

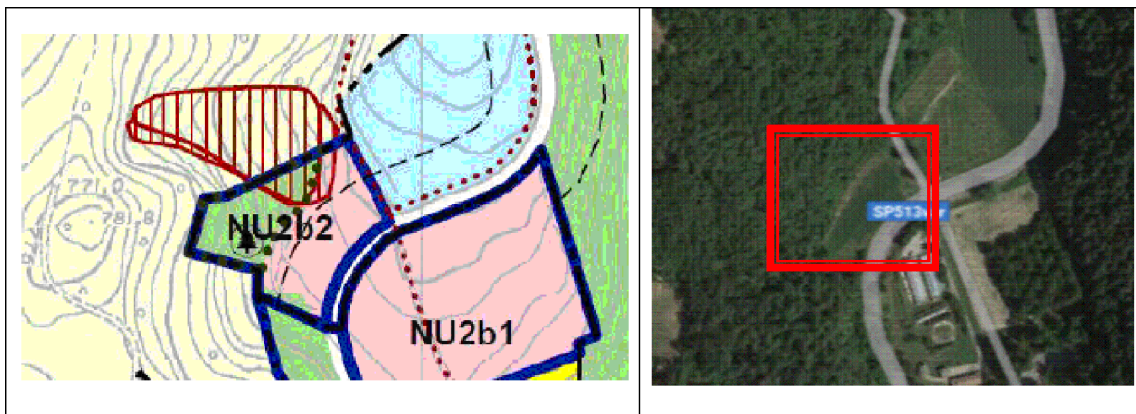
COMUNE DI CASTELNOVO NE' MONTI

Provincia di Reggio Emilia

ACCORDO OPERATIVO

(ai sensi dell'Art. 38 Legge Rg 24/2017)

AMBITO NU.2b (2) - CAPOLUOGO



RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA E MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO

COMMITTENTE:

CAVECCHI ANNALISA

C.F.: CVC NLS 82T42 C219J

NATA A CASTELNOVO NE' MONTI (RE), IL 02.12.1982,

RESIDENTE IN CARPINETI (RE) IN VIA IATICA, 3

COLOMBINI DAVIDE

C.F.: CLM DVD 84S06 I462Y

NATO A SASSUOLO (MO), IL 06.11.1984,

RESIDENTE IN FIORANO MODENESE (MO)

IN VIA PIETRO MASCAGNI, 9

N° ELABORATO

Rel Geol. Int.

DATA EMISSIONE

Ottobre 2023

SCALA

*

FILE

*

GEOLOGO

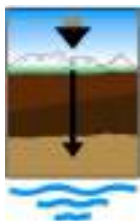


**GEOSTUDIO Geologi Associati
di Merlini - Monelli - Mattioli**

42035 CASTELNOVO NE' MONTI (RE) Via Franceschini n.26

Tel. / Fax 0522 - 81 19 48

e-mail: gestdmmm@libero.it



GEOSTUDIO Geologi Associati
di Merlini - Monelli - Mattioli

42035 CASTELNOVO NE' MONTI (RE) Via Franceschini n.26

Tel. / Fax **0522 - 81 19 48**

e-mail: gstdmmm@libero.it

RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA E MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO

Comune di Castelnovo ne' Monti (RE)

Località : Capoluogo - Via Don Bosco

OGGETTO : Costruzione edificio residenziale

Committenti : Cavecchi Annalisa e Colombini Davide

giugno 2022

Comune di Castelnovo ne' Monti(RE)

Località : Capoluogo – Via Don Bosco

Committenti: Cavecchi Annalisa e Colombini Davide

Oggetto : **Costruzione di edificio residenziale**

STUDIO GEOLOGICO E SISMICO

giugno 2022

Per la GEOSTUDIO
geol. Vittorio Monelli

INDICE

1. Riferimenti cartografici	pag. 2
2. Premessa	pag. 2
3. Geologia e geomorfologia dell'area	pag. 3
4. Indagine geognostica	pag. 5
4.1 Prove penetrometriche	pag. 5
4.2 Sondaggi diretti	pag. 5
4.3 Prospezione sismica MASW	pag. 7
5. Stratigrafia locale	pag. 7
6. Azione sismica	pag. 8
7. Modellazione geotecnica del sottosuolo.....	pag. 13
7.1 Costante di Winkler	pag. 17
8. Verifica di stabilità globale.....	pag. 18
9. Note conclusive	pag. 19

ALLEGATI

Tavola 1	Carta geologica e geomorfologica
Tavola 2	Carta del dissesto
Tavola 3	Effetti sismici attesi
Tavola 4	Livelli di approfondimento sismico
Tavola 5	Microzonazione sismica
Tavola 6	Ubicazione prove geognostiche
Tavola 7	Grafici penetrometrici
Tavola 8	Stratigrafie saggi esplorativi
Tavola 9	Documentazione fotografica saggi esplorativi
Tavola 10	Verifica di stabilità globale
Allegato 1	Prove penetrometriche statiche (geol. Farioli - 2007)
Allegato 2	Indagine geofisica tramite tecnica MASW

1. RIFERIMENTI CARTOGRAFICI

- Carta Tecnica Regionale C.T.R. - scala 1:5.000
Elemento n. 218 131 Castelnovo ne' Monti
- Carta geologica d'Italia – scala 1:100.000
Foglio n. 85 Castelnovo ne' Monti
- Carta geologica della Regione Emilia-Romagna - Servizio geologico, sismico e dei suoli - cartografia interattiva – scala 1:10.000
Sezione n. 218 130 Castelnovo ne' Monti
- Carta del dissesto del PTCP 2010 della Provincia di Reggio Emilia -
– scala 1:10.000
Sezione n. 218 130 Castelnovo ne' Monti
- Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (P.T.C.P.) di Reggio Emilia, approvato con Delibera n.124 del 17 giugno 2010
- PSC del Comune di Castelnovo ne' Monti – Analisi geologico-ambientale (CENTROGEO – 2003) + varianti successive
- Microzonazione sismica del Comune di Castelnovo ne' Monti (GEODES – 2013-2022) – Programma di soccorso per il Rischio sismico

2. PREMESSA

Su incarico del geom. Michele Tincani e dei Committenti Sigg. Cavecchi Annalisa e Colombini Davide ho eseguito un'indagine geologico-sismica su di un'area situata in via Don Bosco, posta al limite nord-occidentale dell'abitato di Castelnovo ne' Monti (RE), la cui precisa ubicazione è visibile nelle Tavole in allegato.

Nell'area si prevede la costruzione di un nuovo edificio residenziale che andrà ad occupare una superficie in pianta di circa 250 m². La nuova costruzione sarà sviluppata su di un piano seminterrato e un piano fuori terra; per i particolari si faccia riferimento al progetto architettonico ed alla relazione tecnica presentati dai progettisti.

Scopo dello studio è verificare l'idoneità geologica del sito ad ospitare l'opera in progetto e dare informazioni di carattere sismico e geotecnico utili alla progettazione, ai sensi del D.M. 11/03/1988 e del D.M. 17/01/2018 (norme tecniche per le costruzioni), per il corretto dimensionamento delle nuove opere fondali, nonché per le verifiche strutturali previste.

A tal fine si sono raccolte informazioni geologiche di carattere generale sull'area e si è proceduto ad un dettagliato rilievo delle condizioni geomorfologiche della zona, verificando lo stato attuale dei luoghi e dei manufatti esistenti. L'investigazione del sottosuolo è consistita nell'esecuzione di tre sondaggi diretti mediante escavatore meccanico e di una penetrometria dinamica nel sedime di progetto; la valutazione dei parametri geotecnici propri del substrato è stata eseguita mediante valutazioni macroscopiche delle

caratteristiche dell'ammasso roccioso in affioramento (giunti di stratificazione, disturbo tettonico, fratturazione dell'ammasso, etc...) e prove di resistenza alla rottura provocata dal martello da geologo. Si è poi eseguita una prospezione geofisica con metodo MASW per la determinazione dei parametri sismici indispensabili alla progettazione.

3. GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA DELL'AREA

L'area in oggetto è situata su di un versante esposto a NE, della pendenza media locale di circa 10°, a quote comprese tra i 700 e i 705 metri circa sul livello del mare.

Il panorama geologico della zona (vedi Tavola 1) è tipico della Successione epiligure, qui rappresentata dalla Formazione di Bismantova, che nel suo aspetto locale viene indicata dal Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna col nome di *Formazione di Contignaco (CTG)*; CTG si presenta sotto forma di argille, argille marnose e argille siltose strutturalmente ordinate, stratificate, con eventuale rara presenza di livelli arenitici. La stratificazione in affioramento spesso non è ben visibile a causa della vulnerabilità dei litotipi all'alterazione, che ne maschera l'andamento (vedi Foto 1 e 2).



Foto 1: Affioramento di CTG
nei pressi del sedime di progetto



Foto 2: Affioramento tipico di CTG

Dette peliti sono sedimentate nel Terziario mediante il meccanismo delle correnti di torbida, in un bacino il cui fondo era rappresentato da materiali di provenienza ligure ancora coinvolti nel sovrascorrimento sulla Serie Toscana. Detti bacini (epiliguri) di fatto galleggiavano su di un substrato in movimento ed i materiali ivi depositi hanno risentito limitatamente gli effetti del sovrascorrimento in corso, dando luogo a sequenze sedimentarie decisamente indisturbate dal punto di vista tettonico, se raffrontate alle sottostanti Formazioni alloctone Liguri. Come risultato finale di questi trascorsi geologici, i luoghi ricadenti sulle Formazioni Epiliguri, e più generalmente sull'Unità Tettonica

Semialloctona Emiliana (successione Monte Piano-Bismantova) cui esse appartengono, godono generalmente di una buona stabilità e sono in decisa discontinuità morfodinamica con il dissestato paesaggio tipico dei terreni appartenenti all'alloctono ligure, qui non rappresentati.

La Formazione di Contignaco costituisce nel comparto esaminato la frazione più "tenera", rispetto alla sovrastante *Formazione di Pantano (PAT)*, sempre appartenente alla successione di Bismantova, vale a dire quella più fragile nei confronti dell'azione disgregatrice degli agenti atmosferici (acqua in primo luogo, in tutte le sue manifestazioni, sia superficiali che sotterranee, liquide o solide). Le forme locali del territorio sono il risultato dell'erosione selettiva operata nel tempo dall'acqua, che ha lasciato in rilievo le parti costituite da rocce più tenaci e spianato, appunto, quelle più tenere. Va detto che la morfogenesi dovuta all'azione erosiva dell'acqua è da riferirsi soprattutto all'ultimo periodo glaciale, terminato circa 10 000 anni fa, quando l'area che ospita l'abitato di Castelnovo era spesso denudata e soggetta all'azione incontrollata delle acque di disgelo dei ghiacciai dell'appennino settentrionale (condizioni climatiche periglaciali). Ora l'azione degli agenti atmosferici è assai più blanda e la copertura vegetale ne mitiga ulteriormente la forza erosiva. Le forme attuali del territorio sono quindi generalmente in equilibrio con l'azione esogena degli agenti atmosferici. Resta la fragilità dei litotipi (argille e siltiti, marne) nei confronti dell'erosione e del disfacimento meccanico e fisico a contatto con l'acqua, che si manifesta in settori limitati arealmente, in concomitanza di particolari condizioni predisponenti (erosione concentrata, detrito di frana recente, substrato fratturato, etc...). Per questa ragione è sempre bene prestare la massima attenzione a questo aspetto quando si vanno a modificare gli equilibri attuali del territorio con nuove costruzioni o spostamento di masse di terreno e conseguente modifica della topografia superficiale.

Ho esaminato attentamente la situazione attuale del corpo di frana quiescente posto immediatamente a NW del mappale 570 (**a2** di Tav.1). Trattasi di un corpo detritico superficiale chiaramente formatosi a seguito di un collasso della parete rocciosa costituita dalle Formazioni di CTG1 e PAT: Ha una lunghezza di circa 120 m e una larghezza massima di 75 m; copre un dislivello di 45 m con pendenza media di 20°. L'ammasso detritico appare interamente boscato, quindi dotato di copertura vegetale continua. Il portamento delle piante indica che esso non ha subito movimenti o traslazioni di alcun tipo nel recente passato. Non ci sono al suo interno e al suo contorno porzioni sottoposte a erosione accelerata, zone di ristagno delle acque meteoriche o venute d'acqua sotterranea. Le buone condizioni di stabilità osservate in superficie, collegate alla pendenza del versante lasciano presagire che l'ammasso sia costituito in gran parte da pezzame roccioso di grosse dimensioni e frazione fine ridotta. Tutto lascia pensare che il movimento gravitativo sia avvenuto in epoca remota, molto probabilmente sotto condizioni climatiche periglaciali come quelle descritte nel paragrafo precedente. Si tratta in altre parole di uno dei tanti corpi generati da antiche frane, ora stabili sotto le condizioni climatiche attuali. A titolo precauzionale, ad ogni modo, sarà bene evitare di operare sbancamenti di notevole entità nei pressi del suo piede per non innescare eventuali riattivazioni locali dell'ammasso detritico in fase di quiescenza. Ad ogni modo esso, allo stato attuale, appare stabile e non mostra segni di degrado idrogeologico di alcun tipo.

Il mappale 570, ove s'intende realizzare l'edificio residenziale in progetto, è conformato regolarmente e non presenta discontinuità topografiche. È completamente ricoperto di manto vegetale e non vi sono in esso zone di ristagno o d'infiltrazione delle acque superficiali. La giacitura locale della formazione CTG è a traverspoggio con immersione verso Sud e inclinazione di 30°-35°, quindi a favore della stabilità. Non si ravvisano al suo interno porzioni esposte a erosione accelerata. Esso appare quindi stabile e, per quanto detto al paragrafo precedente, non soggetto a masse incumbenti instabili. In estrema sintesi il mappale 570 del foglio 37 del Comune di Castelnovo ne' Monti non è attualmente esposto a rischio idrogeologico di alcun tipo.

Nel Capitolo 8 viene effettuata una verifica di stabilità del versante mediante modello matematico bidimensionale per valutare gli effetti della realizzazione del progetto qui considerato sulla stabilità globale del versante.

4. INDAGINE GEOGNOSTICA

Per raccogliere informazioni sulle caratteristiche geotecniche di massima dei terreni del primo sottosuolo, sono stati eseguiti tre sondaggi diretti con escavatore meccanico, una prova penetrometrica dinamica e una prospezione sismica con tecnica MASW.

