066457
10	3.209010897	3.78485042
11	3.587391449	4.071575582
12	3.960279653	4.344609961
13	4.32823577	4.605781814
14	4.691722911	4.856539369
15	5.051130129	5.098054079
16	5.40678872	5.331290148
17	5.758984057	5.557052964
18	6.107964404	5.77602378
19	6.453947613	5.988785179
20	6.797126296	6.195840148
21	7.137671904	6.397626628
22	7.47573796	6.594528805
23	7.811462684	6.786885974
24	8.144971116	6.974999606
25	8.476376879	7.159139037
26	8.805783637	7.339546094
27	9.133286315	7.516438899
28	9.458972135	7.690015018
29	9.78292149	7.860454084

30	10.10520869	8.027920013
31	10.42590263	8.192562868
32	10.7450673	8.354520455
33	11.06276233	8.513919687
34	11.37904336	8.670877753
35	11.69396243	8.825503138
36	12.00756834	8.977896504
37	12.31990689	9.12815146
38	12.63102114	9.276355238
39	12.94095168	9.422589285
40	13.24973679	9.566929791
41	13.55741264	9.70944815
42	13.86401347	9.850211377
43	14.1695717	9.989282473
44	14.47411809	10.12672075
45	14.77768186	10.26258215
46	15.08029078	10.39691947
47	15.38197131	10.52978263
48	15.68274862	10.6612189
49	15.98264676	10.79127305
50	16.28168867	10.91998757
51	16.57989627	11.04740283
52	16.87729054	11.17355719
53	17.17389154	11.29848717
54	17.46971851	11.42222757
55	17.76478989	11.54481157
56	18.05912336	11.66627082
57	18.35273592	11.78663558
58	18.64564389	11.90593475
59	18.93786297	12.02419601
60	19.22940825	12.14144585
61	19.52029428	12.25770965
62	19.81053505	12.37301175
63	20.10014408	12.48737551
64	20.38913439	12.60082336
65	20.67751854	12.71337685
66	20.96530866	12.82505669
67	21.25251647	12.93588283
68	21.53915331	13.04587445
69	21.82523012	13.15505003
70	22.11075751	13.26342738
71	22.39574574	13.37102367
72	22.68020473	13.47785548
73	22.9641441	13.58393878
74	23.2475732	13.68928904
75	23.53050105	13.79392115
76	23.81293643	13.89784955
77	24.09488785	14.00108818
78	24.37636357	14.10365054
79	24.65737161	14.20554967
80	24.93791978	14.30679823
81	25.21801563	14.40740847

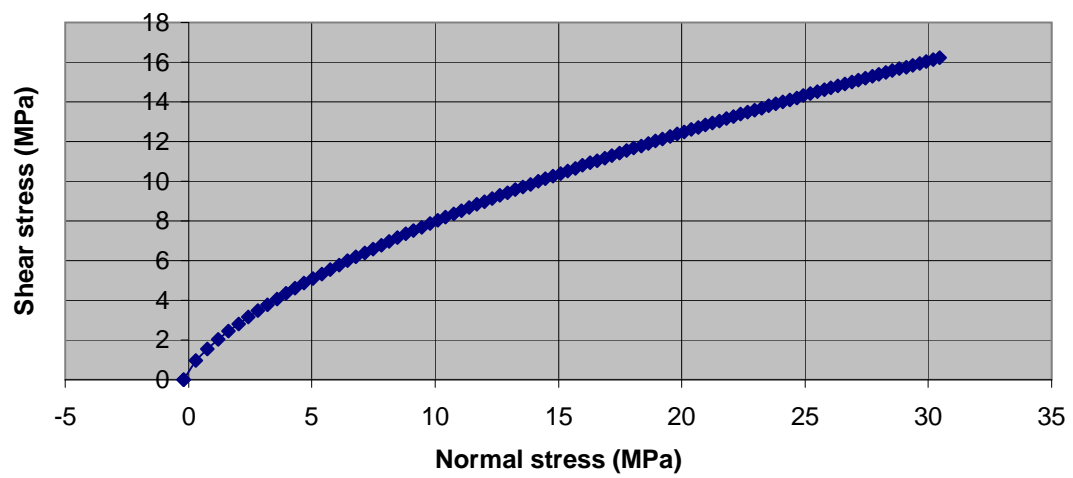


82	25.49766653	14.50739226
83	25.77687965	14.6067611
84	26.05566194	14.70552615
85	26.33402018	14.80369825
86	26.61196098	14.90128791
87	26.88949074	14.99830531
88	27.16661573	15.09476039
89	27.44334204	15.19066275
90	27.7196756	15.28602176
91	27.99562222	15.38084652
92	28.27118753	15.47514586
93	28.54637703	15.5689284
94	28.82119611	15.66220251
95	29.09564999	15.75497633
96	29.3697438	15.84725781
97	29.64348253	15.93905467
98	29.91687106	16.03037443
99	30.18991415	16.12122445
100	30.46261645	16.21161185

**Principal Stresses**



**Normal Stress vs. Shear Stress**



## **FONDAZIONE DI TIPO PLATEA 1**

**CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA TERRENO-FONDAZIONE PER CARICO LIMITE VERTICALE**

Metodo di Brinch &amp; Hansen per fondazioni dirette

CANTIERE : Ampliamento immobili ad uso commerciale

Fondazione tipo 1

Fondazione tipo 1		valori caratt.		parametri di progetto					
CARATTERISTICHE DEL TERRENO			M1	M2					
peso di volume (t/mc)		γ	1,80	1,80		1,80			
angolo di attrito interno (°)		Φ	27,00	27,00		22,18			
coesione (t/mq)		c	0,00	0,00		0,00			
CARATTERISTICHE TOPOGRAFICHE									
inclinazione del versante (°)		I	0,00						
CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE									
profondità della falda dal p.c. (m)		D <sub>w</sub>	10,00						
profondità della falda dalla fond. (m)		D' <sub>w</sub>	9,50						
coefficiente di riduzione		C <sub>f</sub>	1,00						
CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE									
inclinazione del piano di posa (°)		a	0,00						
lunghezza (m)		L	15,54	15,54	15,54	15,54	15,54		
lunghezza equivalente (m) A1		L <sub>r</sub>	15,54	15,54	15,54	15,54	15,54		
eccentricità ey (m) A1		ey	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
lunghezza equivalente (m) A2		L <sub>r</sub>	15,54	15,54	15,54	15,54	15,54		
eccentricità ey (m) A2		ey	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
larghezza reale (m)		B	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00		
larghezza equivalente (m) A1		Br	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00		
eccentricità ex (m) A1		ex	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
larghezza equivalente (m) A2		Br	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00		
eccentricità ex (m) A2		ex	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
profondità (m)		H	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70		
incasso (m)		D	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30		
						0,30	0,35		
SOVRACCARICHI APPLICATI									
sovraccarico del terreno (t/mq)		q <sub>t</sub>	0,18	0,27	0,36	0,45	0,54		
sovraccarico esterno (A1+M1)(t/mq)		q <sub>ve</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
sovraccarico esterno (A2+M2)(t/mq)		q <sub>ve</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE			M1	M2	AZIONI				
coefficiente di spinta attiva		K <sub>a</sub>	0,376	0,452	γG1+γG2+γP+γQ1*QK1+γQ2*ΨQ2+QK2+γQ3*ΨQ3+QK3+...				
coefficiente di spinta passiva		K <sub>p</sub>	2,663	2,213	(A1)	(A2)	G <sub>K</sub>		
coefficienti di portanza (Vesic)		N <sub>q</sub>	13,20	7,96	V (t)	0,00	0,00		
		N <sub>g</sub>	14,47	7,31	M <sub>y</sub> (tm)	0,00	0,00		
		N <sub>c</sub>	23,94	17,08	M <sub>x</sub> (tm)	0,00	0,00		
					H <sub>x</sub> (t)	0,00	0,00		
					H <sub>y</sub> (t)	0,00	0,00		
					H <sub>r</sub> (t)	0,00	0,00		
FATTORI DI CORREZIONE									
forma della fondazione		S <sub>γ</sub> (A1+M1)	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64		
		S <sub>γ</sub> (A2+M2)	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64		
		S <sub>q</sub> (A1+M1)	1,46	1,46	1,46	1,46	1,46		
		S <sub>q</sub> (A2+M2)	1,37	1,37	1,37	1,37	1,37		
		S <sub>c</sub> (A1+M1)	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50		
		S <sub>c</sub> (A2+M2)	1,42	1,42	1,42	1,42	1,42		
incasso della fondazione		d <sub>γ</sub>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		
		d <sub>q</sub> (A1+M1)	1,00	1,00	1,00	1,01	1,01		
		d <sub>q</sub> (A2+M2)	1,00	1,00	1,00	1,01	1,01		
		d <sub>c</sub> (A1+M1)	1,00	1,00	1,00	1,01	1,01		
		d <sub>c</sub> (A2+M2)	1,00	1,00	1,01	1,01	1,01		
carico inclinato		i <sub>γ</sub> (A1+M1)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		
		i <sub>γ</sub> (A2+M2)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		
rb 1,53 rl 1,47                      2,00 mi teta 1,57		i <sub>q</sub> (A1+M1)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		
		i <sub>q</sub> (A2+M2)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		
		i <sub>c</sub> (A1+B2)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		
		i <sub>c</sub> (A2+B2)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		
fondazione inclinata		b <sub>γ</sub> (A1+B1)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		
		b <sub>γ</sub> (A2+B2)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		
		b <sub>q</sub> (A1+M1)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		
		b <sub>q</sub> (A2+M2)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		
		b <sub>c</sub> (A1+B1)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		
		b <sub>c</sub> (A2+B2)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		
morfologia del terreno		g <sub>γ</sub>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		
		g <sub>q</sub>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		
		g <sub>c</sub> (A1+B1)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		
		g <sub>c</sub> (A2+B2)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		
CARICO LIMITE A1+M1+R1		approccio 1	R <sub>d</sub> (t)	26127,12	26506,24	26886,18	27266,94	27648,52	28030,92
CARCO LIMITE A2+M2+R2			R <sub>d</sub> (t)	7355,12	7474,22	7593,58	7713,21	7833,11	7953,28
CARICO LIMITE A1+M1+R3		approccio 2	R <sub>d</sub> (t)	11359,62	11524,45	11689,64	11855,19	12021,10	12187,36
CARICO LIMITE A1+M1+R1		approccio 1	R <sub>d</sub> (Kg/cmq)	12,01	12,18	12,36	12,53	12,71	12,88
CARCO LIMITE A2+M2+R2			R <sub>d</sub> (Kg/cmq)	3,38	3,44	3,49	3,55	3,60	3,66
CARICO LIMITE A1+M1+R3		approccio 2	R <sub>d</sub> (Kg/cmq)	5,22	5,30	5,37	5,45	5,53	5,60

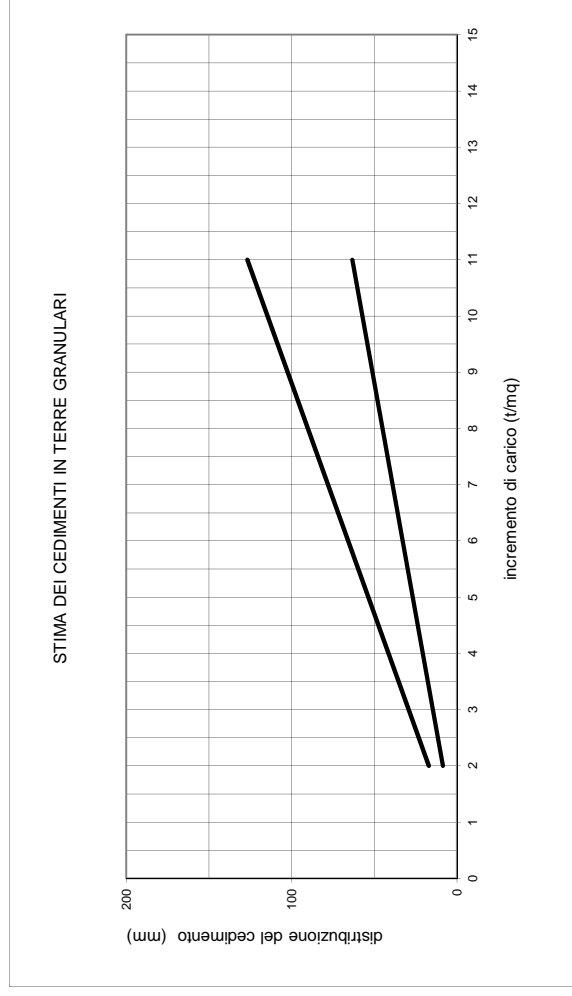
N.B.

 I valori di resistenza calcolati sono riferiti esclusivamente alle condizioni di carico ipotizzate e il valore di R<sub>d</sub> (resistenza del terreno) non è confrontato con E<sub>d</sub> (azioni di progetto).

## Platea tipo 1

## Burland &amp; Burbidge - correlazione SPT

STRATO COMPRESSIBILE			
peso di volume ( $t/mc$ )		$\gamma$	1.80
profondità (m)		$z$	0.50
spessore dello strato compressibile al di sotto la fondazione		$H_s$	6.00
IMPRONTA DI CARICO			
lunghezza equivalente (m)		$L$	15.54
larghezza equivalente (m)		$B_e$	14.00
profondità significativa (m)		$z_i$	6.00
CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE			
media ponderata degli $N_{SPT}$		$N_{AV}$	8.0
fattore di correzione		$J$	0.0%
indice di costipamento		$I_c$	0.0928
FATTORI DI CORREZIONE			
forma della fondazione		$f_s$	1.04
spessore dello strato compressibile		$f_h$	1.00
effetto del tempo		$f_t$	1.32
tempo considerato (anni)		$t$	4



CARICHI APPLICATI		C											
carico litostatico (t/mq)	$\sigma_v'$	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
incremento di carico in fondazione (t/mq)	$q'$	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00	8.00	9.00	10.00	11.00	12.00	12.00
CEDIMENTO CALCOLATO													
cedimento immediato (mm)	$\delta_i$	11.37	19.49	27.61	35.73	43.85	51.97	60.09	68.21	76.33	84.45	92.57	92.57
cedimento massimo (substrati sciolti)(mm)	$\delta_i$	17.05	29.23	41.41	53.59	65.77	77.95	90.13	102.31	114.49	126.67	138.85	138.85
cedimento probabile (substrati addensati)(mm)	$\delta'$	8.53	14.62	20.71	26.80	32.88	38.97	45.06	51.15	57.24	63.33	69.42	69.42

## **FONDAZIONE DI TIPO PLATEA 2**

**CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA TERRENO-FONDAZIONE PER CARICO LIMITE VERTICALE**

Metodo di Brinch &amp; Hansen per fondazioni dirette

CANTIERE : Ampliamento immobili ad uso commerciale

Fondazione tipo 2

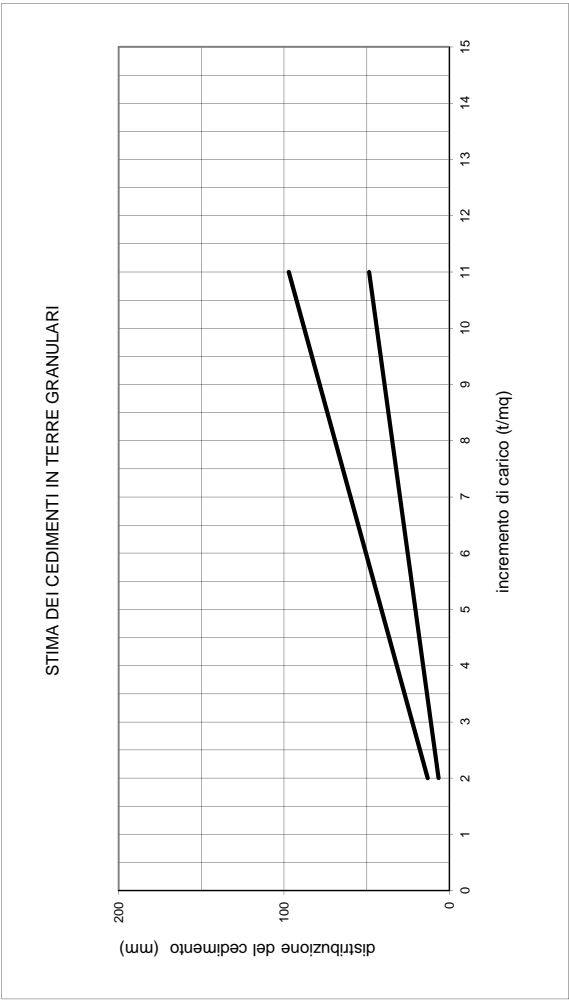
Fondazione tipo 2		valori caratt.		parametri di progetto				
CARATTERISTICHE DEL TERRENO			M1	M2				
peso di volume (t/mc)	$\gamma$	1.80	1.80	1.80				
angolo di attrito interno (°)	$\Phi$	27.00	27.00	22.18				
coesione (t/mq)	c	0.00	0.00	0.00				
CARATTERISTICHE TOPOGRAFICHE								
inclinazione del versante (°)	I	0.00						
CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE								
profondità della falda dal p.c. (m)	D <sub>w</sub>	10.00						
profondità della falda dalla fond. (m)	D' <sub>w</sub>	9.50						
coefficiente di riduzione	C <sub>r</sub>	1.00						
CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE								
inclinazione del piano di posa (°)	a	0.00						
lunghezza (m)	L	10.25	10.25	10.25	10.25	10.25	10.25	10.25
lunghezza equivalente (m) A1	L <sub>r</sub>	10.25	10.25	10.25	10.25	10.25	10.25	10.25
eccentricità ey (m) A1	ey	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
lunghezza equivalente (m) A2	L <sub>r</sub>	10.25	10.25	10.25	10.25	10.25	10.25	10.25
eccentricità ey (m) A2	ey	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
larghezza reale (m)	B	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
larghezza equivalente (m) A1	Br	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
eccentricità ex (m) A1	ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
larghezza equivalente (m) A2	Br	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
eccentricità ex (m) A2	ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
profondità (m)	H	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	
incasso (m)	D	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	
SOVRACCARICHI APPLICATI								
sovraccarico del terreno (t/mq)	q <sub>t</sub>	0.18	0.27	0.36	0.45	0.54	0.63	
sovraccarico esterno (A1+M1)(t/mq)	q <sub>ve</sub>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
sovraccarico esterno (A2+M2)(t/mq)	q <sub>ve</sub>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE			M1	M2	AZIONI			
coefficiente di spinta attiva	K <sub>a</sub>	0.376	0.452	$\gamma G_1 + g G_2 + g P + \gamma q_1 \cdot Q_{K1} + \gamma q_2 \cdot Q_{K2} + \gamma q_3 \cdot Q_{K3} + \dots$				
coefficiente di spinta passiva	K <sub>p</sub>	2.663	2.213	(A1)	(A2)	G <sub>K</sub>	Q <sub>K</sub>	
coefficienti di portanza (Vesic)	N <sub>q</sub>	13.20	7.96	V (t)	0.00	0.00	0.00	0.00
	N <sub>g</sub>	14.47	7.31	M <sub>y</sub> (tm)	0.00	0.00	0.00	0.00
	N <sub>c</sub>	23.94	17.08	M <sub>x</sub> (tm)	0.00	0.00	0.00	0.00
				H <sub>x</sub> (t)	0.00	0.00	0.00	0.00
				H <sub>y</sub> (t)	0.00	0.00	0.00	0.00
				H <sub>r</sub> (t)	0.00	0.00		
FATTORI DI CORREZIONE								
forma della fondazione	S <sub>γ</sub> (A1+M1)	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	
	S <sub>γ</sub> (A2+M2)	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	
	S <sub>q</sub> (A1+M1)	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	
	S <sub>q</sub> (A2+M2)	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	
	S <sub>c</sub> (A1+M1)	1.54	1.54	1.54	1.54	1.54	1.54	
incasso della fondazione	S <sub>c</sub> (A2+M2)	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	
	d <sub>γ</sub>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	d <sub>q</sub> (A1+M1)	1.00	1.00	1.01	1.01	1.01	1.01	
	d <sub>q</sub> (A2+M2)	1.00	1.00	1.01	1.01	1.01	1.01	
	d <sub>c</sub> (A1+M1)	1.00	1.00	1.01	1.01	1.01	1.01	
carico inclinato	d <sub>c</sub> (A2+M2)	1.00	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	
	i <sub>γ</sub> (A1+M1)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	i <sub>γ</sub> (A2+M2)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	i <sub>q</sub> (A1+M1)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	i <sub>q</sub> (A2+M2)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
fondazione inclinata	i <sub>c</sub> (A1+B2)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	i <sub>c</sub> (A2+B2)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	b <sub>γ</sub> (A1+B1)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	b <sub>γ</sub> (A2+B2)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	b <sub>q</sub> (A1+M1)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
morfologia del terreno	b <sub>q</sub> (A2+M2)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	b <sub>c</sub> (A1+B1)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	b <sub>c</sub> (A2+B2)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	g <sub>γ</sub>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	g <sub>q</sub>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
CARICO LIMITE A1+M1+R1	approccio 1	R <sub>d</sub> (t)	8504.87	8688.54	8872.77	9057.55	9242.89	9428.78
		R <sub>d</sub> (t)	2397.82	2455.31	2512.98	2570.83	2628.86	2687.07
CARICO LIMITE A2+M2+R2	approccio 2	R <sub>d</sub> (t)	3697.77	3777.63	3857.73	3938.07	4018.65	4099.47
CARICO LIMITE A1+M1+R3								
CARICO LIMITE A1+M1+R1	approccio 1	R <sub>d</sub> (Kg/cmqa)	8.30	8.48	8.66	8.84	9.02	9.20
CARCO LIMITE A2+M2+R2		R <sub>d</sub> (Kg/cmqa)	2.34	2.40	2.45	2.51	2.56	2.62
CARICO LIMITE A1+M1+R3	approccio 2	R <sub>d</sub> (Kg/cmqa)	3.61	3.69	3.76	3.84	3.92	4.00

N.B.

