

COMMITTENTE: CIAMPI ANTONELLA – BIAGINI LEA

**STUDIO GEOLOGICO DI FATTIBILITA' ED INDAGINE GEOLOGICA  
STRATIGRAFICO – GEOTECNICA, SISMICA  
ED IDROLOGICO-IDRAULICA A SUPPORTO DEL PIANO DI RECUPERO CON  
AMPLIAMENTO E RISTRUTTURAZIONE DI UN FABBRICATO  
RESIDENZIALE ESISTENTE POSTO IN VIA DEL VENTO  
LOCALITA' MONTEVETTOLINI  
COMUNE DI MONSUMMANO TERME**

DOTT. GEOL. GIANNI ROMBENCHI

ORDINE GEOLOGI DELLA TOSCANA  
n° 1076



The image shows a handwritten signature in black ink that reads "Gianni Rombenchi". Overlaid on the signature is a circular professional stamp. The stamp contains the text "ORDINE GEOLOGI DELLA TOSCANA" around the perimeter, "DOTT. GEOL. GIANNI ROMBENCHI" in the center, and "N° 1076" below the name. At the bottom of the stamp, it says "sez. A".

MONTECATINI TERME, 17.02.2017

## 1 - PREMESSA

Su commissione delle Sig.re Ciampi Antonella e Biagini Lea è stato svolto l'attuale studio geologico di fattibilità ed indagine geologica, stratigrafico - geotecnica e sismica del sottosuolo, oltre che di compatibilità con l'assetto idrologico-idraulico locale a supporto del piano di recupero con ampliamento e ristrutturazione di un fabbricato residenziale posto in Via del Vento – località Montevettolini, nel Comune di Monsummano Terme (TAVOLA 1).

L'intervento in esame, così come rappresentato nel progetto redatto dall'Arch. Ilaria Tommasi, consiste in un Piano di Recupero con contestuale ampliamento e ristrutturazione dell'attuale edificio, che prevede la demolizione dell'attuale autorimessa e la realizzazione di un resede privato (previo sbancamento del terreno), di un vano ad uso soggiorno e centrale termica, oltre a modifiche interne del vano scale e della porzione restante dell'edificio (cucina al piano terra e camere al pinano primo).

Lo studio svolto in questa sede è stato finalizzato alla valutazione della compatibilità degli interventi in rapporto ai vincoli territoriali esistenti ed alla fattibilità urbanistica di tale previsione ai sensi dell'attuale Regolamento Urbanistico Comunale, in funzione dell'assetto geologico-stratigrafico generale, idrogeologico, sismico, idraulico e territoriale nel suo complesso, con particolare riferimento alle vigenti disposizioni legislative in materia di pianificazione territoriale e prevenzione sismica (D.P.G.R.T. 25/10/2011 n. 53/R, D.P.C.M. 06/05/2005, Strumento Urbanistico Comunale, L.R. 5/1995, L.R. 01/2005, L.R. 65/2014, Delib. C.R.T. n. 12/2000 sul rischio idraulico, D.P.C.M. 05/11/1999 dell'Autorità di Bacino del Fiume Arno – Stralcio Rischio Idraulico, D.P.C.M. 06/05/2005 Piano di Bacino del Fiume Arno – Stralcio Assetto Idrogeologico P.A.I., nonché in riferimento al recente Piano di Gestione del Rischio Alluvioni di cui alle Del. C.I. 231/2016 e 232/2016 e relative norme della Disciplina di Piano – Aut. di Bacino F. Arno – Distretto Appennino Settentrionale e D.M. 14.01.2008 “Norme Tecniche per le costruzioni”).

Sono stati affrontati inoltre, gli aspetti geologico-tecnici e sismici di supporto alla progettazione esecutiva degli interventi diretti e delle singole nuove strutture, sulla base di indagini geognostiche e della caratterizzazione stratigrafico-geotecnica e sismica di dettaglio, in modo da valutare l'entità dei carichi ammissibili e dei cedimenti del sottosuolo, in funzione della tipologia e volumetria delle nuove strutture e delle opere di fondazione (ai sensi del D.M. 11.03.1988 - Min. LL.PP., Circ. LL.PP. del 24.09.1988 n° 30483, Ordinanza P.C.M. n° 3274 del 20/03/2003, D.M. 14.09.2005, D.M. 14.01.2008, Circ. LL.PP. 617 del 02.02.2009, D.P.G.R. 36/R del 09/07/2009).

## 2 - INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO

L'area d'intervento è posta ad una quota di circa 165 m sul livello del mare, in corrispondenza del versante occidentale del rilievo su cui sorge l'abitato di Montevettolini, caratterizzato da una morfologia lievemente convessa (TAVOLA 1). La zona d'indagine presenta valori medi di acclività nell'ordine del 25 % verso ovest, mentre in prossimità dei terrazzamenti antropici e morfologici dove sono presenti edifici, resedi private e viabilità sono presenti localizzate condizioni di bassa acclività.

Relativamente ai processi ed alle forme legate alla stabilità complessiva del versante presso l'area d'intervento, occorre rilevare che durante i sopralluoghi effettuati sono state evidenziate generali condizioni di stabilità nei riguardi dei fenomeni gravitativi del versante o erosivi del suolo (diffusi o concentrati), osservazione confermata anche dall'assenza di indizi geomorfologici di instabilità potenziale o in atto dell'intera pendice. Localmente, poco più a nord dell'intervento (circa 50 m), sono presenti accumuli detritici talora classificati come corpi di frana, che allo stato attuale comunque non mostrano situazioni di dissesto tali da interferire con quanto in progetto.

La morfologia dei luoghi, infatti, risulta caratterizzata da un contesto urbanizzato ed antropizzato, con terrazzamenti sostenuti da edifici o strutture murarie generalmente impostati sulla roccia di substrato che risulta affiorante o sub-affiorante, mentre il riempimento dei singoli gradoni morfologici è avvenuto talora con materiali detritici e di riporto in matrice limo-argillo-sabbiosa.

Dal punto di vista geologico, l'area d'intervento rappresentata in TAVOLA 2 (Carta geologica Regionale) ed in TAVOLA 3 (Carta geologica e geomorfologica tratta dalla Variante al P.S. Comunale) ricade nell'ambito della porzione collinare appenninica, formatasi a seguito della tettonica compressiva che a partire dal Miocene ha corrugato le formazioni della Serie Toscana, delimitando verso settentrione la vasta pianura della Valdinievole.

La formazione geologica che caratterizza gran parte del versante collinare è costituita da arenarie turbiditiche quarzoso-feldspatiche, talora grossolanamente stratificate e alternate a siltiti ed argilliti, denominata "macigno" (di età Oligocene medio- superiore / Oligocene superiore), che costituisce l'ultimo termine della Successione Toscana.

Tale tipo litologico, affiorante e sub-affiorante in prossimità dell'intero colle su cui sorge l'abitato di Montevettolini, presenta un'inclinazione modesta (da sub-orizzontale a circa 20°) ed un'immersione generalmente verso nord-ovest, risultando localmente mascherato da materiali detritici prevalentemente sabbio-limosi con frammenti litoidi, derivanti dall'alterazione del substrato roccioso arenaceo sottostante.

Lo spessore della copertura detritica della roccia in posto tende a risultare più modesto in corrispondenza dei dossi e delle dorsali, mentre risulta più accentuato in corrispondenza delle forme concave del terreno ed in prossimità del bordo di valle dei singoli terrazzamenti o gradoni morfologici.

Dal punto di vista idrogeologico, infine, le indagini ed i rilievi eseguiti hanno permesso di rilevare l'assenza di una falda freatica superficiale, oltre alla mancanza di sorgenti o riemergenze idriche che possano interagire con l'intervento in oggetto. La circolazione idrica di sottosuolo, infatti, risulta connessa con lo stato di fatturazione dell'ammasso litoide e con la risalita delle acque lungo linee di faglia profonde, in contesti idrogeologici ininfluenti rispetto a quanto previsto in questa sede.

### *2.1. PERICOLOSITA' E FATTIBILITA' GEOMORFOLOGICA*

Le generali condizioni di stabilità geomorfologica dell'area nel suo complesso, comunque, risultano sintetizzate anche nella Carta della Pericolosità Geomorfologica redatta a supporto dello Strumento Urbanistico Comunale (TAVOLA 4), in cui l'intervento risulta posto in un contesto generale di **pericolosità geomorfologica media (classe G2)**, dovuta alle condizioni di acclività del versante.

Tale condizione di pericolosità geomorfologia, in rapporto alla tipologia d'intervento (ristrutturazione edilizia senza aumento di carico urbanistico) porta ad una classificazione di **fattibilità geomorfologica senza particolari limitazioni (classe Fg 1)**.

Ad ulteriore conferma di tale situazione, infine, occorre rilevare che il Piano di Assetto Idrogeologico P.A.I. dell'Autorità di Bacino del Fiume Arno (D.C.I. n. 185/04 e D.P.C.M. 6/5/2005), classifica il sito d'intervento in classe di pericolosità geomorfologica moderata PF1 (stralcio n. 36 – livello di sintesi), consentendo la fattibilità degli interventi previsti dagli strumenti pianificatori.

## **3 – CONSIDERAZIONI IDROLOGICO – IDRAULICHE E DI RISCHIO IDRAULICO**

Per quanto riguarda l'aspetto idrologico-idraulico della zona d'indagine, occorre evidenziare che l'acclività dei terreni risulta particolarmente favorevole al drenaggio superficiale delle acque meteoriche; queste, infatti, vengono captate da un reticolo idrografico superficiale costituito da una serie di fossi e canalette di raccolta situati lungo i campi e le viabilità campestri, che provvedono a convogliare le acque di ruscellamento e di scolo negli impluvi limitrofi, assecondando la naturale acclività del terreno.

Sempre in riferimento alla possibilità di inondazione, infatti, appare opportuno evidenziare che l'area d'intervento non ricade all'interno delle zone caratterizzate da inondazioni ricorrenti,

eccezionali, o avvenute nel triennio 1991-92-93 così come definite nella “Carta Guida delle Aree Allagate” del Piano di Bacino del Fiume Arno - Stralcio Rischio Idraulico (D.P.C.M. 05.11.99). In riferimento a tale normativa (D.P.C.M. 05.11.99), inoltre, occorre evidenziare che l’area in esame non ricade tra quelle di pertinenza fluviale degli affluenti del Fiume Arno e non sono previsti interventi strutturali di tipo A o di tipo B per la riduzione del rischio idraulico.

Inoltre, a completamento della caratterizzazione idraulica della zona, occorre rilevare che il Piano di Bacino Stralcio Assetto Idrogeologico - P.A.I. (D.C.I. n. 185/04 e D.P.C.M. 6/5/2005) non individua per l’area in esame alcuna classificazione di pericolosità idraulica (stralcio 36 – livello di sintesi), consentendo quindi la fattibilità di quanto previsto dagli strumenti di governo del territorio.

Ciò risulta confermato anche ai sensi del recente Piano di Gestione Rischio Alluvioni (PGRA) prodotto dall’Autorità di Bacino del Fiume Arno – Distretto Appennino Settentrionale (Delibere n. 231 e 232 del Comitato Istituzionale), che per l’area in esame non indica alcuna pericolosità di alluvione.

Infine, a completamento della caratterizzazione idraulica della zona, occorre rilevare che quanto in progetto risulta esterno dagli ambiti “A1” e “A2” definiti dalla Delib. R.T. 12/00 - ex 230/94 per i corsi d’acqua classificati, e pertanto non si realizzano le condizioni di prescrizione previste dalla suddetta delibera.

Relativamente alle prescrizioni della *Norma 13* del Piano di Bacino del Fiume Arno - Stralcio Rischio Idraulico (D.P.C.M. 05.11.99) ed alle considerazioni relative all’eventuale impermeabilizzazione dei suoli, infine, occorre rilevare che gli interventi previsti non modificano l’andamento del sistema idrografico e di smaltimento delle acque meteoriche esistente, risultando pertanto compatibili con tali normative. A tale proposito, infatti, occorre precisare che le modeste variazioni di permeabilità dei suoli prodotte dall’intervento in esame non comportano considerevoli aumenti di deflusso delle acque meteoriche per effetto dalla creazione di una nuova superficie impermeabile.

### 3.1. PERICOLOSITA’ E FATTIBILITA’ IDRAULICA

Le generali condizioni di pericolosità idraulica dell’area risultano sintetizzate nell’omonima cartografia redatta a supporto dello Strumento Urbanistico Comunale (TAVOLA 5), in cui sono presenti condizioni di **pericolosità idraulica bassa (classe I1)**, legate all’esistenza di aree collinari o montane di “alto morfologico”, non soggette alle dinamiche fluviali.

Tale condizione di pericolosità idraulica comporta, in riferimento alla tipologia d’intervento prevista (ristrutturazione edilizia senza aumento di carico urbanistico), una classificazione di **fattibilità idraulica senza particolari limitazioni (classe Fi 1)**, per la quale non sono previsti particolari

accorgimenti di natura idraulica.

## 4 - ASPETTI SISMICI

### 4.1. PERICOLOSITA' E FATTIBILITA' SISMICA

Il Comune di Monsummano Terme risulta classificato sismico (Ord. P.C.M. 3274/03) ed inserito in zona 3 secondo l'ultima classificazione sismica regionale (Del.G.R.T. 878 del 8/10/2012), con accelerazione convenzionale massima  $a = 0,15$  g. L'entrata in vigore del D.M. 14.01.2008 "Norme Tecniche per le costruzioni" impone alla progettazione di assumere i metodi di verifica agli "stati limite", mentre la Circolare Min.LL.PP. n. 617 del 02.02.2009, approvata dal Consiglio Sup. LL.PP. e pubblicata sulla G.U. n. 47 del 26.02.2009, detta istruzioni per l'applicazione delle nuove N.T.C.

Dal punto di vista sismico è stato fatto riferimento alle condizioni di pericolosità sismica definite nello Strumento Urbanistico comunale (TAVOLA 6), che individuano per la zona in esame un **pericolosità sismica locale media (classe S2)**, corrispondente ad una classificazione di **fattibilità sismica senza particolari limitazioni (classe Fs 1)**, in riferimento alla tipologia d'intervento prevista (ristrutturazione edilizia senza aumento di carico urbanistico).

Il sito in esame, infatti, viene definito come appartenente a "*zone stabili con substrato litoide affiorante o sub-affiorante, potenzialmente suscettibili di amplificazioni locali per effetti morfologici*", così come rappresentato nella Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS) - (TAVOLA 7). A conferma di tali indicazioni, infatti, le prospezioni profonde limitrofe (indicate nella Carta Geologico-Tecnica per la microzonazione sismica - TAVOLA 8) indicano l'esistenza di un substrato rigido litoide fino a profondità nell'ordine di 96 - 105 m.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla ***pericolosità sismica di base*** del sito di costruzione, definita dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo, nel sito in esame si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato.

L'entrata in vigore del D.M. 14.01.2008 "Norme Tecniche per le costruzioni" impone alla progettazione di assumere i metodi di verifica agli "stati limite", mentre la Circolare Min.LL.PP. n. 617 del 02.02.2009, approvata dal Consiglio Sup. LL.PP. e pubblicata sulla G.U. n. 47 del 26.02.2009, detta istruzioni per l'applicazione delle nuove N.T.C.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla ***pericolosità sismica di base*** del sito di costruzione, definita dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo, nel sito in esame si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato.

La pericolosità sismica, in assenza di accelerogrammi specifici, è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero e su sito di riferimento

rigido (categoria di suolo “A”) con superficie topografica orizzontale (categoria “T1”), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di tempo considerato  $V_R$ .

Ai fini della normativa, le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- ◆  $a_g$  accelerazione orizzontale massima del sito;
- ◆  $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- ◆  $T^*_C$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Le N.T.C. forniscono tali valori per una rete di siti di riferimento con maglia di circa 10 Km, da utilizzare come base per le interpolazioni di specifica definizione dei parametri corrispondenti al punto d’intervento. Le azioni sismiche su ciascun sito d’intervento vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$ , ricavato come prodotto tra  $V_N$  (vita nominale dell’opera strutturale) e  $C_u$  (coefficiente d’uso).

La vita nominale di un’opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo alla quale è stata destinata. La vita nominale  $V_N$  è data dalla tab. 2.4.I allegata alle N.T.C.:

**Tabella 2.4.I – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere**

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	$\geq 100$

Le costruzioni, inoltre, risultano suddivise, come specificato nella seguente tabella, in conseguenze di un’eventuale interruzione di operatività o di eventuale collasso a seguito di azioni sismiche:

<b>Classe I</b>	Presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<b>Classe II</b>	Normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente [...].
<b>Classe III</b>	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.
<b>Classe IV</b>	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 [...].