Per le terebrazioni si è utilizzato un penetrometro medio-leggero tipo Dinastar ad assetto variabile statico-dinamico con caratteristiche conformi allo standard europeo (cfr. Indicazioni ISSMEFE - AGI); per la prospezione sismica è stato utilizzato un sismografo DOLANG a 24 canali gestito da computer. Le suddette strumentazioni sono in dotazione alla GEOSTUDIO e le loro caratteristiche sono evidenziate in testa al tabulato dei dati registrati nella penetrometria (Dinastar) e nell'allegato 1 a fine relazione (Dolang). Per l'esecuzione dei sondaggi diretti ci si è affidati a Ditta terza. L'ubicazione delle prove geognostiche descritte è visibile in Tavola 6.

4.1 PROVE PENETROMETRICHE

Considerate le condizioni geologiche generali del sito, si è eseguita la prova con un penetrometro dinamico. All'allegato 2 vengono prodotte anche le prove statiche eseguite dal collega geol. Roberto Farioli nel 2007 in occasione della variante al PSC del comparto NU2b, di cui il sedime di progetto qui considerato fa parte. Alla Tavola 6 compare l'ubicazione della prova CPT2 eseguita nel 2007.

Le *prove penetrometriche dinamiche* (DP) consistono nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica posta all'estremità di un'asta d'acciaio, prolungabile con l'aggiunta di successive aste. L'infissione avviene per battitura, facendo cadere da un'altezza costante un maglio di dato peso. Si contano i colpi necessari per la penetrazione di ciascun tratto di lunghezza stabilita (10 cm). Solitamente si utilizzano i risultati penetrometrici in termini di *resistenza dinamica unitaria alla penetrazione* r_d , utilizzando la relazione detta "degli olandesi". Essa è del tipo:

$$\text{resistenza dinamica } r_d = K \times N$$

dove N è il numero di colpi per 10 cm di infissione e K è una costante dipendente dalle caratteristiche dello strumento utilizzato e dalla profondità di prova. I valori di *resistenza dinamica* r_d sono restituiti sotto forma di istogramma penetrometrico, in base alla profondità, alla Tavola 7.

Il parametro geotecnico più significativo che si ottiene dalle prove penetrometriche dinamiche ed in particolar modo dalla *resistenza dinamica* r_d è la resistenza alla rottura del terreno. E' possibile, inoltre, correlare i dati delle prove penetrometriche dinamiche con quelli

delle prove SPT (N_{spt}), utilizzati tradizionalmente per determinare una vasta gamma di parametri geotecnici dei terreni ed attualmente adottati anche dalla nuova normativa sismica per classificare i terreni di fondazione.

Le altre finalità delle prove penetrometriche, oltre alla caratterizzazione geotecnica dei terreni, sono state quelle di definire lo spessore dei materiali superficiali alterati e rilevare le eventuali forti disomogeneità litomeccaniche dei terreni costituenti il sottosuolo. Questi dati sono elementi importanti per valutare il piano di posa ottimale dei manufatti previsti e per il dimensionamento delle strutture fondali in relazione alle eventuali problematiche legate ai cedimenti differenziali dei terreni di fondazione.

L'osservazione del grafico penetrometrico (Tav. 7) va fatta puntualizzando che:

- la prova penetrometrica è stata interrotta alla profondità di 3,8 m dal piano campagna per l'aumento progressivo della resistenza dinamica alla penetrazione (Rpd) dovuto all'attrito laterale lungo la batteria d'aste di penetrazione;
- i dati di Rpd sono quindi da considerarsi significativi ai sensi delle elaborazioni geotecniche fino alla profondità di 2,4 m dal p.c.. Al di sotto di questa quota essi sono influenzati dall'attrito laterale di cui si è detto al punto precedente. La componente di attrito laterale aumenta progressivamente con l'approfondimento arrivando a toccare il 50% a fine prova;
- Non sono state riscontrate tracce d'acqua nel foro di prova.

4.2 SONDAGGI DIRETTI

Sono stati eseguiti tre saggi esplorativi con un escavatore meccanico nei punti segnati in Tav. 6.

In Tav. 8 sono riportate le stratigrafie emerse dai sondaggi diretti e le misure di resistenza alla penetrazione semplice (q_u) misurata con penetrometro tascabile nei livelli limosi e argillosi. In Tav. 9 è riportata una descrizione fotografica degli scavi.

In S3, spinto fino alla profondità massima raggiungibile dall'attrezzatura utilizzata (3,8 m), non è stato intercettato il tetto del substrato pelitico (regolite) individuato negli altri due saggi.

Sono emersi tre distinti livelli stratigrafici:

Livello 1: terreno agrario, dello spessore medio di 40 cm. Inadatto ad ospitare opere fondali d'alcun tipo.

Livello 2: coltre d'alterazione della Formazione di Contignaco, costituita da argilla limosa di colore marrone chiaro, che passa al grigio dove meno alterata. Presenta resistenze alla compressione semplice misurate con penetrometro tascabile $q_u > 1,0 \text{ Kg/cm}^2$. A partire dal metro di profondità dal piano campagna. Il valore della rottura alla compressione semplice aumenta regolarmente con la profondità ed alla quota di - 2,0 metri dal piano campagna è sempre maggiore di **2,0 Kg/cm²**. Il suo spessore è minimo in S1 (30 cm) e massimo in S2 (>3,5 m).

Livello 3: tetto del substrato inalterato della Formazione di Contignaco (regolite), costituito da peliti cementate di colore grigio, fittamente stratificate. In S3 si è intercettata una bancata arenacea alla profondità di circa 1,8 m dal piano campagna. La profondità minima cui s'incontra il substrato è di 70 cm in corrispondenza del saggio S1, mentre

quella massima non è stata appurata, poiché esso non è stato raggiunto dall'escavatore in S2.

Non è stata rilevata la falda idrica; i terreni sono apparsi asciutti in tutti gli scavi eseguiti.

4.3 PROSPEZIONE SISMICA (MASW)

È stata eseguita una prospezione sismica con tecnica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves - Analisi Multicanale di Onde Sismiche di Superficie) nell'area in oggetto. Lo scopo del sondaggio sismico effettuato è stato quello di valutare il profilo di velocità delle onde di taglio (**Vs**) al *di sopra del substrato sismico*, indispensabile per valutare la Risposta Sismica Locale.

Le caratteristiche della strumentazione utilizzata, il settaggio impostato ed i risultati ottenuti, sono riportati nello specifico allegato in fondo alla presente relazione. Per le elaborazioni dei dati è stato utilizzato il programma Easy Masw della Geostru.

Si è valutata la $V_{s,eq}$, (nel nostro caso = V_{s30}) ossia la media armonica della *velocità di propagazione delle onde di taglio al di sopra del substrato sismico* con $V_s > 800$ m/sec.

Si è ottenuto il seguente valore:

$$V_{s,eq} = V_{s30} = 438 \text{ m/sec}$$

Questo valore permette, qualora si voglia procedere con approccio semplificato, di assegnare, come da DM 17/01/2018, i terreni qui presenti alla **Categoria di Sottosuolo B** (*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s*).

5 STRATIGRAFIA LOCALE

L'osservazione congiunta dei risultati delle prove geognostiche eseguite permette la seguente ricostruzione stratigrafica del sedime di progetto. Essa è caratterizzata da quattro distinti livelli:

livello 1 (*cotica superficiale agraria*): non caratterizzabile da un punto di vista geotecnico e da scartare come terreno d'imposta di fondazioni, sia per la vicinanza alla superficie che per le eterogenee caratteristiche geotecniche . Presenta spessore limitato a 30-50 cm;

livello 2 (*limo sabbioso argilloso*): presenta spessori estremamente variabili: da pochi decimetri in S1 a diversi metri in S3. In quest'ultimo punto di prova non è stato possibile determinarne lo spessore reale (ad ogni modo superiore ai 3,5 m), poiché non si è stati in grado di raggiungere il tetto della Formazione di Contignaco. I valori di resistenza dinamica (Rpd) registrati al suo interno in P1 sono piuttosto costanti fino alla profondità di 2,4 m, quota alla quale essi iniziano ad aumentare progressivamente per effetto dell'attrito laterale lungo la batteria d'aste di penetrazione.

Il valore medio significativo di questo livello si attesta attorno a **Rpd = 20 kg/cm²**;

livello 3 (*regolite della Formazione di Contignaco - CTG*): rappresenta il tetto della Formazione pelitica di Contignaco. Molto competente, ha impedito l'approfondimento dell'escavatore meccanico, quindi è rappresentato in Tav. 8 dal livello pelitico cementato di fondo scavo. Dalla prova penetrometrica P1, il suo spessore può essere valutato in circa 70 cm e non si ha ragione di credere che possa variare di molto da punto a punto del sedime di progetto. La valutazione delle sue caratteristiche geotecniche viene fatta non sulla base dei risultati penetrometrici, viziati come già detto da forte componente d'attrito laterale, bensì per altra via (vedi Cap. 7). Dal confronto delle quote cui s'intercetta il tetto del substrato roccioso risulta evidente che esso si approfondisce procedendo verso Sud con pendenza almeno del 50%. Il dato è in accordo con la giacitura locale della Formazione CTG;

livello 4 (*Formazione di Contignaco - CTG*): Individuato nella penetrometria P1 alla profondità di 3,0 m circa. Valgono per questo livello le stesse considerazioni geotecnico-stratigrafiche fatte per il livello 3, ove s'intende che il livello 4 presenta un miglioramento significativo in termini di resistenza al taglio rispetto al livello 3. nell'elaborazione geotecnica del Cap. 7 si farà riferimento alle caratteristiche del livello 3, estese per cautela al livello 4.

6 AZIONE SISMICA

Il Comune di Castelnuovo ne' Monti (RE) è classificato nella **zona sismica 2** (vedi Ordinanza del P.C.M. n.3274 del 20/03/2003 e succ. mod. ed int.) ed ha elaborato ed approvato la microzonazione sismica del territorio comunale, anche della zona in oggetto.

Nella *carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS) - Sud-Est* della microzonazione sismica del Comune di Castelnuovo ne' Monti, elaborata da GEODES S.r.l. nel 2022 (vedi Tavola 5), l'area in oggetto è campita nella **zona 2010 – zone stabili suscettibili di amplificazioni locali (substrato non rigido con $V_s < 800$ m/sec posto a 20-25 m di profondità dalla superficie)**, assoggettata al secondo livello di approfondimento sismico (che richiede un'analisi semplificata con abachi), in base alla Delibera di Giunta Regionale della Regione Emilia-Romagna n.630 del 29/04/2019 (che ha aggiornato la D.G.R. 2193/2015 e la D.A.L. 112/2007).

Secondo la *carta di microzonazione sismica – FA P.G.A.* della microzonazione sismica del Comune di Castelnuovo ne' Monti, l'area d'intervento ricade nella zona di colore *nocciola* (vedi Tavola 5), il cui fattore di amplificazione Fa P.G.A. è:

Fa **P.G.A.** = 1,6

Gli altri fattori di amplificazione di intensità sismica Housner riportati nella microzonazione sismica sono:

Fa INTENSITA' SPETTRALE **I.S.** - $0,1 \text{ s} < T_0 < 0,5 \text{ s}$ = **1,6**

Fa INTENSITA' SPETTRALE **I.S.** - $0,5 \text{ s} < T_0 < 1,0 \text{ s}$ = **1,4**

Fa INTENSITA' SPETTRALE I.S. - $0,4 \text{ s} < T_0 < 0,8 \text{ s} = 1,4$

Fa INTENSITA' SPETTRALE I.S. - $0,7 \text{ s} < T_0 < 1,1 \text{ s} = 1,4$

Sempre secondo la *microzonazione del Comune di Castelnuovo ne' Monti*, l'area è soggetta ad un Livello di pericolosità sismica HSM = 0,57 g, che la colloca al confine tra le aree a pericolosità moderata e moderata/alta.

I fattori di amplificazione così indicati rappresentano il rapporto fra lo scuotimento sismico, espresso con l'accelerazione di picco orizzontale (PGA) e l'intensità spettrali I.S., valutato per la condizione geo-litologica specifica e il corrispondente scuotimento relativo alla categoria di sottosuolo A (così come definita nella Tabella 3.2.II del D.M. 17/01/2018).

Va detto che questi fattori d'amplificazione sismica hanno scarso significato tecnico-ingegneristico per la progettazione di interventi su strutture esistenti o per nuove edificazioni, in quanto non permettono l'elaborazione di *spettri di risposta in accelerazione* fondamentali nell'analisi strutturale dei manufatti o delle opere previste. Essi infatti sono prettamente indirizzati alla pianificazione urbanistica, pur mantenendo comunque il ruolo di indicatori di situazioni più o meno "stabili" ai fini sismici. Di certo si può affermare che, in qualunque modo si vogliano elaborare i dati acquisiti nella presente campagna, i valori d'amplificazione previsti sono comuni nell'area di Castelnuovo ne' Monti e che non siamo di fronte ad un sito passibile di eccezionali amplificazioni sismiche. Per il progetto esecutivo, pertanto, è possibile far riferimento ai valori d'amplificazione calcolati secondo la normativa sismica discendente dal D.M. 17/01/2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni). Infatti, nel conteso geologico-sismico descritto precedentemente e qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie (A, B, C, D ed E) definite nella Tabella 3.2.II del D.M. 17/01/2018, come nel sito in oggetto caratterizzato dal graduale miglioramento generale delle proprietà meccaniche con la profondità e dall'assenza di significativi livelli di terreno a scadenti caratteristiche geomeccaniche o liquefacibili¹, la norma (Cap. 3.2.2 del D.M. 17/01/2018) prevede che per valutare l'effetto della risposta sismica locale, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si possa fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della *velocità di propagazione delle onde di taglio* V_s^2 .

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

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [3.2.1]$$

con:

h_i *spessore dell'i-esimo strato;*

¹ Vedi microzonazione sismica, i risultati dell'indagine effettuata nel sito d'intervento e gli studi effettuati in zona dal sottoscritto o da altri tecnici, che denotano l'assenza di rischio liquefazione (assenza di livelli sabbiosi o sabbioso-limosi poco addensati e saturi nei primi 10-20 m del sottosuolo) e la presenza, invece, di terreni prevalentemente rocciosi con caratteristiche geomeccaniche generalmente buone-ottime, che migliorano mediamente con la profondità. (vedi anche Capitolo 6 conclusivo).