 I valori di resistenza calcolati sono riferiti **esclusivamente** alle condizioni di carico ipotizzate e il valore di R<sub>d</sub> (resistenza del terreno) non è confrontato con E<sub>d</sub> (azioni di progetto).

STRUTTURA: Ampliamento immobili ad uso commerciale  
Platea tipo 2  
CALCOLO DEI CEDIMENTI IN TERRE GRANULARI -UNITA' GEOTECNICA 1  
Burland & Burbridge - correlazione SPT

STRATO COMPRESSIBILE peso di volume (t/mc) profondità (m) spessore dello strato compressibile al di sotto la fondazione	$\gamma$	1.80
	$z$	0.50
	$H_s$	6.00
IMPRONTA DI CARICO lunghezza equivalente (m) larghezza equivalente (m) profondità significativa (m)	$L$	10.25
	$B_e$	10.00
	$z_l$	6.00
CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE media ponderata degli $N_{SPT}$ fattore di correzione indice di costipamento	$N_{AV}$	8.0
	$J$	0.0%
	$I_c$	0.0928
FATTORI DI CORREZIONE forma della fondazione spessore dello strato compressibile effetto del tempo tempo considerato (anni)	$f_s$	1.01
	$f_n$	1.00
	$f_t$	1.32
	$t$	4
CARICHI APPLICATI carico litostatico (t/mq) incremento di carico in fondazione (t/mq)	$\sigma_v'$	0.90
	$q'$	2.00
		0.90
		0.90
CEDIMENTO CALCOLATO cedimento immediato (mm) cedimento massimo (substrati sciolti)(mm) cedimento probabile (substrati addensati)(mm)	$\delta_i$	8.71
	$\delta_t$	13.07
	$\delta'$	6.54
		11.20





## **FONDAZIONE DI TIPO PLATEA 3**

**CANTIERE** : Ampliamento immobili ad uso commerciale

## CARATTERISTICHE DEL TERRENO

I valori di resistenza calcolati sono riferiti **esclusivamente** alle condizioni di carico ipotizzate e il valore di  $R_d$  (resistenza del terreno) non è confrontato con  $E_d$  (azioni di progetto).



## **FONDAZIONE DI TIPO PLATEA 4**

**CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA TERRENO-FONDAZIONE PER CARICO LIMITE VERTICALE**

Metodo di Brinch & Hansen per fondazioni dirette

CANTIERE : Ampliamento immobili ad uso commerciale

Fondazione tipo 4

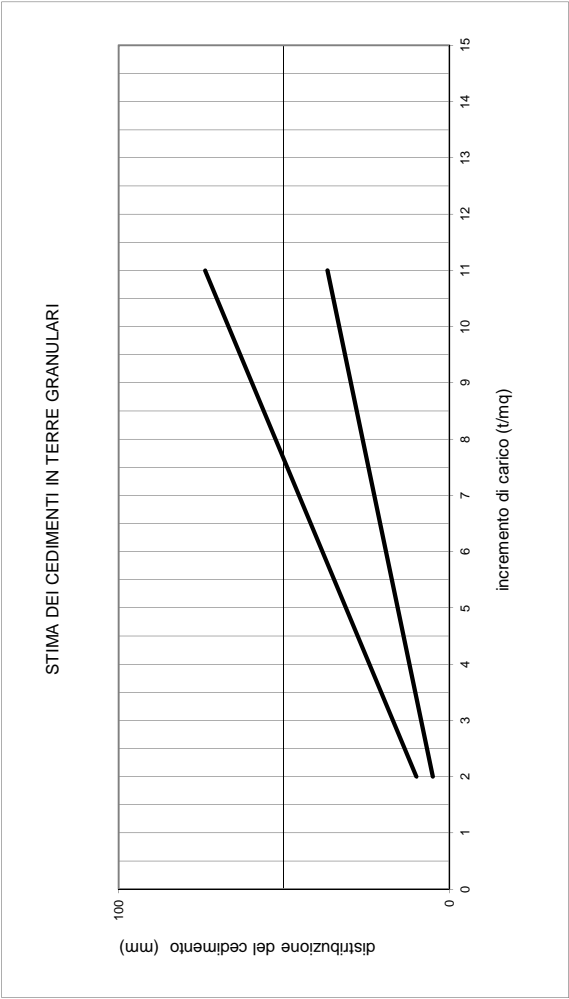
fondazione tipo 4		valori caratt.		parametri di progetto				
CARATTERISTICHE DEL TERRENO			M1	M2				
peso di volume (t/mc)	γ	1.80	1.80	1.80				
angolo di attrito interno (°)	Φ	27.00	27.00	22.18				
coesione (t/mq)	c	0.00	0.00	0.00				
CARATTERISTICHE TOPOGRAFICHE								
Inclinazione del versante (°)	I	0.00						
CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE								
profondità della falda dal p.c. (m)	D <sub>w</sub>	10.00						
profondità della falda dalla fond. (m)	D' <sub>w</sub>	9.50						
coefficiente di riduzione	C <sub>r</sub>	1.00						
CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE								
inclinazione del piano di posa (°)	a	0.00						
lunghezza (m)	L	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	
lunghezza equivalente (m) A1	L <sub>r</sub>	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	
eccentricità ey (m) A1	ey	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
lunghezza equivalente (m) A2	L <sub>r</sub>	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	
eccentricità ey (m) A2	ey	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
larghezza reale (m)	B	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	
larghezza equivalente (m) A1	Br	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	
eccentricità ex (m) A1	ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
larghezza equivalente (m) A2	Br	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	
eccentricità ex (m) A2	ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
profondità (m)	H	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	
incasso (m)	D	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	
SOVRACCARICHI APPLICATI								
sovraccarico del terreno (t/mq)	q <sub>t</sub>	0.18	0.27	0.36	0.45	0.54	0.63	
sovraccarico esterno (A1+M1)(t/mq)	q <sub>ve</sub>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
sovraccarico esterno (A2+M2)(t/mq)	q <sub>ve</sub>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE		M1	M2	AZIONI				
coefficiente di spinta attiva	K <sub>a</sub>	0.376	0.452	γG1+γG2+gP+γq1*QK1+γq2*Ψ02*QK2+γq3*Ψ03*QK3+...				
coefficiente di spinta passiva	K <sub>p</sub>	2.663	2.213	(A1)	(A2)	G <sub>K</sub>	Q <sub>K</sub>	
coefficienti di portanza (Vesic)	N <sub>q</sub>	13.20	7.96	V (t)	0.00	0.00	0.00	
	N <sub>q</sub>	14.47	7.31	M <sub>y</sub> (tm)	0.00	0.00	0.00	
	N <sub>c</sub>	23.94	17.08	M <sub>x</sub> (tm)	0.00	0.00	0.00	
				H <sub>x</sub> (t)	0.00	0.00	0.00	
				H <sub>y</sub> (t)	0.00	0.00	0.00	
				H <sub>r</sub> (t)	0.00	0.00		
FATTORI DI CORREZIONE								
forma della fondazione	S <sub>γ</sub> (A1+M1)	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	
	S <sub>γ</sub> (A2+M2)	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	
	S <sub>q</sub> (A1+M1)	1.31	1.31	1.31	1.31	1.31	1.31	
	S <sub>q</sub> (A2+M2)	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	
	S <sub>c</sub> (A1+M1)	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	
	S <sub>c</sub> (A2+M2)	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	
incasso della fondazione	d <sub>γ</sub>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	d <sub>q</sub> (A1+M1)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.02	1.02	
	d <sub>q</sub> (A2+M2)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.02	1.02	
	d <sub>c</sub> (A1+M1)	1.01	1.01	1.01	1.02	1.02	1.02	
	d <sub>c</sub> (A2+M2)	1.01	1.01	1.01	1.02	1.02	1.02	
carico inclinato	i <sub>γ</sub> (A1+M1)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	i <sub>γ</sub> (A2+M2)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	i <sub>q</sub> (A1+M1)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	i <sub>q</sub> (A2+M2)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	i <sub>c</sub> (A1+B2)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	i <sub>c</sub> (A2+B2)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
fondazione inclinata	b <sub>γ</sub> (A1+B1)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	b <sub>γ</sub> (A2+B2)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	b <sub>q</sub> (A1+M1)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	b <sub>q</sub> (A2+M2)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	b <sub>c</sub> (A1+B1)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	b <sub>c</sub> (A2+B2)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
morfologia del terreno	g <sub>γ</sub>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	g <sub>q</sub>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	g <sub>c</sub> (A1+B1)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	g <sub>c</sub> (A2+B2)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
CARICO LIMITE A1+M1+R1	approccio 1	R <sub>d</sub> (t)	2749.05	2825.49	2902.36	2979.65	3057.36	3135.50
R <sub>s</sub> (t)		777.14	801.57	826.15	850.86	875.72	900.72	
CARICO LIMITE A1+M1+R3	approccio 2	R <sub>s</sub> (t)	1195.24	1228.47	1261.89	1295.50	1329.29	1363.26
CARICO LIMITE A1+M1+R1	approccio 1	R <sub>d</sub> (Kg/cmqa)	5.66	5.81	5.97	6.13	6.29	6.45
CARCO LIMITE A2+M2+R2		R <sub>d</sub> (Kg/cmqa)	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85
CARICO LIMITE A1+M1+R3	approccio 2	R <sub>d</sub> (Kg/cmqa)	2.46	2.53	2.60	2.67	2.74	2.81

N.B.

I valori di resistenza calcolati sono riferiti **esclusivamente** alle condizioni di carico ipotizzate e il valore di R<sub>d</sub> (resistenza del terreno) non è confrontato con E<sub>d</sub> (azioni di progetto).

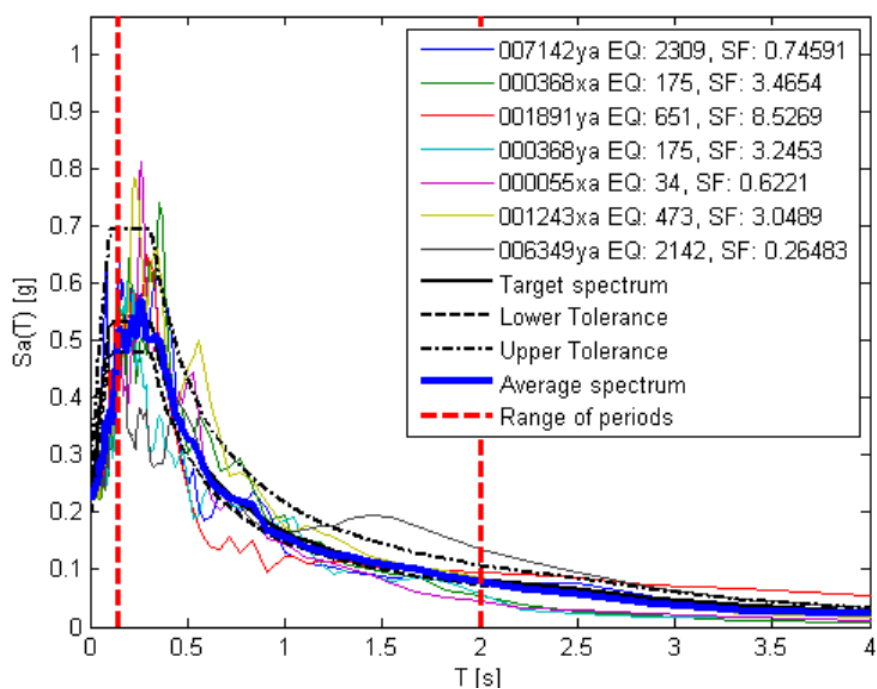
STRUTTURA: Ampliamento immobili ad uso commerciale  
Platea tipo 4  
CALCOLO DEI CEDIMENTI IN TERRE GRANULARI -UNITA' GEOTECNICA 1  
Burland & Burbridge - correlazione SPT

STRATO COMPRESSIBILE	$\gamma$	1.80
	z	0.50
	Hs	6.00
IMPRONTA DI CARICO	L	9.00
	B <sub>e</sub>	5.40
	z <sub>i</sub>	6.00
CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE	N <sub>AV</sub>	8.0
	J	0.0%
	I <sub>c</sub>	0.0928
FATTORI DI CORREZIONE	f <sub>s</sub>	1.18
	f <sub>n</sub>	1.00
	f <sub>t</sub>	1.32
	t	4



CARICHI APPLICATI	$\sigma'_{v_i}$	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
	q'	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00	8.00	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00	17.00	18.00	19.00
CEDIMENTO CALCOLATO	$\delta_i$	6.62	11.35	16.09	20.82	25.55	30.28	35.01	39.74	44.47	49.20	53.93	58.66	63.39	68.12	72.85	77.58	82.31	87.04
	$\delta'_i$	9.94	17.03	24.13	31.23	38.32	45.42	52.52	59.61	66.71	73.81	80.90	88.00	95.10	102.20	109.30	116.40	123.50	130.60
	$\delta'_i$	4.97	8.52	12.06	15.61	19.16	22.71	26.26	29.81	33.35	36.90	40.45	44.00	47.55	51.10	54.65	58.20	61.75	65.30

## ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE DI UN SITO UBICATO NEL COMUNE DI GUALDO TADINO



Committente:IMMOBILIARE TADINA s.r.l.

Novembre 2015

Dott. Geol. Diego Albini



## **INDICE**

<b>1. INTRODUZIONE.....</b>	<b>pag. 3</b>
<b>2. MODELLAZIONE GEOLOGICA.....</b>	<b>pag. 4</b>
<b>3. MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO.....</b>	<b>pag.4</b>
<b>4. DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA AL SUBSTRATO ROCCIOSO.....</b>	<b>pag.7</b>
<b>5. PROCEDURA DI ANALISI .....</b>	<b>pag. 11</b>
<b>6. BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>pag. 15</b>



## 1. INTRODUZIONE

Scopo di questo studio è la valutazione degli effetti di sito e la definizione in modo più accurato dell'azione sismica di progetto rispetto alla procedura semplificata, ammessa con qualche restrizione dalle NTC 08, ed in definitiva il calcolo degli spettri di risposta specifici per il sito in esame nel territorio comunale di Gualdo Tadino (Pg).

Sito in esame

latitudine: 43,234905°

longitudine: 12,766309°

Classe: 2

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 22522 Lat: 43,2325 Lon: 12,7352 Distanza: 2533,240

Sito 2 ID: 22523 Lat: 43,2329 Lon: 12,8038 Distanza: 3048,809

Sito 3 ID: 22301 Lat: 43,2829 Lon: 12,8033 Distanza: 6117,276

Sito 4 ID: 22300 Lat: 43,2825 Lon: 12,7346 Distanza: 5877,361

Le analisi di risposta sismica locale sono state effettuate utilizzando procedure di calcolo in cui viene simulata la propagazione di onde sismiche all'interno di strati di terreno compresi tra il sottostante substrato roccioso ed il piano di campagna (vedi schema di calcolo in fig. 1). In generale queste analisi richiedono le seguenti operazioni (Circ. NTC 08 **punto C7. 11.3.1.2**):

- scelta della schematizzazione geometrica del problema;
- definizione del modello geotecnica e costitutivo di sottosuolo;
- definizione dell'azione sismica al substrato roccioso;
- scelta della procedura di analisi.

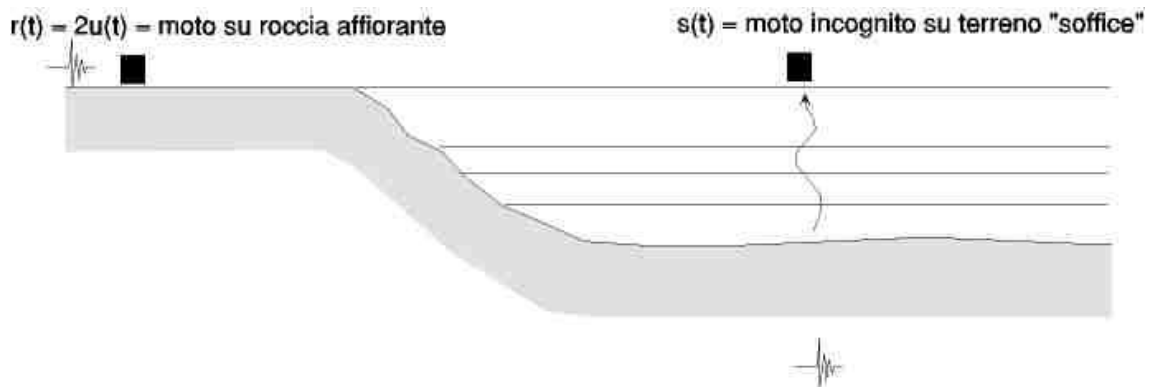


Fig. 1 – Schematizzazione del problema di analisi dinamica di un terreno stratificato soggetto a propagazione verticale di onde sismiche.