**PERIODO DI RIFERIMENTO PER L’AZIONE SISMICA  $V_R$**

$V_R = V_N \cdot C_U$                        $C_U \rightarrow$  coefficiente d’uso

Classe d’uso	I	II	III	IV
Coefficiente $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Se  $V_R \leq 35$  anni si pone comunque  $V_R = 35$  anni.

Pur rimandando al Progettista della struttura la valutazione del periodo di riferimento per l'intervento in progetto, nel caso specifico può essere ipotizzato che per funzione ed importanza il periodo di riferimento sia dato da:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 50 \times 1 = 50 \text{ anni}$$

Nei confronti delle azioni sismiche, gli *stati limite*, sia di *esercizio (SLE)* che *ultimi (SLU)*, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

In particolare le N.T.C. individuano:

**Stati limite di esercizio (SLE):**

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** *a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;*
- **Stato Limite di Danno (SLD):** *a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.*

**Stati limite ultimi (SLU):**

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** *a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;*
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** *a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.*

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tabella 3.2.I. tratta dalle N.T.C.:

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

Stati Limite		$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Le N.T.C. individuano le seguenti categorie di sottosuolo necessarie per la definizione dell'azione sismica di progetto:



**Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo**

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Deposit</i> i di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Deposit</i> i di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

In questa sede, la prospezione geofisica di tipo MASW appositamente eseguita e descritta al capitolo successivo (così come rappresentato negli elaborati allegati), individua  $V_{s,30} = 465,8$  m/sec e pertanto il sito in esame può essere classificato in **categoria di sottosuolo B**.

Per quanto concerne la configurazione topografica del sito, le N.T.C. individuano le categorie topografiche riportate nella tabella 3.2.IV, riferite a configurazioni bidimensionali, in cui creste e dorsali allungate devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica, solo se di altezza superiore a 30 metri.

**Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche**

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

Trattandosi di area collinare con inclinazione massima di circa  $16^\circ - 17^\circ$  è stata attribuita al sito la **categoria topografica T2**.

La sintesi delle elaborazioni svolte viene di seguito schematizzata per le verifiche di stabilità dei pendii e delle opere di fondazione:

### Sito in esame e Parametri sismici

Latitudine:	43,859798	Longitudine:	10,845915
Classe:	2	Vita nominale:	50
Categoria sottosuolo:	B	Periodo di riferimento:	50 anni
Coefficiente cu:	1	Categoria topografica:	T2

<b>Operatività (SLO):</b> Probabilità di superamento: 81 % Tr: 30 [anni] ag: 0,047 g Fo: 2,527 Tc*: 0,245 [s]	Ss: 1,200 Cc: 1,460 St: 1,200 Kh: 0,013 Kv: 0,007 Amax: 0,662 Beta: 0,200
<b>Danno (SLD):</b> Probabilità di superamento: 63 % Tr: 50 [anni] ag: 0,057 g Fo: 2,562 Tc*: 0,260 [s]	Ss: 1,200 Cc: 1,440 St: 1,200 Kh: 0,016 Kv: 0,008 Amax: 0,803 Beta: 0,200
<b>Salvaguardia della vita (SLV):</b> Probabilità di superamento: 10 % Tr: 475 [anni] ag: 0,135 g Fo: 2,410 Tc*: 0,295 [s]	Ss: 1,200 Cc: 1,400 St: 1,200 Kh: 0,047 Kv: 0,023 Amax: 1,908 Beta: 0,240
<b>Prevenzione dal collasso (SLC):</b> Probabilità di superamento: 5 % Tr: 975 [anni] ag: 0,173 g Fo: 2,375 Tc*: 0,306 [s]	Ss: 1,200 Cc: 1,390 St: 1,200 Kh: 0,060 Kv: 0,030 Amax: 2,438 Beta: 0,240

#### 4.2. ANALISI DELLA POTENZIALITÀ DI LIQUEFAZIONE

Per una valutazione della potenzialità di liquefazione del sottosuolo è stato fatto ricorso a quanto previsto dalla normativa tecnica al punto 7.11.3.4. delle N.T.C., che prevede la stabilità del sito nei confronti della liquefazione, intendendo quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Il potenziale di liquefazione prodotto per tensioni cicliche derivate da un evento tellurico nasce dall'istantaneo incremento di pressioni neutre sottoposte all'accelerazione sismica, che possono comportare il totale annullamento delle pressioni effettive intergranulari, determinando il completo decadimento della resistenza tangenziale di un terreno a comportamento esclusivamente granulare.

Nel caso esaminato in questa sede, sulla base dei risultati delle prospezioni penetrometriche

dinamiche descritte nel capitolo seguente, sono state effettuate verifiche applicando una metodologia semplificata.

Tutti i metodi semplificati permettono di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto fra la resistenza al taglio mobilabile nello strato ( R ) e lo sforzo tagliante indotto dal sisma ( T ).

$$F_s = \frac{R}{T} > 1$$

La grandezza T dipende dai parametri del sisma di progetto (accelerazione sismica e magnitudo di progetto). R è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato, principalmente del suo stato di addensamento, e può essere ricavato direttamente attraverso correlazioni con i risultati di prove penetrometriche dinamiche, statiche o con i valori delle velocità delle onde S ricavati da prospezioni sismiche. In particolare, la grandezza T viene ricavata attraverso la relazione:

$$T = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'} r_d \frac{1}{MSF};$$

dove:

- $a_{max}$  = accelerazione sismica massima;
- $g$  = accelerazione di gravità = 980.7 cm/s<sup>2</sup>;
- $\sigma_{v0}$  = pressione verticale totale alla profondità z dal p.c.;
- $\sigma_{v0}'$  = pressione verticale efficace alla profondità z dal p.c.;
- $r_d$  = coefficiente funzione della profondità dal p.c., valutabile secondo il seguente schema:  
 $r_d = 1 - 0.00765z$  per  $z \leq 9.15$  m  
 $r_d = 1.174 - 0.0267z$  per  $9.15 < z \leq 23$  m  
 $r_d = 0.774 - 0.008z$  per  $23 < z \leq 30$  m  
 $r_d = 0.5$  per  $z > 30$  m
- MSF = coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma,

La grandezza R, invece, viene ricavata attraverso la relazione di Seed e Idriss (1982):

$$R = Na / 90$$

con:

$$Na = N_{spi} \left( \frac{1.7}{\sigma_v + 0.7} \right) + N_1$$

$\sigma_v$  (kg/cmq) = pressione verticale efficace;

$N_1$  = 0 se  $d_{50}$ (mm) > 0.25, 7.5 se  $d_{50}$ (mm) ≤ 0.25.

Le analisi svolte (data la natura prevalentemente detritica ed eterogenea dei terreni più superficiali) indicano *l'assenza di potenzialità alla liquefazione*, anche ipotizzando cautelativamente un livello di falda a modesta profondità dal piano di campagna.

## 5 - CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

### 5.1. INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE

Allo scopo di definire le caratteristiche meccaniche e stratigrafiche del terreno oggetto d'intervento è stato fatto riferimento a quanto previsto dall'art. 7 comma 3 del D.P.G.R. 36/R del 09/07/2009 relativamente alla classe d'indagine n° 1 (per opere di volume lordo inferiore a centocinquanta metri cubi con altezza in gronda inferiore a sei metri), in cui *“sono sufficienti considerazioni di natura geologica, geofisica e geotecnica basate su indagini, da allegare in copia al progetto, già eseguite in prossimità dell'intervento o desunte da studi già compiuti e pubblicati con riferimento alle aree interessate”*.

Data la tipologia d'intervento comunque di modesta estensione planimetrica e volumetrica, nonché l'assetto geomorfologico e litotecnico dell'area (caratterizzato da modesti spessori detritici sabbio-limosi con litoidi, sovrastanti il substrato roccioso arenaceo alterato e fratturato), in questa sede è stato fatto riferimento a prospezioni geognostiche e geofisiche limitrofe, in modo da definire le caratteristiche meccaniche e stratigrafiche del terreno oggetto d'intervento, secondo le disposizioni dell'art. 7 comma 3 del D.P.G.R. 36/R del 09/07/2009.

In particolare, la caratterizzazione geotecnica e stratigrafica del sottosuolo è stata desunta dai parametri derivati da una serie di prospezioni penetrometriche dinamiche super pesanti (DPSH), sia eseguite immediatamente a nord dell'edificio (per le quali è stata possibile la consultazione), sia effettuate recentemente pochi metri a sud-ovest dal fabbricato (novembre 2016) e di cui sono stati allegati i relativi certificati di prospezione (essendo più vicine all'area d'intervento e disponibili nei dati d'archivio personali).

In merito alla caratterizzazione sismica del sottosuolo, infine, è stato fatto riferimento ad un'indagine geofisica di tipo MASW effettuata nel novembre 2016, pochi metri più a sud-ovest dell'intervento. L'ubicazione di tali indagini (geognostiche e geofisiche) conoscitive è stata rappresentata in TAVOLA 9, mentre i relativi certificati geofisici e stratigrafico-geotecnici delle prospezioni di riferimento (eseguite nel novembre 2016 e più vicine all'area in esame) sono allegati alla presente relazione.

Le verticali penetrometriche dinamiche sono state spinte fino alla profondità massima di 2,80 m dall'attuale piano di campagna, utilizzando un penetrometro statico/dinamico modello TG 63-200. L'acquisizione dei parametri geotecnici è stata effettuata mediante dispositivo dotato di massa battente da 63 Kg ed altezza di caduta 75 cm. La stratigrafia dei terreni attraversati è stata desunta dal numero

di colpi necessari ad infiggere nel terreno per tratti successivi di 20 cm, una serie di aste spinte dalla percussione della massa battente.

Infine, la prospezione sismica di tipo M.A.S.W., è stata effettuata mediante l'acquisizione di un profilo sismico a 12 geofoni, di lunghezza complessiva 13 m ed interasse geofonico di 1,00 m, che consiste nell'analisi delle onde superficiali di Rayleigh (risultato dell'interferenza tra le onde longitudinali e quelle di taglio verticali). Il metodo si basa sul fatto che le onde superficiali sono onde dispersive e quindi la loro velocità dipende, oltre che dalle caratteristiche fisiche del terreno, anche dalla loro frequenza. Le componenti a frequenza minore penetrano più in profondità rispetto a quelle a frequenza maggiore e presentano normalmente più elevate velocità di fase.

Inoltre per un intervallo piuttosto ampio del valore del rapporto di Poisson, la velocità delle onde di Rayleigh si avvicina molto a quella delle onde di taglio (onde S), cosa che rende possibile la determinazione del profilo di velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) con la profondità.

## 5.2. MODELLO STRATIGRAFICO – GEOTECNICO

Dai risultati di tutte le prospezioni eseguite è stato possibile ricostruire la schematizzazione del modello stratigrafico-geotecnico del sottosuolo (rappresentato in TAVOLA 10), risultato compatibile con l'assetto geologico e geomorfologico dell'area in esame.

In particolare è stato evidenziato un orizzonte detritico sabbio-limoso con litoidi da sciolto a moderatamente addensato, con spessore variabile compreso fra circa 1,00 m e 2,60 m, caratterizzato da resistenze dinamiche mediamente di  $N_{20} = 2-6$  colpi.

Ancora più in profondità, infine, tutte le indagini penetrometriche hanno evidenziato l'esistenza del substrato roccioso arenaceo alterato e fratturato, che ha determinato il rifiuto strumentale all'ulteriore infissione, registrando valori di resistenze dinamiche mediamente di  $N_{20} = 30-50$  colpi.

La determinazione dei parametri corrispondenti alle caratteristiche meccaniche e geotecniche dei terreni è stata acquisita assumendo una relazione diretta tra i valori registrati dalla verticale geognostica ( $N_{20}$ ) con quelli della prova standard S.P.T. che si sviluppa su 30 cm di infissione e pertanto con:

$$(N_{30} = N_{spt}) = 1,5 (N_{20})$$

Tali valori sono stati interpretati in riferimento alle metodiche bibliografiche esistenti per la valutazione della resistenza al taglio dei terreni secondo i metodi di Terzaghi e Peck (con la correzione apportata da Meyerhof in presenza di frazione sabbiosa e limosa maggiore del 5%), oltre che in funzione delle indicazioni previste dal Road Bridge Specification e dal Japanese National Railways, che pongono:

$$\phi = (15 N_{SPT})^{1/2} + 15$$

$$\phi = (0,3 N_{SPT}) + 27$$

L'insieme delle determinazioni effettuate ha permesso di definire i valori medio-minimi dei parametri geotecnici (considerati come caratteristici del sottosuolo sulla base di una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro considerato), corrispondenti alle caratteristiche elastiche, meccaniche e geotecniche dei livelli di terreno distinti in tutte le prospezioni geognostiche, anche sulla base di correlazioni esistenti in letteratura ed esperienze professionali condotte in aree limitrofe e su analoghi sedimenti, assumendo i valori della coesione non drenata ( $C_u$ ) per il comportamento di "breve termine" della resistenza al taglio, e quello dell'angolo d'attrito efficace ( $\phi'$ ) - (considerando nulla la coesione drenata  $c'$ ) per il comportamento di "lungo termine" della resistenza al taglio in condizioni drenate.

La sintesi delle elaborazioni svolte ha permesso di schematizzare l'assetto geotecnico dei terreni secondo le indicazioni riportate nella tabella seguente:

<b>Litologia</b>	<b><math>\chi</math></b>	<b><math>C_u</math></b>	<b><math>W'</math></b>	<b><math>N_{20}</math></b>	<b><math>N_{spt}</math></b>
Detrito sabbio-limoso con litoidi da sciolto a mod. addensato	1,90	0,40	27	2-6	3-9
Substrato roccioso arenaceo alterato e fratturato	2,10	-	35	30-50	60

dove:  $\chi$  = peso di volume in t/mc;  $C_u$  = coesione non drenata a breve termine in Kg/cm<sup>2</sup>;  $\phi'$  = angolo d'attrito interno drenato a lungo termine in gradi;  $N_{20}$  = numero di colpi all'infissione dinamica della prova penetrometrica DPSH;  $N_{spt}$  = numero di colpi all'infissione dinamica della prova Standard Penetration Test (SPT);

## 6 - ANALISI GEOTECNICA

### 6.1. PROGETTAZIONE GEOTECNICA E CRITERI GENERALI

Per ogni stato limite ultimo, le N.T.C. impongono che debba essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  rappresenta il valore di progetto dell'effetto delle azioni e  $R_d$  definisce il valore di progetto della resistenza, valutata in base alla resistenza dei materiali ed alle grandezze geometriche (sistema geotecnico).

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

*EFFETTO DELLE AZIONI DI PROGETTO  $E_d$*

*RESISTENZA DI PROGETTO  $R_d$*

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

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto  $\chi_F F_k$ , dei parametri di progetto  $X_k/\chi_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come  $E_d = E_k \times \chi_E$ . Nella formulazione della resistenza  $R_d$ , compare esplicitamente un coefficiente  $\chi_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$ , dove non si ricorra a correlazioni dirette con prove in sito od a misure dirette su prototipi, usualmente si determina in modo analitico con riferimento al *valore caratteristico* dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\chi_M$  specificato in tabella 6.2.II e tenendo conto, dove necessario, di coefficienti parziali  $\chi_R$  differenziati per ciascun tipo di opera da dimensionare ed indicati dalle N.T.C..

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

La verifica della condizione che si determina tra azioni ( $E_d$ ) e la resistenza di progetto ( $R_d$ ) deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (**A1** e **A2**), per i parametri geotecnici (**M1** e **M2**) e per le resistenze (**R1**, **R2** e **R3**). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1 - DA1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti:

- (1) **DA1-C1** effetto di combinazione **A1+M1+R1**
- (2) **DA1-C2** effetto di combinazioni **A2+M2+R2**

La prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale (**STR**) delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico (**GEO**).

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2 - DA2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti (**DA2-C1** effetto di combinazioni **A1+M1+R3**) da adottare sia nelle verifiche

strutturali che in quelle geotecniche (**STR+GEO**).

**6.2. – VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) PER STABILITÀ DEL VERSANTE E GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA – TERRENO**

Con riferimento a quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 per gli interventi su versanti o aree collinari ed in relazione alla necessità di eseguire una berlinese per il sostegno del terrapieno a monte dello scavo previsto, in questa sede è stata effettuata una verifica di stabilità globale del pendio e complessiva del versante (considerando un ampio tratto a monte ed a valle del fronte di scavo in esame), assumendo le diverse condizioni di terreno asciutto, di parziale saturazione del sottosuolo (presenza di falda), o di sollecitazione sismica.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni, infatti, impongono che la realizzazione di strutture o infrastrutture su versanti o in prossimità del piede o della sommità di pendii naturali debba essere sottoposta ad una preventiva verifica delle condizioni di stabilità, anche in condizioni sismiche, affinché la resistenza del sistema sia superiore alle azioni, ovvero agli spostamenti permanenti indotti dal sisma. Nel caso specifico sono state effettuate le verifiche di stabilità globale del complesso opera - terreno (SLU) di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU).