² In caso contrario, l'effetto della risposta sismica locale si deve valutare mediante specifica analisi da eseguire con le modalità indicate nel Cap. 7.11.3 del D.M. 17/01/2018.

- $V_{s,i}$ *velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;*
 N *numero di strati;*
 H *profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.*

Per depositi con *profondità H del substrato* superiore a 30 m, la *velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$* è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H = 30$ m nella precedente espressione (3.2.1) e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Dai risultati della prospezione sismica (MASW) effettuata nell'area d'intervento, il *substrato sismico* o *bedrock sismico* (formazione con valori della *velocità di propagazione delle onde di taglio $V_s > 800$ m/sec*) è posto a profondità maggiori di 30 m dal piano campagna o di posa delle fondazioni (da dati bibliografici e considerazioni litostratigrafiche si trova in zona ad oltre 30 m dal p.c.), per cui la *velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$* è definita dal parametro $V_{s,30}$ (*velocità equivalente delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità*).

La $V_{s,eq}$ è stata misurata tramite una prospezione sismica con metodologia MASW effettuata dal sottoscritto con strumentazione in dotazione alla Geostudio (per i risultati dell'indagine sismica si veda l'allegato 1). Il dato emerso³, è una $V_{s,eq} = 438$ m/sec, che permette di assegnare il sedime dell'area in oggetto alla categoria B di sottosuolo (Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti caratterizzati da miglioramento delle proprietà meccaniche con l'aumento della profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/sec e 800 m/sec).

L'area in oggetto è classificabile nella categoria topografica T1 (*pendii con inclinazione media $i < 15^\circ$*).

In base alla morfologia (versante con pendenza media dell'ordine dei 11° - 12°), l'area in oggetto è classificabile nella categoria topografica T1 (*superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$*). Pertanto, si potrà adottare un *coefficiente di amplificazione topografico S_t* pari a **1,00** (vedi Tabella 3.2.VI del D.M.17/01/2018).

Le tabelle per la stima semplificata dell'amplificazione stratigrafica allegate al DGR 630/19, integrato dal DGR 476/21 (vedi Tab. 1) nel caso di approfondimento sismico di 2° livello e di substrato non rigido, indicano un valore del fattore d'amplificazione coerente con quello riportato nella microzonazione ($FA = 1,6$).

V_{s0} (m/s) → H (m)	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
5	2,5	2,0	1,6	1,5	1,4	1,3	1,3	1,2	1,2	
10	2,3	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7	1,6	1,5	1,5	1,2
15	2,2	2,2	2,1	2,0	1,9	1,8	1,7	1,6	1,5	1,2
20	2,1	2,1	2,1	2,0	1,9	1,7	1,6	1,5	1,4	1,2
25	2,1	2,1	2,1	2,0	1,9	1,8	1,6	1,4	1,3	
30		2,1	2,1	2,0	1,9	1,8	1,6	1,4	1,3	
35		2,1	2,1	2,0	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4	1,2
40		2,0	2,0	2,0	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4	1,2
50		1,9	1,9	1,9	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4	1,2

Fattore di Amplificazione PGA

Fattori d'amplificazione stratigrafica per approfondimenti 2° livello microzonazione sismica
Zona Appennino – substrato non rigido.

³ Il valore di V_{s0} è stato determinato, come prevede la norma (D.M. 17/01/2018), escludendo il primo metro di sottosuolo entro cui non devono essere alloggiati le fondazioni dell'intervento previsto. Nel calcolo del valore di $V_{s,eq}$ si è considerata l'elaborazione che restituisce valori medi, in modo da compensare eventuali sovrastime o sottostime dovute a possibili errori strumentali e di elaborazione (che generalmente possono ammontare a circa $\pm 20\%$ del valore reale di V_{s0}).

Per la definizione dell'azione sismica di progetto, le nuove norme prevedono l'applicazione del catalogo parametrico CPTI04, database realizzato dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, introducendo i valori di dell' *accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido* a_g in corrispondenza dei punti di un reticolo, i cui nodi non distano fra loro più di 4 km. Se il sito in esame non ricade nei nodi del reticolo di riferimento, il valore del parametro a_g può essere ricavato come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici. Pertanto, i primi elementi da considerare per il calcolo dell'accelerazione sismica, sono le coordinate geografiche del sito (nel sistema Geodetico di riferimento ED50 – European Datum 1950):

Longitudine = 10.39480° Latitudine = 44.43713°
(Punti della maglia: 16939 16938 117161 17160)

Inoltre, occorre definire la *vita nominale* V_N , la *classe d'uso* (quattro classi, I, II, III e IV, che determinano il *coefficiente d'uso* C_U) ed il *periodo di riferimento* V_R (sempre maggiore od uguale a 35 anni) della struttura in progetto. Questi concorrono, insieme alla *probabilità di superamento* P_{VR} nel periodo di riferimento V_R (associato a ciascuno degli stati limite previsti), a definire il *tempo di ritorno* T_R dell'azione sismica e perciò le forme spettrali dell'azione sismica di progetto. Queste sono definite in funzione dell' *accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido* a_g (*pericolosità sismica*), del *valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale* F_0 e del *periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale* T^*_c . Utilizzando una *vita nominale* $V_N = 50$ anni (opere ordinarie), *classe d'uso = II* (costruzioni il cui uso prevede normale affollamento), da cui un *periodo di riferimento* $V_R = 50$ anni, *probabilità di superamento* P_{VR} di $V_R = 10\%$ (*Stato Limite di salvaguardia della Vita SLV*), si ottiene un *tempo di ritorno* $T_R = 475$ anni ed i seguenti valori dei parametri a_g , F_0 e T^*_c (sono riportati tutti i valori dei parametri a_g , F_0 e T^*_c per i periodi di ritorno T_R associati a ciascun Stato Limite):

STATO LIMITE	P_{VR}	T_R [anni]	a_g [g/10]	F_0	T^*_c [s]
SLO	81%	30	0.574	2.479	0.250
SLD	63%	50	0.721	2.464	0.260
SLV	10%	475	1.649	2.530	0.290
SLC	5%	975	2.072	2.535	0.300

In rosso sono evidenziati i valori corrispondenti allo *Stato Limite di salvaguardia della Vita SLV*, in quanto essi sono i principali parametri di riferimento per l'opera in progetto. I valori dell' *accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido* a_g (*pericolosità sismica*) sono espressi in g/10, per cui si avrà, per lo *Stato Limite di salvaguardia della Vita SLV*, un' *accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido* a_g pari a circa **0.165 g** (\cong **1,62 m/sec²** con $g = 9,80665$ m/sec²).

In assenza di analisi specifica della risposta sismica locale, l' *accelerazione orizzontale massima attesa al sito* $a_{g\ max}$ può essere valutata con la relazione:

$$a_{g\ max} = S \times a_g$$

dove:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione $S = S_s \times S_T$, in cui:

S_s = *coefficiente di amplificazione stratigrafica*, variabile da 0,9 a 1,8 in base alla categoria di sottosuolo, al valore di a_g ed al valore di F_0 ($F_{0\ minimo} = 2,2$)

S_T = *coefficiente di amplificazione topografica*, variabile da 1,0 a 1,4 in base all'inclinazione del versante ed alla posizione dell'edificio su di esso

a_g = *accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido*

Nel caso in oggetto si ha:

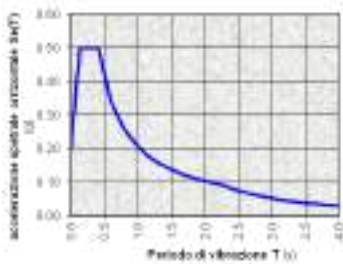
$S_s = 1,2$ (categoria **B** di sottosuolo)

$S_T = 1,0$ (categoria topografica T1)

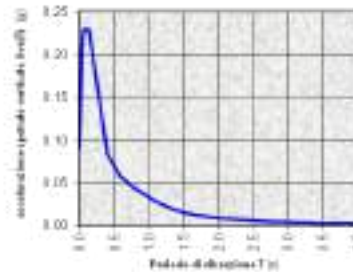
$S = S_s \times S_T = 1,2$

$a_{g \max} = 1,2 \times 0,165 \text{ g} \cong 0,198 \text{ g} (\cong 1,94 \text{ m/sec}^2)$

Assumendo come *coefficiente viscoso di smorzamento convenzionale* ζ il valore percentuale del 5% (per cui il fattore $\eta = 1$), si ottengono i seguenti spettri di risposta elastica delle componenti orizzontale e verticale per *Stato Limite di salvaguardia della Vita SLV*.



Spettro di risposta elastico della componente orizzontale per lo SLV



Spettro di risposta elastico della componente verticale per lo SLV

Dagli spettri di risposta elastici, in base alle caratteristiche dell'opera, si ottengono quelli di progetto e da questi si determina il *fattore d'inerzia della struttura* K_n che si utilizza nella verifica allo Stato Limite Ultimo delle fondazioni in condizioni sismiche (vedi Cap. 3.2.3.5, Cap. 7.3.1 e Cap. 7.3.3.2 del D.M.17/01/2018).

Per le verifiche di stabilità globale e delle fondazioni in condizioni sismiche, occorre definire i coefficienti dell'azione sismica. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici ed utilizzando metodi pseudostatici, si ha:

$$K_h = \beta_s a_{g \max} / g$$

$$K_v = \pm 0,5 K_h$$

dove:

K_H = *coefficiente dell'azione sismica orizzontale*

K_V = *coefficiente dell'azione sismica verticale*

β_s = *coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito*, variabile da 0,2 a 0,3 in base alla categoria di sottosuolo ed al valore di a_g

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

g = *accelerazione di gravità*

Nel caso in oggetto, con un'accelerazione orizzontale massima attesa al sito $a_{g \max}$ pari a **0,198 g** ed un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_s pari a **0,24** (vedi Tabella 7.11.I D.M.14/01/2008), si ottiene:

coefficiente dell'azione sismica orizzontale $K_h \cong 0,048$

coefficiente dell'azione sismica verticale $K_v \cong \pm 0,024$

Questi coefficienti sono da adottare nelle eventuali verifiche di stabilità globali. Inoltre il valore di *coefficiente dell'azione sismica orizzontale* K_h corrisponde al valore del *fattore*

d'inerzia del suolo K_{hk} da utilizzare nella verifica allo Stato Limite Ultimo delle fondazioni in condizioni sismiche. (vedi Capitolo C7.11.5.3.1 della circolare 21/01/2019 n. 7 C.S.LL.PP.).

Il fattore d'amplificazione dell'accelerazione massima attesa al suolo ottenuto per questa via è inferiore a quello indicato dalla microzonazione sismica.

Si ricorda ad ogni modo che i valori del fattore d'amplificazione da DGR 630/19 hanno la funzione di parcellizzare il territorio a fini di distribuzione urbanistica generale, quindi nel caso di un progetto esecutivo fanno fede i valori d'amplificazione sismica calcolati come da NTC 2018.

7 MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO

Il modello geotecnico del sottosuolo dell'area di sedime dell'intervento in oggetto è stato individuato sulla base dell'interpretazione dei dati raccolti durante l'indagine effettuata dal sottoscritto nel giugno 2022. Questa è stata spinta nella parte del sottosuolo influenzato, direttamente o indirettamente, dal manufatto e che influenza il manufatto stesso (volume significativo).

Il sottosuolo è stato suddiviso in due orizzonti litomeccanici omogenei; è stata esclusa dalla caratterizzazione geotecnica la cotica superficiale di terreno agrario e alterato (livello 1 del Cap. 4.1) e il regolite (livello 3 del Cap. 4.1) è stato accorpato al substrato CTG (livello 4 del Cap. 4.1). Per ogni livello litomeccanico viene data una sintetica descrizione litologica e vengono riportati i valori dei parametri geotecnici di interesse, ricavati dall'analisi dei dati raccolti. Nella modellazione geotecnica, si è considerato solo il "volume significativo" del sottosuolo dell'area in oggetto che può essere valutato, nel caso presente, in uno spessore di una decina di metri massimo.

In sintesi, sono stati individuati due orizzonti litomeccanici che costituiscono il "volume significativo" del sito d'intervento (vedi risultati indagine geognostica al Capitolo 4 e sezione della verifica di stabilità alla Tavola 10):

- ORIZZONTE 1: limo sabbioso argilloso dello spessore variabile da 0,5 m a 5,0 m;
- ORIZZONTE 2: roccia pelitica cementata e stratificata appartenente alla *Formazione di Contignaco CTG* (presente al di sotto dell'orizzonte 1 fino alla profondità di almeno una decina di metri dal piano campagna).

La penetrometria ha restituito valori di resistenza dinamica all'interno dell'ORIZZONTE 1 assai affidabili per un'elaborazione geotecnica; ad essi ci si è quindi affidati per ottenere i parametri geotecnici d'interesse progettuale.

L'**ORIZZONTE 1** è costituito prevalentemente da terreno coesivo (limo), per cui i parametri geotecnici più significativi che si ricavano dai valori di resistenza dinamica sono quelli in *condizioni non drenate (coesione non drenata c_u e modulo edometrico E_d)*.

Come valori dei parametri geotecnici in *condizioni non drenate* vengono proposti sia quelli caratteristici (κ) più cautelativi, prossimi ai valori minimi, che quelli caratteristici (κ) prossimi alla media. Essi sono stati determinati, come indicato dalla norma in caso di un

numero sufficiente di dati, con metodi statistici (5° percentile della distribuzione dei dati e 5° percentile della distribuzione della media dei dati per ogni parametro geotecnico). Per la coesione non drenata ed il modulo edometrico è stata utilizzata una distribuzione lognormale.

Il primo passo è stato quello di correlare i dati ottenuti dalla penetrometria effettuata (vedi report al seguito della Tav. 7) con quelli che si otterrebbero da prove SPT (Standard Penetration Test), in particolar modo con il numero di colpi o *resistenza penetrometrica* N_{spt} . Le prove SPT sono tra quelle più diffuse e consolidate nel campo della caratterizzazione geotecnica dei terreni. La *resistenza penetrometrica* N_{spt} si può ottenere dal *numero di colpi* N_{10} registrati nelle prove penetrometriche dinamiche utilizzando varie correlazioni (F. Vannelli e E. Benassi 1983, Pasqualini 1983, ecc.)⁴. Dai valori di *resistenza penetrometrica* N_{spt} si sono ricavati, tramite relazioni empiriche (Terzaghi e Peck, Sanglerat, Benassi e Vannelli, Houston, Begemann), i valori di *coesione non drenata* c_u per i terreni coesivi in oggetto (ogni 10 cm).