## 2. MODELLAZIONE GEOLOGICA

In considerazione del fatto che il deposito in esame può essere considerato costituito da una sequenza di strati piani e paralleli e il sito è caratterizzato da una superficie topografica orizzontale, è stato possibile effettuare le analisi assumendo un modello stratigrafico monodimensionale (1D), in cui le proprietà dei materiali variano unicamente lungo la direzione verticale. Inoltre si è assunto che il campo d'onda sia costituito esclusivamente da onde trasversali con direzione di propagazione verticale e polarizzazione orizzontale (onde SH).

Per la modellazione geologica di dettaglio si veda la Relazione Geologica, da considerarsi parte integrante del presente studio.

## 3. MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Il modello geotecnico del sottosuolo è stato definito sulla base dei risultati di una prova sismica MASW e di osservazioni sui litotipi affioranti nel sito specifico.

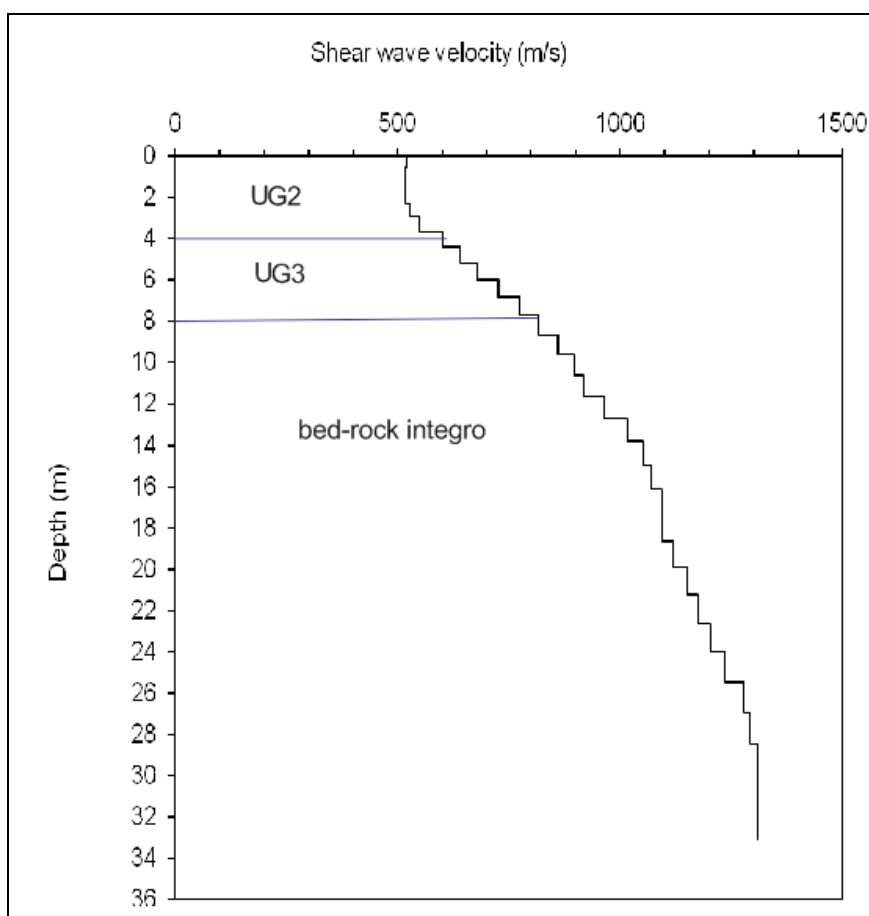
L'interpretazione del profilo sismico individua la presenza di tre sismostrati:

- Sismostrato n.1: lo spessore è di circa 3.0-4.0m circa ed è caratterizzato dall'orizzonte di ghiaie sabbioso-limose molto dense (UG2), aventi una  $V_s$  media di 500m/s.

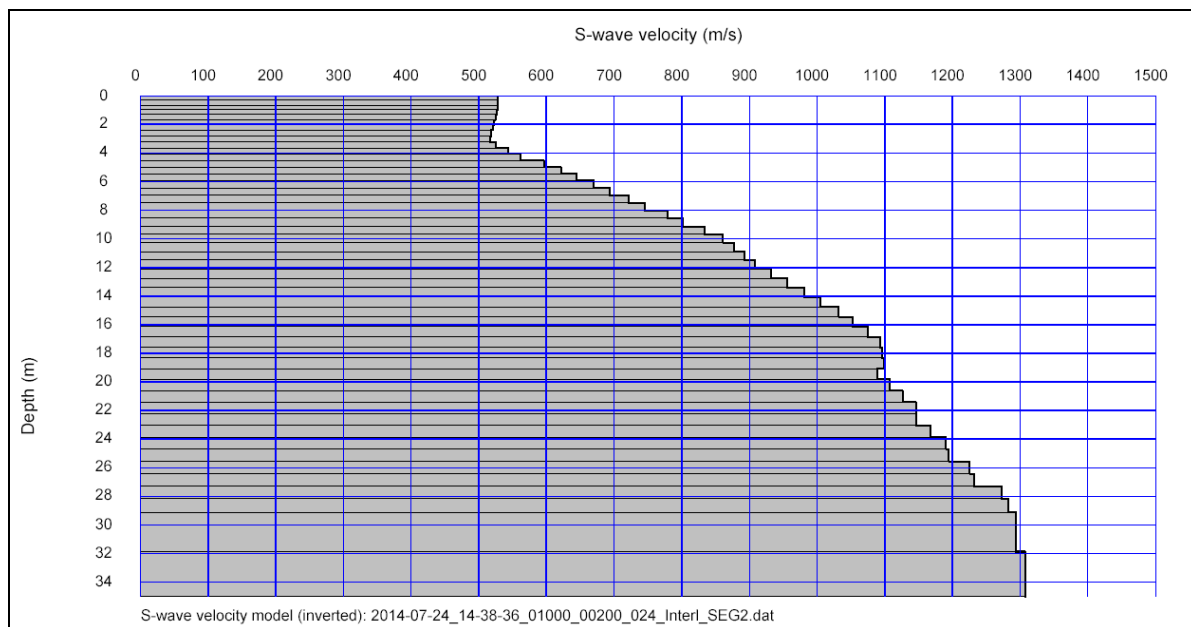
- **Sismostrato n.2:** si estende a partire dalla profondità di circa 4.0-5.0 m fino a circa 8.0 m di profondità ed è associabile al bed-rock marnoso – argillitico ed arenaceo (UG3), avente un valore medio di Vs di 750m/s.
- **Sismostrato n.3:** si estende a partire dalla profondità di circa 8.0 m ed è associabile a materiale lapideo integro, avente un valore medio di Vs di 900m/s.

Il peso di volume delle varie unità è stato assegnato sulla base delle prove geognostiche eseguite in sito. Per il bed-rock marnoso-argillitico ed arenaceo duro è stato assunto un peso di volume pari a  $\gamma=21.00 \text{ KN/m}^3$  ed è stato assunto un valore medio di Vs pari 1200 m/s

#### **MODELLO GEOTECNICO-STRATIGRAFICO DEL SOTTOSUOLO**



Qui di seguito è stato riportato il grafico delle velocità delle onde S in funzione della profondità:



**Fig. 2** – Diagramma relativo all'andamento delle velocità delle onde S, in funzione della profondità dal piano campagna.

Sulla base delle valutazioni effettuate ai sensi della normativa vigente, il litotipo investigato è caratterizzato da velocità sismiche  $V_s > 800 \text{ m/s}$  a profondità inferiori di 30 m. Per tale motivo è stato eseguito anche uno studio di “Risposta Sismica Locale” (R.S.L.) di dettaglio.

Si fa notare che non sono stati prelevati campioni indisturbati, pertanto, per descrivere la dipendenza del modulo di taglio e dello smorzamento dalla deformazione, è stato necessario fare riferimento a curve di decadimento tratte dalla letteratura e riportate anche dagli *Indirizzi di Microzonazione Sismica*. In particolare, considerando gli strati identificati sulla base di osservazioni di campagna, si sono utilizzati le seguenti curve:

- substrato ghiaioso (indicato come unità geotecnica UG2) → moduli per ghiaia (Rollins et al., 1998).
- substrato roccioso di riferimento (UG 3) → moduli per roccia alterata (Idriss, 1990).

Le curve di decadimento del modulo di taglio e dello smorzamento utilizzate sono riportate in fig. 3.1 e 3.2. Si osserva tuttavia che studi specifici hanno dimostrato la modesta influenza delle curve di decadimento sui risultati di analisi 1D di risposta sismica locale (Lai et al., 2007).

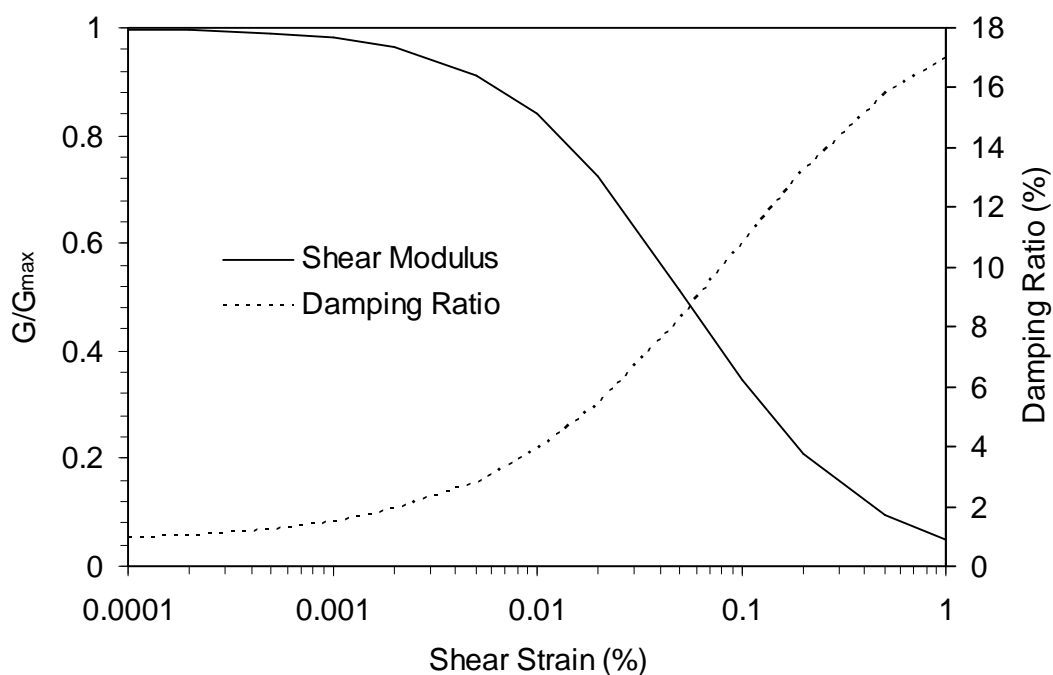


Fig. 3.1 – Curve di decadimento del modulo di taglio e dello smorzamento per i depositi ghiaiosi (Rollins et al., 1998).

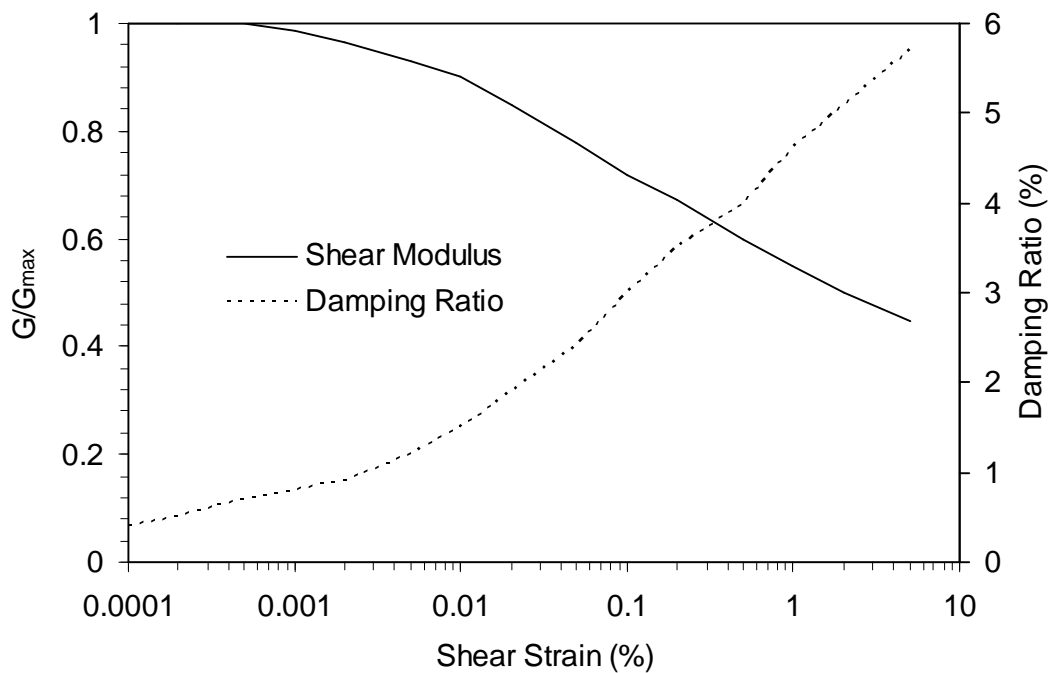


Fig. 3.2 – Curve di decadimento del modulo di taglio e dello smorzamento per il substrato litoide fratturato (Idriss, 1990).

#### 4. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA AL SUBSTRATO ROCCIOSO

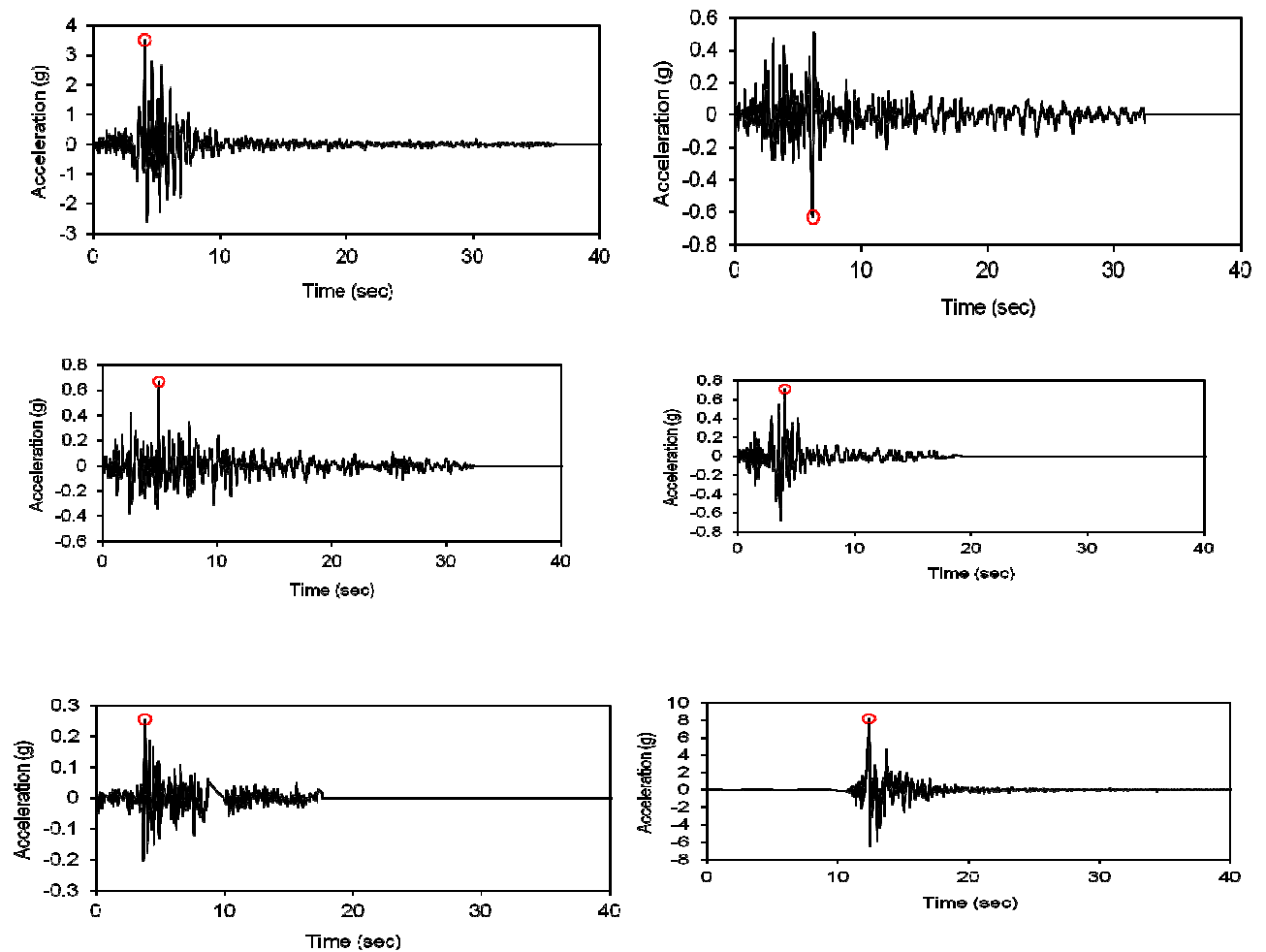
Per poter effettuare tali analisi è necessario definire l'azione sismica da applicare al substrato roccioso, rappresentata da un numero prefissato di registrazioni accelerometriche. Si sono utilizzati accelerogrammi naturali (il numero minimo che consente di far riferimento ai valori medi dei risultati, secondo quanto prescritto dalle NTC 08) selezionato da banche accelerometriche digitali (European Strong-motion Database), imponendo i criteri di scelta e spettro-compatibilità imposti dalle NTC 08.

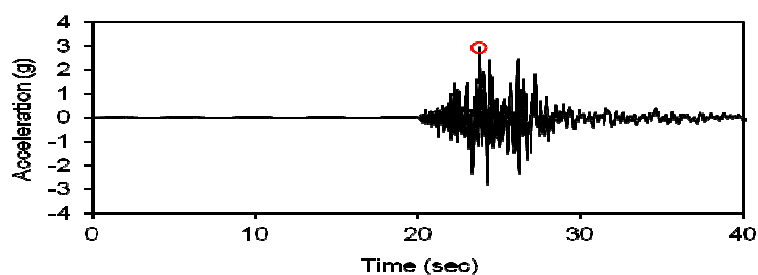
Il primo criterio per la selezione degli accelerogrammi reali è la compatibilità con i vincoli sismo-tettonici del contesto geologico regionale e in particolare con i valori di magnitudo, distanza epicentrale e i meccanismi focali dei terremoti di scenario, che contribuiscono maggiormente alla pericolosità del sito. Tale informazione può essere ottenuta dall'analisi di disaggregazione della pericolosità.