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii viene eseguita in condizioni a lungo termine e pertanto in termini di sforzi efficaci, mediante metodi pseudostatici, in cui l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV e SLC) le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come  $F_h = k_h \cdot W$  ed  $F_v = k_v \cdot W$ , con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \tag{7.11.3}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \tag{7.11.4}$$

dove:

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

$a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità.

L'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione



$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.5)$$

dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S<sub>s</sub>) e dell'amplificazione topografica (S<sub>T</sub>);

a<sub>g</sub> = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β<sub>s</sub> sono riportati nella Tab. 7.11.I.

**Tabella 7.11.I** – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β <sub>s</sub>	β <sub>s</sub>
0,2 < a <sub>g</sub> (g) ≤ 0,4	0,30	0,28
0,1 < a <sub>g</sub> (g) ≤ 0,2	0,27	0,24
a <sub>g</sub> (g) ≤ 0,1	0,20	0,20

La condizione di stato limite deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza.

Il programma utilizzato per tali verifiche individua una serie di superfici a minor coefficiente di sicurezza tra quelle definite con un processo di elaborazione automatica a step e routine successive: per ciascuna serie di verifiche vengono indicati dall'utente il numero di poli di creazione delle superfici di scivolamento ed il numero di esse per ciascun polo individuato lungo un determinato tratto di pendice. Ogni schema allegato rappresenta il risultato della verifica di un numero pari a 2.500 superfici testate, delle quali sono tracciate le 10 a minor coefficiente di sicurezza rilevato.

Utilizzando il metodo delle strisce di Bishop, che tiene conto dei coefficienti di sicurezza relativi a tutte le ipotetiche superfici di rottura con forma circolare che possono prodursi nel sottosuolo in uno specificato tratto di sezione modellata, sono stati analizzati i fattori di stabilità del terreno in funzione dell'assetto morfologico del pendio, delle caratteristiche meccaniche dei terreni, oltre che della sollecitazione sismica e di sovraccarico indotto dall'edificio.

In particolare il programma individua, come coefficiente di sicurezza F<sub>s</sub> (a cui veniva imposto dalla normativa D.M. LL.PP. 11/03/1988 il valore minimo di 1,30), il rapporto tra la resistenza al taglio del terreno e l'azione di spinta gravitativa mobilitata, corrispondenti al termine **R** ed **E<sub>d</sub>** delle relazioni 6.2.2. e 6.2.3. delle NTC (**F<sub>s</sub> = R/E<sub>d</sub>**)

Dato che per ogni SLU deve risultare E<sub>d</sub> ≤ R<sub>d</sub> e cioè E<sub>d</sub> ≤ (1/ R) R, risulta che tale condizione viene ottenuta quando **F<sub>s</sub> / R ≥ 1**.

Per il calcolo, il programma suddivide il pendio in un determinato numero di conci verticali di uguale ampiezza, per ognuno dei quali sono state analizzate le seguenti grandezze:

- il peso;
- la risultante delle forze esterne agenti sulla superficie;
- le forze inerziali orizzontale e verticale;
- le mutue reazioni normali e tangenziali tra i conci;
- le reazioni normali e tangenziali alla base dei conci;
- le eventuali pressioni idrostatiche alla base dei conci.

Inoltre, per elaborare tali verifiche di stabilità è stato ipotizzato che la base di ciascun concio sia piana e che lungo la superficie di scorrimento venga mobilitato il criterio di rottura secondo la teoria di Mohr-Coulomb, funzione delle reazioni tangenziali e normali alla base di ogni elemento verticale considerato. Assunte tali condizioni, le incognite per la determinazione dell'equilibrio di ogni concio risultano legate alle mutue spinte laterali, ai loro punti di applicazione ed alla reazione normale prodotta alla base. Per la determinazione di tutte le incognite le equazioni di equilibrio statico risultano insufficienti, per cui il problema della stabilità dei pendii è matematicamente indeterminato, salvo l'introduzione di ulteriori condizioni sugli sforzi agenti in ciascun concio.

Tali condizioni, che differenziano il metodo di Bishop dagli altri metodi, risultano legate all'assunzione di una superficie di scivolamento circolare ed all'uguaglianza delle reazioni normali alle facce laterali di ciascun concio. Dall'applicazione, quindi, delle equazioni di equilibrio a tutte le forze coinvolte nella stabilità del pendio, la formula per il calcolo del coefficiente di sicurezza  $F_s$  risulta:

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} [c_i \cdot b_i + (G_i - u_i \cdot b_i) \cdot \tan \varphi]}{\sum_{i=1}^{i=n} G_i \cdot \sin \theta_i} \cdot \left[ \frac{1}{M} \right]$$

con:

$$M = \cos \theta_i \cdot \left( 1 + \frac{\tan \theta_i \cdot \tan \varphi}{\pi} \right)$$

dove:

$c_i$	Coesione alla base del concio $i$ ;
$b_i$	Larghezza del concio $i$ ;
$G_i$	Peso del concio $i$ ;
$u_i$	Pressione idrica interstiziale alla base del concio $i$ ;
$\varphi_i$	Angolo di attrito del terreno alla base del concio $i$ ;
$\theta_i$	Inclinazione della base del concio $i$ ;

Relativamente all'incremento sismico sono stati assunti i seguenti valori, riferiti alla condizione SLV:

CATEGORIA SUOLO	CATEGORIA TOPOGRAFICA	<b>kh</b>	<b>kv</b>
B	T2	0.047	0.023

Nelle verifiche sono stati assunti i valori “caratteristici” dei parametri di resistenza geomeccanica del terreno ( $c'_k$  e  $\phi'_k$ ) riportati per ciascun livello di sottosuolo, applicando i coefficienti parziali della tab. 6.2.II per definire i parametri geotecnici di progetto ( $c'_d$  e  $\phi'_d$ ) introdotti nelle verifiche allegate ed indicati nei grafici dei risultati conseguiti.

I risultati ottenuti dalle verifiche effettuate individuano i seguenti rapporti di equilibrio tra le azioni ( $E_d$ ) e reazioni ( $R_d$ ), relativamente alle superfici di ipotizzato scivolamento, che hanno fornito i minori valori di coefficiente di stabilità:

<b>Verifica effettuata</b>	$F_s = R/E_d$	$R$	<b><math>F_s / R = R_d/E_d</math> 1</b>
terreno asciutto senza sollecitazione sismica	2,58	1,1	<b>2,34</b>
terreno parzialmente saturo	2,23	1,1	<b>2,02</b>
terreno asciutto con sollecitazione sismica	2,27	1,1	<b>2,06</b>

I risultati ottenuti individuano condizioni di stabilità del versante nel suo complesso, sia in condizioni di terreno asciutto, che saturo o con effetto destabilizzante dell’azione sismica. Per quanto riguarda, invece, la stabilità del solo fronte di sbancamento, questa dovrà essere garantita dalla paratia in micropali (berlinese) appositamente prevista in questa sede, il cui dimensionamento in termini di lunghezza, diametro ed interasse dei pali sarà valutato dal progettista strutturale.

### 6.3. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) PER LE OPERE DI FONDAZIONE

La verifica agli stati limite ultimi SLU per *collasso dovuto al carico limite dell’insieme terreno fondazione*, intesa come “capacità portante” del terreno, potrà essere sviluppata nella condizione più cautelativa di verifica delle fondazioni relative al nuovo ampliamento in progetto per terreni a comportamento coesivo, in cui il parametro della resistenza geomeccanica è rappresentato dalla coesione non drenata “ $C_u$ ”, assumendo un valore nullo dell’angolo d’attrito e sviluppando il calcolo in termini di tensioni totali.

L’ipotesi di calcolo (da verificare da parte del progettista strutturale) ha tenuto conto di una fondazione a platea di dimensioni indicative 6,00 x 5,00 m (in analogia alle dimensioni del nuovo ampliamento) e profondità d’incastro minimo nell’ordine di 0,60 m in corrispondenza del lato di valle, sulla quale andranno a gravare i carichi indotti dalle strutture in progetto.

Tale struttura di fondazione è stata considerata appoggiata cautelativamente sull’orizzonte detritico sabbio-limoso con litoidi da sciolto a moderatamente addensato, caratterizzato dai seguenti valori caratteristici dei parametri geotecnici:

- ◆ *peso di volume*  $\chi_k = 1,90 \text{ t/mc}$
- ◆ *coesione non drenata*  $Cu_k = 0,40 \text{ Kg/cmq}$

Per la definizione della capacità portante in condizione non drenata del terreno viene utilizzata la seguente relazione di Brinch-Hansen (1970):

$$q_{lim} = cu N_c s_c d_c i_c b_c g_c + (\chi D) N_q s_q d_q i_q b_q g_q + \frac{1}{2} \chi B N_x s_x i_x b_x g_x$$

in cui:

- $q_{lim}$  = carico limite
- $cu$  = resistenza al taglio del terreno di appoggio;
- $N$  = fattori di capacità portante (funzione di  $\phi$ );
- $s$  = fattori di forma della fondazione dipendenti da  $B$  ed  $L$ ;
- $d$  = fattori correttivi per la profondità del piano di posa dipendenti da  $D$  ed assunti unitari;
- $i$  = fattori correttivi per l'inclinazione del carico, assunti unitari;
- $b$  = fattori correttivi per l'inclinazione della base di fondazione, assunti unitari;
- $g$  = fattori correttivi per l'inclinazione del terreno, assunti unitari;
- $\chi$  = peso di volume del terreno (considerando la sua condizione sopra o sotto falda);
- $D$  = profondità di incastro della fondazione;
- $B$  = larghezza della fondazione;
- $L$  = lunghezza della fondazione;

In relazione ai diversi approcci di verifica suddetti ed al diverso effetto delle relative combinazioni, la seguente tabella riporta i valori di  $R_d$  da assumersi nelle verifiche statiche di confronto con le azioni attese ( $E_d$ ):

<b>condizioni statiche</b>		$R$	$Cu$	$Cu_d$ (Kg/cmq)	$N_{q,d}$	$N_{,d}$	$N_{c,d}$	<b><math>R_d</math>(kPa)</b>
<b>DA1-C1</b>	<b>A1 M1 R1</b>	1,0	1,00	0,40	1,00	0,00	5,14	<b>246</b>
<b>DA1-C2</b>	<b>A2 M2 R2</b>	1,8	1,40	0,28	1,00	0,00	5,14	<b>99</b>
<b>DA2-C1</b>	<b>A1 M1 R3</b>	2,3	1,00	0,40	1,00	0,00	5,14	<b>107</b>

Relativamente alle verifiche in condizioni dinamiche, il D.M. 14.01.2008 prevede il rispetto dello stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) relativamente alla resistenza del terreno.

I calcoli di definizione del valore  $R_d$  nei tre diversi approcci/combinazioni ha adottato il metodo di verifica pseudostatico, in cui l'azione sismica si traduce in accelerazioni del sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione (effetto inerziale) per le azioni delle forze di inerzia prodotte nella struttura in elevazione. Il valore della resistenza di progetto del terreno in condizioni dinamiche viene eseguito tramite la formula di Brinch-Hansen (1970) per la condizione non drenata ed adattata in funzione della sismicità del sito, mediante l'introduzione del fattore correttivo ( $z_c$ ) che tiene conto degli effetti inerziali (*Paolucci & Pecker, 1997*)

$$z_c = 1 - 0.32 k_h$$

oltre che introducendo il coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa ed in particolare adottando il fattore di forma

suggerito da Meyerhof-Vesic (*Vesic 1975*):

$$i_c = i_q = (1 - \tan \alpha / 90^\circ)^2$$

in cui:  $k_v = k_h / (1 - k_v) = k_h / (1 - 0,5k_h)$

In relazione ai diversi approcci di verifica e al diverso effetto delle relative combinazioni, di seguito vengono forniti i risultati del calcolo di **R<sub>d</sub>** in condizioni dinamiche.

<b>condizioni dinamiche</b>		<i>R</i>	<i>C<sub>u</sub></i>	$C_{u,d}$ Kg/cmq	<i>N<sub>q,d</sub></i>	<i>N<sub>c,d</sub></i>	<i>N<sub>c,d</sub></i>	<i>I<sub>c</sub> = I<sub>q</sub></i>	<i>Z<sub>c</sub></i>	<b>R<sub>d</sub>(kPa)</b>
<b>DA1-C1</b>	<b>A1 M1 R1</b>	1,0	1,0	0,40	1,0	0,0	5,14	0,9397	0,9850	<b>229</b>
<b>DA1-C2</b>	<b>A2 M2 R2</b>	1,8	1,4	0,28	1,0	0,0	5,14	0,9397	0,9850	<b>92</b>
<b>DA2-C1</b>	<b>A1 M1 R3</b>	2,3	1,0	0,40	1,0	0,0	5,14	0,9397	0,9850	<b>99</b>

#### 6.4. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) PER LE OPERE DI FONDAZIONE

La verifica agli stati limite di esercizio (SLE) prevede che siano calcolati i valori degli spostamenti e delle distorsioni, in modo da verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione. Analogamente la forma, le dimensioni e la rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei suddetti requisiti, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi. Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la seguente condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove **E<sub>d</sub>** è il valore di progetto dell'effetto delle azioni (cedimento edometrico) e **C<sub>d</sub>** definisce il prescritto valore limite del cedimento, stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione. Pertanto deve essere accertata l'entità del cedimento differenziale in modo che risulti compatibile con le prestazioni attese per la struttura in elevazione.

Nell'analisi della valutazione degli spostamenti i valori delle proprietà meccaniche da utilizzare sono quelli caratteristici ed i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza risultano sempre unitari.

La stima dei cedimenti dovuti al sovraccarico indotto dalla realizzazione delle strutture edili è stata condotta secondo la teoria di Steinbrenner, assumendo una fondazione rigida che cede in maniera uniforme in tutti i punti. Il cedimento indotto dai sovraccarichi dovuti alla costruzione delle opere edili risulta connesso al processo di consolidazione dei sedimenti, fenomeno che avviene con l'espulsione d'acqua interstiziale contenuta dai materiali e pertanto con tempi inversamente proporzionali alla loro permeabilità.

Il valore complessivo dei cedimenti a lungo termine, computati lungo la verticale

penetrometrica di riferimento eseguita nell'area in esame, deriva dalla sommatoria dei cedimenti parziali di una serie di strati dello spessore di 20 cm che si susseguono sotto il piano di posa delle fondazioni, fino alla profondità raggiunta dalla prospezione di riferimento, in funzione dello stato deformazionale del terreno, espresso dal modulo edometrico ( $M$ ), inverso del coefficiente di compressibilità volumetrico ( $m_v$ ).

La consolidazione dei materiali fini in seguito all'applicazione di un carico è valutabile tramite la formula:

$$E_d = I_s U_p m_v H$$

In cui:

$E_d$  = cedimento totale;  $I_s$  = fattore di influenza del sovraccarico in profondità;  $U_p$  = incremento della pressione sul terreno: ( $qp-q_0$ );  $qp$  = pressione permanente delle strutture;  $q_0$  = peso del terreno scavato per l'imposta delle fondazioni;  $m_v$  = coefficiente di compressibilità volumetrica;  $H$  = spessore del singolo strato considerato cedevole.

Il termine  $\Delta p$  è costituito dall'incremento di pressione sul terreno in seguito all'intervento edificatorio, quale risultato della somma algebrica della pressione permanente trasmessa dalla fondazione ( $qp$ ) e dello sgravio di carico dovuto all'asportazione di terreno ( $q_0$ ).

Nell'ipotesi di utilizzo di una fondazione a platea è stato considerato un carico di esercizio permanente in condizioni statiche ( $U_p$ ) della costruzione da realizzare nell'ordine di 0,89 Kg/cmq, corrispondente alla differenza fra il carico calcolato con l'analisi statica nella combinazione A2-M2-R2 ( $qp = 1,00 \text{ Kg/cmq} = 99 \text{ KPa}$ ) ed il peso del terreno asportato con lo scavo minimo di 0,60 m ( $q_0 = 0,11 \text{ Kg/cmq}$ ). Sulla base di tali assunzioni sono stati ottenuti i cedimenti medi riportati nella tabella seguente, pari a  $E_d = 0,399 \text{ cm}$ , utilizzando i valori del modulo edometrico medio di ciascuno strato definito dalla prova penetrometrica di riferimento, secondo i valori bibliografici di d'Apollonia (rispettivamente pari a  $M_0 = 230 \text{ Kg/cmq}$  per la porzione detritica e  $M_0 = 650 \text{ Kg/cmq}$  per il substrato litoide). Tali valori risultano sostanzialmente compatibili con la stabilità delle strutture in relazione alle verifiche di stato limite d'esercizio (SLE), sia in senso assoluto, sia soprattutto in riferimento ai cedimenti differenziali, essendo inferiori al limite di sicurezza per l'insorgenza delle fessurazioni nelle murature (distorsione angolare pari ad 1/500). In ogni caso, la verifica di compatibilità di tali cedimenti (assoluti, differenziali e di distorsione angolare) con le caratteristiche delle opere di fondazione e delle strutture in elevazione dovrà essere attentamente valutata dal progettista strutturale, in funzione delle condizioni di flessibilità - rigidità delle opere, nonché degli effettivi valori del carico di esercizio dissipato nel sottosuolo.