I *moduli di compressibilità o moduli edometrici* E_{ed} si sono ricavati sia dai valori di *resistenza penetrometrica* N_{spt} mediante varie correlazioni empiriche (Vesic, Trofimenkov, Sanglerat) che dai valori di *resistenza dinamica convertiti in valori di resistenza alla punta* q_c mediante relazioni empiriche desunte da diversi Autori (Leonard, Sanglerat, ecc.) e verificate dal loro comune uso nell'area emiliana⁵.

I *pesi di volume del terreno* γ sono stati ricavati sia dai valori di *resistenza dinamica* r_d registrati nelle prove penetrometriche, che dagli innumerevoli dati su terreni analoghi a quelli in questione, in possesso del sottoscritto (analisi di laboratorio, ecc.).

Per caratterizzare da un punto di vista geotecnico l'**ORIZZONTE 2** (regolite e substrato roccioso inalterato della Formazione di Contignaco) si è utilizzato invece il programma RocLab. I valori di resistenza dinamica registrati all'interno del regolite-substrato sono infatti condizionati da una componente di attrito laterale che arriva anche al 50%. Qualora il progettista voglia quindi far riferimento ai valori dei parametri geotecnici riportati nei tabulati prodotti a seguito di Tav. 7 dovrà tener conto di questo fatto.

Il programma RocLab permette di ottenere i parametri di resistenza di un ammasso roccioso anche in assenza di rigorose prove in situ o di prove di laboratorio su campioni, basandosi sul criterio di rottura di Hoek-Brown. Il metodo utilizzato permette anche di ottenere una restituzione dei valori di resistenza in termini di attrito interno e coesione, secondo il criterio di Mohr-Coulomb. I dati di entrata richiesti sono la *resistenza alla compressione uniassiale* (σ_{ci}), il *parametro d'integrità* (m_i), l'*indice di resistenza geologica* (GSI), il *fattore di disturbo* (D) ed il *modulo di deformazione* (E_i). In assenza di dati diretti, il modulo di deformazione si può ottenere attraverso un coefficiente M_r da applicare al parametro d'integrità σ_{ci} . Tutti i parametri d'entrata si possono ottenere da

⁴ $0,7 N_{spt} \geq N_{10} \geq 1,2 N_{spt}$ di F. Vannelli e E. Benassi (1983) elaborata sperimentalmente per penetrometri tipo Dynastar; la correlazione elaborata da Pasqualini (1983), Meyerhof (1956), Desai (1968) Borowczyk-Frankowsky (1981) basata sull'energia specifica per colpo ed utilizzata dal software Dynamic Probing della Geostru (vedi allegato ai grafici penetrometrici), restituisce valori N_{spt} estremamente cautelativi.

⁵ Va comunque sottolineato che tale metodo può determinare un errore anche del 50% rispetto al valore reale.

apposite tabelle che prendono in considerazione gli aspetti macroscopici e geologici della Formazione considerata.

I dati di input inseriti, adeguatamente scelti per rappresentare la probabile fratturazione del regolite, sono stati i seguenti:

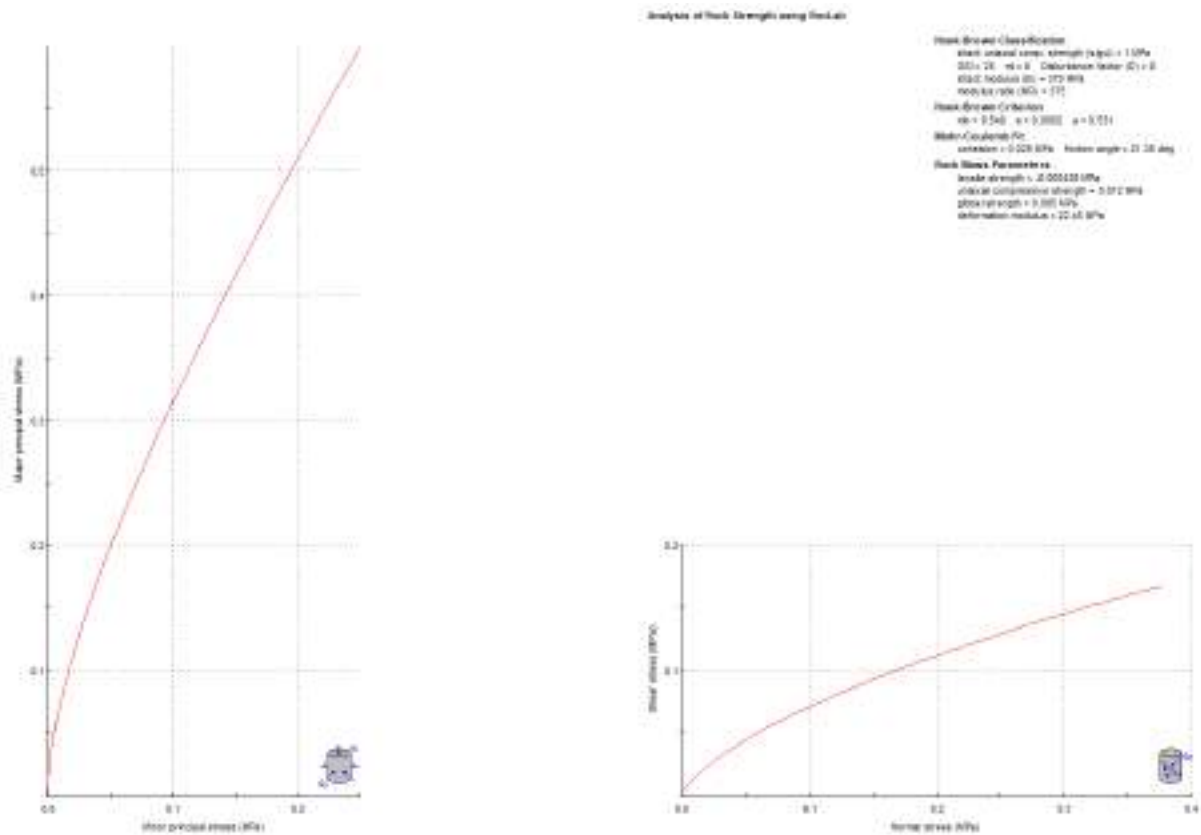
sigci = 1 Mpa

mi = 8

GSI = 25

D = 0

MR = 375



Schermata di restituzione finale del programma roclab

Occorre sottolineare che dell'orizzonte 1 vengono restituiti i soli valori dei parametri in condizioni non drenate, visto che per terreni prevalentemente coesivi, normalconsolidati o leggermente sovraconsolidati come quelli in questione, i parametri geotecnici in *condizioni non drenate* portano a risultati di portanza generalmente più cautelativi di quelli in *condizioni drenate*.

Allo stesso modo vengono forniti i soli parametri in condizioni drenate per l'orizzonte 3, dato che si presuppone che le acque d'infiltrazione o interne alla porosità naturale della roccia non subiscano sovrappressioni indotte dall'applicazione dei carichi previsti dal progetto.

Nella seguente tabella 1, in modo schematico, è proposta la caratterizzazione di dettaglio dei singoli orizzonti litomeccanici del modello geotecnico sulla base dei dati raccolti.

ORIZZONTE 1 (limo sabbioso argilloso)	Parametri geotecnici in <i>condizioni non drenate</i> (per verifiche “a breve termine”)		Profondità (m) Da 0,5 m a 0,8 – 5,0 m
	Prossimi al minimo (κ)	Prossimi alla media (κ)	
<i>Coesione non drenata</i> c_u	50 KPa	65 KPa	
<i>Modulo edometrico</i> E_{ed}	6,5 MPa	7,0 MPa	
<i>Peso di volume del terreno</i> γ	19 KN/m ³		
<i>Peso di volume del terreno saturo</i> γ'	20 KN/m ³		
ORIZZONTE 2 regolite della Formazione di Contignaco	Parametri geotecnici in <i>condizioni drenate</i> (per verifiche “a lungo termine”)		Profondità (m) Da 0,8 -5,0 m a 10 ,0 m
	Valori minimi		
<i>Angolo d'attrito efficace</i> ϕ'	21,3°		
<i>Coesione efficace</i> c'	29 KPa		
<i>Modulo edometrico</i> E_{ed}	7,0 MPa		
<i>Peso di volume del terreno</i> γ	20 KN/m ³		
<i>Peso di volume del terreno saturo</i> γ'	21 KN/m ³		

Tabella 1: parametri geotecnici caratteristici

In generale, occorre riferirsi a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno con possibile compensazione delle eterogeneità (come nel caso di normali opere di fondazione e delle verifiche di stabilità generale o globale) 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 (vedi Cap. C6.2.2 della Circolare 21/01/2019 n. 7 C.S.LL.PP..). Pertanto, nelle verifiche geotecniche delle opere di fondazione, a discrezione del tecnico progettista incaricato di elaborare la relativa relazione geotecnica, si potranno utilizzare i valori caratteristici dei parametri geotecnici prossimi ai valori medi o quelli prossimi al minimo. Per le possibili eterogeneità presenti nei terreni di fondazione, in via

cautelativa, si consiglia comunque di utilizzare valori dei parametri geotecnici prossimi al minimo o minimi.

Qualora si opti per la realizzazione di fondazioni dirette superficiali, si consiglia di alloggiarle nel regolite o nel substrato roccioso nella loro totalità, alla profondità minima di 1,0 m dal piano campagna. In tal modo si escluderanno i terreni superficiali soggetti all'escursione termica stagionale, causa di fenomeni di ritiro e dilatazione e si potrà confidare su condizioni di sicurezza e prestazioni migliori, sia per quel che riguarda la portanza dei terreni che in relazione alla risposta sismica. Qualora si alloggino le fondazioni parte sul substrato roccioso e parte sul limo sovrastante, si consiglia di creare una platea adeguatamente irrigidita per scongiurare l'insorgere di cedimenti differenziali. La precisa profondità di posa delle nuove fondazioni andrà comunque valutata in fase scavo; a tal proposito è consigliabile la presenza dello scrivente o di altro tecnico abilitato al fine di acquisire ulteriori elementi di conoscenza e per avere conferma delle ipotesi fatte.

Seguendo le prescrizioni dettate nel presente rapporto, i valori dei cedimenti assoluti, dei cedimenti differenziali e della distorsione angolare massima cui andrà incontro la struttura (Stati Limite di Esercizio) saranno di limitata entità. Essi, eventualmente sommati a quelli sismici⁶, dovranno comunque essere compatibili con gli spostamenti e le prestazioni attese per l'opera.

In base alle caratteristiche strutturali dell'intervento, il tecnico progettista incaricato di elaborare e redigere la relazione geotecnica potrà ad ogni modo, qualora ritenga insufficienti gli elementi qui esposti, affinare il modello stratigrafico-geotecnico del sottosuolo proposto, elaborando i dati raccolti nella presente indagine e quelli di eventuali indagini integrative per le verifiche previste dal D.M. 17/01/2018 sulla sicurezza del complesso fondazioni-terreno di tipo geotecnico (GEO)⁷.

7.1 COSTANTE DI WINKLER

Il modulo di reazione del terreno o *costante di Winkler* **K** può essere valutato in prima approssimazione, con la seguente espressione (Bowles, 1991):

$$\text{Costante di Winkler } \mathbf{K} = 0,4 \times \mathbf{q}_d \quad (\text{in Kg/cm}^3)$$

dove:

$$\mathbf{q}_d = \text{Capacità portante ultima del terreno o carico di rottura unitario (in Kg/cm}^2)$$

Nel caso che le fondazioni siano alloggiate nei terreni dell'ORIZZONTE 1, considerando un valore di *capacità portante ultima* \mathbf{q}_d pari a 2,7 Kg/cm² (ricavato da elaborazione dei dati penetrometrici ed esperienza professionale pregressa), si avrà:

$$\text{Costante di Winkler } \mathbf{K} = 0,4 \times 2,7 \cong 1,1 \text{ Kg/cm}^3$$

⁶ La valutazione dei cedimenti sismici viene usualmente fatta per terreni incoerenti sabbiosi (saturi e non) e tutt'al più per terreni coerenti soffici e/o plastici sotto carichi dinamici particolarmente intensi.

⁷ La scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno deve essere effettuata dal progettista in base ad una stima ragionata e cautelativa dei valori dei parametri nello stato limite considerato, in base ai diversi tipi di verifica ed alle caratteristiche della struttura (vedi Cap. C6.2.2 della Circolare 21/01/2019 n.7 C.S.LL.PP.). Egli è responsabile del piano d'indagine, della modellazione e della caratterizzazione geotecnica del sottosuolo dell'area d'intervento (vedi Capitolo 6.2.2 del D.M. 17/01/2018).

Nel caso, invece, che le fondazioni siano alloggiare nei terreni dell'ORIZZONTE 2, considerando un valore di *capacità portante ultima* q_u pari a $4,5 \text{ Kg/cm}^2$ (vedi sopra), si avrà:

$$\text{Costante di Winkler } K = 0,4 \times 4,5 \cong 1,8 \text{ Kg/cm}^3.$$

8. VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

Per valutare le condizioni teoriche d'equilibrio del sito di progetto si è eseguita una verifica globale di stabilità del complesso versante-edificio ad intervento concluso (vedi Tav. 10 e allegato al seguito). A questo scopo è stato utilizzato il programma SSAP 2010 (Slope Stability Analysis Program) del dr. Lorenzo Borselli, nella sua versione 5.1 aggiornata al giugno del 2022. Nel particolare, si è utilizzato il motore di ricerca "Sniff Random Search", che individua le ipotetiche superfici critiche a minor coefficiente di sicurezza.