I 7 accelerogrammi naturali che determinano l'input sismico del moto atteso sul sito sono i seguenti:

Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mechanism	Epicentral Distance [km]
Bingol	01/05/2003	6.3	strike slip	14
Lazio Abruzzo	07/05/1984	5.9	normal	22
Kranidia	25/10/1984	5.5	?	23
Lazio Abruzzo	07/05/1984	5.9	normal	22
Friuli	06/05/1976	6.5	thrust	23
Izmit (aftershock)	13/09/1999	5.8	oblique	15
South Iceland (aftershock)	21/06/2000	6.4	strike slip	5
		6.04285714		17.71428571

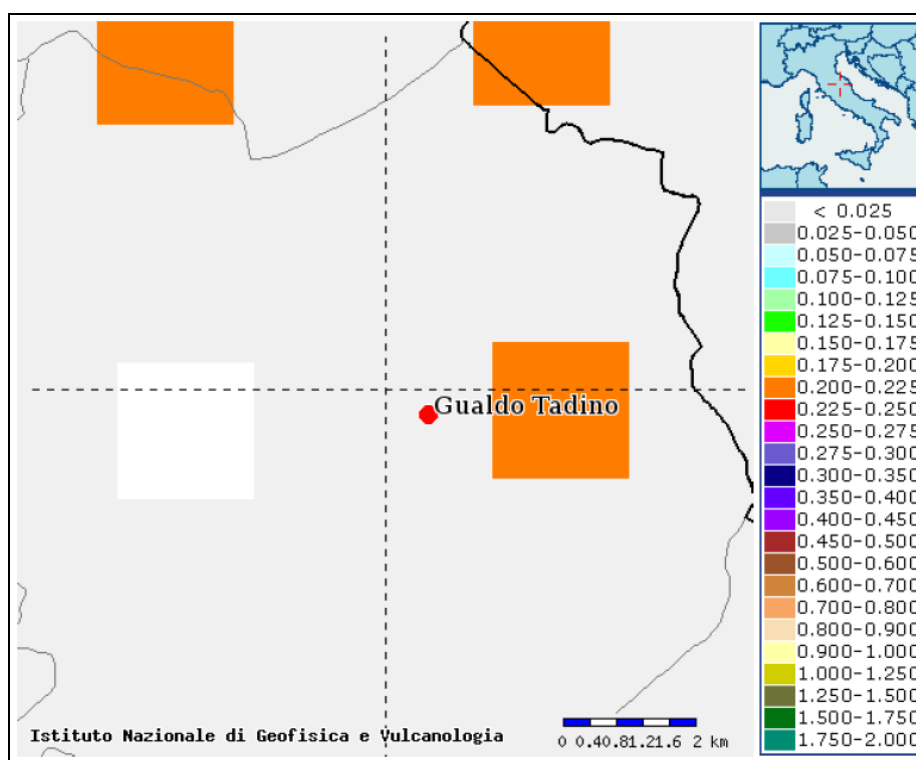
#### ACCELEROGRAMMI NATURALI DI INPUT



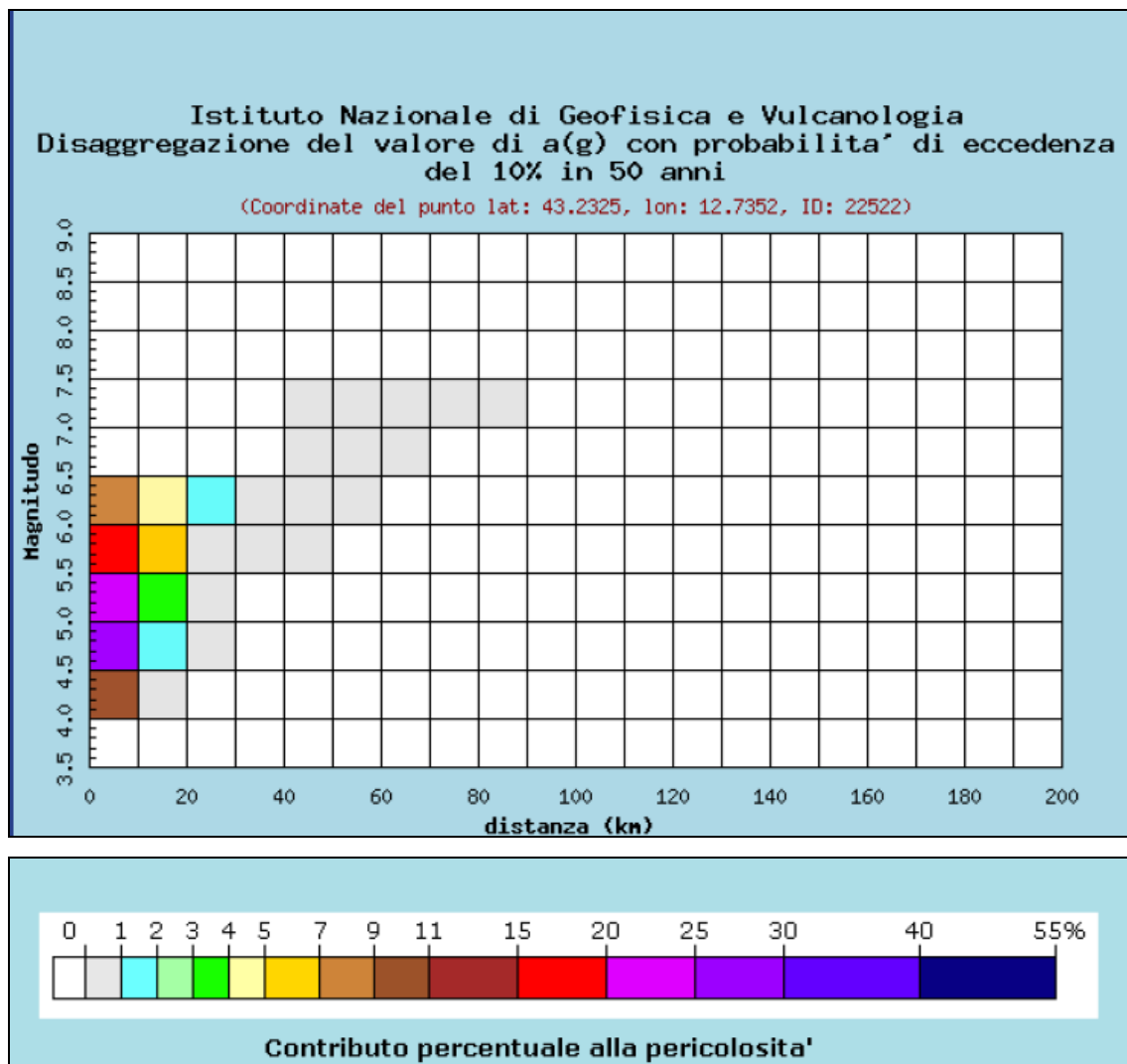


I risultati della disaggregazione dello studio di pericolosità sismica sono disponibili sul sito web dell'INGV (<http://esse1-gis.mi.ingv.it>) per tutto il territorio nazionale, con riferimento ai punti del reticolo in cui esso è stato suddiviso.

Per il sito in esame, il sito web dell'INGV fornisce un valore medio di magnitudo  $M=5.26$  e distanza epicentrale  $d= 6.63$  km (vedi fig. 4).







Distanza in km	Disaggregazione del valore di $a(g)$ con probabilit� di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 43.2325, lon: 12.7352, ID: 22522)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	10.200	25.700	22.000	15.700	8.010	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	0.194	1.750	3.930	5.310	4.350	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	0.000	0.001	0.158	0.883	1.240	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.000	0.000	0.000	0.057	0.264	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.037	0.036	0.046	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.018	0.039	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.020	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.006	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.260	6.630	1.050

Fig. 4 – Maglia elementare del reticolo di riferimento per il sito di interesse e risultati della disaggregazione per lo stesso sito.

Per la selezione delle combinazioni degli accelerogrammi naturali compatibili con gli spettri da normativa si   utilizzato il programma REXEL versione 3.5, sviluppato dall'Universit  degli Studi di Napoli Federico II.

Gli accelerogrammi selezionati sono stati tutti registrati su siti rocciosi affioranti e sono caratterizzati da valori di magnitudo e distanza epicentrale, compatibili con i risultati dello studio di disaggregazione.

La tolleranza adottata sui valori di distanza è tipicamente maggiore di quella sui valori di magnitudo, poiché quest'ultima ha un'influenza maggiore sulle caratteristiche del moto sismico.

L'altro criterio importante e restrittivo adottato per la selezione degli accelerogrammi reali è quello della spettro-compatibilità. Gli accelerogrammi selezionati per il sito in esame sono spettro-compatibili, in media, con lo spettro di risposta elastico su suolo di categoria A prescritto dalle NTC 08 per il periodo di ritorno di 475 anni, nell'intervallo di periodo specificato (fino a 2 secondi). Al fine di ottenere la spettro-compatibilità, gli accelerogrammi selezionati sono stati tutti scalati linearmente al valore di accelerazione di picco prescritta dalle NTC 08 per il sito nel Comune di Gualdo Tadino ( $T_R = 475$  anni). Le componenti orizzontali degli accelerogrammi utilizzati nelle analisi sono riportati in fig. 5, mentre il confronto tra i corrispondenti spettri, lo spettro medio e lo spettro di normativa delle NTC 08 è illustrato in fig. 5.

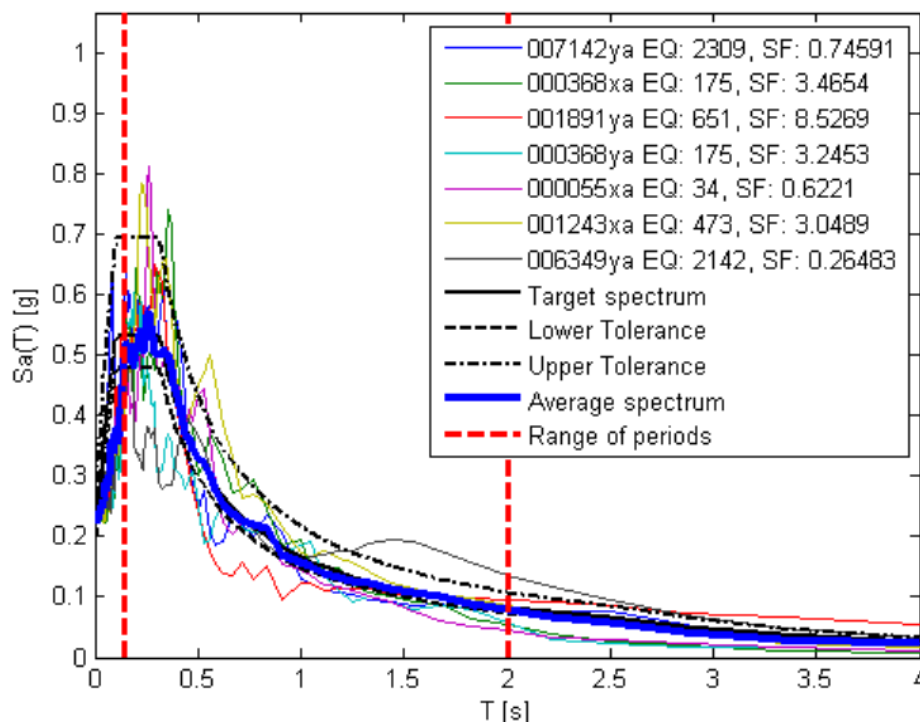


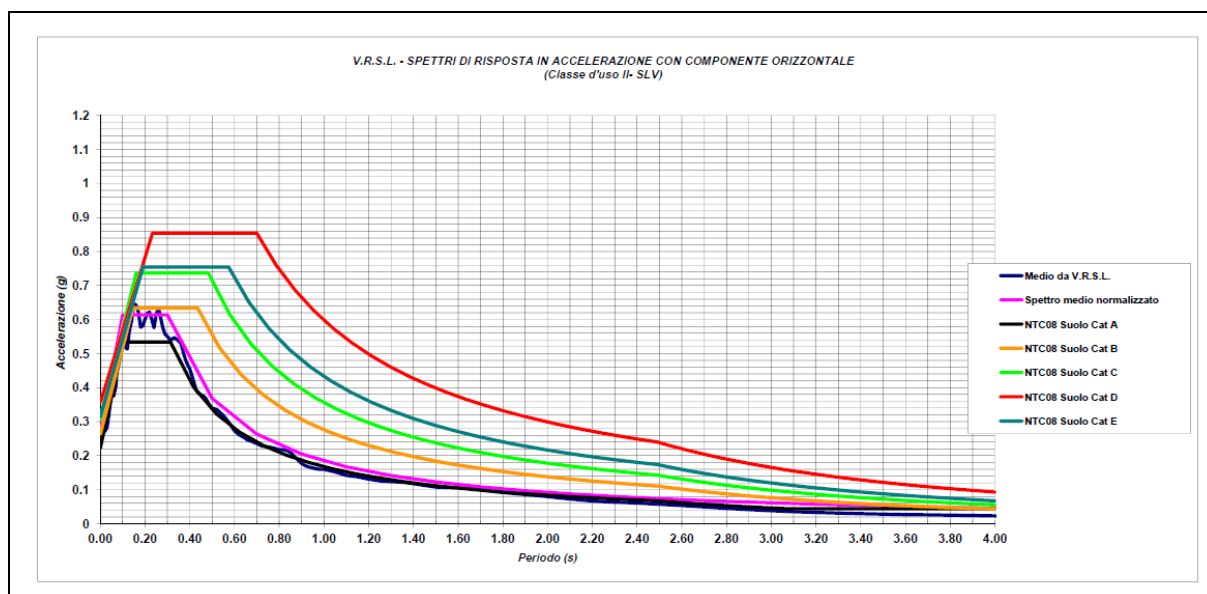
Fig. 5 – Spettro-compatibilità tra lo spettro medio (average spectrum) ottenuto da 7 registrazioni accelerometriche naturali (componente orizzontale) e lo spettro risposta elastico Target.

## 5. PROCEDURA DI ANALISI

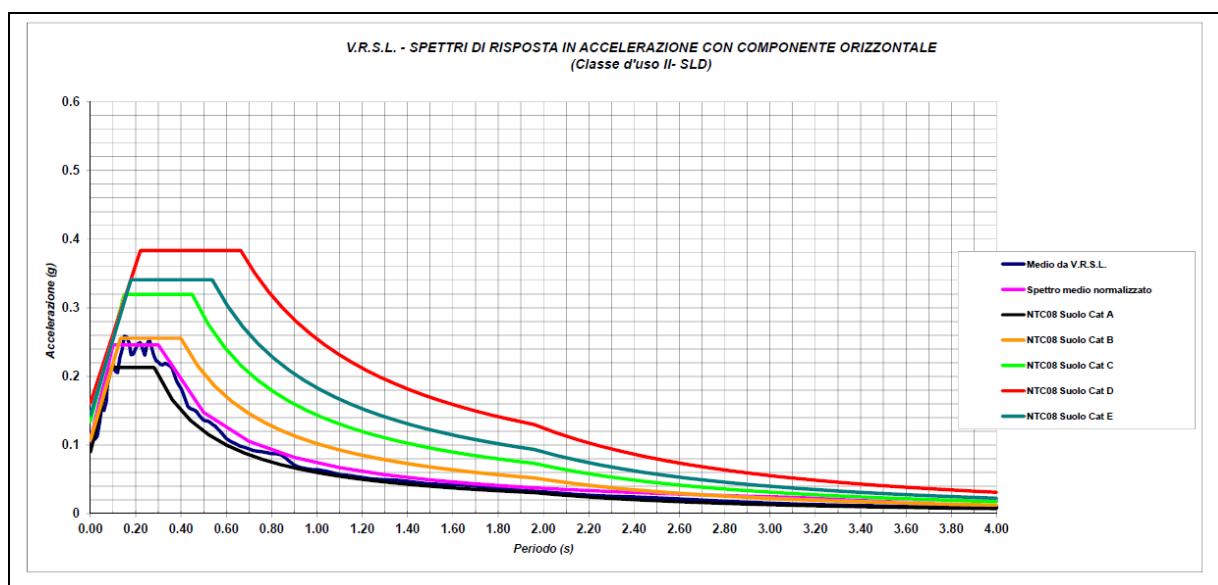
Le analisi di risposta sismica locale sono state effettuate con il programma EERA (*Bardet et al., 2000*), che fa riferimento ad un modello costitutivo del terreno di tipo viscoelastico lineare-equivalente. Questo codice di calcolo, derivato direttamente da SHAKE (*Schnalbe et al., 1972*), lavora in termini di tensioni totali, con un modello a strati piano-paralleli e a comportamento viscoelastico lineare equivalente. Per ogni strato di terreno occorre definire spessore, massa volumica e le curve che descrivono la degradazione del modulo di taglio e dello smorzamento in funzione del livello di deformazione di taglio. Si ipotizza che il moto sismico, applicato al substrato, sia costituito da onde SH che si propagano in direzione verticale, perpendicolarmente alla direzione di giacitura degli strati.

Ciascuno degli accelerogrammi naturali è stato applicato al substrato roccioso affiorante e propagato attraverso il profilo di terreno prima descritto, al fine di determinare l'accelerazione prodotta sulla superficie libera dall'amplificazione dovuta alla stratigrafia del sito.

Nelle figure sottostanti sono riportati i confronti tra gli spettri medi ottenuti in superficie e gli spettri previsti dalle NTC 08 per la componente orizzontale dell'azione sismica, nelle varie categorie di suolo A, B, C, D, E. Gli spettri sono stati ottenuti per gli Stati Limite SLV e SLD.



Spettro di risposta medio ottenuto dall'analisi di risposta sismica locale per un periodo di ritorno di 475 anni e confronto con gli spettri da NTC 08 per le varie categorie di suolo, secondo lo stato limite SLV.



Spettro di risposta medio ottenuto dall'analisi di risposta sismica locale per un periodo di ritorno di 50 anni e confronto con gli spettri da NTC 08 per le varie categorie di suolo, secondo lo stato limite SLD.

Nel caso specifico, considerando uno smorzamento di base del 5% ( $\eta=1$ ), i parametri indipendenti ovvero  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c$  sono:

**Stato limite alla vita (SLV)**

<b>fo =</b>	2.402
<b>Tc</b>	0.30
<b>agmax (T=0)</b>	0.267

**Stato limite al Danno (SLD)**

<b>fo (SLD)=</b>	2.379
<b>Tc</b>	0.30
<b>amax (T=0)</b>	0.107

I *parametri dipendenti* rappresentati da S, Tb, Td e da ag spettrale massima per il sito di interesse sono:

**Stato limite alla vita (SLV)**

<b>Tb</b>	0.1
<b>Td</b>	2.488
<b>a spettrale massima</b>	0.614
<b>S=</b>	1.15

**Stato limite al Danno (SLD)**

<b>Tb</b>	0.1
<b>Td</b>	1.956
<b>a spettrale massima</b>	0.246
<b>S=</b>	1.16

Dal confronto tra le forme spettrali derivanti da RSL e gli spettri semplificati risulta che gli spettri normalizzati per gli Stati Limite SLV e SLD sono ben rappresentati dagli spettri appartenenti alla categoria di suolo di tipo **B**.