Profondità dalla base della fondazione (cm)	Spessore di terreno considerato H (cm)	Carico di esercizio unitario applicato dalla fondazione	Coefficiente di Influenza I	Carico indotto alla quota di calcolo Qp (kg/cmq)	Coefficiente di compressibilità volumetrica mv (cmq/kg)	Cedimento parziale calcolato (cm)
20	20	0,89	0,750	0,667	0,004	0,058
40	20	0,89	0,749	0,667	0,004	0,058
60	20	0,89	0,747	0,665	0,004	0,058
80	20	0,89	0,742	0,660	0,004	0,057
100	20	0,89	0,734	0,653	0,004	0,057
120	20	0,89	0,722	0,642	0,002	0,020
140	20	0,89	0,707	0,629	0,002	0,019
160	20	0,89	0,689	0,613	0,002	0,019
180	20	0,89	0,668	0,595	0,002	0,018
200	20	0,89	0,646	0,575	0,002	0,018
220	20	0,89	0,622	0,553	0,002	0,017
<b>Cedimento totale medio (cm)</b>						<b>0,399</b>

## 7 - CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

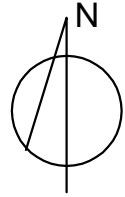
Lo studio geologico di fattibilità ed indagine geologica, stratigrafico - geotecnica e sismica del sottosuolo, oltre che di compatibilità con l'assetto idrologico-idraulico locale a supporto del piano di recupero con ampliamento e ristrutturazione di un fabbricato residenziale posto in Via del Vento – località Montevettolini, nel Comune di Monsummano Terme, ha permesso di valutare la compatibilità dell'intervento in rapporto ai vincoli territoriali esistenti ed alla fattibilità di quanto previsto, in funzione dell'assetto geologico-stratigrafico generale, idrogeologico, geotecnico-sismico, idraulico e territoriale nel suo complesso, con particolare riferimento alle vigenti disposizioni legislative in materia di pianificazione territoriale e prevenzione sismica.

Sono stati verificati, infine, anche gli aspetti geologico-tecnici e sismici di supporto alla progettazione esecutiva degli interventi diretti e delle singole nuove strutture, sulla base di indagini geognostiche e geofisiche, in modo da valutare la stabilità complessiva del versante, l'entità dei carichi ammissibili e dei cedimenti del sottosuolo, valutandone la positiva compatibilità.

Montecatini Terme, febbraio 2017

**TAVOLA 1**  
**SCALA 1:5.000**  
**INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO**

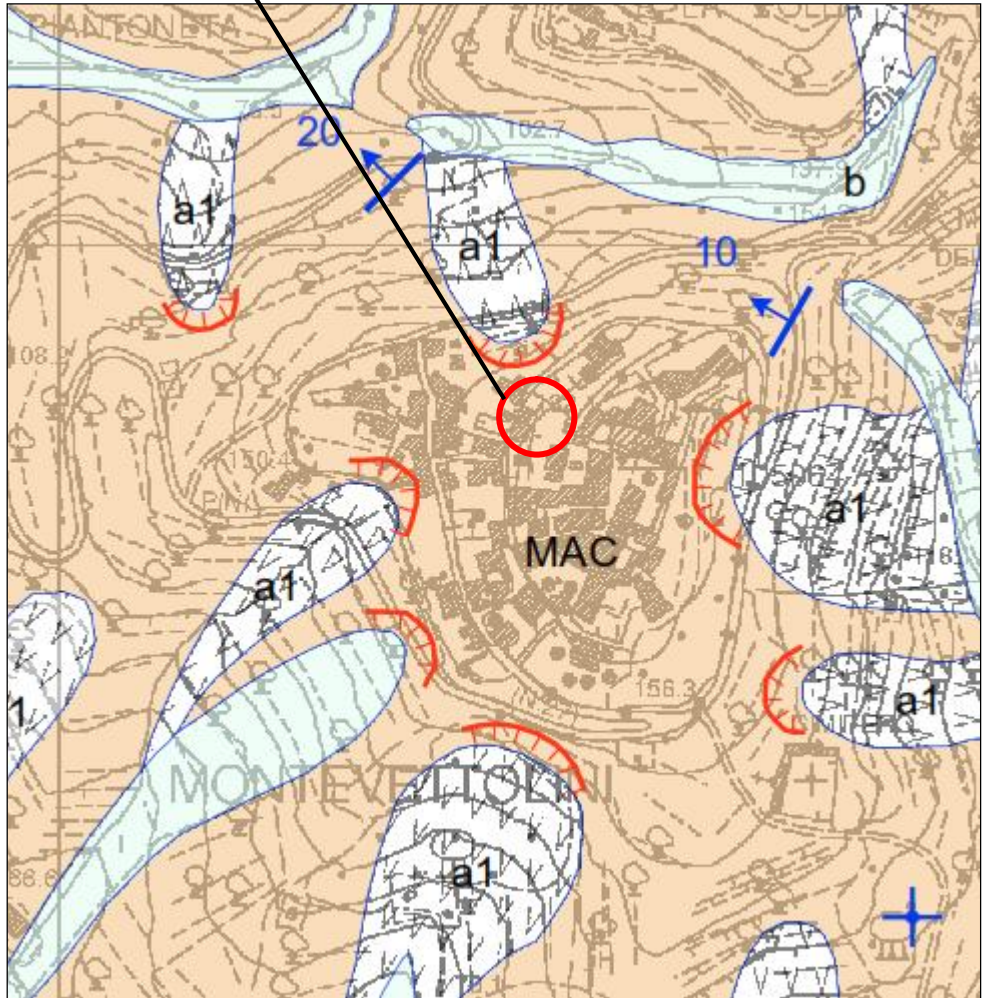
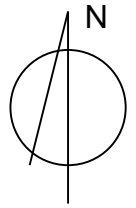
AREA D'INTERVENTO





**TAVOLA 2**  
**SCALA 1:5.000**  
**CARTA GEOLOGICA REGIONALE**

AREA D'INTERVENTO

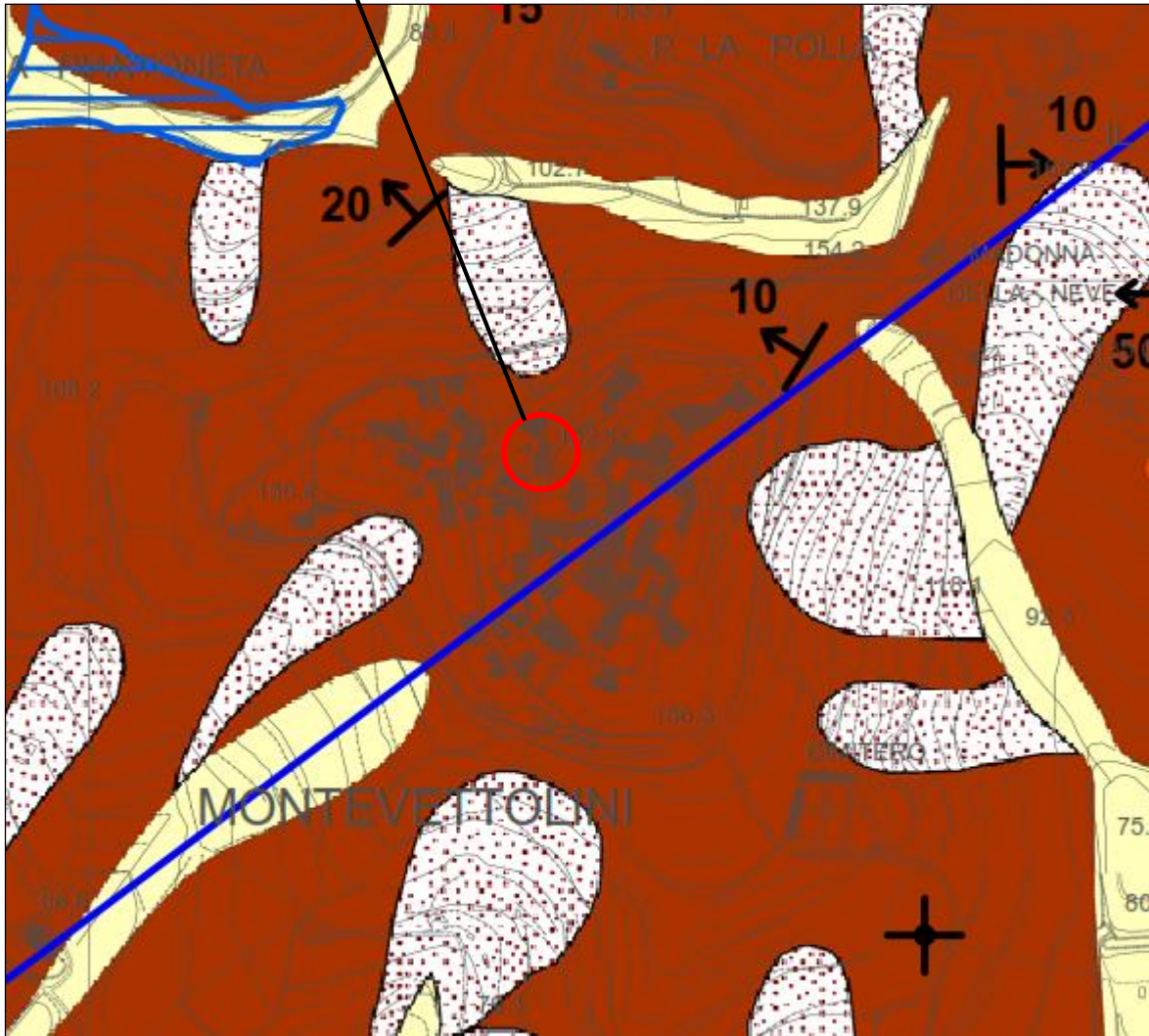


**LEGENDA**

	<b>a1</b>	Corpi di frana con stato di attività indeterminato
	<b>b (GS)</b>	Depositi alluvionali attuali e recenti
	<b>b (LA)</b>	Depositi alluvionali attuali e recenti
	<b>MAC</b>	<p><b>MACIGNO</b>                      Arenarie torbiditiche quarzoso-feldspatiche grigie o grigio-verdi, da medio-fini a grossolane, in strati da spessi a molto spessi, talvolta amalgamati, a cui si intercalano strati sottili di arenarie fini, siltiti, argilliti siltose; nella parte superiore, a luoghi prevale una litofacies pelitico-arenacea con strati da sottili a spessi. A vari livelli la formazione è inoltre caratterizzata dalla presenza di rare torbiditi calcaree a base calcarenitica, talvolta ricche di bioclasti                      Oligocene sup - Miocene inf</p>

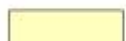

**TAVOLA 3**  
**SCALA 1:5.000**  
**CARTA GEOLOGICA E GEOMORFOLOGICA**  
**(Tratta dalla Variante al P.S. Comunale)**

AREA D'INTERVENTO



**LEGENDA**

**DEPOSITI ALLUVIONALI**

-  attuali e recenti
-  conoide alluvionale

**UNITA' TETTONICHE TOSCANE**

**Falda Toscana**

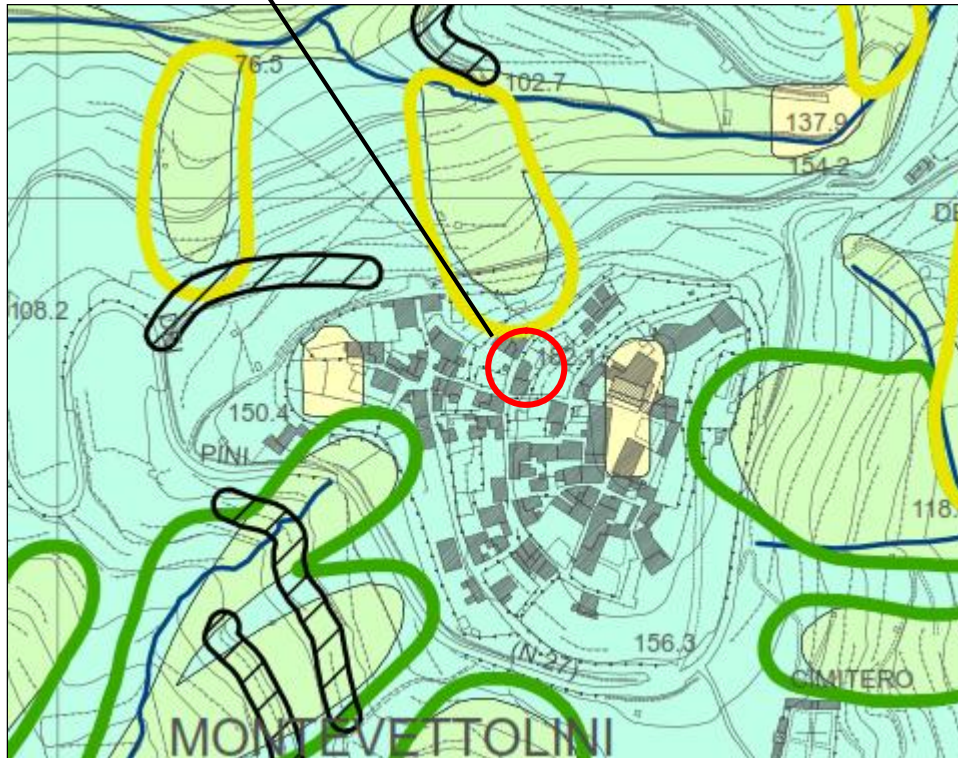
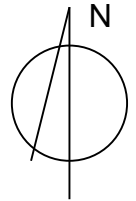
-  Macigno (Oligocene sup. - Miocene inf.)

**DEPOSITI DI ACCUMULO**

-  depositi eluviali
-  detrito di versante

**TAVOLA 4**  
**SCALA 1:5.000**  
**CARTA DELLA PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA**  
**(Tratta dalla Variante al P.S. Comunale)**

AREA D'INTERVENTO



**LEGENDA**

**Pericolosità geologica bassa (G.1)**

- area in cui non sussistono fattori litologici e giaciture predisponenti il verificarsi di processi morfoevolutivi

**Pericolosità geologica media (G.2)**

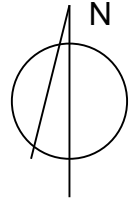
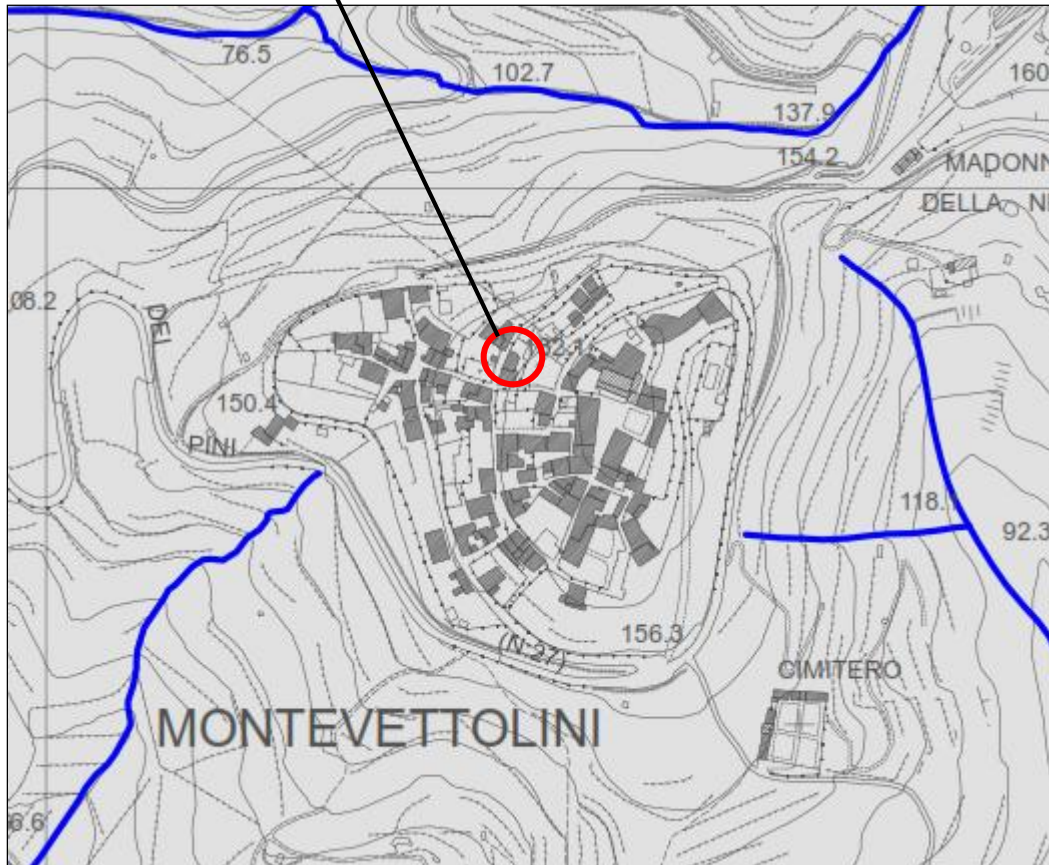
- area interessata da frane non attive
- corpo detritico su versante con pendenza <25%
- area di potenziale instabilità dovuta alla pendenza del versante:
  - terreni argillosi con pendenze <10%
  - terreni sabbiosi con pendenze <25%
  - terreni litoidi molto fratturati con pendenze <35%
  - terreni litoidi poco fratturati e di buona qualità con pendenze <50%