Nella verifica di stabilità effettuata il versante, il cui andamento altimetrico è stato ricavato da misurazioni dirette nei pressi del sedime di progetto raccordate ai dati tematici della cartografia regionale (CTR), è stato descritto mediante due livelli corrispondenti agli ORIZZONTI 1 e 2 descritti nel Cap. 7. Il semplice schema stratigrafico e geotecnico utilizzato è visibile alla seguente Tabella 2:

	spessore (m)	ϕ' (gradi)	c' (KPa)	ϕ'_{dim} (gradi)	c'_{dim} (KPa)	γ (KN/m ³)	γ' (KN/m ³)	K_n
Strato 1	0,5 - 5	0	50	0	35,7	19,0	20,0	0,063
Strato 2	∞	24.7	38	20.2	30.4	20	21	0,063

Tabella 2: schema stratigrafico-geotecnico

I particolari geometrici, geotecnici e sismici di dettaglio della verifica sono riportati nei tabulati al seguito della Tavola 10.

La verifica è stata effettuata utilizzando l'algoritmo di calcolo creato da Borselli nel 2016. Il coefficiente d'accelerazione sismica orizzontale utilizzato è stato $K_h = 0,063$, in ossequio alle prescrizioni del Titolo V del PSC di Castelnuovo ne' Monti ("Norme per la riduzione del rischio sismico"), ottenuto moltiplicando il valore dell'accelerazione massima attesa al suolo per il Comune di Castelnuovo con probabilità di superamento del 10% in 50 anni (0.165) per il Fattore d'Amplificazione $FA = 1,6$ dettato dalla Microzonazione Sismica; a titolo cautelativo si è tralasciato di considerare il decremento dello stesso con la profondità. Si sono ricreate le condizioni di di sisma attivo e freatica a saturare parte dello strato superficiale. La pressione imposta dal nuovo edificio è stata fissata in 80 KPa per una lunghezza di 15 metri.

Le verifiche sono state condotte secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2) indicato dalle NTC (D.M. 17/01/2018). Coerentemente con le indicazioni contenute nelle NTC, i valori dell'angolo d'attrito efficace e della coesione efficace sono stati ridotti applicando la Tabella 6.2.II del D.M.17/01/2018. I valori diminuiti sono riportati in questo Capitolo alla Tabella 2.

Il grado minimo di sicurezza che garantisca la stabilità teorica del versante (rapporto tra resistenza al taglio e sforzo di taglio, solitamente denominato coefficiente di sicurezza) deve essere rapportato a R2, in altre parole essere eguale o maggiore a 1,1 (vedi Tabella 6.8.I. del D.M.17/01/2018).

In Tav. 10 ed allegati al loro seguito sono mostrate e descritte analiticamente e geometricamente le 10 superfici maggiormente critiche individuate dal codice di calcolo. Il coefficiente di sicurezza minimo registrato lungo la superficie maggiormente critica (linea a rosso più marcato di Tav. 10) è stato di **fs = 1,13**. Il dato indica un versante in condizioni di equilibrio limite: si consideri però che il dato è stato ottenuto utilizzando parametri geotecnici cautelativi, ipotizzando la peggior situazione possibile ed un'accelerazione al suolo sovrastimata rispetto a quella ottenuta con la procedura da NTC. Inoltre, nessuna delle superfici critiche individuate coinvolge il sedime di progetto, ma è relativa alla porzione di versante ad esso sovrastante, caratterizzato da forte pendenza.

Si può quindi certificare che il progetto previsto, se eseguito a regola d'arte e nel rispetto delle prescrizioni della presente relazione, non comporterà alcun peggioramento delle attuali condizioni di stabilità del versante.

Per garantire la stabilità del versante non dovranno ad ogni modo essere operati sbancamenti con angoli di scarpa maggiori di 30° e altezza maggiore di 1,5 metri privi di strutture di contenimento. Per lo stesso motivo i muri di contenimento dovranno essere costruiti in più stralci, della larghezza massima di 6 metri. Eventuali venute d'acqua che dovessero scaturire durante gli scavi andranno immediatamente riprese e adeguatamente convogliate prima della ripresa degli scavi stessi.

9. NOTE CONCLUSIVE

Dalle considerazioni svolte nei Capitoli precedenti, si conclude che l'area è idonea dal punto di vista geologico, geomorfologico ed idrogeologico ad ospitare l'intervento previsto (costruzione di edificio residenziale). Il sedime di progetto è stabile e non è attualmente soggetto a rischio idrogeologico d'alcun tipo. L'intervento edile, se eseguito rispettando le prescrizioni contenute nel presente rapporto, non andrà a compromettere il buon grado di stabilità attuale del sedime di progetto, ne' comprometterà l'equilibrio del limitrofo corpo di frana quiescente, che non è direttamente interessato da opere d'alcun tipo. Gli scavi eseguiti nei pressi del suo piede, se eseguiti, come già detto, per stralci successivi e sostenuti da adeguate opere di contenimento, non avranno alcun effetto negativo sulla stabilità del corpo di frana quiescente. Il corpo di frana quiescente posto immediatamente a N-W del sedime di progetto, appare stabile e non mostra segni di degrado idrogeologico di alcun tipo; la sua genesi è da attribuirsi a condizioni climatiche periglaciali, ora del tutto improbabili a verificarsi nell'immediato futuro (ragionando in tempi geologici). Andrà ad ogni modo rispettata la distanza di sicurezza dal corpo di frana quiescente prevista dal RUE comunale (10 m).

Un'attenzione particolare andrà posta nella realizzazione di eventuali sbancamenti la cui altezza superi il metro e mezzo. Gli sbancamenti andranno eseguiti in stagione secca e nel più breve tempo possibile, evitando di lasciare aperti fronti di scavo non preventivamente

sostenuti di altezza maggiore di 1,5 m e larghezza maggiore di 6 metri con inclinazione di scarpa maggiore di 30°. Un'alternativa utile a scongiurare del tutto possibili cedimenti locali dello scavo può essere quella di creare un diaframma con una batteria di pali immediatamente a monte dello sbancamento prima della sua realizzazione. Si prevede che la gran parte del terreno asportato (1250 m³ circa) venga inviato a discarica. Il modesto quantitativo rimanente potrà essere comodamente riposizionato all'interno del cantiere senza creare problemi di stabilità; il materiale riposizionato dovrà raccordarsi con i pendii adiacenti senza discontinuità morfologiche e strutturali, in modo da formare con loro un'unità il più possibile omogenea. Nelle zone di ricoprimento si dovrà asportare preventivamente la cotica vegetale superficiale; ad opera ultimata si avrà cura di ricoprire la superficie con terreno agrario recuperato dalle operazioni di scorticamento preliminari o proveniente da altri siti; il manto vegetale che si verrà a creare costituirà un'efficiente protezione da indesiderati effetti erosivi.

Le nuove fondazioni dovranno essere alloggiare alla profondità di almeno un metro dal piano topografico attuale per escludere ciclici effetti tensionali (ritiro e dilatazione) dovuti all'escursione termica stagionale.

Qualora alla suddetta profondità non si sia intercettato ovunque il tetto del substrato roccioso (regolite) durante la realizzazione degli scavi per costruire le fondazioni, si potrà eventualmente asportare la porzione alterata e sostituirla con magrone cementizio od altro inerte per scongiurare possibili cedimenti differenziali della struttura. Utilizzando tale metodo si potrà scegliere la tipologia di fondazione preferita tra quelle a plinto, a platea o nastriforme. In alternativa potranno essere adottate fondazioni profonde su pali.

In ossequio alle "Norme per la riduzione del rischio sismico" di cui al Titolo V del PSC di Castelnovo ne' Monti, facendo riferimento, in mancanza di misure dirette, ai dati tematici riportati nella "Carta delle frequenze" della Microzonazione Sismica, si ricorda che la frequenza naturale dei terreni F_0 del sedime di progetto qui considerato è ragionevolmente compresa tra i 3,5 Hz ed i 4,0 Hz. A questi valori può far riferimento il Progettista per valutare i possibili effetti di doppia risonanza Terreno- Struttura.

Per l'assenza di una vera e propria falda idrica nel primo sottosuolo e la presenza di litotipi prevalentemente limosi o pelitici cementati si può escludere il rischio di liquefazione dei terreni di fondazione (vedi Capitolo 7.11.3.4.2 del D.M. 17/01/2018 e Delibera di Giunta Regionale della Regione Emilia-Romagna n.630 del 29/04/2019).

Questo fatto, insieme alle condizioni stratigrafiche ed alle proprietà dei terreni, permette di utilizzare l'approccio semplificato previsto dal Cap. 3.2.2 del D.M. 17/01/2018 al fine di valutare l'effetto della risposta sismica locale. In quest'ottica, potrà essere utilizzata la **Categoria di Suolo B** (*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s*).

Sulla base dell'indagine svolta nella presente relazione (dati bibliografici, prospezione sismica, prova penetrometrica, prove di resistenza alla rottura, ecc.), si sono definite le azioni sismiche di progetto (pericolosità sismica, categoria di sottosuolo, amplificazioni

GEOSTUDIO Geologi Associati **di Merlini - Monelli - Mattioli**

Sede legale: 42035 CASTELNOVO NE' MONTI (RE) Via Franceschini n.26 Fax/Tel. **0522 - 81 19 48**

stratigrafiche e topografiche, accelerazione attesa al sito, ecc.), il modello geologico-stratigrafico dell'area d'intervento e la relativa modellazione geotecnica del sottosuolo (parametri geotecnici caratteristici dei terreni). In occasione della stesura della relazione geotecnica delle fondazioni, utilizzando i dati raccolti nella presente indagine, potranno essere effettuate tutte le verifiche previste dal D.M. 17/01/2018 per la sicurezza del complesso fondazioni-terreno di tipo geotecnico (GEO).

Si assevera che la presente relazione è stata elaborata in ottemperanza alle disposizioni contenute nella Legge n.64 del 02/02/1974 e succ. mod. ed int., in conformità al D.M. LL.PP. 11/03/1988, alla Circ. LL.PP. 24/09/1988 n.30483, alla Circ. LL.PP. 09/01/1996 n.218/24/3, alla L.R. 20/2000 e succ. mod. ed int., alle D.G.R. 476-564/2021 (che hanno aggiornato il D.G.R. 630/2019, la D.A.L. 112/2007 e s.m.i.), al D.M. 17/01/2018 (che ha sostituito il D.M. 14/01/2008) ed alla Circolare 21/01/2019 n.7 C.S.LL.PP..

Estratto Carta Geologica dell'Appennino Emiliano Romagnolo
 Cartografia interattiva RER
 Sezione n. 218 131 Castelnovo ne' Monti



scala 1:5.000



Area d'intervento

CTG

FORMAZIONE DI CONTIGNACO

CTG1

FORMAZIONE DI CONTIGNACO
 Membro di Villaprara

PAT

FORMAZIONE DI PANTANO

a₂

Deposito di frana quiescente

12°



Giacitura degli strati



Faglia incerta

**CARTA GEOLOGICA
 E GEOMORFOLOGICA**

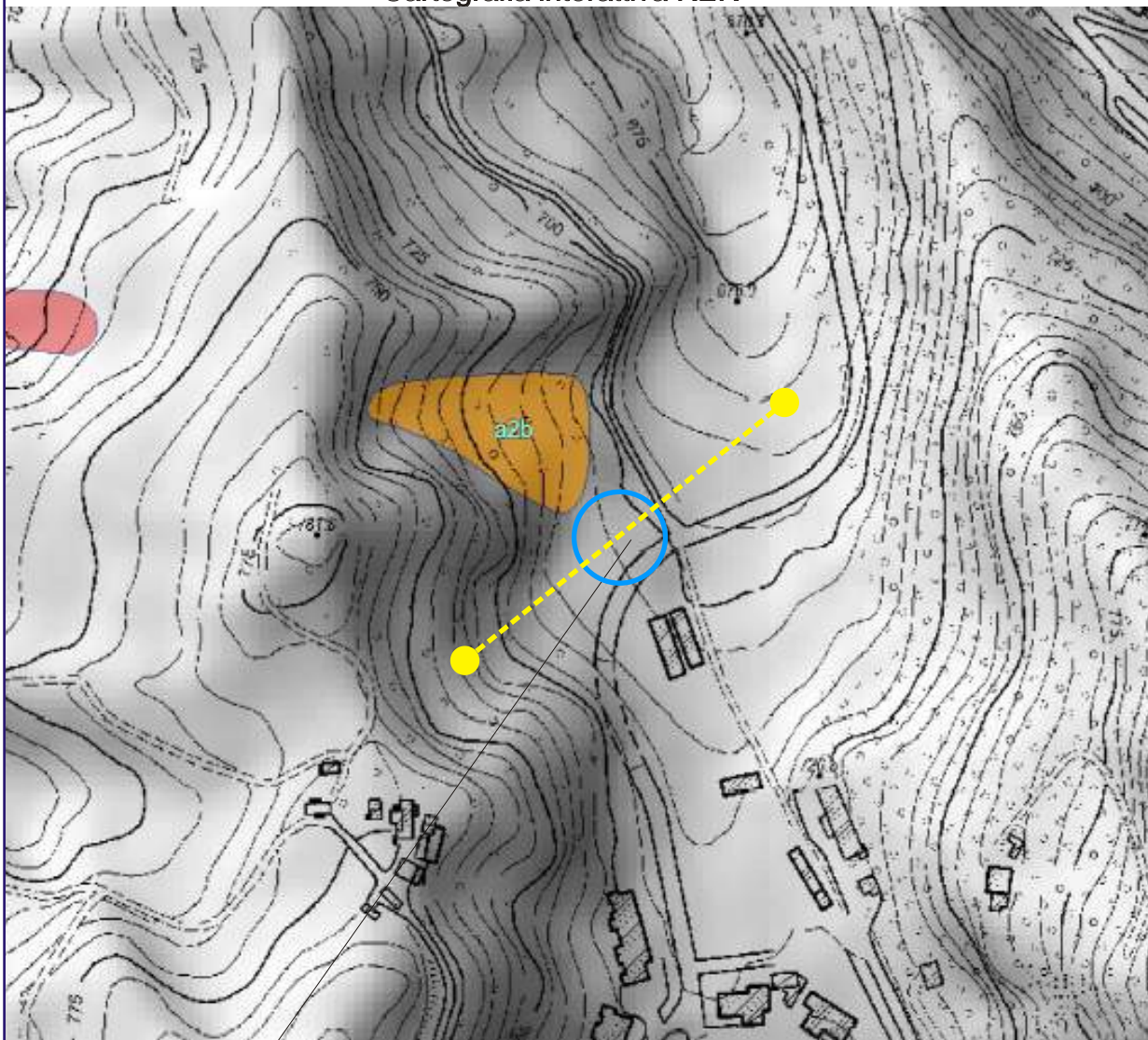
data: giugno 2022

comm: Cavecchi-Colombini

dis:

**TAVOLA
 1**

Estratto Carta del Dissesto
Cartografia interattiva RER



 Area oggetto del presente studio



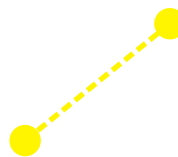
Frane attive (a1)



Frane quiescenti (a2)



Zone a substrato semiaffiorante



Traccia della
sezione di
verifica della stabilità

CARTA DEL DISSESTO

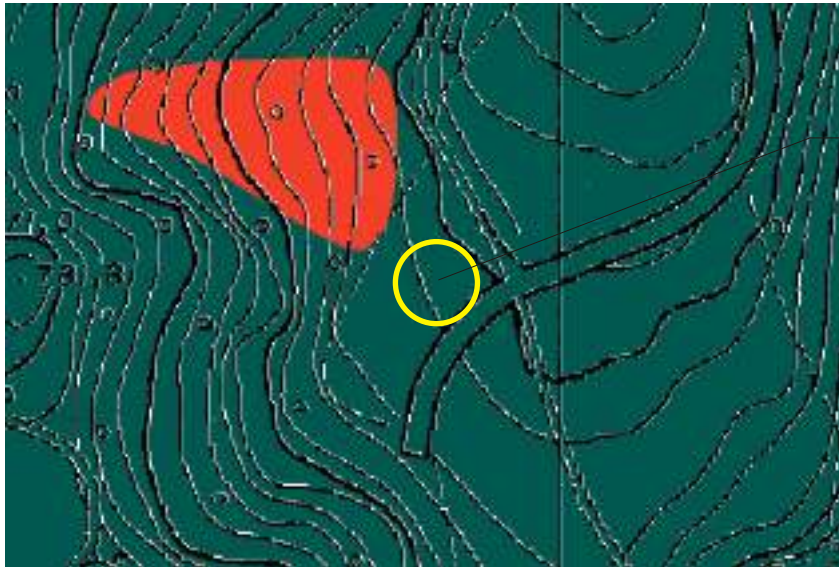
data: giugno 2022

Comm: Cavecchi-Colombini

dis:

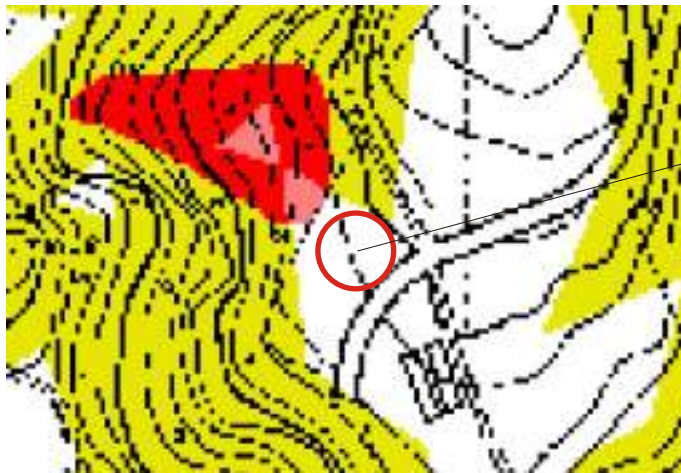
**TAVOLA
2**

Variante al PSC di Castelnuovo ne' Monti - Tavola P6 Sud
 Carta di microzonazione sismica - Fattori di amplificazione ed effetti attesi



Area in oggetto

ZONA 4
 Litostratigrafia: Aree caratterizzate da substrato geologico costituito da alternanze tra livelli lapidei e livelli pellici (V_s sub > 800 m/s), da rocce lapidee stratificate e/o substrato coesivo sovraconsolidato (V_s sub > 800 m/s) costituito da marna. La profondità è compresa tra 8-12 m dal piano campagna e copertura argillosa limosa prevalente.
 Tipo di amplificazione: litostratigrafica; sono attese amplificazioni del moto sismico per effetto dell'assetto litostratigrafico locale.
 Studi: zone dove sono ritenuti sufficienti approfondimenti di 3 livello (mediante procedure semplificate con abacchi e tabelle DAL 112/07).



Area in oggetto

Tavola P9a 218 SO PTCP RE 2010
 Carta degli effetti attesi

EFFETTI ATTESI					
	AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA	AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA	INSTABILITA' DI VERSANTE	LEONBETTI	LINERAZIONE
A	X		X		
B	X	X	X		
C	X				
D	X	X			
E		X			
F	X				X
G	X			X (potenziale)	
H					

EFFETTI SISMICI ATTESI

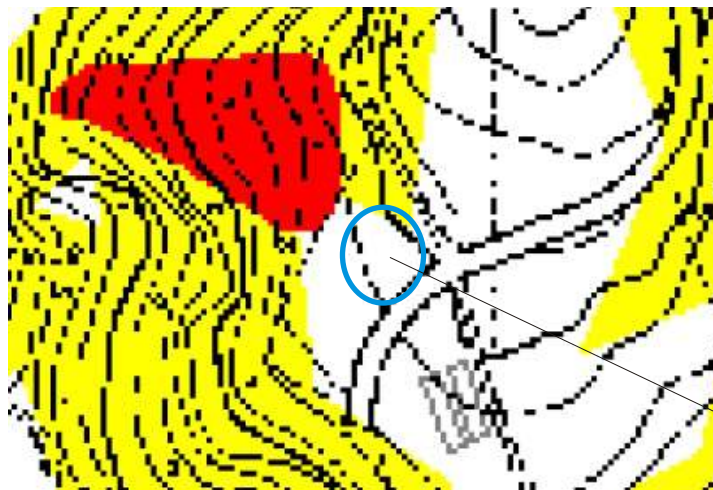
data: giugno 2022

Comm: Cavecchi-Colombini

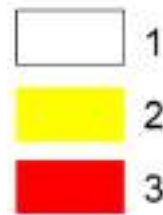
dis:

**TAVOLA
3**

PTCP RE 2010 Tav. P9b 218 SO - Livelli di approfondimento sismico

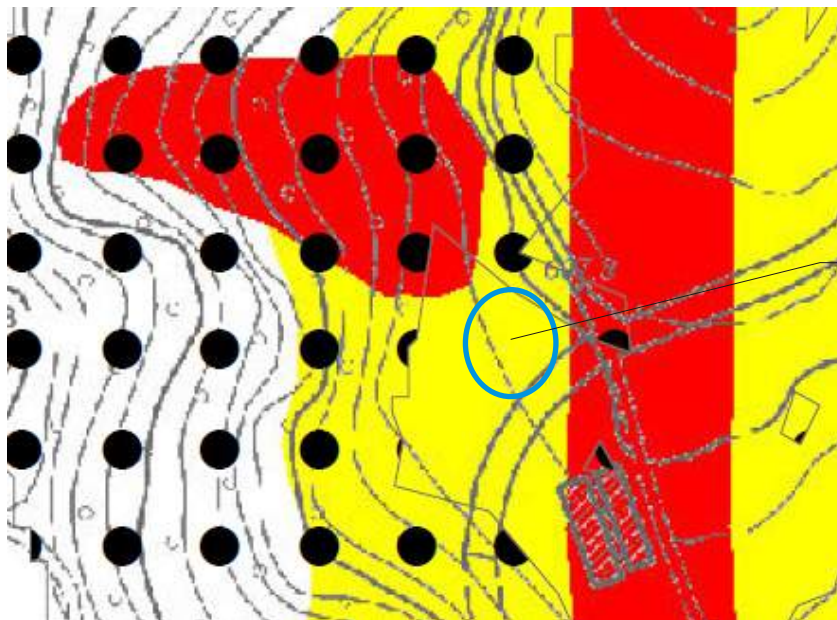


LIVELLI DI APPROFONDIMENTO



Area in oggetto

Variante al PSC di Castelnuovo ne' Monti - Tav. P6 bis
Carta di microzonazione sismica - Livelli di approfondimento sismico



Area in oggetto

LIVELLI DI APPROFONDIMENTO

	3	Area soggetta ad approfondimenti di II livello
	2	Area soggetta ad approfondimenti di II livello, nel caso le indagini indicino proprietà meccaniche scadenti (categoria sottosuolo S1-S2, DM 14-01-2008) occorre stimare i potenziali cedimenti e densificazione secondo procedure di II livello
	1	Area soggetta a valutazione di V_s30 , qualora $V_s30 > 800$ m/sec. approfondimenti di I° livello; nel caso di $V_s30 < 800$ m/sec. valutazione dei coefficienti di amplificazione per caratteristiche litostratigrafiche; approfondimenti di I° livello
		••••• Area soggetta a valutazione dei coefficienti di amplificazione topografica

**LIVELLI DI
APPROFONDIMENTO SISMICO**

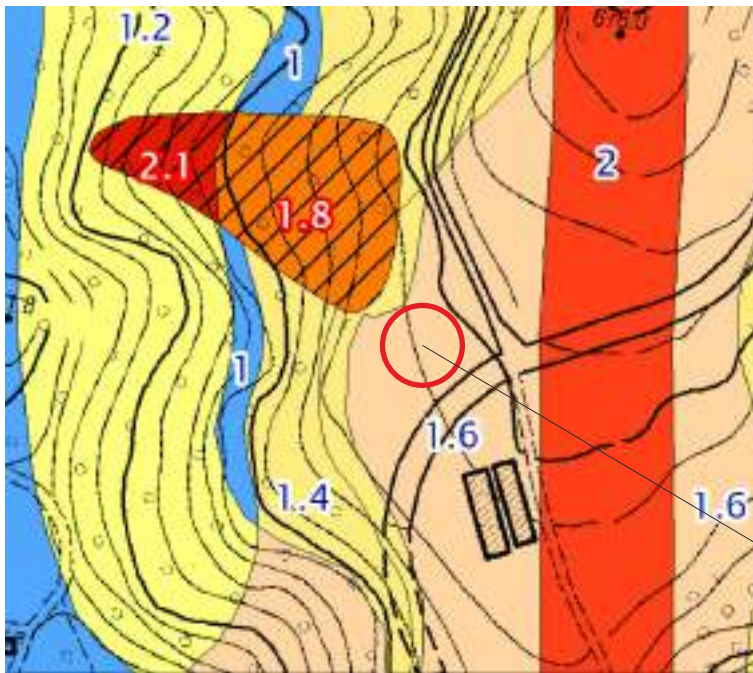
data: giugno 2022

comm: Cavecchi-Colombini

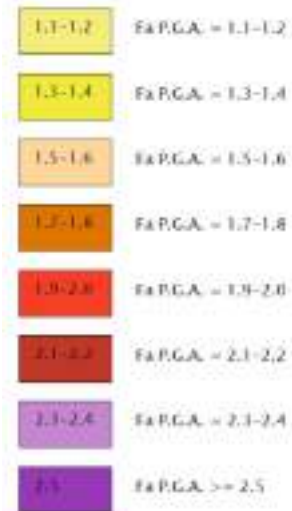
dis:

**TAVOLA
4**

Microzonazione sismica (FA - PGA)