*Le coordinate degli spettri medi, ottenuti per gli Stati Limite SLV e SLD, sono riportate nel cd in allegato alla presente relazione.*

Novembre 2015

Dott. Geologo Diego Albini



## 6. BIBLIOGRAFIA

Barnaba C., E. Priolo, A. Vuan, and M. Romanelli (2007). Site Effect Of The Strong-Motion Site At Tolmezzo-Ambiesta Dam In Northeastern Italy, *Bull. Seis. Soc. Am.*, 97 (1B), 339-346, doi: 10.1785/0120060077.

Bommer J. J. and Acevedo A. B. (2004). The Use of Real Earthquake Accelerograms as Input to Dynamic Analysis. *J. Earthq. Eng.*, 8, Special Issue 1, 43-91.

Convenzione INGV-DPC 2004 – 2006 / Progetto S2 – Valutazione del potenziale sismogenetico e probabilità di forti terremoti in Italia.

Convenzione INGV-DPC 2004 – 2006 / Progetto S5 – Definizione dell'input sismico in base agli spostamenti attesi

COSMOS (Consortium of Organizations for Strong-Motion Observation Systems) Virtual Data Center. <http://db.cosmos-eq.org>.

Deodatis, G., (1996), "Non-stationary Stochastic Vector Processes: Seismic Ground Motion Applications," *Prob. Eng. Mech.*, Vol. 11, pp. 149–167.

DISS Working Group (2006). Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), Version 3.0.2: A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas. <http://www.ingv.it/DISS/>, © INGV 2005, 2006 - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia

Gruppo di lavoro CPTI (2004). Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani, versione 2004 (CPTI04), INGV, Bologna. <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI04/>

Langston, C.A. (1979). Structure under Mount Rainier, Washington, inferred from teleseismic body waves. *J. Geophys. Res.*, 84, 4749-4762.

OPCM 3274 - Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003 – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana* n. 105 del 08/05/2003

OPCM 3519 - Ordinanza n. 3519 del 28 aprile 2006 - Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale. *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n 108 del 11/05/2006

PEER-NGA (Pacific Earthquake Engineering Research Center: NGA Database).  
<http://peer.berkeley.edu/nga/>

Restivo A. (2007). Rapporti spettrali rispetto ad un sito di riferimento (RSSR) da registrazioni di terremoti nella città di Spoleto (PG) – Documento conclusivo.

Workshop INGV-ReLUIIS (2006). Input Sismico. Anacapri, 12-13 giugno 2006.

Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 (NTC 08, Norme Tecniche per le Costruzioni

Circolare del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti n. 617 del 2 febbraio 2009

Iervolino, I., Galasso, C., Cosenza, E. (2009).

**REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis.**

*Bulletin of Earthquake Engineering*. DOI 10.1007/s10518-009-9146-1

Ambraseys, N., Smit, P., Sigbjornsson, R., Suhadolc, P. and Margaris, B.

**Internet-Site for European Strong-Motion Data,**

*European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme* (2002)

<http://www.isesd.cv.ic.ac.uk/ESD/>

Working Group ITACA (2008)

**Data Base of the Italian strong motion data**

<http://itaca.mi.ingv.it>

(pr)EN 1998-1 (2003). General rules, seismic actions and rules for buildings. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium

Vucetic, M. e Dobry, R. (1991). Effects of the soil plasticity on cyclic response. *Journal of the Geotech. Engineering Division, ASCE*, 117 (1)

Rollins, K. M. , Evans, M. D., Dinel, N. B. e Daily III, W. D. (1998). Shear modulus and damping relationships for gravels. *Journal of Geotech. And Geoenv. Engineering, ASCE*, 124 (5)

Schnabel, P. B., Lysmer, J. e Seed, H. B. (1972). A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. Report EERC 72-12, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley, California



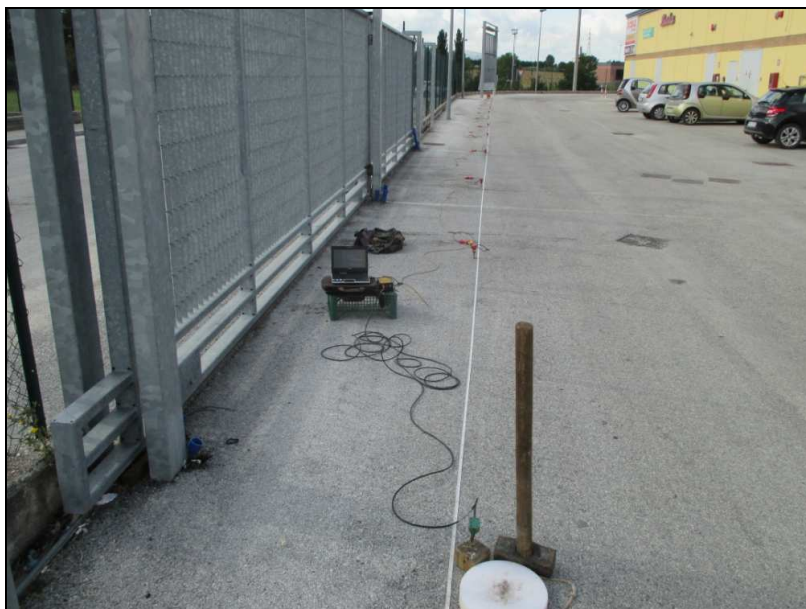
Seed, H.B., Idriss, I.M., Kiefer, F.W. (1969). Characteristics of rock motions during earthquakes. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 95 (SM5)

**INDAGINI GEOGNOSTICHE E**  
**PROVE GEOFISICHE**

# COMUNE DI GUALDO TADINO

## PROSPEZIONE SISMICA MASW

INERENTE IL PROGETTO PER AMPLIAMENTO DI IMMOBILI AD USO COMMERCIALE



Committente: IMMOBILIARE TADINA s.r.l.

Novembre 2015

*Dott. Geologo Diego Albini*



## INDICE

PREMESSA.....	pag. 3
PROSPEZIONI SISMICHE BASATE SULL'ANALISI DELLE ONDE SUPERFICIALI DI RAYLEIGH.....	pag. 3
PROSPEZIONI SISMICHE MASW.....	pag. 6
INDAGINE ESEGUITA.....	pag. 8
ACQUISIZIONE ED ELABORAZIONE DATI.....	pag. 8
INTERPRETAZIONE ED ANALISI DATI.....	pag. 9

## PREMESSA

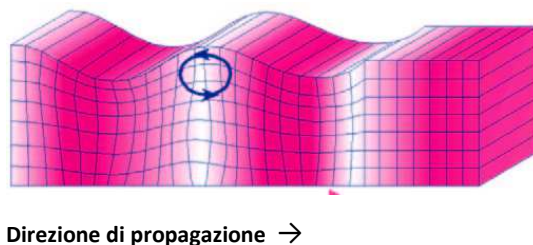
Su incarico e per conto di IMMOBILIARE TADINA s.r.l. è stata effettuata una prospezione sismica M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves ovvero Analisi Multicanale delle onde Superficiali di Rayleigh) presso l'area di sedime sulla quale verrà realizzato il progetto per l'ampliamento di immobili ad uso commerciale, al fine di individuare le caratteristiche sismostratigrafiche dei litotipi e classificare sismicamente il suolo, secondo la normativa vigente (D.M. 14 gennaio 2008).

Le indagini sono state effettuate sul sito ubicato in Loc. Ponte della Stazione, nel territorio comunale di Gualdo Tadino (PG).

## PROSPEZIONI SISMICHE BASATE SULL'ANALISI DELLE ONDE SUPERFICIALI DI RYLEIGH

Le onde di Rayleigh sono polarizzate in un piano verticale (Fig. 2) e si generano in corrispondenza della superficie libera del mezzo quando viene sollecitato acusticamente. In questo tipo di onde le particelle descrivono un movimento di tipo ellittico la cui ampiezza decresce esponenzialmente con la distanza dalla superficie libera. L'asse maggiore delle ellissi è normale alla superficie libera del mezzo ed alla direzione di propagazione delle onde e le particelle compiono questo movimento ellittico in senso retrogrado rispetto alla direzione di propagazione delle onde che vengono generate.

Le onde superficiali di Rayleigh, quando si propagano in un mezzo omogeneo, non presentano dispersione e la loro velocità è uguale a  $0.92V_s$ . In un mezzo disomogeneo, quale la Terra, la loro velocità varia in funzione della lunghezza d'onda tra i limiti 0 e  $0.92 V_s$ . La teoria della propagazione delle onde superficiali è ben conosciuta ed è descritta dettagliatamente da Ewing et al. (1957).

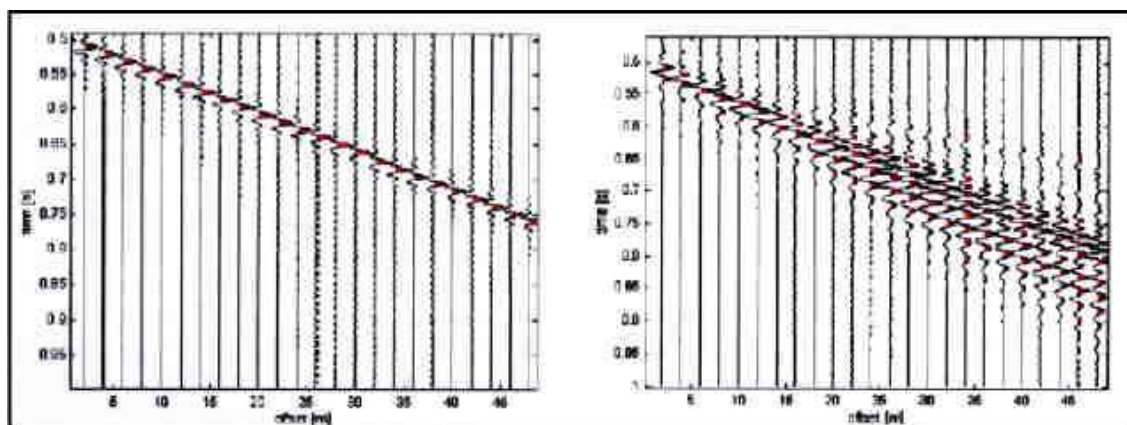


**Fig. 2 - Rappresentazione grafica della propagazione delle onde superficiali di Rayleigh caratterizzata dall'oscillazione polarizzata in un piano verticale e con movimento delle particelle retrogrado rispetto alla direzione di propagazione dell'onda.**

La determinazione della velocità delle onde di taglio  $V_s$  tramite le misure delle onde superficiali di Rayleigh risulta particolarmente indicata per suoli altamente attenuanti e ambienti rumorosi poiché la percentuale di energia convertita in onde di Rayleigh è di gran lunga predominante (67%) rispetto a quella coinvolta nella generazione e propagazione delle onde  $P$  (7%) ed  $S$  (26%). Inoltre l'ampiezza delle onde superficiali dipende da  $\sqrt{r}$  e non da  $r$  come per le onde di volume.

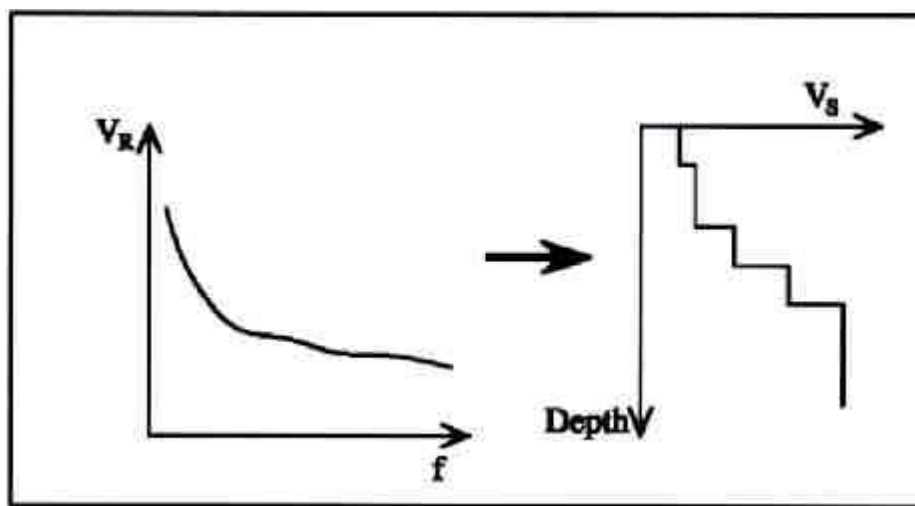
I metodi basati sull'analisi delle onde superficiali di Rayleigh forniscono una buona risoluzione e non sono limitati, a differenza del metodo a rifrazione, dalla presenza di inversioni di velocità

in profondità. Inoltre la propagazione delle onde di Rayleigh, anche se influenzata dalla  $V_P$  e dalla densità, è funzione innanzitutto della  $V_S$ , parametro di fondamentale importanza per la caratterizzazione geotecnica di un sito secondo quanto previsto dalle recenti normative antisismiche (O.P.C.M. 3274/03; O.P.C.M. 3431/05; D.M. 14 gennaio 2008). Infatti, mentre la velocità delle onde  $P$  misurata in terreni saturi dipende in maniera sostanziale dalle vibrazioni trasmesse dal fluido interstiziale e non dallo scheletro solido del materiale, la velocità delle onde  $S$  è caratteristica delle vibrazioni trasmesse dal solo scheletro solido e, pertanto, a differenza delle onde  $P$ , risulta rappresentativa delle reali proprietà meccaniche del terreno. La proprietà fondamentale delle onde superficiali di Rayleigh, sulla quale si basa l'analisi per la determinazione delle  $V_S$ , è costituita dal fenomeno della dispersione che si manifesta in mezzi stratificati (Fig. 3).



**Fig. 3 – Segnali sismici che evidenziano (in rosso) le onde superficiali di Rayleigh in un mezzo non stratificato (a sinistra) e in un mezzo stratificato (a destra). Risulta evidente il fenomeno della dispersione delle onde superficiali di Rayleigh in un mezzo stratificato.**

Pertanto, analizzando la curva di dispersione, ossia la variazione della velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della lunghezza d'onda (o della frequenza, che è inversamente proporzionale alla lunghezza d'onda), è possibile determinare la variazione della velocità delle onde di taglio con la profondità tramite processo di inversione (Fig. 4).



**Fig. 4 – Velocità delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza (a sinistra) e profilo di velocità delle onde di taglio in funzione della profondità (a destra) ricavato tramite processo d'inversione.**

La velocità delle onde di Rayleigh ( $V_R$ ) è pari a circa il 90% delle onde di taglio ( $V_s$ ). Le tecniche di analisi delle onde di Rayleigh vengono realizzate con procedure operative meno onerose della comune sismica a rifrazione e delle prove in foro e hanno un grado di incertezza nella determinazione delle  $V_s < 15\%$ .

La modellazione del sottosuolo mediante l'impiego di comuni geofoni verticali a 4.5Hz e l'analisi delle onde superficiali di Rayleigh viene ottenuta con le seguenti metodologie: ReMi (Refraction Microtremor), FTAN (Frequency Time ANALysis), SASW (Spectral Analysis of Surface Waves), MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves).

La tecnica ReMi consente di raggiungere profondità ragguardevoli fornendo un profilo verticale medio delle  $V_s$  relative al volume di sottosuolo sotteso dallo stendimento messo in opera. Questa tecnica viene estensivamente utilizzata negli Stati Uniti nell'ambito del NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) tanto che il software fornisce anche direttamente il valore di  $V_{s30}$  e la categoria della classificazione del suolo secondo la normativa americana.

Il metodo FTAN per la determinazione delle  $V_{s30}$  ha bisogno di un solo ricevitore e permette la definizione di un profilo medio su distanze di decine-centinaia di metri. Inoltre il metodo fornisce valori di velocità delle onde di taglio in buon accordo con le misure in foro.

Il metodo SASW viene generalmente impiegato per la determinazione delle  $V_s$  di strati superficiali ( $< 30m$ ) e per la determinazione delle proprietà elastiche di strade e pavimentazioni (Stokoe & Nazarian, 1985) e, pertanto, sembra essere tra i metodi non invasivi quello più popolare tra gli ingegneri.

La tecnica MASW, fondata sulla tecnica SASW, consente una dettagliatissima ricostruzione della distribuzione della velocità delle onde S nel sottosuolo.

## PROSPEZIONI SISMICHE MASW

L'analisi multicanale delle onde superficiali di Rayleigh MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una efficiente ed accreditata metodologia sismica per la determinazione delle velocità delle onde di taglio  $V_s$ . Tale metodo utilizza le onde superficiali di Rayleigh registrate da una serie di geofoni lungo uno stendimento rettilineo e collegati ad un comune sismografo multicanale. Le onde superficiali di Rayleigh, durante la loro propagazione vengono registrate lungo lo stendimento di geofoni e vengono successivamente analizzate attraverso complesse tecniche computazionali, simili alla tecnica SASW, basate su un approccio di riconoscimento di modelli multistrato di terreno.

La metodologia per la realizzazione di una indagine sismica MASW prevede 4 passi fondamentali:

1. Ripetute acquisizioni multicanale dei segnali sismici (Fig. 5), generati da una sorgente energizzante artificiale (maglio battente su piastra in alluminio), lungo uno stendimento rettilineo di sorgente-geofoni che viene spostato lungo la linea dello stendimento stesso dopo ogni acquisizione;
2. Estrazione del modo fondamentale dalle curve di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh (una curva per ogni acquisizione);
3. Inversione delle curve di dispersione per ottenere profili verticali 1D delle  $V_s$  (un profilo verticale per ogni curva di dispersione, posizionato nel punto medio di ogni stendimento geofonico);
4. Ricostruzione di una sezione (modello 1D) delle  $V_s$  dei terreni con approccio multicanale (con almeno due acquisizioni dei segnali, ovvero uno spostamento lungo la linea dello stendimento).

Quando vengono generate onde sismiche usando una sorgente impattante come un martello su una piastra vengono generate sia onde di volume ( $P$  ed  $S$ ), sia onde di superficie (Rayleigh e Love), che si propagano in tutte le direzioni. Alcune di queste onde vengono riflesse e disperse quando incontrano oggetti superficiali o poco profondi (ad esempio, fondazioni di edifici, canali sotterranei, trovanti lapidei, ecc.) e diventano rumore.

Inoltre, vengono quasi sempre rilevate vibrazioni da rumore ambientale proveniente dal traffico veicolare, dall'attività industriale e, in generale, dall'attività umana.

Il vantaggio principale dell'approccio multicanale della tecnica MASW sta nella sua intrinseca capacità di distinguere tutte queste onde dovute al rumore e di isolarle dalle onde superficiali di Rayleigh evidenziando solo il modo fondamentale di oscillazione dei terreni.

L'isolamento del modo fondamentale di oscillazione si basa su molteplici caratteristiche sismiche dei segnali.

Le proprietà della dispersione di tutti i tipi di onde (di volume e superficiali) sono visualizzate attraverso un metodo di trasformazione (basato sull'analisi spettrale dei segnali sismici) del campo d'onda che converte direttamente i segnali sismici acquisiti (Fig. 5) in una immagine dove un modello di dispersione è riconosciuto nella distribuzione dell'energia trasformata in oscillazioni (Fig. 6).