**Pericolosità geologica elevata (G.3)**

- frana quiescente
- area potenzialmente instabile in base alla giacitura delle formazioni stratificate
- area di potenziale instabilità dovuta alla pendenza del versante:
  - terreni argillosi con pendenze >10%
  - terreni sabbiosi con pendenze >25%
  - terreni litoidi molto fratturati con pendenze >35%
  - terreni litoidi poco fratturati e di buona qualità con pendenze >50%

**TAVOLA 5**  
**SCALA 1:5.000**  
**CARTA DELLA PERICOLOSITA' IDRAULICA**  
**(Tratta dalla Variante al P.S. Comunale)**

AREA D'INTERVENTO



**LEGENDA**

**I.4 - Pericolosità idraulica molto elevata\* (Tr=tempo di ritorno)**

- aree interessate da allagamenti per eventi di piena con un Tr inferiore o uguale a 30 anni  
\* per queste aree si applicano anche le disposizioni di cui alla LR.n.21/2012

**I.3 - Pericolosità idraulica elevata**

- aree interessate da allagamenti per eventi di piena con un Tr compreso tra 30 e 200 anni

**I.2 - Pericolosità idraulica media**

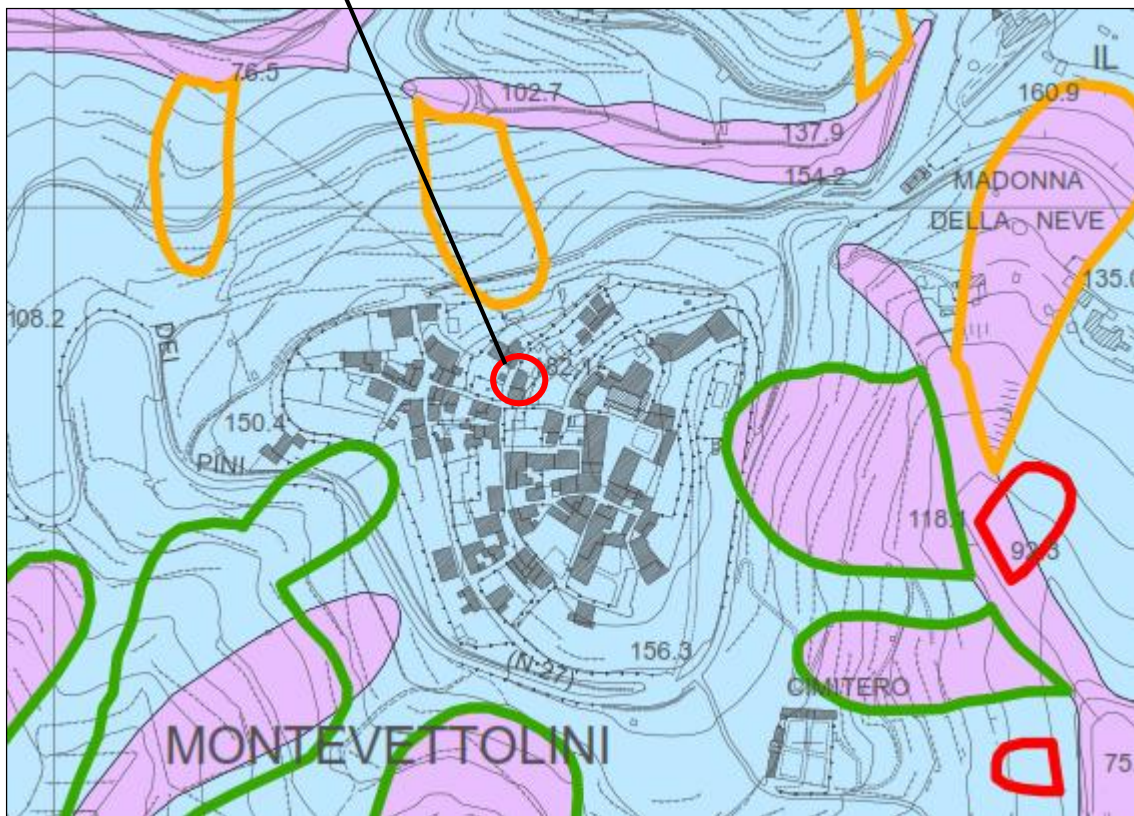
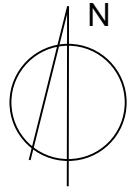
- aree interessate da allagamenti per eventi di piena con un Tr superiore a 200 anni

**I.1 - Pericolosità idraulica bassa**

- aree collinari e/o di alto morfologico non soggette alle dinamiche fluviali

**TAVOLA 6**  
**SCALA 1:5.000**  
**CARTA DELLA PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE**  
**(Tratta dalla Variante al P.S. Comunale)**

AREA D'INTERVENTO



**LEGENDA**

Pericolosità sismica locale molto elevata (S.4)

frana attiva

Pericolosità sismica locale elevata (S.3)

frana quiescente

zona con terreni di fondazione scadenti

zona suscettibile di amplificazioni locali dovute ad un alto contrasto d'impedenza sismica tra terreni di copertura e substrato rigido entro 30 metri di profondità

Pericolosità sismica locale media (S.2)

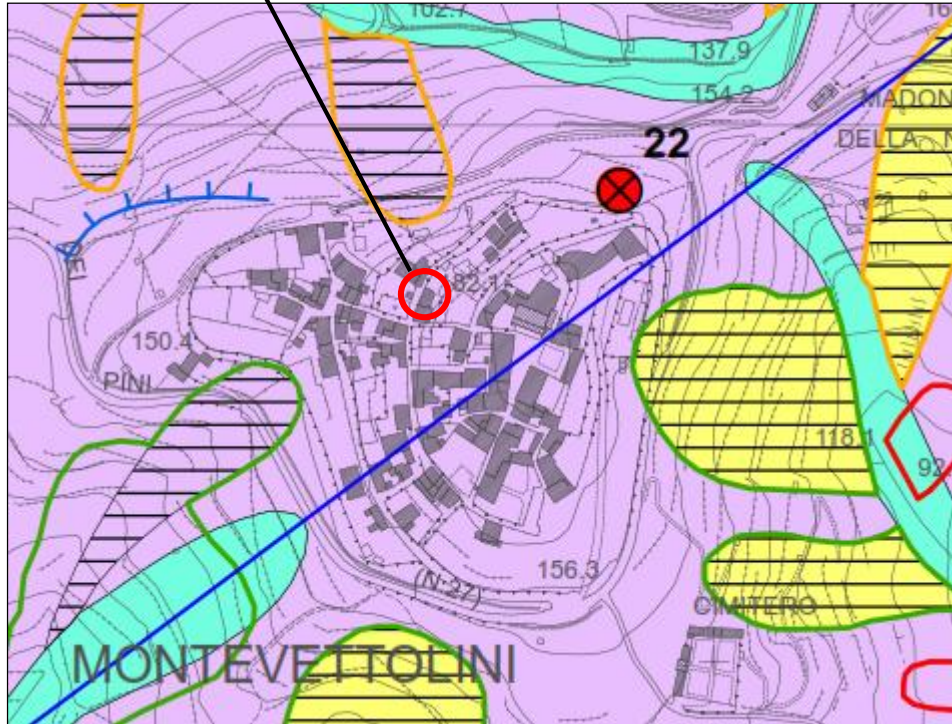
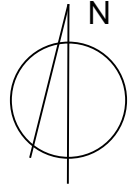
frana inattiva

zona stabile con substrato litoide affiorante o sub-affiorante potenzialmente suscettibile di amplificazioni dovute ad effetti morfologici

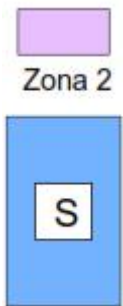
zona stabile con substrato litoide posto ad una profondità superiore a 30 metri potenzialmente suscettibile di amplificazioni dovute ad effetti stratigrafici

**TAVOLA 7**  
**SCALA 1:5.000**  
**CARTA DELLE MICROZONE OMOGENEE IN PROSPETTIVA SISMICA (MOPS)**  
**(Tratta dalla Variante al P.S. Comunale)**

AREA D'INTERVENTO



**LEGENDA**

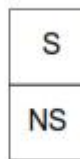


**Informazioni sul substrato**



- a) lapideo
- b) alternanza di litotipi
- c) coesivo sovraconsolidato

**ZONE STABILI**



- S) stratificato
- NS) non stratificato

- corpo di frana attiva
- corpo di frana quiescente
- corpo di frana inattiva

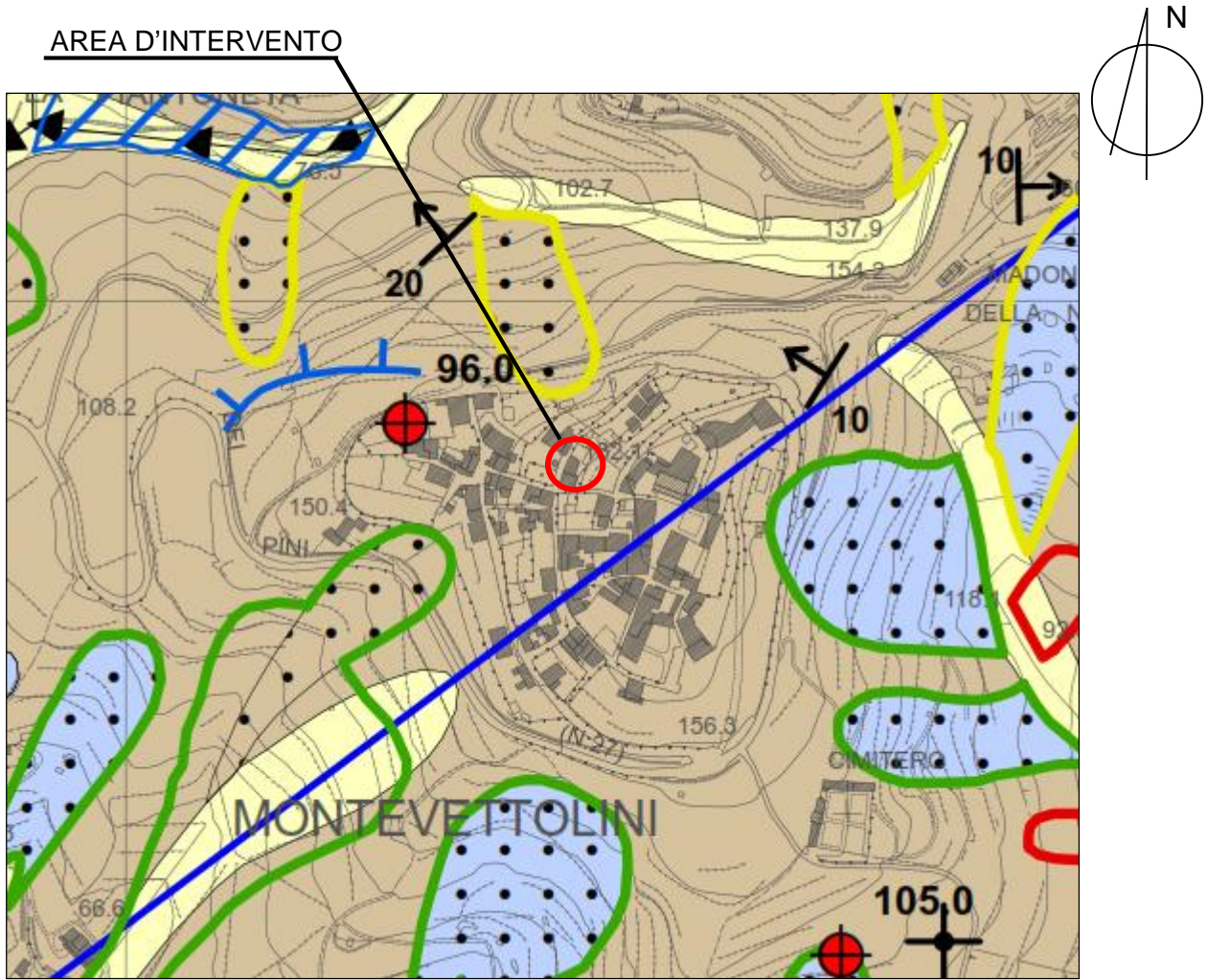
**FORME DI SUPERFICIE E SEPOLTE**

- conoide alluvionale
- falda detritica

**Litologia dei terreni di copertura**

- ghiaie limose, miscela di ghiaia, sabbia e limo di detrito di versante moderatamente addensate, da moderatamente consistenti a consistenti
- ghiaie argillose, miscela di ghiaia, sabbia e argilla di depositi alluvionali, moderatamente addensate, da moderatamente consistenti a consistenti, stratificate
- travertini e calcari continentali
- ghiaie limose, miscela di ghiaia, sabbia e limo di depositi alluvionali di colmata, da scarsamente a moderatamente addensate, da scarsamente a moderatamente consistenti, stratificate
- terreni contenenti resti di attività antropiche, addensati

**TAVOLA 8**  
**SCALA 1:5.000**  
**CARTA GEOLOGICO-TECNICA PER LA MICROZONAZIONE SISMICA**  
**(Tratta dalla Variante al P.S. Comunale)**



**LEGENDA**

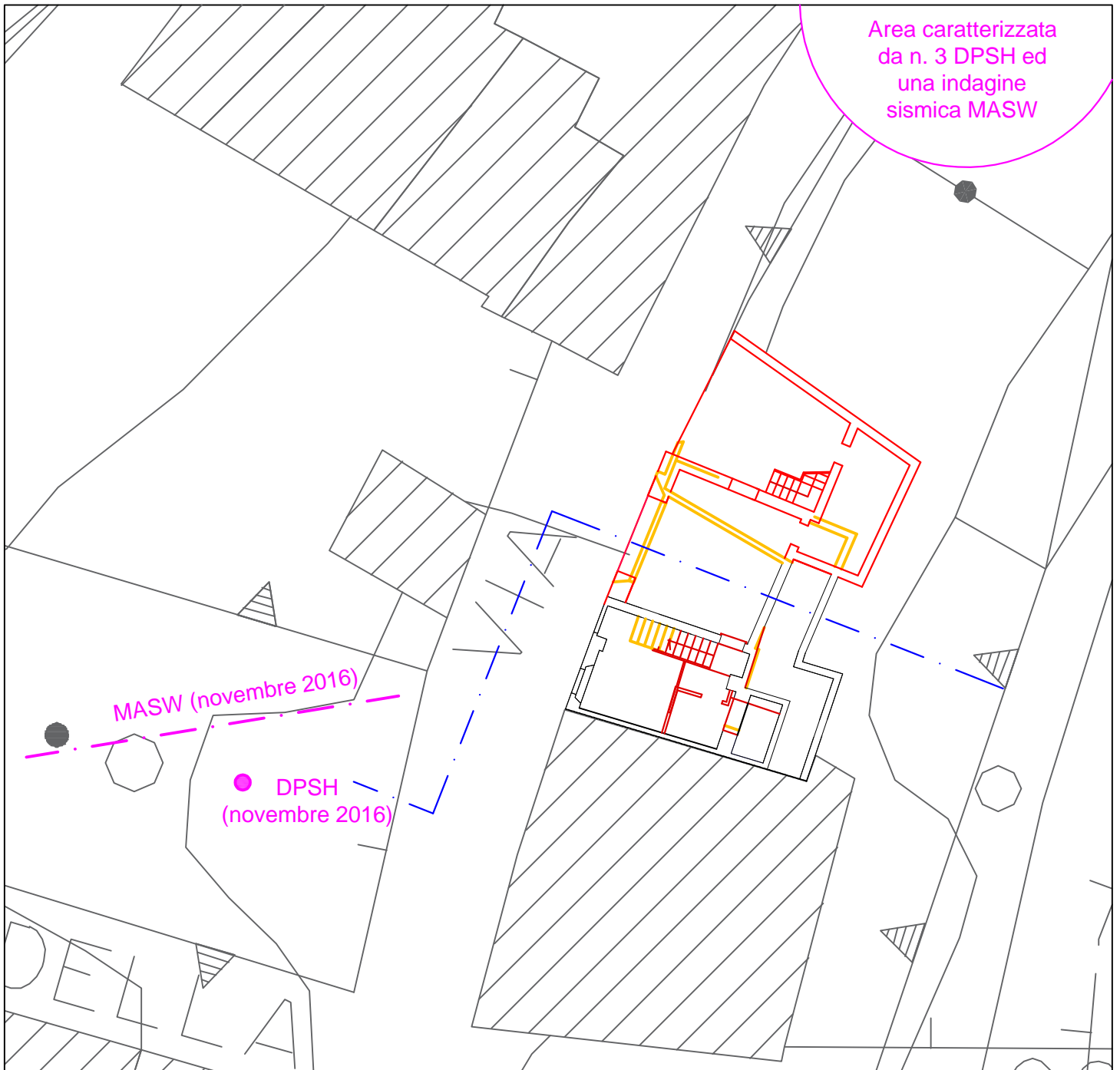
**TERRENI DI COPERTURA** (spessore minimo considerato 3,0 m)