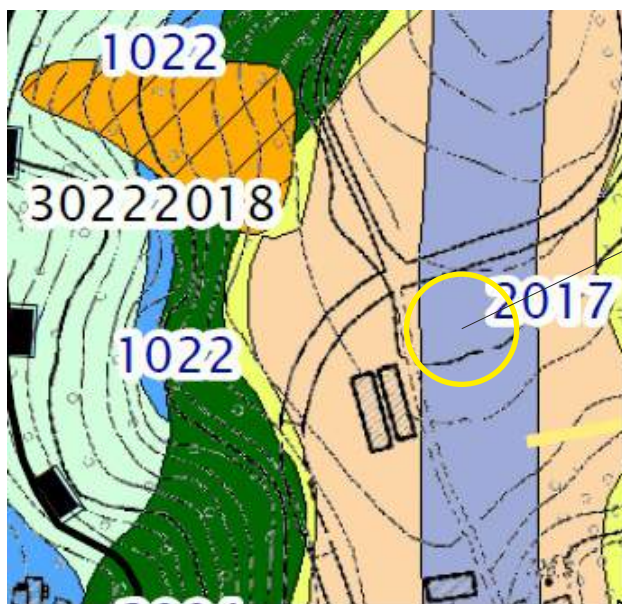


Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali



Area in oggetto

Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica



Area in oggetto

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

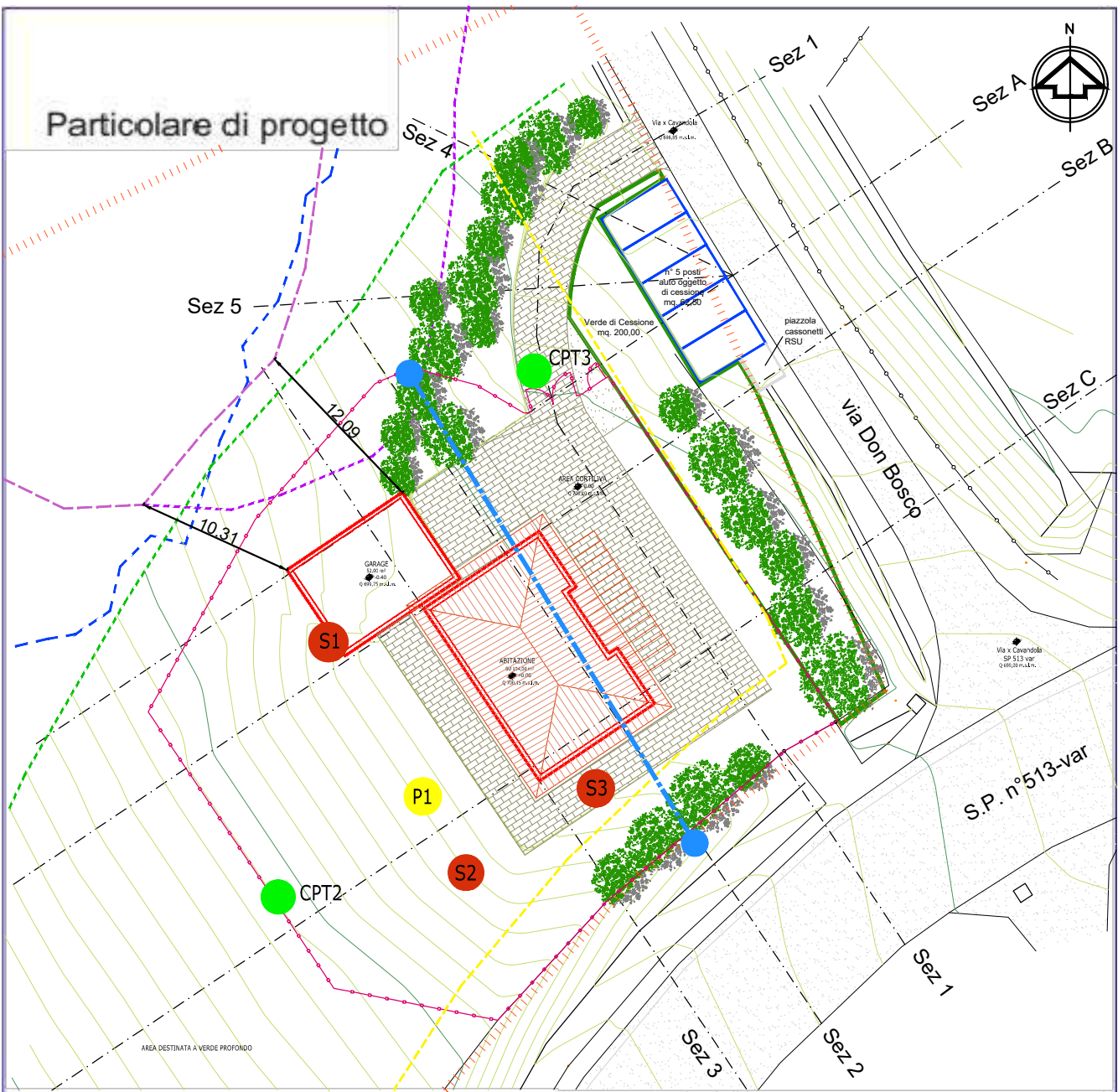
2010 Limi-limi argilloso sabbiosi con clasti litici ghiaiosi su substrato ad alternanze arenaceo pelitiche rapporto $3 > L/P > 1/3$ e alternanze calcareo marnose, stratificati e su substrato ad alternanze marnoso pelitiche, a medio bassa fratturazione sino a -15 m pc e molto basso alle profondità sottostanti, substrato a comportamento non rigido $V_s = 650/750$ m/s, a zone a profondità sottostanti 20/25 m pc substrato rigido con $V_s > 800$ m/s
(a3-a4-a6/CIGa-CIG4-PAT-PAT5-CTG1-ANT-ANT5-RAN3-RAN2-RAN2a-MOV-MOVa-MCS-CAO-GSRI)

**MICROZONAZIONE SISMICA
(Programma Nazionale di
Soccorso per il Rischio Sismico)**

data: giugno 2022
Comm: Cavecchi-Colombini
dis:

**TAVOLA
5**

Particolare di progetto



LEGENDA

-  Penetrometria dinamica
-  saggi esplorativi
-  prospezione sismica MASW
-  penetrometria statica

**UBICAZIONE
PROVE GEOGNOSTICHE**

data: giugno 2022

comm: Cavecchi-Colombini

dis:

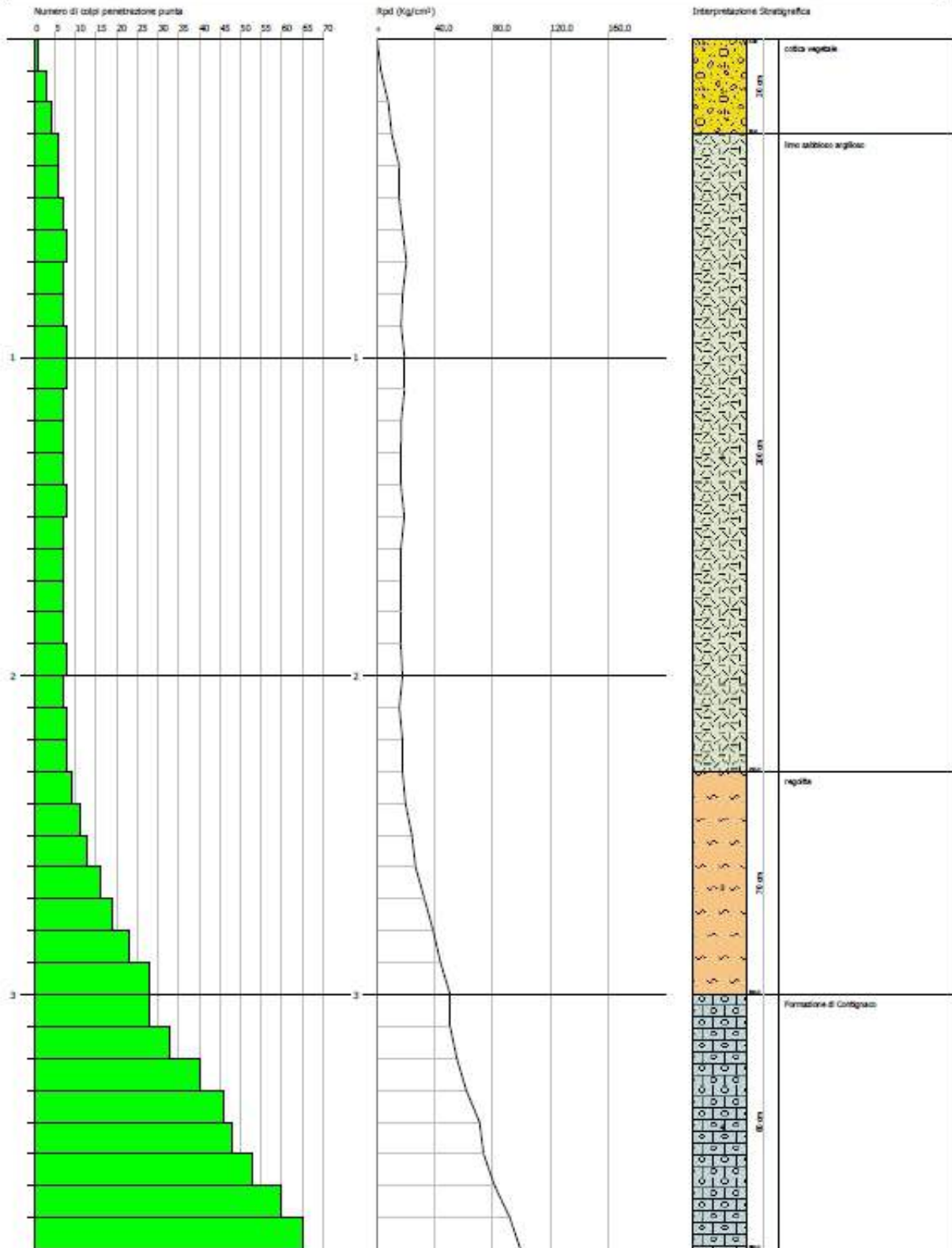
**TAVOLA
6**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1
 Strumento utilizzato... DINASTAR (90°) punta fissa

Committente: Sigg. Cavetti-Colombini
 Cardano Gabellone
 Località: Casalino

Data: 21/03/2012

Scala 1:17



PENETROMETRIA P1

**TAVOLA
7**

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Committenti: **Cavecchi Annalisa – Colombini Davide**
Località cantiere: **Castelnovo ne' Monti – Via Don Bosco**

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: **DINASTAR (90°) punta fissa**

Rif. Norme	DIN 4094	Peso aste a metro	3.6 Kg/m
Peso Massa battente	30 Kg	Profondità giunzione prima asta	0.90 m
Altezza di caduta libera	0.20 m	Avanzamento punta	0.10 m
Peso sistema di battuta	26 Kg	Numero colpi per punta	N(10)
Diametro punta conica	35.68 mm	Coeff. Correlazione	0.78
Area di base punta	10 cm ²	Rivestimento/fanghi	No
Lunghezza delle aste	1 m	Angolo di apertura punta	90°

OPERATORE
geol. Federico Mattioli

RESPONSABILE
geol. Vittorio Monelli

Correlazione con N_{spt}

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi N_{spt} ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con N_{spt}. Il passaggio viene dato da:

$$N_{spt} = \beta_t N$$

dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{spt} è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

- M = peso massa battente;
- M' = peso aste;
- H = altezza di caduta;
- A = area base punta conica;
- δ = passo di avanzamento.

Valutazione resistenza dinamica alla punta R_{pd}

Formula Olandesi

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

- R_{pd} = resistenza dinamica punta (area A);
- e = infissione media per colpo (δ/ N);
- M = peso massa battente (altezza caduta H);
- P = peso totale aste e sistema battuta.

Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*. Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981. Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

PROVA ... Nr.1

Strumento utilizzato...
 Prova eseguita in data
 Profondità prova
 Falda non rilevata

DINASTAR (90°) punta fissa
 31/05/2022
 3.80 mt

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0.10	1	0.857	2.59	3.02	0.13	0.15
0.20	3	0.855	7.74	9.06	0.39	0.45
0.30	4	0.853	10.30	12.08	0.52	0.60
0.40	6	0.851	15.42	18.12	0.77	0.91
0.50	6	0.849	15.38	18.12	0.77	0.91
0.60	7	0.847	17.91	21.14	0.90	1.06
0.70	8	0.845	20.42	24.16	1.02	1.21
0.80	7	0.843	17.83	21.14	0.89	1.06
0.90	7	0.842	17.79	21.14	0.89	1.06
1.00	8	0.840	19.13	22.78	0.96	1.14
1.10	8	0.838	19.09	22.78	0.95	1.14
1.20	7	0.836	16.67	19.94	0.83	1.00
1.30	7	0.835	16.64	19.94	0.83	1.00
1.40	7	0.833	16.60	19.94	0.83	1.00
1.50	8	0.831	18.94	22.78	0.95	1.14
1.60	7	0.830	16.54	19.94	0.83	1.00
1.70	7	0.828	16.51	19.94	0.83	1.00
1.80	7	0.826	16.47	19.94	0.82	1.00
1.90	7	0.825	16.44	19.94	0.82	1.00
2.00	8	0.823	17.75	21.56	0.89	1.08
2.10	7	0.822	15.50	18.86	0.77	0.94
2.20	8	0.820	17.68	21.56	0.88	1.08
2.30	8	0.819	17.65	21.56	0.88	1.08
2.40	9	0.817	19.82	24.25	0.99	1.21
2.50	11	0.816	24.18	29.64	1.21	1.48
2.60	13	0.764	26.77	35.03	1.34	1.75
2.70	16	0.763	32.89	43.11	1.64	2.16
2.80	19	0.761	38.98	51.20	1.95	2.56
2.90	23	0.710	44.01	61.98	2.20	3.10
3.00	28	0.709	50.73	71.59	2.54	3.58
3.10	28	0.707	50.64	71.59	2.53	3.58
3.20	33	0.656	55.35	84.38	2.77	4.22
3.30	40	0.605	61.84	102.27	3.09	5.11
3.40	46	0.603	70.97	117.61	3.55	5.88
3.50	48	0.602	73.90	122.73	3.69	6.14
3.60	53	0.601	81.43	135.51	4.07	6.78
3.70	60	0.600	91.99	153.41	4.60	7.67
3.80	65	0.598	99.45	166.19	4.97	8.31

Prof. Strato (m)	Rd (Kg/cm ²)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
0.3	8.05	0.0	0.0	0.0	0.74	1.97	cotica vegetale
2.3	20.77	1.78	1.88	0.18	0.73	5.31	limo sabbioso argilloso
3	45.26	2.03	2.23	0.43	0.73	12.38	regolite
3.8	119.21	0.0	0.0	0.5	0.72	33.75	Formazione di Contignaco

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	Sanglerat	Schmertmann 1975	SUNDA (1983) Benassi e Vannelli	Fletcher (1965) Argilla di Chicago	Begemann	De Beer
[2] - limo sabbioso argilloso	2.30	0.66	0.52	0.62	0.48	0.66	0.66
[3] - regolite	3.00	1.55	1.22	1.36	1.09	1.78	1.55

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
[2] - limo sabbioso argilloso	5.31	2.30	Robertson (1983)	10.62
[3] - regolite	12.38	3.00	Robertson (1983)	24.76

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Vesic (1970)	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	Buisman-Sanglerat
[2] - limo sabbioso argilloso	5.31	2.30	79.65	55.95	66.38
[3] - regolite	12.38	3.00	--	128.06	123.80

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
[2] - limo sabbioso argilloso	5.31	2.30	A.G.I. (1977)	MODERAT. CONSISTENTE
[3] - regolite	12.38	3.00	A.G.I. (1977)	CONSISTENTE

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
[2] - limo sabbioso argilloso	5.31	2.30	Meyerhof ed altri	1.78
[3] - regolite	12.38	3.00	Meyerhof ed altri	2.03

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
[2] - limo sabbioso argilloso	5.31	2.30	Meyerhof ed altri	1.88
[3] - regolite	12.38	3.00	Meyerhof ed altri	2.23

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Intestazione NSPT \$	Prof. Strato (m)	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)
[2] - limo sabbioso argilloso	5.31	2.30	51.64	59.76
[3] - regolite	12.38	3.00	69.6	71.21

Angolo di resistenza al taglio

	Prof. Strato (m)	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Sowers (1961)	Meyerhof (1965)	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982	Japanese National Railway	Owasaki & Iwasaki
[2] - limo sabbioso argilloso	2.30	28.52	29.49	31.8	<30	23.92	28.59	25.31
[3] - regolite	3.00	30.54	31.47	34.55	30-32	28.63	30.71	30.74

Modulo di Young (Kg/cm²)

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Buisman-Sanglerat (sabbie)	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[2] - limo sabbioso argilloso	5.31	2.30	---	61.68
[3] - regolite	12.38	3.00	74.28	93.21

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione AGI
[2] - limo sabbioso argilloso	5.31	2.30	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
[3] - regolite	12.38	3.00	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO

Peso unità di volume

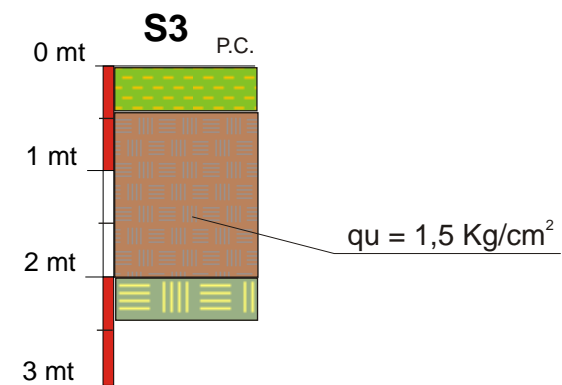
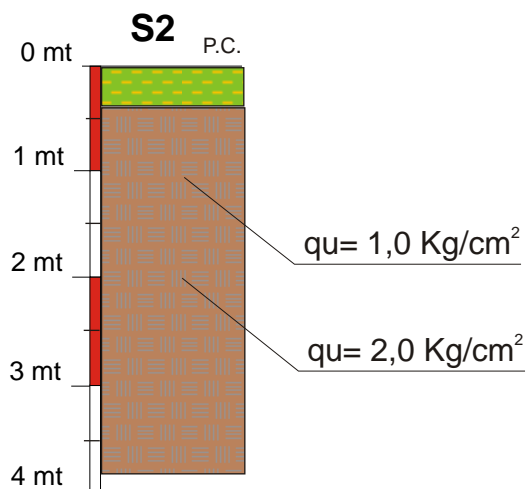
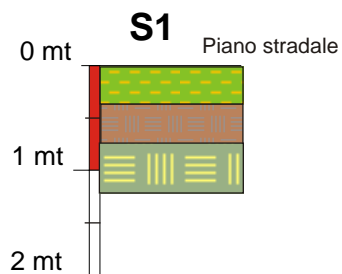
	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Gamma (t/m ³)
[2] - limo sabbioso argilloso	5.31	2.30	Meyerhof ed altri	1.55
[3] - regolite	12.38	3.00	Meyerhof ed altri	1.81

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Gamma Saturo (t/m ³)
[2] - limo sabbioso argilloso	5.31	2.30	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.89
[3] - regolite	12.38	3.00	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.93

Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[2] - limo sabbioso argilloso	5.31	2.30	5.31	(A.G.I.)	0.34
[3] - regolite	12.38	3.00	12.38	(A.G.I.)	0.33



Terreno agrario



Coltre d'alterazione della Formazione di Contignaco, costituita da limo sabbioso argilloso di colorito bruno.