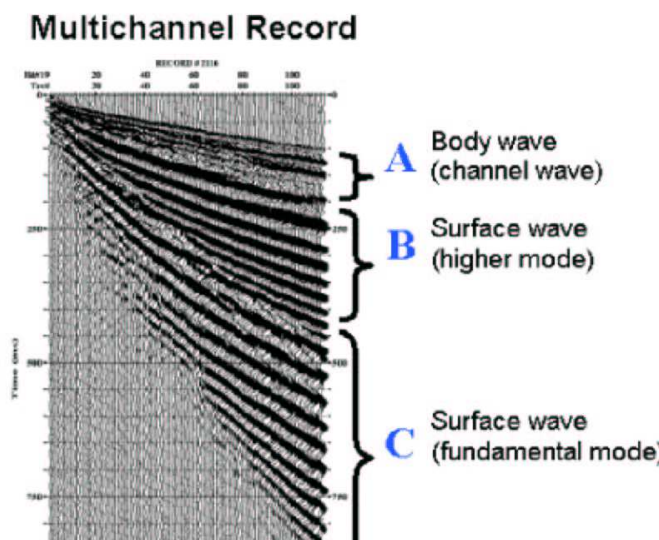


Fig. 5 – Segnali sismici con acquisizione multicanale e riconoscimento delle varie fasi sismiche (onde di volume, modo fondamentale e modi superiori delle onde superficiali).

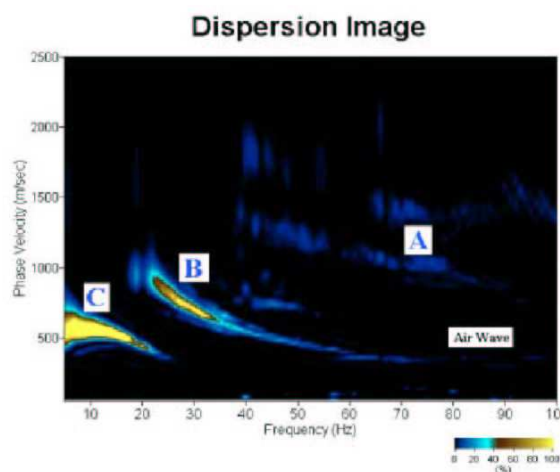


Fig. 6 – Curva di dispersione della velocità di fase in funzione della frequenza delle onde superficiali di Rayleigh relativa ai segnali sismici in Fig. 5. Il picco energetico in corrispondenza di C rappresenta, nel modello della dispersione, il modo fondamentale da estrarre. Il picco energetico in B rappresenta il primo modo mentre quello in A, poco evidente, rappresenterebbe il secondo modo.

Successivamente, il modo fondamentale (proprietà fondamentale della dispersione della velocità di fase delle onde di Rayleigh) viene estratto da un modello specifico. Tutte le altre onde (riflesse, disperse, modi superiori delle onde superficiali, noise ambientale) vengono quindi rimosse durante il processo di elaborazione.

## INDAGINE ESEGUITA

Al fine di caratterizzare sismicamente il suolo in area progettuale, è stata eseguita una prospezione sismica MASW con il seguente stendimento geofonico:

- MASW: 54.0 m

L'indagine è stata condotta mediante l'utilizzo del sismografo DoReMi 16 bit 24 canali. L'elevata dinamica unita alla notevole memoria per l'acquisizione, consente l'utilizzo di tale sismografo per tecniche di indagine di tipo convenzionale (riflessione e rifrazione) e non convenzionale (ReMi, S.A.S.W, M.A.S.W). L'ambiente operativo dello strumento è quello di Microsoft Windows XP.

La sorgente sismica è costituita da un impatto transiente verticale (maglio dal peso di 8kg che batte su una piastra circolare in alluminio). Come trigger/starter è stato utilizzato un sensore ad innesto nella piastra posizionata alla distanza di:

- 4.0 m dal primo geofono

Quando la battuta sulla superficie della piastra non risultava netta o veniva colpita due volte erroneamente, la prova è stata ripetuta.

Le oscillazioni del suolo sono state rilevate da 24 geofoni verticali da 4.5Hz posizionati lungo il profilo di indagine con distanza intergeofonica di:

- 2.0 m

La lunghezza complessiva dello stendimento è stata sufficiente a determinare la sismostratigrafia dei terreni di sedime fino alla profondità di circa 35 m dal p.c..

## ACQUISIZIONE ED ELABORAZIONE DATI

Le acquisizioni dei segnali, di lunghezza temporale  $T=2.0s$ , sono state effettuate con passo di campionamento  $dt=1.0ms$ . La frequenza di campionamento è data da:

$f_{\text{campionamento}}=1/dt=1000Hz$ .

Gli elaborati relativi alla prova effettuata sono di seguito riportati.

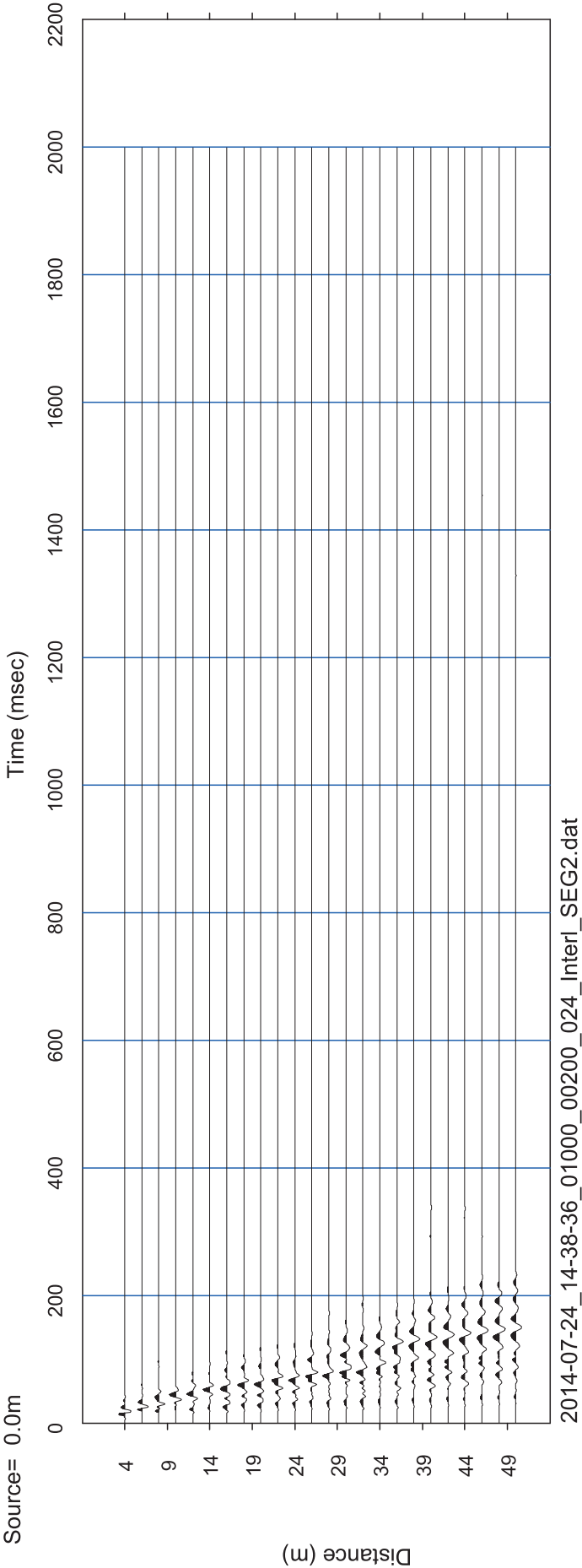
**COMUNE:** Gualdo Tadino  
**LOCALITA':** Ponte della Stazione  
**INDAGINE:** Stendimento sismico MASW 24 ch

**COMMITTENTE:** IMMOBILIARE TADINA s.r.l.  
**DATA ESECUZIONE INDAGINE:** 24-07-2014

**SISMOGRAMMA**

**Battuta:** Andata

**Distanza :** 0 m



**COMUNE:** Gualdo Tadino

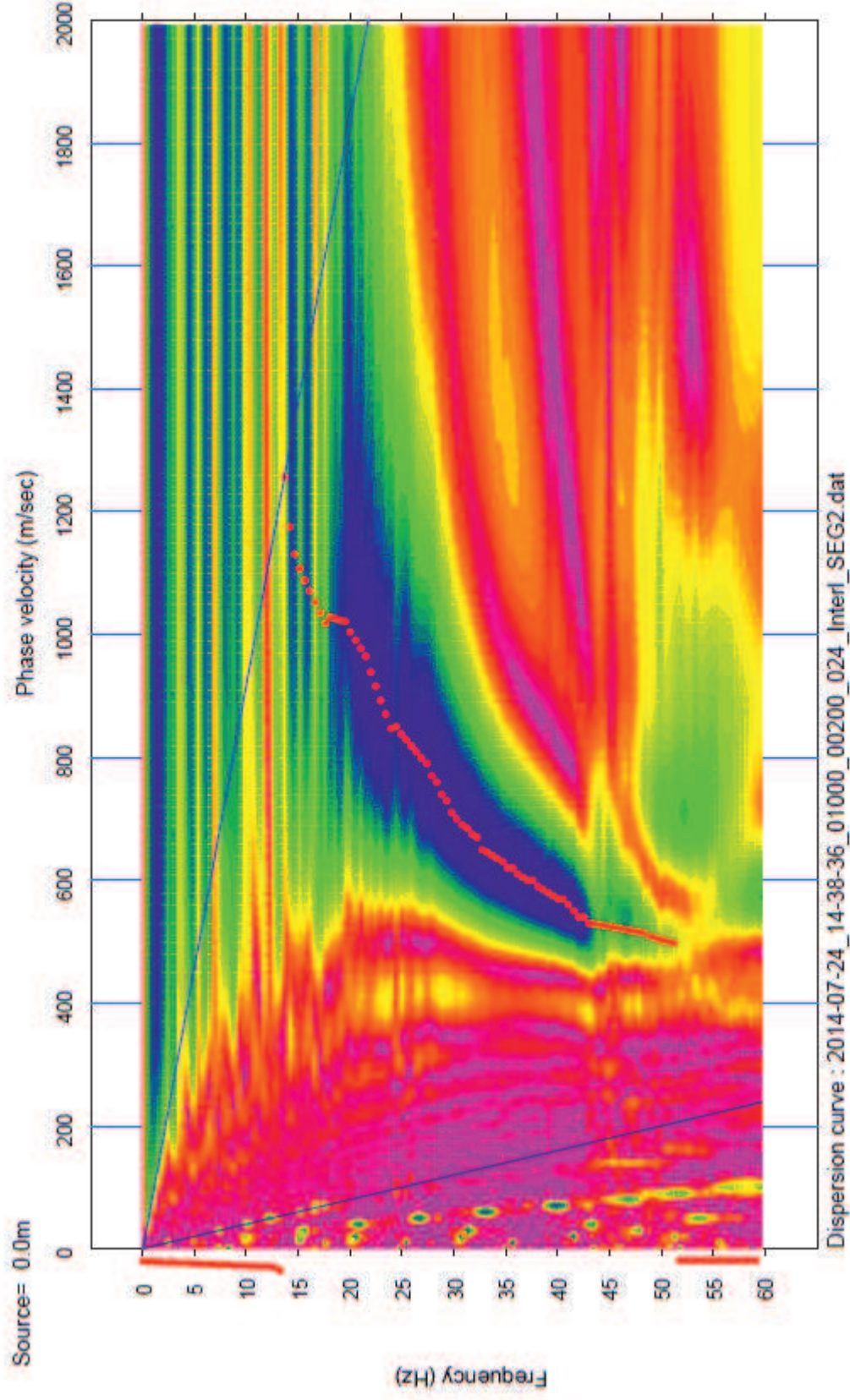
**LOCALITA':** Ponte della Stazione

**INDAGINE:** Stendimento sismico MASW 24 ch

**COMMITTENTE:** IMMOBILIARE TADINA s.r.l.

**DATA ESECUZIONE INDAGINE:** 24-07-2014

### **CURVA DI DISPERSIONE DELLA VELOCITA' DI FASE**



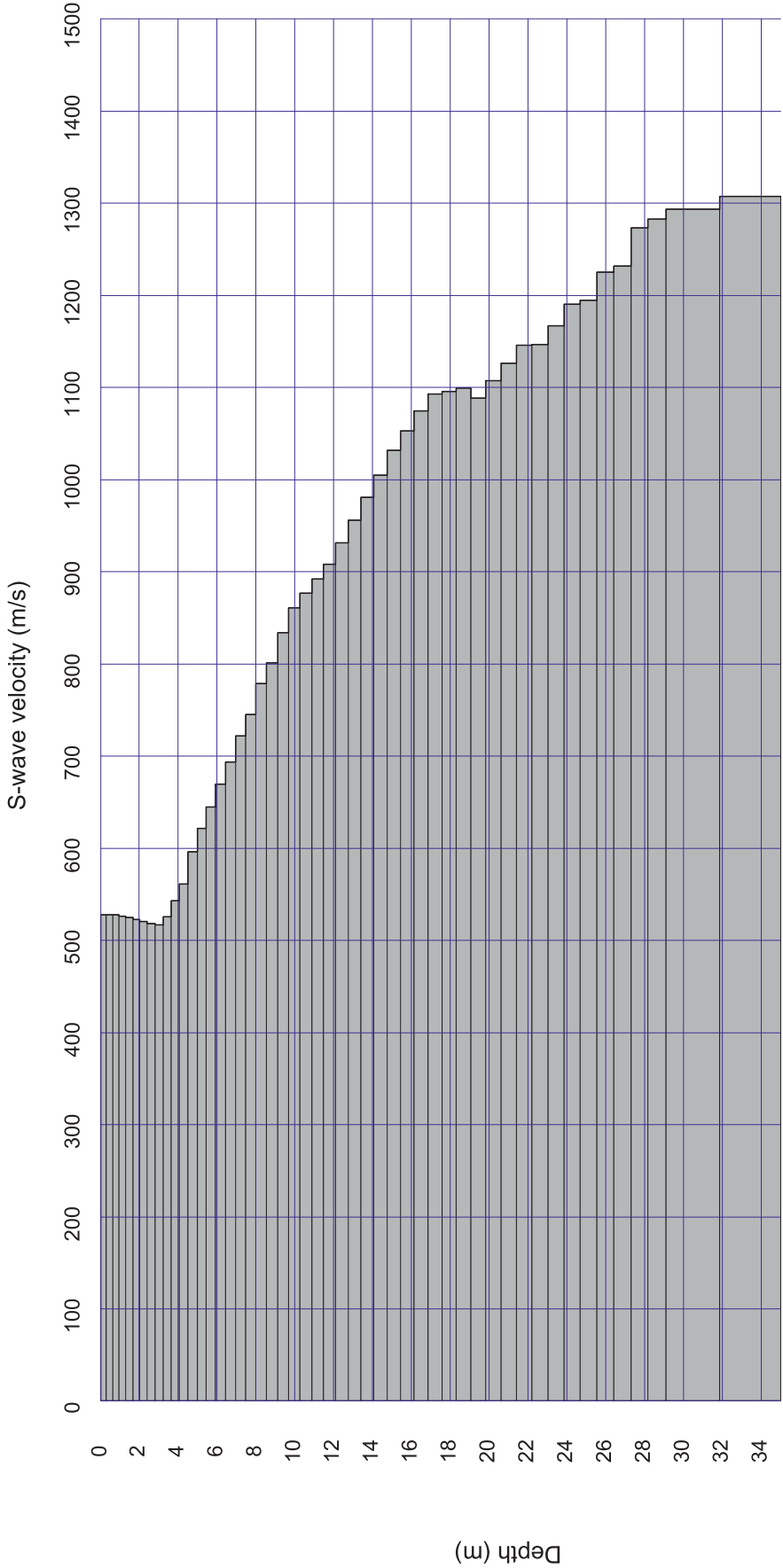
Strumentazione utilizzata: **Sismografo multicanale DoReMi 24 ch**

**COMUNE:** Gualdo Tadino  
**LOCALITA':** Ponte della Stazione  
**INDAGINE:** Stendimento sismico MASW 24 ch

**COMMITTENTE:** IMMOBILIARE TADINA s.r.l.  
**DATA ESECUZIONE INDAGINE:** 24-07-2014

**PROFILO DI VELOCITA' - SHOT n.° 1**

1D Surface wave analysis (3)



S-wave velocity model (inverted): 2014-07-24\_14-38-36\_01000\_00200\_024\_Interl\_SEG2.dat

Strumentazione utilizzata: **Sismografo multicanale DoReMi 24 ch**

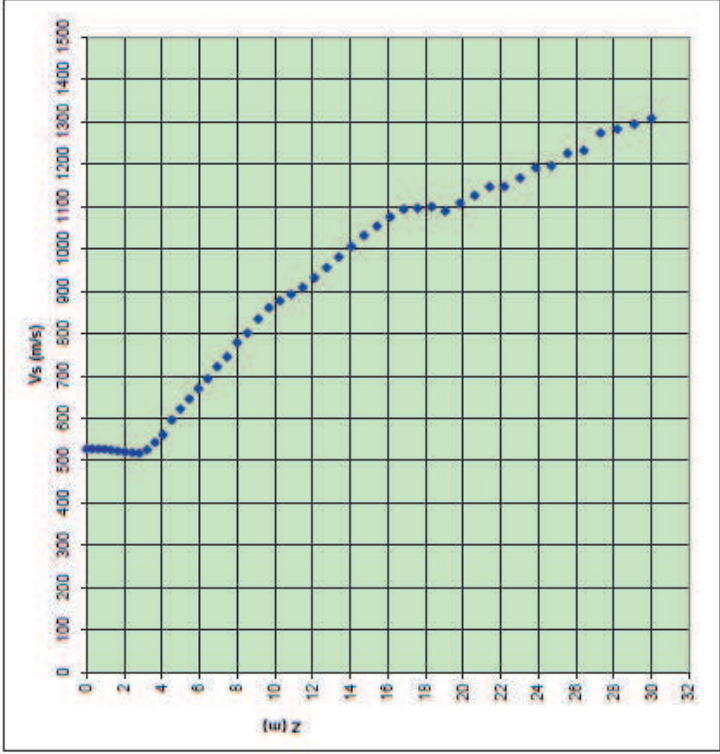
COMUNE: Gualdo Tadino  
LOCALITA': Ponte della Stazione  
INDAGINE: Stendimento sismico MASW 24 ch