- |      |  |      |                                 |
|------|--|------|---------------------------------|
| GC1c | ghiaie argillose, miscela di ghiaia, sabbia e argilla di depositi alluvionali, moderatamente addensate, da moderatamente consistenti a consistenti | 3011 | frana attiva di crollo          |
| GMfd | ghiaie limose, miscela di ghiaia, sabbia e limo di detrito di versante moderatamente addensate, da moderatamente consistenti a consistenti         | 3012 | frana attiva di scorrimento     |
| fd   | falda detritica  | 3022 | frana quiescente di scorrimento |
| ALS  | flysch calcarei ed arenacei, con alternanza di litotipi, stratificati  | 3032 | frana inattiva di scorrimento   |

**INDAGINI GEOGNOSTICHE**

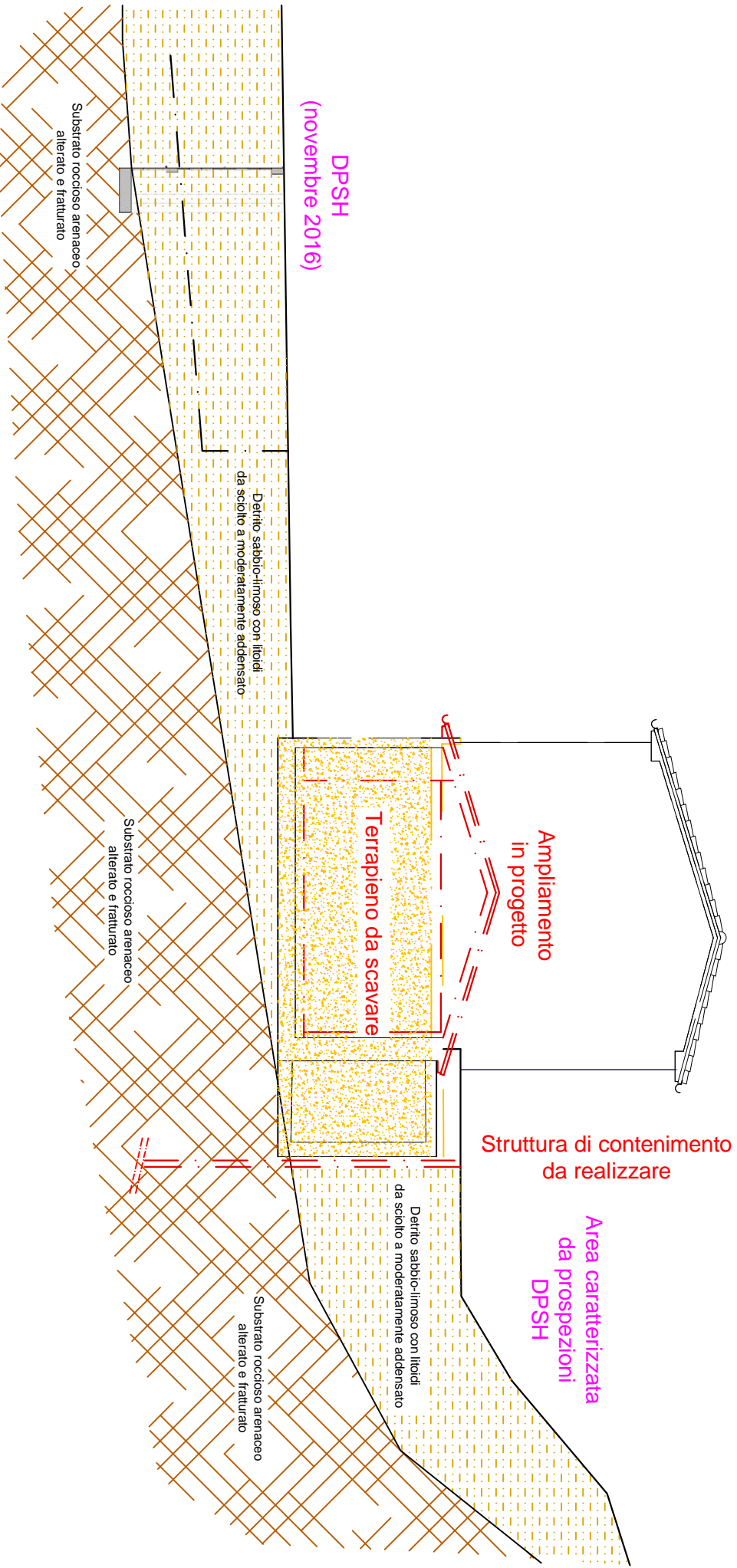
- 20 profondità in metri del substrato rigido raggiunto da un sondaggio o da un pozzo
- 32 profondità in metri di un sondaggio o di un pozzo che non ha raggiunto il substrato rigido

**TAVOLA 9**  
**SCALA 1:200**  
**PLANIMETRIA DELL'INTERVENTO ED UBICAZIONE DELLE INDAGINI**





**TAVOLA 10**  
**SCALA 1:100**  
**SEZIONE STRATIGRAFICA - GEOTECNICA TIPO**



<b>PROVE PENETROMETRICHE MECCANICHE / ELETTRICHE</b> <b>SCHEMA PENETROMETRO</b>		
	riferimento	<b>096-2016</b>

Committente: <b>Dott.Rombenchi - Comune Monsummano Terme</b>		
Cantiere:		
Località: <b>Montevettolini, Parco dei Bersaglieri - Monsummano T.</b>		

<b>TG63-200D</b>		<b>Pagani - Piacenza</b>
<b>Sigla</b>	<b>TG63-200D</b>	Nominativo o sigla dello strumento
<b>Beta eff.</b>	<b>1,15</b>	Coefficiente Effettivo suggerito dal costruttore del penetrometro
<b>M(massa)</b>	<b>63 kg</b>	Massa del Maglio Battente agente sulla batteria di aste
<b>H(maglio)</b>	<b>0,75 m</b>	Altezza di caduta o corsa del maglio (toll. da 0.01m a 0.02m)
<b>L(aste)</b>	<b>0,90 m</b>	Lunghezza delle aste utilizzabili, variabile da 1.00m a 2.00m (toll. da 0.1% a 0.2%)
<b>M(aste)</b>	<b>5,00 kg</b>	Peso al metro lineare delle aste (N.B. indipendente dalla lunghezza delle aste)
<b>M(sistema)</b>		Massa del complesso asta di guida - testa di battuta
<b>A(punta)</b>	<b>20,00 cm<sup>2</sup></b>	Area della superficie laterale del cono della punta
<b>Alfa(punta)</b>	<b>90 °</b>	Angolo di apertura della punta conica variabile tra 60° e 90°
<b>Prf.(1°asta)</b>	<b>0,80 m</b>	Profondità di giunzione della prima asta infissa
<b>N</b>	<b>0,20 m</b>	Penetrazione standard, tratto di penetrazione per quale sono necessari Nx colpi
<b>Rivest.</b>	<b>Sì</b>	Previsto uso di rivestimento delle aste o uso di fanghi
<b>ø(punta)</b>	<b>51,00 mm</b>	Diametro della punta conica integra, cioè non soggetta ad usura (toll. da 0.3 a 0.5mm)
<b>MaxCE%</b>		Massima compressione elastica consentita rispetto alla penetrazione
<b>L/DM</b>		Rapporto tra la lunghezza e il diametro del maglio di battuta
<b>D(tb)</b>		Diametro della testa di battuta.
<b>DEV(a)[&lt;5m]</b>		Deviazione massima delle aste dalla verticale nei primi 5.00 metri
<b>DEV(a)[&gt;5m]</b>		Deviazione massima delle aste dalla verticale oltre i 5.00 metri
<b>ECCmax(a)</b>		Massima eccentricità consentita alle aste
<b>Dest(aste)</b>	<b>34,00 mm</b>	Diametro esterno delle aste (toll. max 0.2mm)
<b>Dint(aste)</b>		Diametro interno delle aste cave (toll. da 0.2mm a 0.3mm)
<b>Dmin(punta)</b>		Minimo diametro consentito per la punta conica usurata
<b>hcl(punta)</b>		Altezza del cilindro alla base del cono della punta (toll. da 1.00mm a 2.00mm)
<b>Ras(punta)</b>		Rastremazione del cono nella parte alta
<b>Hc(punta)</b>		Altezza della parte conica della punta non soggetta ad usura (toll. da 0.1mm a 0.4mm)
<b>RangeCP</b>		Massimo numero di colpi utile
<b>Spinta</b>		Spinta nominale strumento

--

Rifacimento muro
------------------

# Geoin Studio Geologico

Via delle Padulette, 15 - 51016 Montecatini Terme

P.I.:01350790471

<b>PROVE PENETROMETRICHE MECCANICHE / ELETTRICHE</b> <b>SCHEMA PENETROMETRO</b>		
	riferimento	<b>096-2016</b>

Committente: <b>Dott.Rombenchi - Comune Monsummano Terme</b>		
Cantiere:		
Località: <b>Montevettolini, Parco dei Bersaglieri - Monsummano T.</b>		

<b>TG63-200S</b>	<b>Pagani - Piacenza</b>	
<b>Sigla</b>	<b>TG63-200S</b>	Nominativo o sigla dello strumento
<b>Beta eff.</b>	<b>1,12</b>	Coefficiente Effettivo suggerito dal costruttore del penetrometro
<b>M(massa)</b>	<b>63 kg</b>	Massa del Maglio Battente agente sulla batteria di aste
<b>H(maglio)</b>	<b>0,75 m</b>	Altezza di caduta o corsa del maglio (toll. da 0.01m a 0.02m)
<b>L(aste)</b>	<b>1,00 m</b>	Lunghezza delle aste utilizzabili, variabile da 1.00m a 2.00m (toll. da 0.1% a 0.2%)
<b>M(aste)</b>	<b>6,00 kg</b>	Peso al metro lineare delle aste (N.B. indipendente dalla lunghezza delle aste)
<b>M(sistema)</b>		Massa del complesso asta di guida - testa di battuta
<b>A(punta)</b>	<b>20,00 cm<sup>2</sup></b>	Area della superficie laterale del cono della punta
<b>Alfa(punta)</b>	<b>90 °</b>	Angolo di apertura della punta conica variabile tra 60° e 90°
<b>Prf.(1°asta)</b>	<b>0,80 m</b>	Profondità di giunzione della prima asta infissa
<b>N</b>	<b>0,20 m</b>	Penetrazione standard, tratto di penetrazione per quale sono necessari Nx colpi
<b>Rivest.</b>	<b>Sì</b>	Previsto uso di rivestimento delle aste o uso di fanghi
<b>ø(punta)</b>		Diametro della punta conica integra, cioè non soggetta ad usura (toll. da 0.3 a 0.5mm)
<b>MaxCE%</b>		Massima compressione elastica consentita rispetto alla penetrazione
<b>L/DM</b>		Rapporto tra la lunghezza e il diametro del maglio di battuta
<b>D(tb)</b>		Diametro della testa di battuta.
<b>DEV(a)[&lt;5m]</b>		Deviazione massima delle aste dalla verticale nei primi 5.00 metri
<b>DEV(a)[&gt;5m]</b>		Deviazione massima delle aste dalla verticale oltre i 5.00 metri
<b>ECCmax(a)</b>		Massima eccentricità consentita alle aste
<b>Dest(aste)</b>		Diametro esterno delle aste (toll. max 0.2mm)
<b>Dint(aste)</b>		Diametro interno delle aste cave (toll. da 0.2mm a 0.3mm)
<b>Dmin(punta)</b>		Minimo diametro consentito per la punta conica usurata
<b>hcl(punta)</b>		Altezza del cilindro alla base del cono della punta (toll. da 1.00mm a 2.00mm)
<b>Ras(punta)</b>		Rastremazione del cono nella parte alta
<b>Hc(punta)</b>		Altezza della parte conica della punta non soggetta ad usura (toll. da 0.1mm a 0.4mm)
<b>RangeCP</b>		Massimo numero di colpi utile
<b>Spinta</b>		Spinta nominale strumento

--

Rifacimento muro
------------------

## **LEGENDA SPECIFICHE TECNICHE PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**

### DIVERSE TIPOLOGIE DI PENETROMETRI DINAMICI

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi  $\delta$ , misurando il numero di colpi N necessari.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti :

- peso massa battente M
- altezza libera caduta H
- punta conica : diametro base cono D , area base A (angolo di apertura  $\alpha$ )
- avanzamento (penetrazione  $\delta$ )
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici) .

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella più sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente) :

### DIVERSE TIPOLOGIE DI PENETROMETRI DINAMICI Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici

Tipo	Sigla di riferimento	massa battente	prof.max indagine
Leggero	DPL (Light)	$M \div 10$	8 m
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$	20-25 m
Pesante	DPH (Heavy)	$40 < M < 60$	25 m
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M > 60$	> 25 m

Per la visione delle caratteristiche tecniche dei penetrometri, si rimanda alla sezione EDITOR PENETROMETRI.

I PENETROMETRI dinamici in uso in Italia risultano essere i seguenti (non rientranti però nello Standard ISSMFE) :

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)

massa battente M = 30 kg, altezza di caduta H = 0.20 m, avanzamento  $\delta = 10$  cm, punta conica (  $\alpha = 60-90^\circ$ ), diametro D = 35.7 mm, area base cono A = 10 cm<sup>2</sup> rivestimento / fango bentonitico : talora previsto

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)

massa battente M = 20 kg, altezza di caduta H = 0.20 m, avanzamento  $\delta = 10$  cm, punta conica (  $\alpha = 60-90^\circ$ ), diametro D = 35.7 mm, area base cono A = 10 cm<sup>2</sup> rivestimento / fango bentonitico : talora previsto

- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SCPT) (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)

massa battente M = 73 kg, altezza di caduta H = 0.75 m, avanzamento  $\delta = 30$  cm, punta conica (  $\alpha = 60^\circ$ ), diametro D = 50.8 mm, area base cono A = 20.27 cm<sup>2</sup> rivestimento : previsto secondo precise indicazioni

- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)

massa battente M = 63.5 kg, altezza caduta H = 0.75 m, avanzamento  $\delta = 20-30$  cm, punta conica (  $\alpha = 60^\circ$ ), diametro D = 50.5 mm , area base cono A = 20 cm<sup>2</sup>, rivestimento / fango bentonitico : talora previsto .