COMMITTENTE: IMMOBILIARE TADINA s.r.l.  
DATA ESECUZIONE INDAGINE: 24-07-2014

CALCOLO VS30

Depth(m)	S-velocity(m/s)	ht (m)	ht/V <sub>s</sub>
0	527.87282		
0.306122	527.865423	0.306122	0.00058
0.625	527.500629	0.316878	0.000605
0.956633	528.638389	0.331833	0.00063
1.30102	525.005162	0.344387	0.000656
1.656163	522.888389	0.357143	0.000683
2.026061	520.468579	0.369888	0.000711
2.410714	518.817158	0.382853	0.000738
2.806122	517.145386	0.395408	0.000765
3.214286	526.45774	0.408164	0.000777
3.635204	543.351769	0.420918	0.000775
4.068678	561.401089	0.433674	0.000772
4.515306	585.789492	0.446428	0.000749
4.97449	621.712446	0.459184	0.000739
5.446428	645.000938	0.471938	0.000732
5.931122	669.954538	0.484684	0.000723
6.426571	693.346202	0.497449	0.000717
6.938776	721.863844	0.510205	0.000707
7.461735	745.068073	0.522859	0.000702
7.997449	778.860178	0.535714	0.000688
8.545918	801.0028	0.548469	0.000685
8.107143	834.172388	0.561225	0.000673
8.681122	861.004114	0.573979	0.000667
10.267867	878.750886	0.586735	0.000669
10.867347	892.426431	0.59949	0.000672
11.479592	908.478488	0.612245	0.000674
12.104592	931.388828	0.625	0.000671
12.742347	958.01505	0.637755	0.000687
13.392857	980.664459	0.65051	0.000683
14.056123	1005.300045	0.663268	0.000668
14.732143	1031.806111	0.67602	0.000655
15.420918	1053.126242	0.688775	0.000654
16.122449	1074.646473	0.701531	0.000653
16.839734	1093.309999	0.714285	0.000653
17.563775	1095.806377	0.727041	0.000663
18.303571	1099.356174	0.739786	0.000673
19.0569123	1088.877933	0.752552	0.000691
19.52143	1107.719421	0.765307	0.000691
20.59649	1126.688004	0.77806	0.000691
21.393036	1145.880518	0.790816	0.00069
22.193877	1146.574738	0.803571	0.000701
23.010204	1167.152524	0.816327	0.000699
23.839288	1190.716743	0.829082	0.000696
24.681123	1194.686793	0.841837	0.000704
25.538714	1225.260179	0.854591	0.000697
26.40306	1231.804367	0.867346	0.000704
27.283182	1273.477435	0.880102	0.000691
28.176019	1282.94301	0.892857	0.000696
29.081631	1293.907166	0.905612	0.0007
30	1307.674527	0.918369	0.000702
Somma	30	Somma	0.033854

VS30 (SHOT 1)= 886.155





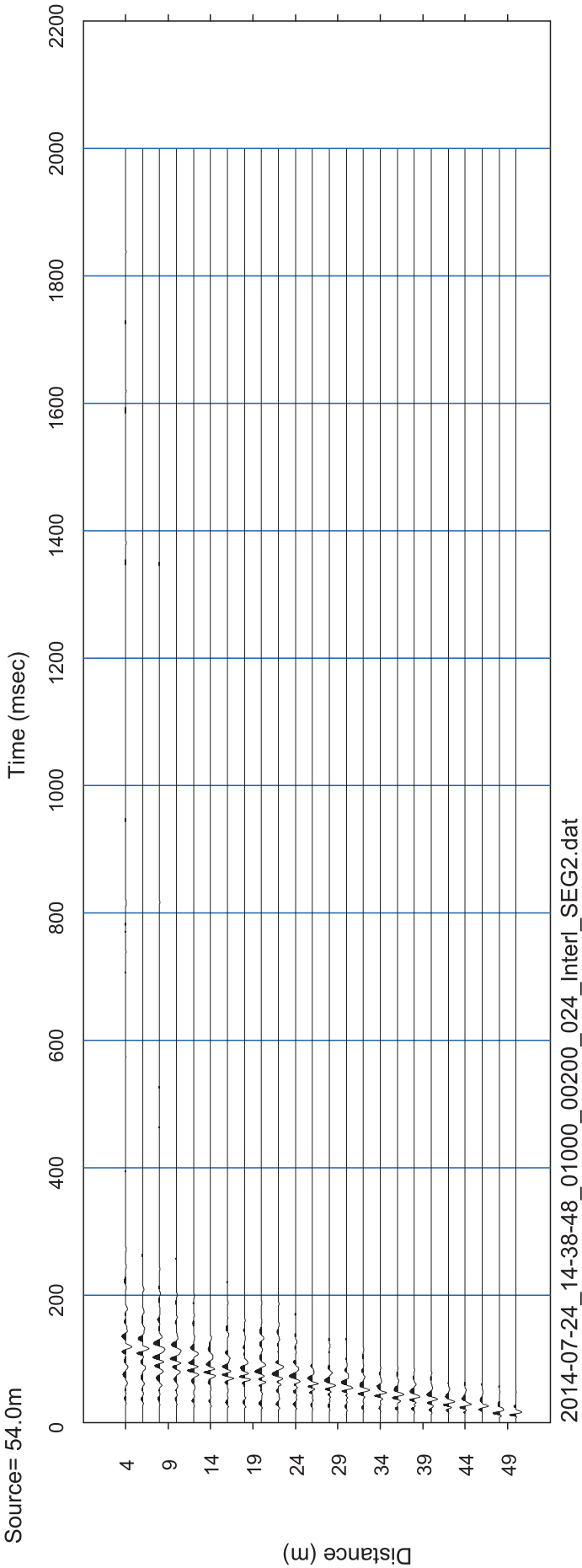
**COMUNE:** Gualdo Tadino  
**LOCALITA':** Ponte della Stazione  
**INDAGINE:** Stendimento sismico MASW 24 ch

**COMMITTENTE:** IMMOBILIARE TADINA s.r.l.  
**DATA ESECUZIONE INDAGINE:** 24-07-2014

**SISMOGRAMMA**

**Battuta:** Ritorno

**Distanza :** 54.0 m



**COMUNE:** Gualdo Tadino

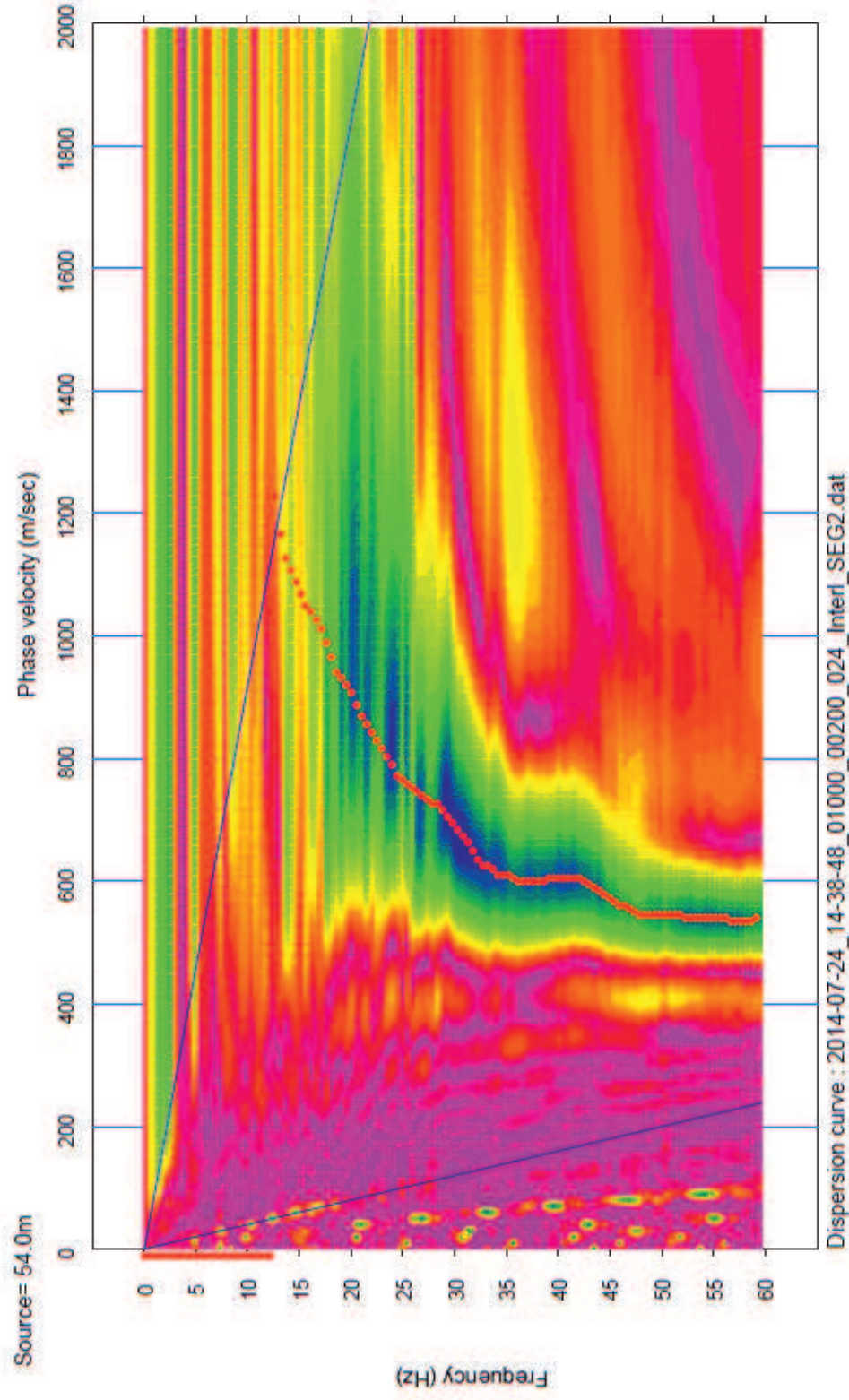
**LOCALITA':** Ponte della Stazione

**INDAGINE:** Stendimento sismico MASW 24 ch

**COMMITTENTE:** IMMOBILIARE TADINA s.r.l.

**DATA ESECUZIONE INDAGINE:** 24-07-2014

### **CURVA DI DISPERSIONE DELLA VELOCITA' DI FASE**



Strumentazione utilizzata: **Sismografo multicanale DoReMi 24 ch**

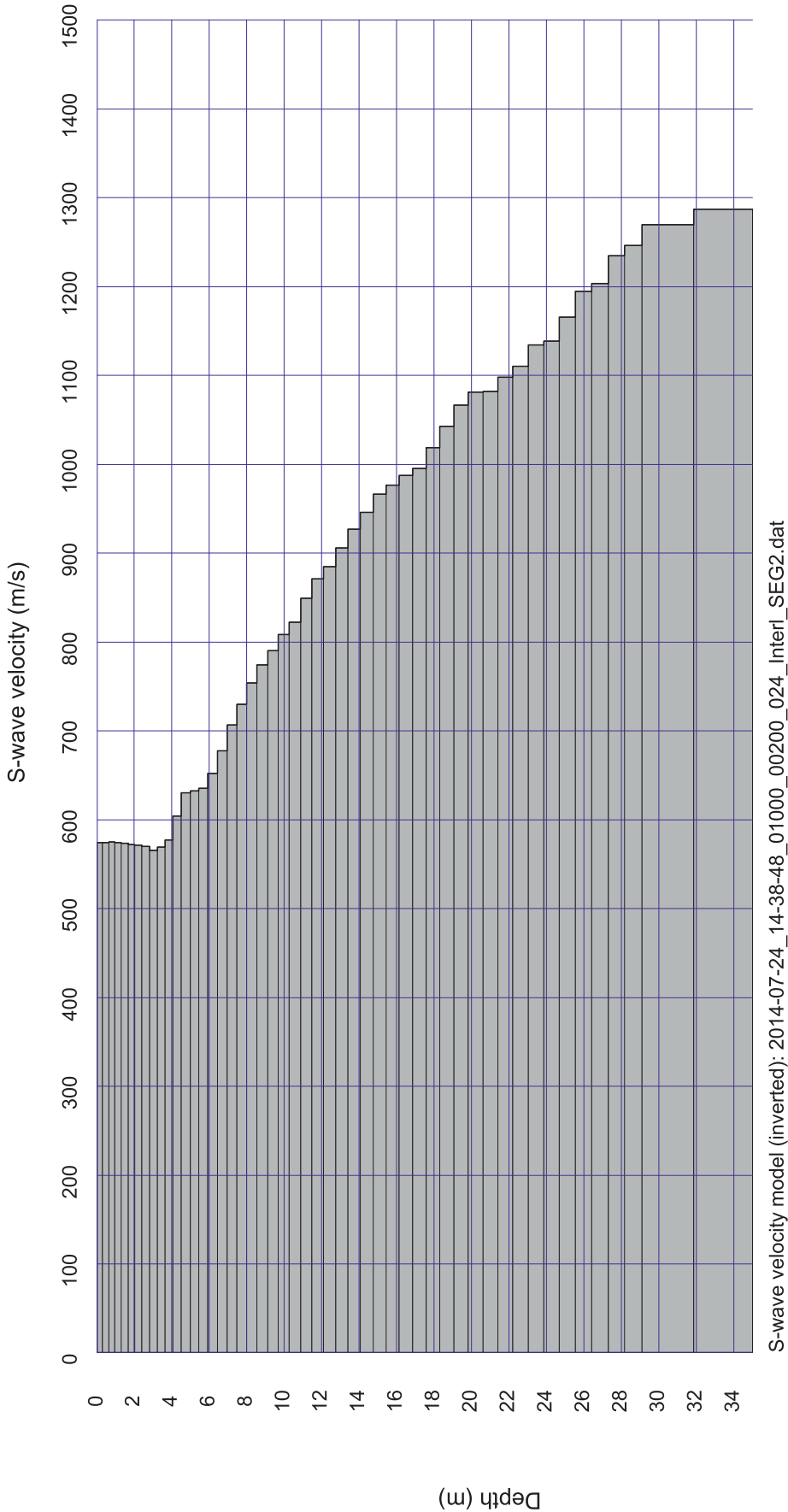


**COMUNE:** Gualdo Tadino  
**LOCALITA':** Ponte della Stazione  
**INDAGINE:** Stendimento sismico MASW 24 ch

**COMMITTENTE:** IMMOBILIARE TADINA s.r.l.  
**DATA ESECUZIONE INDAGINE:** 24-07-2014

**PROFILO DI VELOCITA' - SHOT n.° 2**

1D Surface wave analysis (3)



Strumentazione utilizzata: **Sismografo multicanale DoReMi 24 ch**

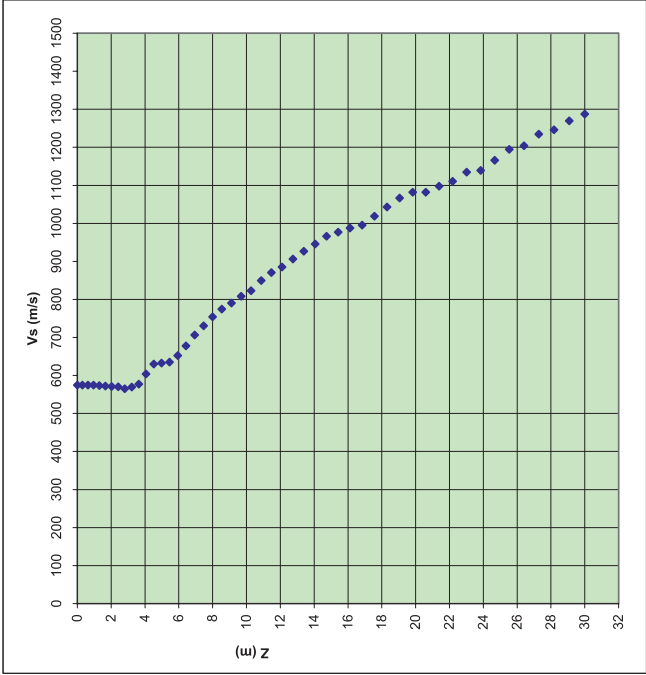
COMUNE: Gualdo Tadino  
LOCALITA': Ponte della Stazione  
INDAGINE: Stendimento sismico MASW 24 ch

COMMITTENTE: IMMOBILIARE TADINA s.r.l.  
DATA ESECUZIONE INDAGINE: 24-07-2014

CALCOLO VS30

Depth(m)	S-velocity(m/s)	hi (m)	hi/Vi <sub>s</sub>
0	574.445426		
0.306122	574.573338	0.306122	0.000533
0.625	574.702501	0.318878	0.000555
0.956633	574.423134	0.331633	0.000577
1.30102	573.642254	0.344387	0.0006
1.658163	572.428286	0.357143	0.000624
2.028061	571.162581	0.369898	0.000648
2.410714	569.97478	0.382653	0.000671
2.806122	565.269113	0.395408	0.0007
3.214286	569.413483	0.408164	0.000717
3.635204	577.340424	0.420918	0.000729
4.068878	603.796482	0.433674	0.000718
4.515306	630.008161	0.446428	0.000709
4.97449	632.393301	0.459184	0.000726
5.446428	635.362446	0.471938	0.000743
5.931122	652.257383	0.484694	0.000734
6.428571	677.532196	0.497449	0.000722
6.938776	706.636071	0.510205	0.000716
7.461735	730.310678	0.522959	0.000711
7.997449	753.982067	0.535714	0.000711
8.545918	774.194181	0.548469	0.000708
9.107143	790.210485	0.561225	0.00071
9.681122	808.381438	0.573979	0.00071
10.267857	822.711825	0.586735	0.000713
10.867347	849.31916	0.59949	0.000706
11.479592	870.792925	0.612245	0.000703
12.104592	885.143161	0.625	0.000706
12.742347	906.17317	0.637755	0.000704
13.392857	926.823616	0.65051	0.000702
14.056123	945.710003	0.663266	0.000701
14.732143	966.096342	0.67602	0.0007
15.420918	976.953208	0.688775	0.000705
16.122449	987.609446	0.701531	0.00071
16.836734	995.962971	0.714285	0.000717
17.563775	1019.060254	0.727041	0.000713
18.303571	1043.101311	0.739796	0.000709
19.056123	1066.829205	0.752552	0.000705
19.82143	1081.609488	0.765307	0.000708
20.59949	1081.783533	0.77806	0.000719
21.390306	1098.087192	0.790816	0.00072
22.193877	1110.502124	0.803571	0.000724
23.010204	1134.689093	0.816327	0.000719
23.839286	1139.166594	0.829082	0.000728
24.681123	1166.050553	0.841837	0.000722
25.535714	1194.736242	0.854591	0.000715
26.40306	1203.772664	0.867346	0.000721
27.283162	1234.799862	0.880102	0.000713
28.176019	1246.260405	0.892857	0.000716
29.081631	1269.643207	0.905612	0.000713
30	1287.131548	0.918369	0.000714
Somma		30	Somma 0.0394231

VS30 (SHOT 2)= 876.3886



## INTERPRETAZIONE ED ANALISI DEI DATI – APPROCCIO SEMPLIFICATO

L'indagine MASW eseguita, considerando le sole velocità delle onde S fino alla profondità di 30,00m, ha fornito dei risultati che permettono di collocare i terreni oggetto d'indagine all'interno della categoria semplificata di tipo B.

Applicando la formula:

$$V_{s30} = \frac{30m}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_i}}$$

dove  $h_i$  e  $V_i$  indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio  $G < 10^{-6}$ ) dello strato  $i$ -esimo per un totale di  $N$  strati presenti nei primi 30m di profondità, permette di ottenere le seguenti  $V_{s30}$ :

$$V_{s30}1 = 886.155 \text{ m/s}$$

$$V_{s30}2 = 876.39 \text{ m/s}$$

Considerando un'incertezza di misura dell'ordine del 20% (Mulargia & Castellaro, 2009, Seism. Res. Lett., 80, 958, 989), il sito in esame ricade in **categoria B**:

Shot 1

$$V_{s30} 1 = 886.155 \pm 177.231 \text{ m/s da cui si ottiene per difetto } V_{s30} 1 = 708.924 \text{ m/s;}$$

Shot 2

$$V_{s30} 2 = 876.39 \pm 175.278 \text{ m/s da cui si ottiene per difetto } V_{s30} 2 = 701.112 \text{ m/s;}$$

Categoria	Descrizione
<b>A</b>	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3.00m.
<b>B</b>	<b>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s30}</math> compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero <math>N_{SPT30} &gt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &gt; 250</math> kPa nei terreni a grana fine.</b>
<b>C</b>	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fine.
<b>D</b>	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fine.
<b>E</b>	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessori non superiori a 20 m, posti su substrato di riferimento (con $V_{s30} > 800$ m/s).

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s30}$ inferiore a 100 m/s (ovvero $1 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8m di terreni a grana fine di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria si sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Tab. 1 – Categorie Suolo di fondazione (D.M. 14 gennaio 2008).

Va comunque precisato che il profilo di velocità sismiche in profondità è caratterizzato da  $V_s > 800$  m/s a partire dalla profondità di circa 7-8m. Per tale motivo e per il fatto che l'indagine sismica masw eseguita si ritiene sia ben rappresentativa delle velocità sismiche delle ghiaie e della Formazione della Marnoso-Arenacea e meno degli accumuli dei materiali di colmata e riporti, si è ritenuto utile eseguire uno studio di "Risposta Sismica Locale" (R.S.L.) di dettaglio.

Dai risultati di suddetto studio (vedi Studio di Risposta Sismica Locale in allegato alla presente) si può notare che gli spettri di risposta sismica normalizzati per gli Stati Limite SLV e SLD sono ben rappresentati ancora dagli spettri appartenenti alla categoria semplificata di sottosuolo tipo B. Alla luce delle valutazioni eseguite si può affermare che anche dallo studio di RSL ***i terreni oggetto d'indagine possono essere ricondotti alla categoria semplificata di tipo B.***

Dott. Geologo Diego Albini



PENETROMETRO DINAMICO IN USO : **TG 63-200 (S.H)**

Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici		
TIPO	Sigla riferimento	Peso Massa Battente M (kg)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

**CARATTERISTICHE TECNICHE : TG 63-200 (S.H)**

PESO MASSA BATTENTE	M = 63.50 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0.75 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms = 0.63 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 50.50 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 20.00 cm <sup>2</sup>
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 90^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 1.00 m
PESO ASTE PER METRO	Ma = 8.00 kg
PROF. GIUNZIONE 1 <sup>a</sup> ASTA	P1 = 0.80 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0.20$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(20) $\Rightarrow$ Relativo ad un avanzamento di 20 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	NO
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q = (MH)/(A $\delta$ ) = 11.91 kg/cm <sup>2</sup> ( prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm <sup>2</sup> )
COEFF.TEORICO DI ENERGIA	$\beta_t = Q/Q_{spt} = 1.521$ ( teoricamente : Nspt = $\beta_t$ N )

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

$$R_{pd} = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta [ area A]  
e = infissione per colpo =  $\delta / N$

M = peso massa battente (altezza caduta H)  
P = peso totale aste e sistema battuta

## UNITA' di MISURA (conversioni)

1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.098067 MPa  
1 MPa = 1 MN/m<sup>2</sup> = 10.197 kg/cm<sup>2</sup>  
1 bar = 1.0197 kg/cm<sup>2</sup> = 0.1 MPa  
1 kN = 0.001 MN = 101.97 kg

# PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 1

- indagine : Indagine Penetrometrica Dinamica DPSH  
- cantiere :  
- località : Gualdo Tadino  
- note :

- data : 24/07/2014  
- quota inizio : PC  
- prof. falda : Falda non rilevata  
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta
0.00 - 0.20	11	115.3	----	1	3.00 - 3.20	3	23.6	----	4
0.20 - 0.40	13	136.3	----	1	3.20 - 3.40	2	15.7	----	4
0.40 - 0.60	15	157.2	----	1	3.40 - 3.60	7	55.1	----	4
0.60 - 0.80	11	115.3	----	1	3.60 - 3.80	10	78.6	----	4
0.80 - 1.00	26	245.3	----	2	3.80 - 4.00	6	43.6	----	5
1.00 - 1.20	8	75.5	----	2	4.00 - 4.20	5	36.3	----	5
1.20 - 1.40	7	66.0	----	2	4.20 - 4.40	6	43.6	----	5
1.40 - 1.60	7	66.0	----	2	4.40 - 4.60	8	58.1	----	5
1.60 - 1.80	2	18.9	----	2	4.60 - 4.80	20	145.2	----	5
1.80 - 2.00	2	17.2	----	3	4.80 - 5.00	11	74.2	----	6
2.00 - 2.20	3	25.7	----	3	5.00 - 5.20	11	74.2	----	6
2.20 - 2.40	5	42.9	----	3	5.20 - 5.40	14	94.4	----	6
2.40 - 2.60	2	17.2	----	3	5.40 - 5.60	21	141.6	----	6
2.60 - 2.80	1	8.6	----	3	5.60 - 5.80	70	472.0	----	6
2.80 - 3.00	8	62.9	----	4					

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-200 (S.H)**

- M (massa battente)= **63.50** kg - H (altezza caduta)= **0.75** m

- Numero Colpi Punta N = N(**20**) [  $\delta$  = 20 cm ]

- A (area punta)= **20.00** cm² - D(diam. punta)= **50.50** mm

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

# PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

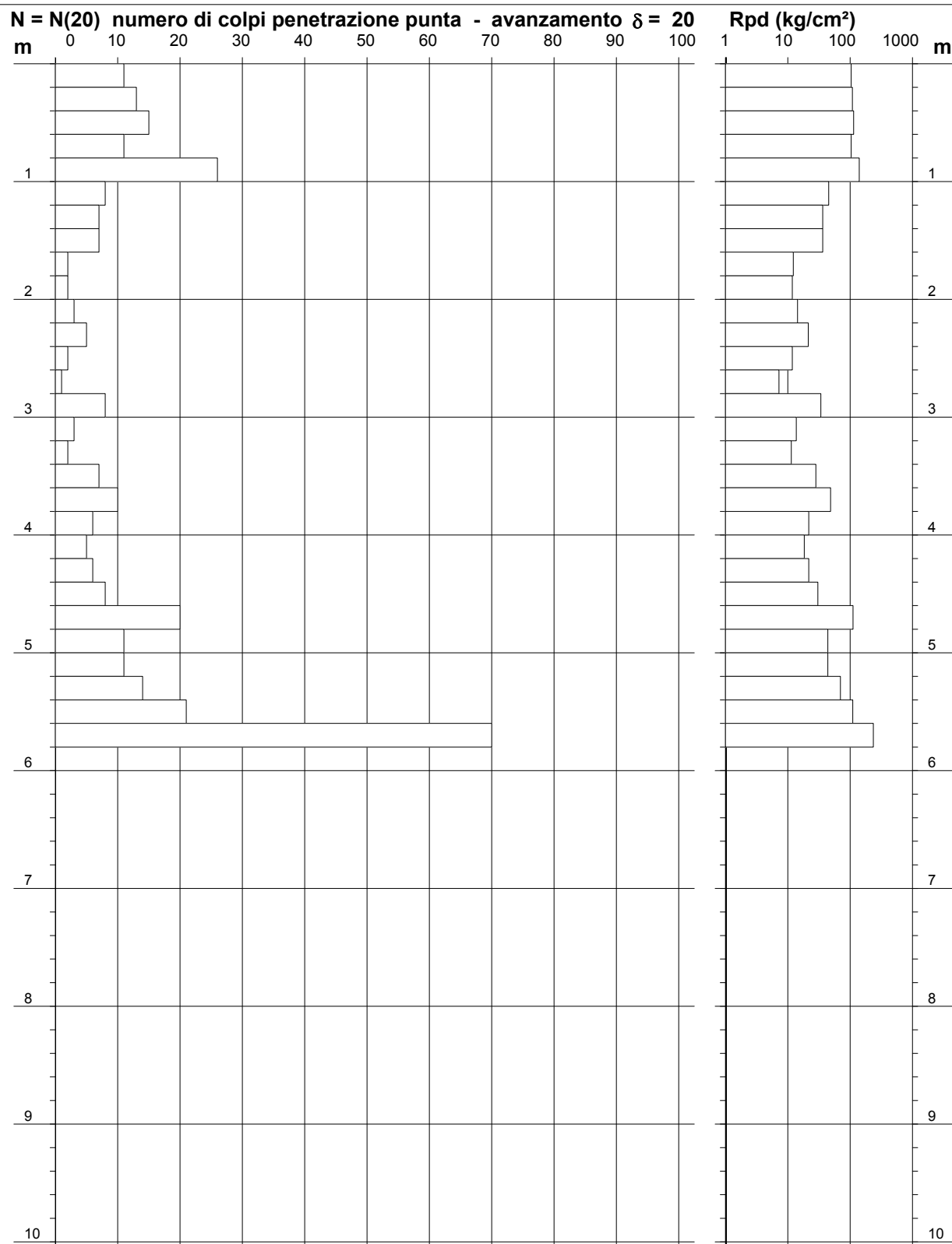
## DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 1

Scala 1: 50

- indagine : Indagine Penetrometrica Dinamica DPSH  
- cantiere :  
- località : Gualdo Tadino

- data : 24/07/2014  
- quota inizio : PC  
- prof. falda : Falda non rilevata



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-200 (S.H)**

- M (massa battente)= **63.50 kg** - H (altezza caduta)= **0.75 m** - A (area punta)= **20.00 cm²** - D(diam. punta)= **50.50 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(20) [  $\delta = 20$  cm ]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

# PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA

n° 1

- indagine : Indagine Penetrometrica Dinamica DPSH	- data : 24/07/2014
- cantiere :	- quota inizio : PC
- località : Gualdo Tadino	- prof. falda : Falda non rilevata
- note :	- pagina : 1

n°	Profondità (m)		PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA						VCA	β	Nspt	
				M	min	Max	½(M+min)	s	M-s				M+s
1	0.00	1.00	N	15.2	11	26	13.1	----	----	----	15	1.52	23
			Rpd	153.9	115	245	134.6	----	----	----	152		
2	1.00	4.60	N	5.1	1	10	3.1	2.7	2.4	7.8	5	1.52	8
			Rpd	42.0	9	79	25.3	22.6	19.3	64.6	41		
3	4.60	5.60	N	15.4	11	21	13.2	----	----	----	15	1.52	23
			Rpd	105.9	74	145	90.0	----	----	----	103		
4	5.60	5.80	N	70.0	70	70	70.0	----	----	----	70	1.52	106
			Rpd	472.0	472	472	472.0	----	----	----	472		

M: valore medio    min: valore minimo    Max: valore massimo    s: scarto quadratico medio  
 N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento  $\delta = 20$  cm )    Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)  
 $\beta$ : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico  $\beta_t = 1.52$ )    Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento  $\delta = 20$  cm )

## Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

n°	Prof.(m)		LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
					DR	$\phi'$	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.00	1.00		23									
2	1.00	4.60		8	28.3	29.2	253	1.91	1.46	----	----	----	----
3	4.60	5.60		23	----	----	----	----	----	1.44	2.06	23	0.610
4	5.60	5.80		106	----	----	----	----	----	----	----	----	----

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento  $\delta = 30$  cm )

DR % = densità relativa     $\phi'$  (°) = angolo di attrito efficace    E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato    W% = contenuto d'acqua  
 e (-) = indice dei vuoti    Cu (kg/cm²) = coesione non drenata    Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno



# PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 2

- indagine : Indagine Penetrometrica Dinamica DPSH  
- cantiere :  
- località : Gualdo Tadino  
- note :

- data : 24/07/2014  
- quota inizio : PC  
- prof. falda : Falda non rilevata  
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta
0.00 - 0.20	31	324.9	----	1	2.00 - 2.20	5	42.9	----	3
0.20 - 0.40	34	356.4	----	1	2.20 - 2.40	4	34.3	----	3
0.40 - 0.60	24	251.6	----	1	2.40 - 2.60	4	34.3	----	3
0.60 - 0.80	21	220.1	----	1	2.60 - 2.80	3	25.7	----	3
0.80 - 1.00	31	292.5	----	2	2.80 - 3.00	3	23.6	----	4
1.00 - 1.20	5	47.2	----	2	3.00 - 3.20	5	39.3	----	4
1.20 - 1.40	15	141.5	----	2	3.20 - 3.40	4	31.5	----	4
1.40 - 1.60	32	301.9	----	2	3.40 - 3.60	19	149.4	----	4
1.60 - 1.80	16	151.0	----	2	3.60 - 3.80	70	550.5	----	4
1.80 - 2.00	7	60.1	----	3					

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-200 (S.H)**

- M (massa battente)= **63.50** kg - H (altezza caduta)= **0.75** m

- Numero Colpi Punta N = N(**20**) [  $\delta$  = 20 cm ]

- A (area punta)= **20.00** cm<sup>2</sup> - D(diam. punta)= **50.50** mm

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

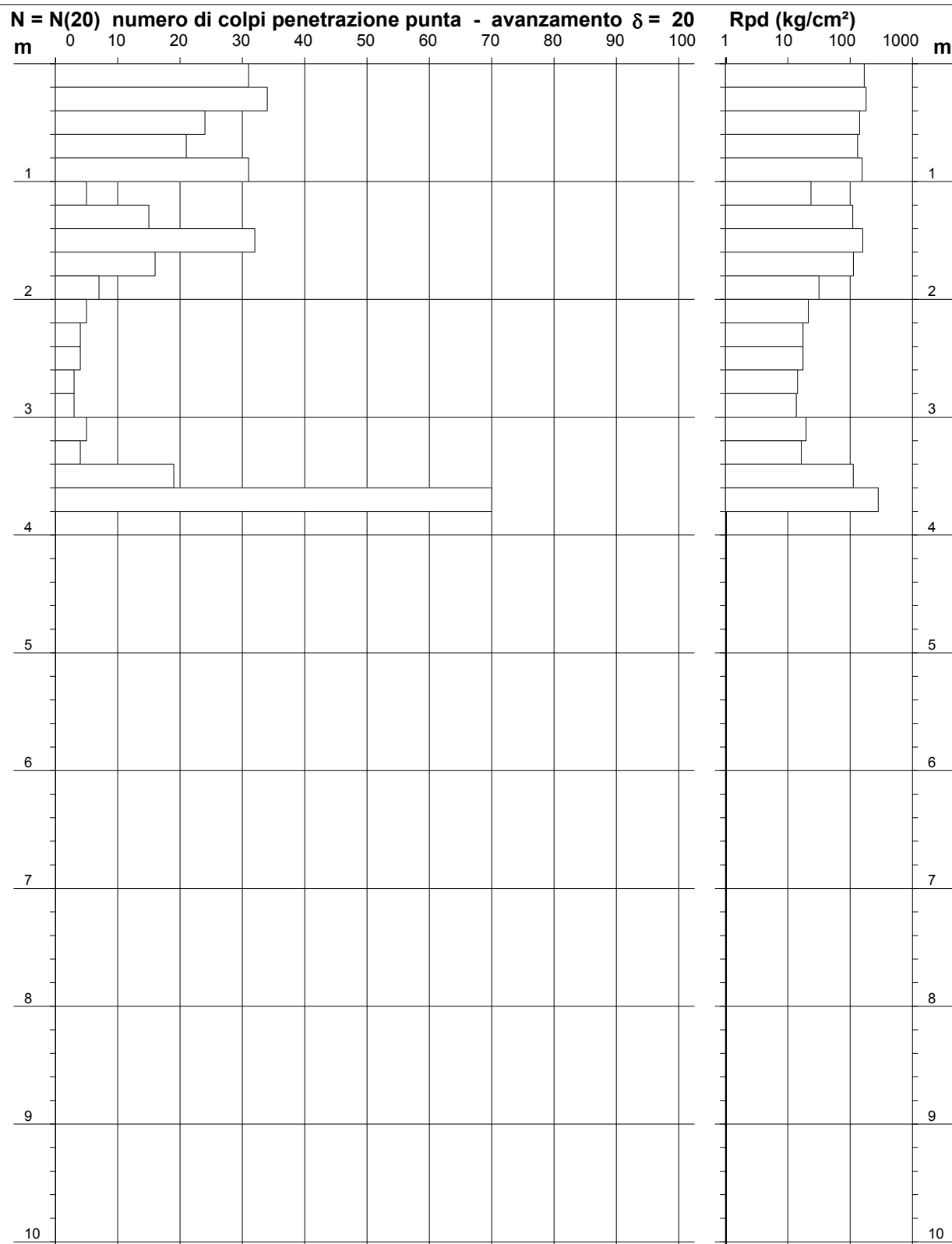
# PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 2

Scala 1: 50

- indagine : Indagine Penetrometrica Dinamica DPSH  
- cantiere :  
- località : Gualdo Tadino

- data : 24/07/2014  
- quota inizio : PC  
- prof. falda : Falda non rilevata



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-200 (S.H)**

- M (massa battente)= **63.50 kg** - H (altezza caduta)= **0.75 m** - A (area punta)= **20.00 cm²** - D(diam. punta)= **50.50 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(20) [  $\delta = 20$  cm ]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

# PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA

n° 2

- indagine : Indagine Penetrometrica Dinamica DPSH  
- cantiere :  
- località : Gualdo Tadino  
- note :

- data : 24/07/2014  
- quota inizio : PC  
- prof. falda : Falda non rilevata  
- pagina : 1

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VCA	$\beta$	Nspt
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s	M+s			
1	0.00 1.00	N Rpd	28.2 289.1	21 220	34 356	24.6 254.6	---- ----	---- ----	---- ----	28 287	1.52	<b>43</b>
2	1.00 3.40	N Rpd	8.6 77.8	3 24	32 302	5.8 50.7	8.6 77.8	---- ----	17.2 155.5	9 81	1.52	<b>14</b>
3	3.40 3.60	N Rpd	19.0 149.4	19 149	19 149	19.0 149.4	---- ----	---- ----	---- ----	19 149	1.52	<b>29</b>
4	3.60 3.80	N Rpd	70.0 550.5	70 551	70 551	70.0 550.5	---- ----	---- ----	---- ----	70 551	1.52	<b>106</b>

M: valore medio    min: valore minimo    Max: valore massimo    s: scarto quadratico medio  
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento  $\delta = 20$  cm )    Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)  
 $\beta$ : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico  $\beta_t = 1.52$ )    Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento  $\delta = 20$  cm )

## Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

n°	Prof.(m)	LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
				DR	$\phi'$	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.00 1.00		43									
2	1.00 3.40		14	41.0	31.2	299	1.96	1.53	----	----	----	----
3	3.40 3.60		29	----	----	----	----	----	1.81	2.13	19	0.506
4	3.60 3.80		106	----	----	----	----	----	----	----	----	----

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento  $\delta = 30$  cm )

DR % = densità relativa     $\phi'$  (°) = angolo di attrito efficace    E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato    W% = contenuto d'acqua  
e (-) = indice dei vuoti    Cu (kg/cm²) = coesione non drenata    Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

**DOCUMENTAZIONE  
FOTOGRAFICA**

## INDAGINE PENETROMETRICA DINAMICA DPSH1



## INDAGINE PENETROMETRICA DINAMICA DPSH2



**INDAGINE SISMICA MASW**