<p><b>PROVA PENETROMETRICA DINAMICA</b> <b>LETTURE DI CAMPAGNA PUNTA E/O TOTALE</b></p>	<b>DIN</b>	
	riferimento	<b>096-2016</b>

Committente: <b>Dott.Rombenchi - Comune Monsummano Terme</b>	U.M.: <b>kg/cm<sup>2</sup></b>	Data esec.: 21/11/2016
Cantiere:	Pagina: 1	
Località: <b>Montevetolini, Parco dei Bersaglieri - Monsummano T.</b>	Elaborato:	Falda: Assente

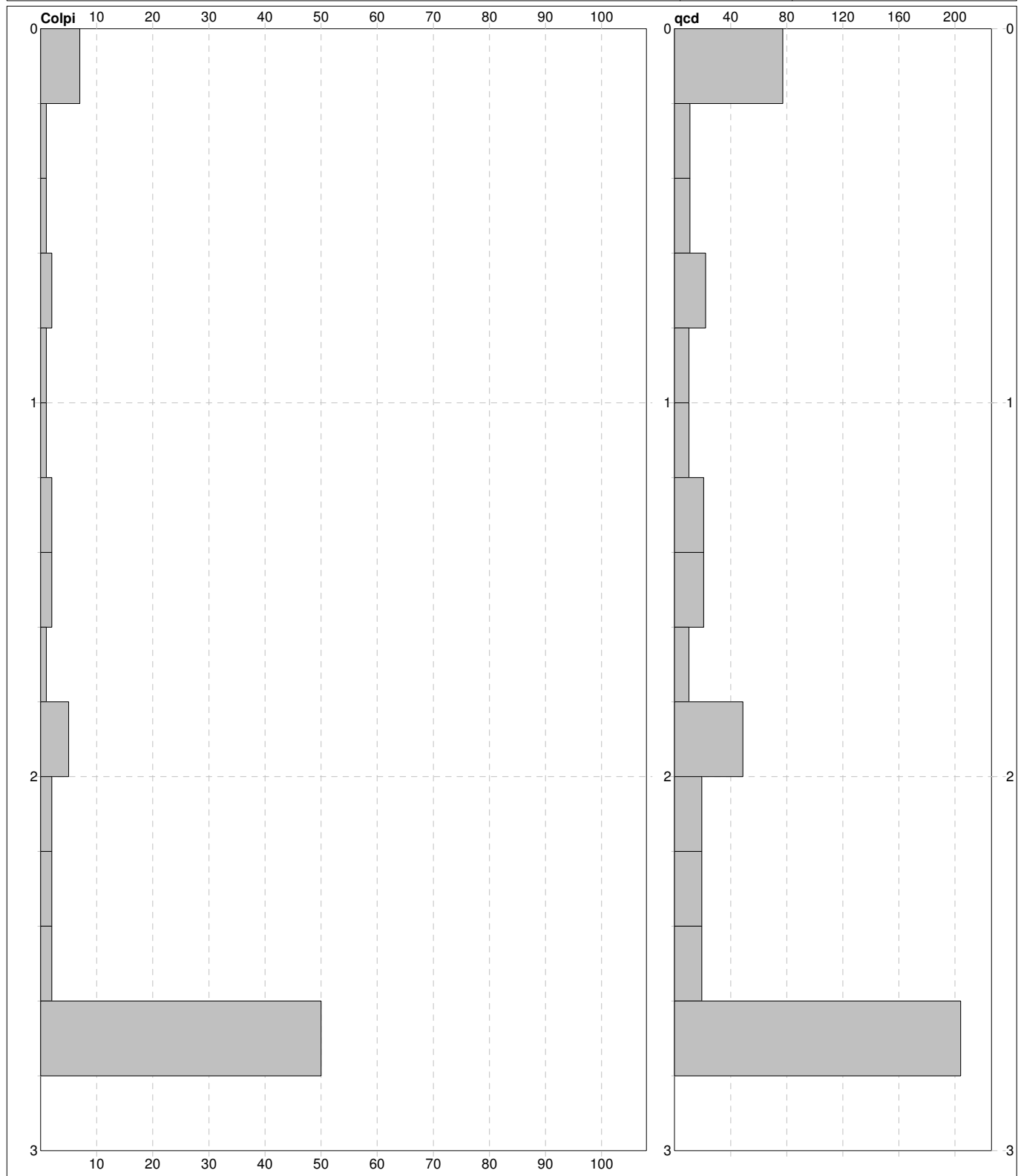
H m	Asta n°	L1 n°	L2 n°	qcd kg/cm <sup>2</sup>	H m	Asta n°	L1 n°	L2 n°	qcd kg/cm <sup>2</sup>
0,20	1	7		77,2					
0,40	1	1		11,0					
0,60	2	1		11,0					
0,80	2	2		22,1					
<b>1,00</b>	2	1		10,3					
1,20	2	1		10,3					
1,40	3	2		20,7					
1,60	3	2		20,7					
1,80	3	1		10,3					
<b>2,00</b>	3	5		48,6					
2,20	3	2		19,5					
2,40	4	2		19,5					
2,60	4	2		19,5					
2,80	4	50		459,4					

H = profondità  
 L1 = prima lettura (colpi punta)  
 L2 = seconda lettura (colpi rivestimento)

qcd = resistenza dinamica punta  
 Asta = numero di asta impiegata

<p><b>PROVA PENETROMETRICA DINAMICA</b> <b>DIAGRAMMI COLPI / RESISTENZA</b></p>	<b>DIN</b>
	riferimento <b>096-2016</b>

Committente: <b>Dott.Rombenchi - Comune Monsummano Terme</b>	U.M.: <b>kg/cm<sup>2</sup></b>	Data esec.: <b>21/11/2016</b>
Cantiere:	Scala: <b>1:15</b>	Quota inizio:
Località: <b>Montevettolini, Parco dei Bersaglieri - Monsummano T.</b>	Pagina: <b>1</b>	Falda: <b>Assente</b>
	Elaborato:	



<b>Penetrometro:</b> TG63-200D <b>Massa battente:</b> 63,00 kg <b>Altezza caduta:</b> 0,75 m <b>Avanzamento:</b> 0,20 m	<b>Responsabile:</b> <b>Assistente:</b>	<b>Preforo:</b> m <b>Corr.astine:</b> kg/ml <b>Cod.ISTAT:</b> 0
--	--	---

### Cenni teorici della prospezione geofisica di tipo MASW

Le indagini geofisiche di tipo MASW consentono di definire le velocità di propagazione delle onde di taglio “Sh” nei terreni e conseguentemente permettono di determinare il parametro VS30, necessario per la classificazione dei suoli e per la caratterizzazione dell'azione sismica di progetto sulle strutture, ai sensi del *D.M. 14/01/2008*.

In generale il segnale sismico può essere scomposto in più fasi e le relative onde possono essere profonde, di tipo compressionale (onde P) o di taglio (onde S), oppure di superficie (onde di Love ed onde di Rayleigh).

Nel caso specifico vengono analizzate le onde di Rayleigh, che si propagano secondo un moto ellittico retrogrado con fronte d'onda cilindrico e vengono originate dall'interazione fra le onde di pressione P e le onde di taglio verticali S, quando esiste una superficie libera in un mezzo omogeneo e isotropo.

L'energia sismica (o di energizzazione artificiale) convertita in onde di Rayleigh risulta molto maggiore rispetto a quella coinvolta nella generazione e propagazione delle onde P ed S e l'ampiezza delle onde di superficie si riduce secondo un fattore proporzionale alla radice quadrata della distanza dall'energizzazione (e non proporzionalmente alla distanza come avviene per le onde P ed S).

Le onde di Rayleigh presentano una velocità di circa il 90% rispetto a quella delle onde di taglio e tale velocità non varia in funzione della frequenza all'interno di un semispazio omogeneo. Tuttavia, in un terreno stratificato la velocità di propagazione di tali onde (per una certa lunghezza d'onda), viene influenzata dalle proprietà che il mezzo possiede, fino a una profondità nell'ordine di  $\lambda/2$ .

Le componenti a bassa frequenza (lunghezze d'onda maggiori), sono caratterizzate da forte energia e grande capacità di penetrazione, mentre le componenti ad alta frequenza (lunghezze d'onda corte), hanno meno energia e una penetrazione superficiale. Sulla base di tali elementi, quindi, è possibile rilevare variazioni delle proprietà elastiche dei terreni prossimi alla superficie, al variare della profondità. La distanza del primo ricevitore dalla sorgente di energizzazione e la lunghezza dello stendimento geofonico condizionano la lunghezza d'onda massima e la profondità di indagine, mentre la distanza intergeofonica condiziona lo spessore dello strato più sottile rilevabile.

### Strumentazione utilizzata

Sismografo DoReMi “SARA – electronic instruments” a 12 canali e 24 bit, sovracampionato;

Sistema di energizzazione mediante massa battente da 12 Kg, su piastra circolare di diametro 20 cm;

Interruttore di consenso (trigger) costituito da un geofono di chiusura del circuito di acquisizione;

Sistema di ricezione costituito da 12 geofoni verticali con frequenza propria di 4,5 Hz e sensibilità 80 V/m/s;

Sistema di acquisizione mediante cavo sismico collegato ai 12 geofoni, notebook, interfaccia e specifico software;

### Interpretazione dei dati acquisiti

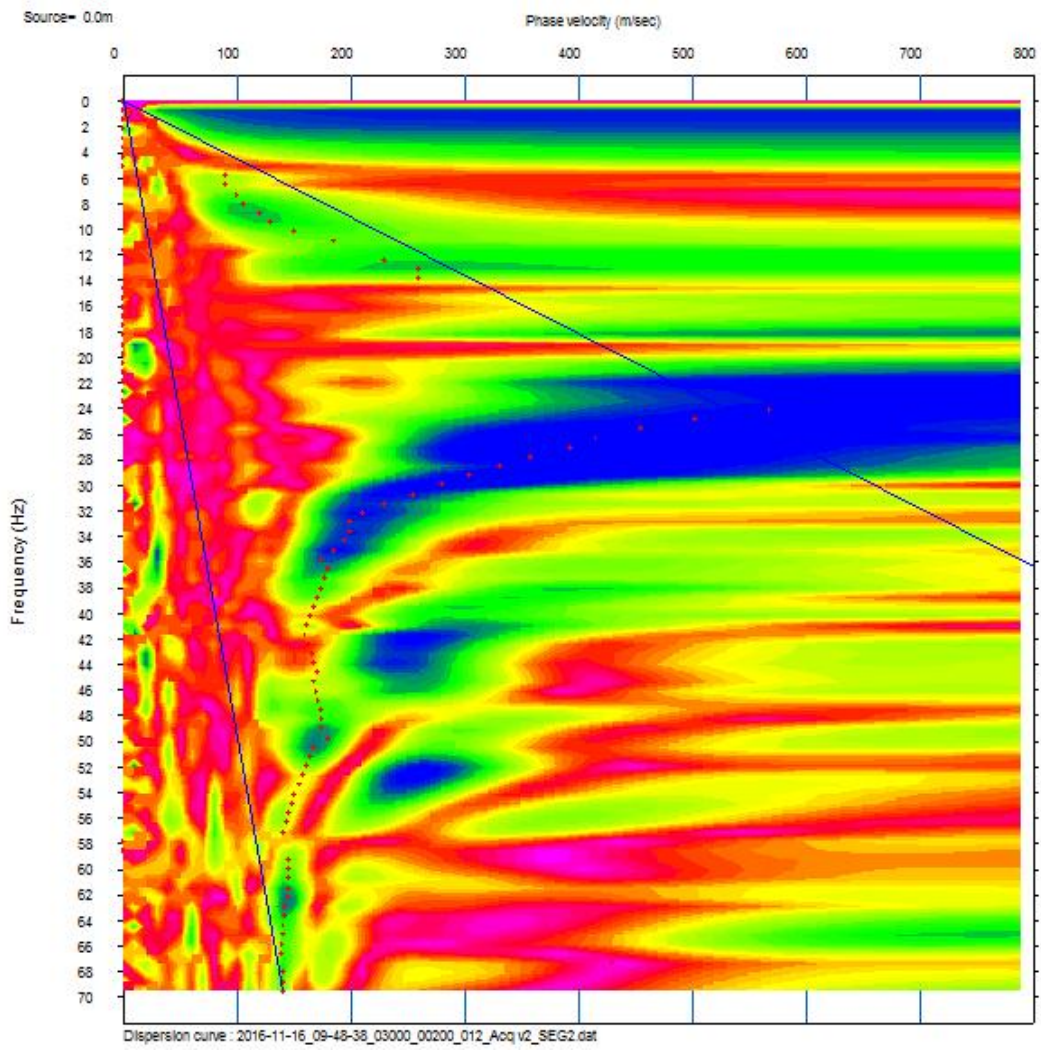
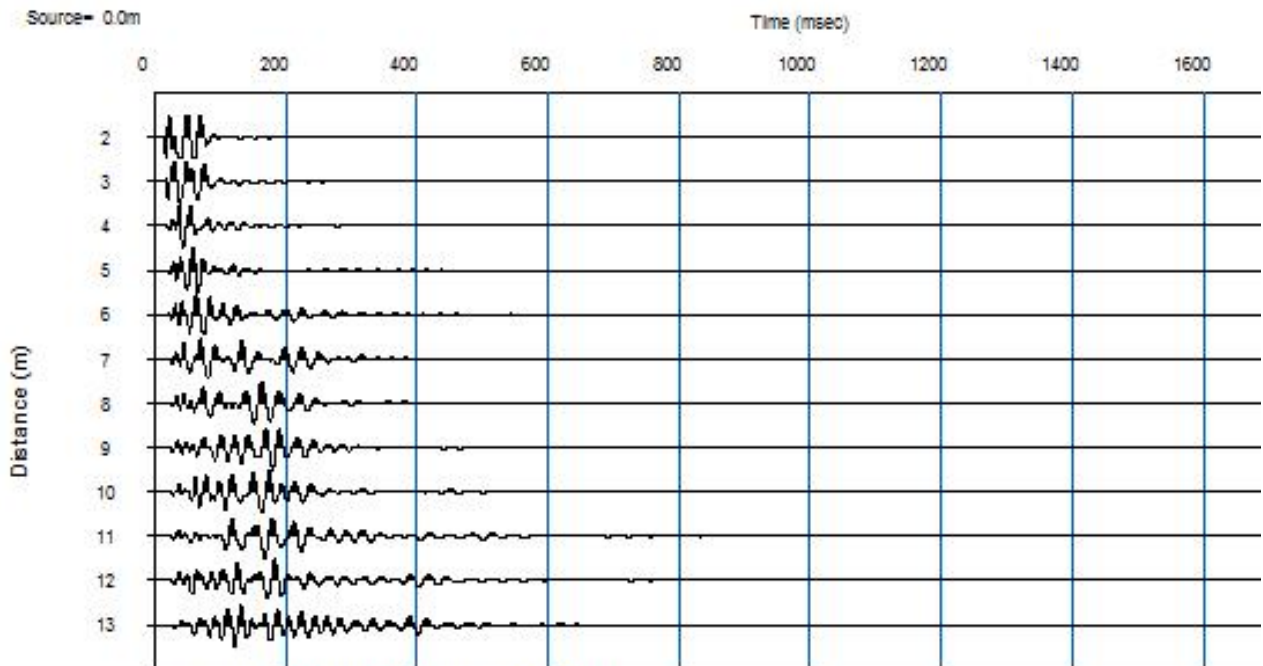
L'interpretazione dei dati registrati comporta:

- l'acquisizione delle onde superficiali;
- la determinazione di uno spettro di velocità, con velocità di fase in funzione della frequenza;
- l'identificazione della curva di dispersione, cioè la determinazione dei punti che, sullo spettro di velocità, appartengono a un certo modo di propagazione dell'onda superficiale di Rayleigh;
- l'inversione della curva di dispersione, al fine di ottenere il profilo verticale delle Vs.

Sulla base delle 12 tracce sismiche registrate da ciascun geofono viene ricostruito lo *spettro di velocità* (velocità di fase in funzione della frequenza) con relativo picking della curva di dispersione delle onde di superficie, cioè la determinazione dei punti che appartengono al *modo fondamentale* di propagazione dell'onda superficiale di Rayleigh.

Il processo di elaborazione viene ottenuto iterativamente, cercando la migliore sovrapposizione fra la curva di dispersione sperimentale ed il profilo verticale di propagazione delle onde di taglio (Vs), dipendente dagli spessori del sottosuolo, dalla relativa densità e dal coefficiente di Poisson.

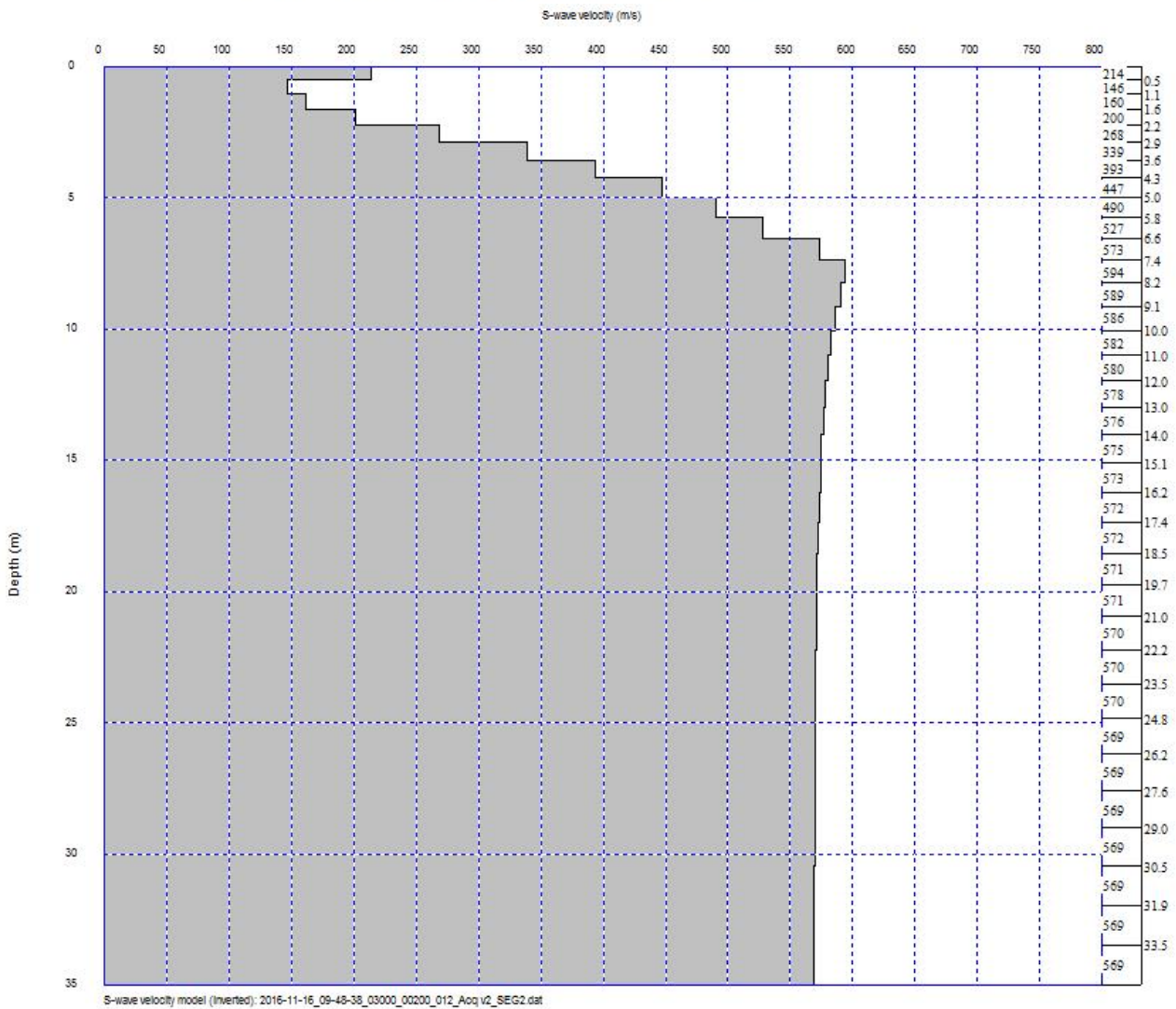
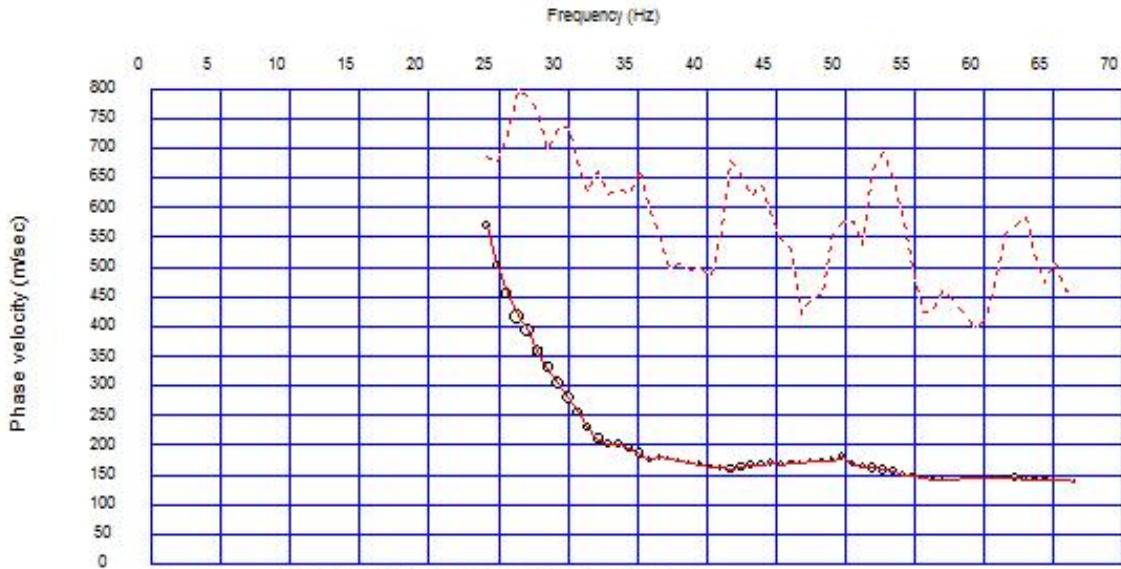






## MULTICHANNEL ANALYSIS SURFACE WAVES

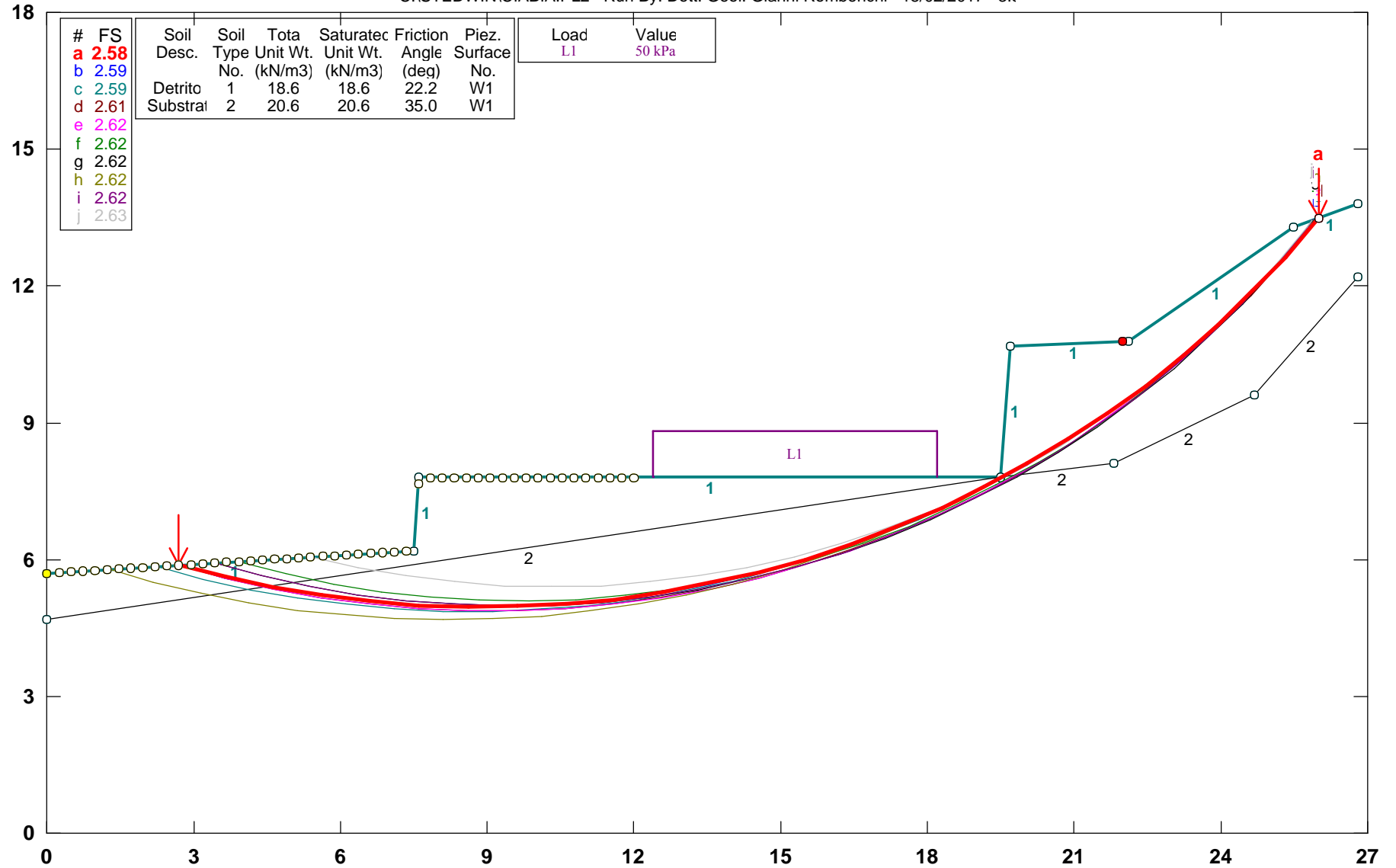
Data: 16.11.2016 - Località **Via della Costa – Montevettolini**  
Caratteristiche sismico:  
**interasse geofonico 1 m – energizzazione 2 m dal primo geofono**



Vs30 = 465.8 m/s

# Ciampi - Biagini (Montevettolini) Verifica di stabilità

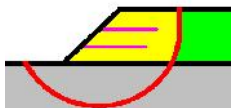
C:\STEDWINCIABIA.PL2 Run By: Dott. Geol. Gianni Rombenchi 18/02/2017 3.1



STABL6H FSmin=2.58

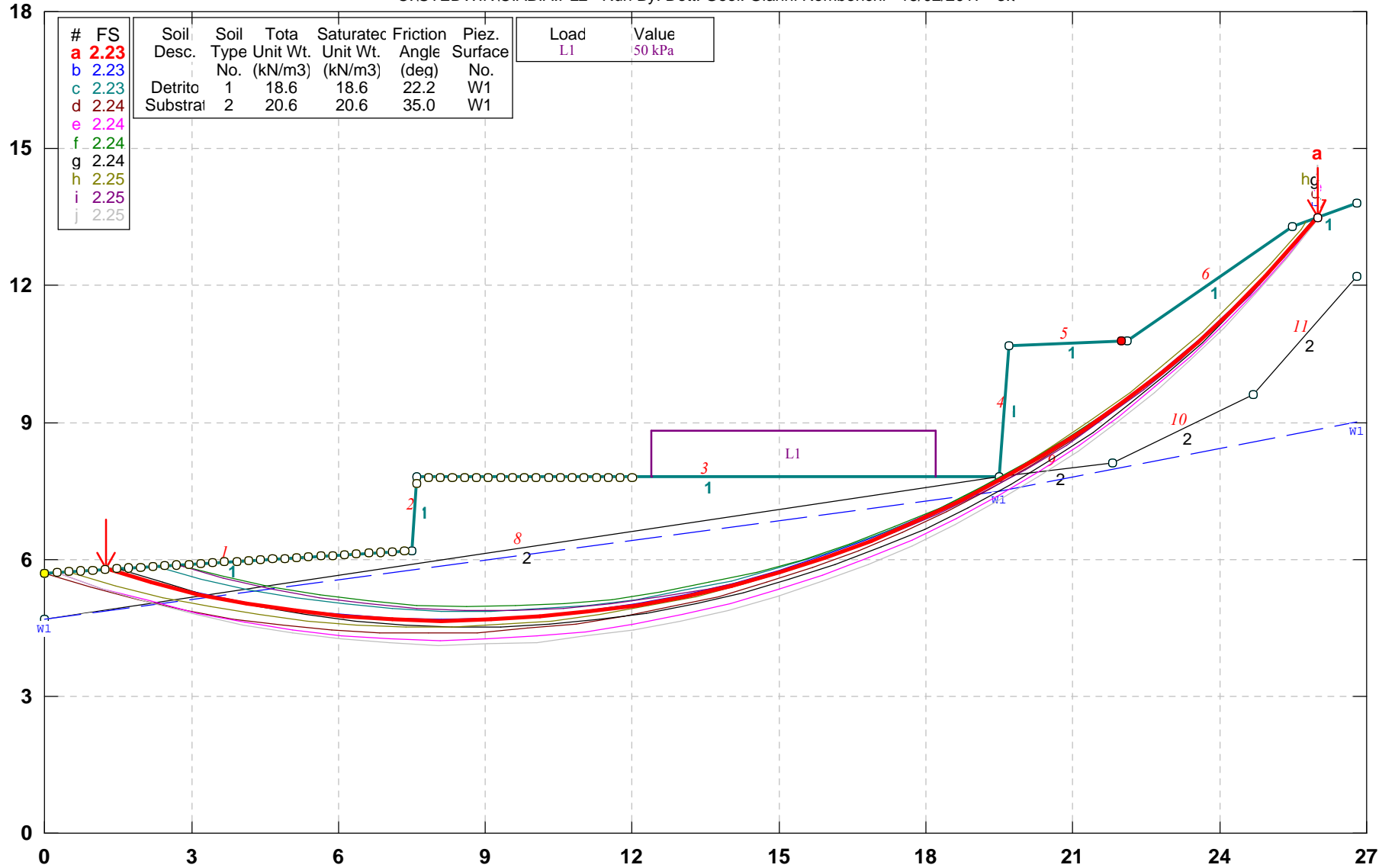
Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method

STED



# Ciampi - Biagini (Montevettolini) Verifica di stabilità

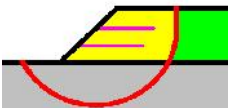
C:\STEDWIN\CIABIA.PL2 Run By: Dott. Geol. Gianni Rombenchi 18/02/2017 3.1



STABL6H FSmin=2.23

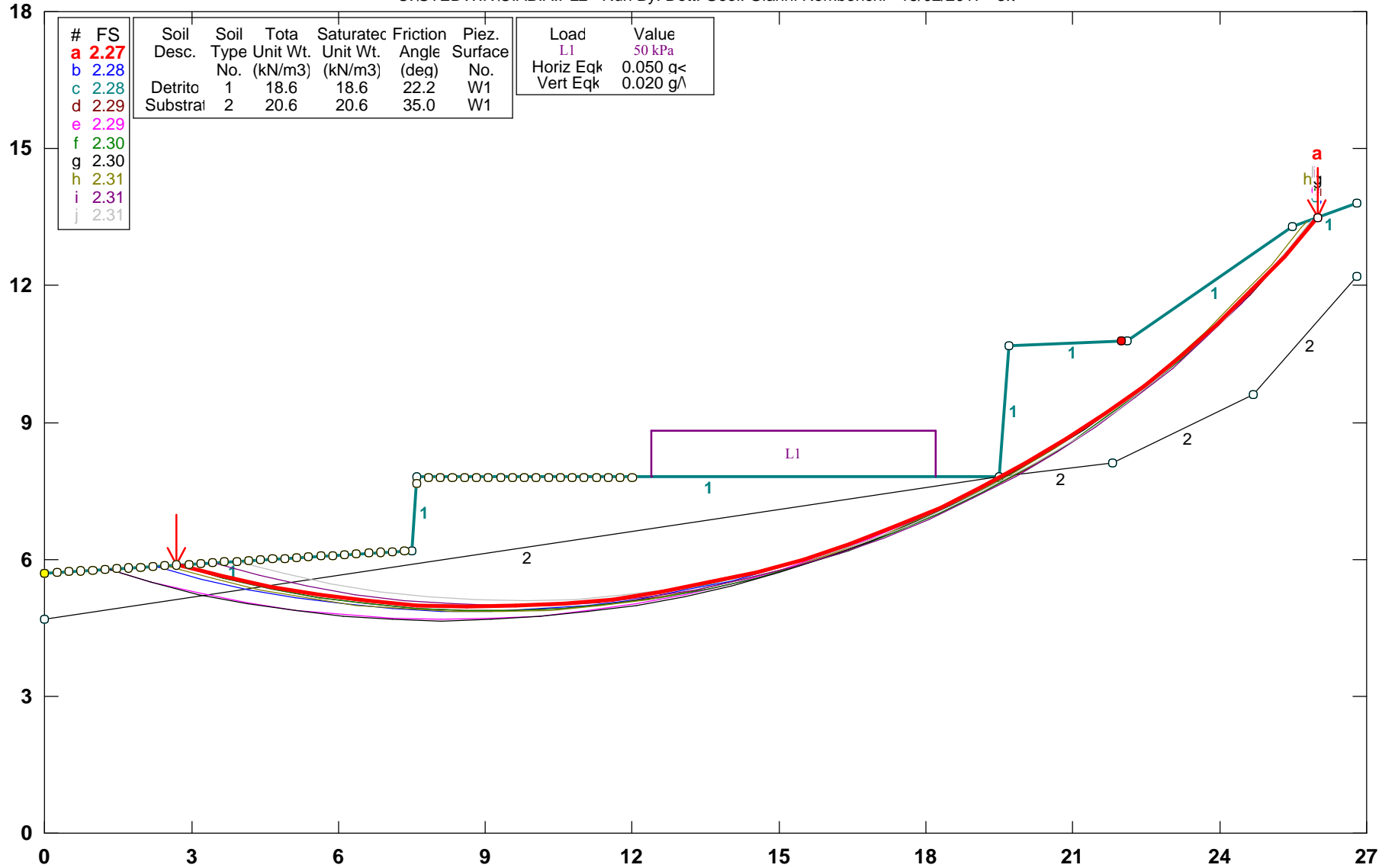
Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method

STED



# Ciampi - Biagini (Montevettolini) Verifica di stabilità

C:\STEDWINCIABIA.PL2 Run By: Dott. Geol. Gianni Rombenchi 18/02/2017 3.1



STABL6H FSmin=2.27

Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method

STED