Peliti cementate della Formazione di Contignaco

P.C. = piano calpestio dell'edificio esistente

qu = resistenza alla compressione semplice misurata con il pocket penetrometer

STRATIGRAFIE SAGGI ESPLORATIVI

data: giugno 2022

comm: Sigg. Cavecchi-Colombini

dis:

**TAVOLA
8**



Scavo S1



Scavo S2



Scavo S3

**DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA
SAGGI ESPLORATIVI**

data: giugno 2022

comm: Cavecchi-Colombini

dis:

**TAVOLA
9**

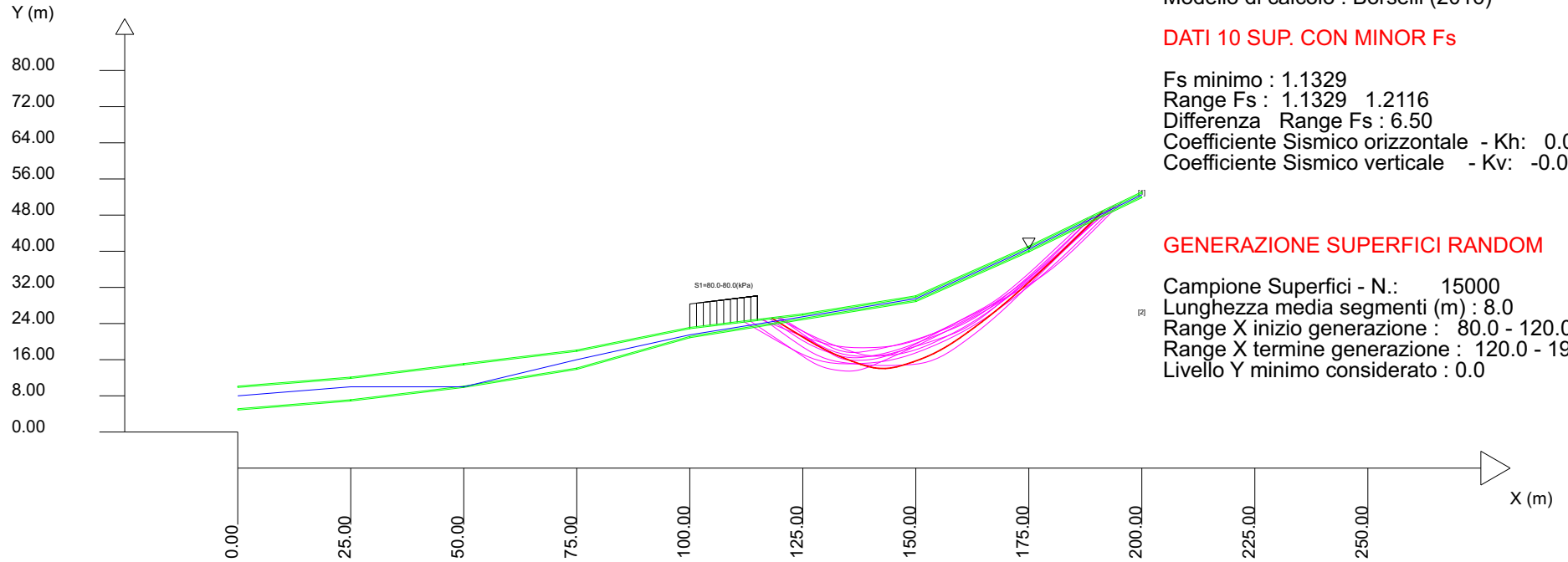
SSAP 5.2.2 (2023) - Slope Stability Analysis Program
 Software by Dr.Geol. L.Borselli - www.lorenzo-borselli.eu
 SSAP/DXF generator rel. 2.4 (2022)

Parametri Geotecnici degli strati

Data : 15/10/2023
 Localita' : Castelnuovo ne' Monti - Via Casalino
 Descrizione : Verifica di stabilit  globale
 [n] = N. strato o lente

N.	phi` deg	C` kPa	Cu kPa	Gamm kN/m3	GammSat kN/m3	sgci MPa	GSI	mi	D
..	0	0	35.70	19.00	20.00	0	0	0	0
2	17.30	23.20	0	20.00	21.00	0	0	0	0

Sn --> Sovraccarico



VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

data: giugno 2022

comm: Cavecchi-Colombini

dis:

**TAVOLA
10**

SSAP 5.2.2 - Slope Stability Analysis Program (1991,2023)

WWW.SSAP.EU

Build No. 14070

BY

Dr. Geol. LORENZO BORSELLI

UASLP, San Luis Potosi, Mexico

e-mail: lborselli@gmail.com

CV e WEB page personale: WWW.LORENZO-BORSELLI.EU

Ricercatore Associato CNR-IRPI, Perugia , Italia

Localita' : **Castelnuovo ne' Monti - Via Casalino**

Descrizione: **Verifica di stabilit  globale**

Modello pendio: 1680_Casalino.mod

----- PARAMETRI DEL MODELLO DEL PENDIO -----

___ PARAMETRI GEOMETRICI - Coordinate X,Y (in m) ___

SUP T.		SUP 2		SUP 3		SUP 4	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
0.00	10.00	0.00	5.00	-	-	-	-
25.00	12.00	25.00	7.00	-	-	-	-
50.00	15.00	50.00	10.00	-	-	-	-
75.00	18.00	75.00	14.00	-	-	-	-
100.00	23.00	100.00	21.00	-	-	-	-
125.00	26.00	150.00	29.00	-	-	-	-
150.00	30.00	175.00	40.00	-	-	-	-
175.00	41.00	200.00	52.00	-	-	-	-
200.00	53.00	-	-	-	-	-	-

SUP FALDA	
X	Y
0.00	8.00
25.00	10.00
50.00	10.00
75.00	16.00
100.00	21.50
125.00	25.50
150.00	29.50
175.00	40.50
200.00	52.50

----- GESTIONE ACQUIFERI -----

Peso unitario fluido (kN/m³): 9.81

CALCOLO EFFETTO DI FILTRAZIONE NON ATTIVATO

----- PARAMETRI GEOMECCANICI -----

	fi`	C`	Cu	Gamm	Gamm_sat
STRATO 1	0.00	0.00	35.70	19.00	20.00
STRATO 2	17.30	23.20	0.00	20.00	21.00

LEGENDA: fi` _____ Angolo di attrito interno efficace(in gradi)
C` _____ Coesione efficace (in Kpa)
Cu _____ Resistenza al taglio Non drenata (in Kpa)
Gamm _____ Peso di volume terreno fuori falda (in KN/m³)
Gamm_sat _____ Peso di volume terreno immerso (in KN/m³)

----- SOVRACCARICHI PRESENTI -----

TABELLA SOVRACCARICHI IN SUPERFICIE

N.	X1 (m)	X2 (m)	SX1 (kPa)	SX2 (kPa)	Alpha (°)	Wsh1 (kN/m)	Wsh2 (kN/m)	Wsv1 (kN/m)	Wsv2 (kN/m)
1	100.0	115.0	80.00	80.00	90.00	0.00	0.00	80.00	80.00

LEGENDA SIMBOLI

N. : NUMERO SOVRACCARICO
X1(m) : Posizione carico da X1
X2(m) : a X2
SX1(kPa) : Carico in X1 (Kpa)
SX2(kPa) : Carico in X2 (Kpa)
Alpha(°) : Inclinazione carico (gradi):
Componenti distribuzione forza unitaria applicata:
Wsh1,Wsh2(kN/m) : forza unitaria Orizzontale (per metro di proiezione
Verticale) : da X1 a X2 (vedasi cap.2 manuale)
Wsv1,Wsv2(kN/m) : forza unitaria Verticale (per metro di proiezione
Orizzontale) : da X1 a X2 (vedasi Cap.2 manuale)

----- INFORMAZIONI GENERAZIONE SUPERFICIE RANDOM -----

*** PARAMETRI PER LA GENERAZIONE DELLE SUPERFICIE
MOTORE DI RICERCA: SNIFF RANDOM SEARCH - Borselli (1997,2021)
FILTRAGGIO SUPERFICIE : ATTIVATO
COORDINATE X1,X2,Y OSTACOLO : 0.00 0.00 0.00
LUNGHEZZA MEDIA SEGMENTI (m)*: 8.0 (+/-) 50%
INTERVALLO ASCISSE RANDOM STARTING POINT (Xmin Xmax): 80.00 120.00
INTERVALLO ASCISSE AMMESSO PER LA TERMINAZIONE (Xmin Xmax) 120.00 196.00
TOTALE SUPERFICIE GENERATE : 15000

----- INFORMAZIONI PARAMETRI DI CALCOLO -----

METODO DI CALCOLO : BORSELLI (Borselli, 2016)
METODO DI ESPLORAZIONE CAMPO VALORI (λ_0, F_{s0}) ADOTTATO : A (rapido)
COEFFICIENTE SISMICO UTILIZZATO K_h : 0.0063
COEFFICIENTE SISMICO UTILIZZATO K_v (assunto Negativo): -0.0032
COEFFICIENTE $c=K_v/K_h$ UTILIZZATO : 0.5000
FORZA ORIZZONTALE ADDIZIONALE IN TESTA (kN/m): 0.00
FORZA ORIZZONTALE ADDIZIONALE ALLA BASE (kN/m): 0.00

----- RISULTATO FINALE ELABORAZIONI -----

DATI RELATIVI ALLA SUPERFICIE GENERATA CON MINOR F_s

Superficie N.	X(m)	Y(m)	#Fattore di sicurezza(FS)=
1	113.294	24.595	1.133
	116.568	22.404	
	118.274	21.262	
	119.491	20.448	
	120.589	19.713	
	121.560	19.064	
	122.557	18.396	
	123.572	17.717	
	124.631	17.008	
	125.741	16.266	
	126.689	15.680	

127.579	15.187
128.406	14.794
129.321	14.426
130.156	14.158
131.084	13.933
132.121	13.748
133.437	13.573
134.462	13.484
135.372	13.464
136.180	13.513
137.085	13.643
137.884	13.821
138.761	14.088
139.709	14.439
140.858	14.922
141.929	15.377
142.945	15.814
143.934	16.244
144.901	16.670
145.868	17.101
146.838	17.539
147.815	17.985
148.804	18.441
149.781	18.897
150.750	19.355
151.715	19.816
152.682	20.285
153.647	20.758
154.614	21.238
155.588	21.727
156.573	22.226
157.552	22.726
158.524	23.226
159.495	23.728
160.464	24.232
161.440	24.743
162.422	25.260
163.420	25.788
164.438	26.331
165.402	26.866
166.350	27.415
167.281	27.977
168.238	28.579
169.175	29.192
170.136	29.845
171.125	30.541
172.182	31.307
173.168	32.049
174.127	32.798
175.062	33.558
176.018	34.365
176.950	35.180
177.897	36.038
178.860	36.939
179.870	37.911
180.869	38.874
181.855	39.823
182.838	40.769
183.808	41.704
184.906	42.762
186.123	43.933
187.829	45.576
191.104	48.730

----- ANALISI DEFICIT DI RESISTENZA -----

DATI RELATIVI ALLE 10 SUPERFICI GENERATE CON MINOR FS *

Analisi Deficit in riferimento a FS(progetto) = 1.300

Sup N.	FS	FTR(kN/m)	FTA(kN/m)	Bilancio(kN/m)	
1	1.133	4000.6	3531.5	-590.3	Surplus
2	1.180	4060.1	3439.5	-411.2	Surplus
3	1.181	3955.0	3349.9	-399.9	Surplus
4	1.185	4454.6	3759.9	-433.3	Surplus
5	1.194	3816.0	3195.5	-338.1	Surplus
6	1.196	4010.6	3352.7	-347.9	Surplus
7	1.203	4584.8	3810.3	-368.5	Surplus
8	1.204	3667.3	3046.8	-293.6	Surplus
9	1.211	3479.0	2872.6	-255.3	Surplus
10	1.212	3532.1	2915.1	-257.6	Surplus

Esito analisi: SURPLUS di RESISTENZA!

Valore massimo di SURPLUS di RESISTENZA(kN/m): -590.3

Note: FTR --> Forza totale Resistente lungo la superficie di scivolamento

FTA --> Forza totale Agente lungo la superficie di scivolamento

IMPORTANTE! : Il Deficit o il Surplus di resistenza viene espresso in kN
per metro di LARGHEZZA rispetto al fronte della scarpata,
ovvero in kN/m

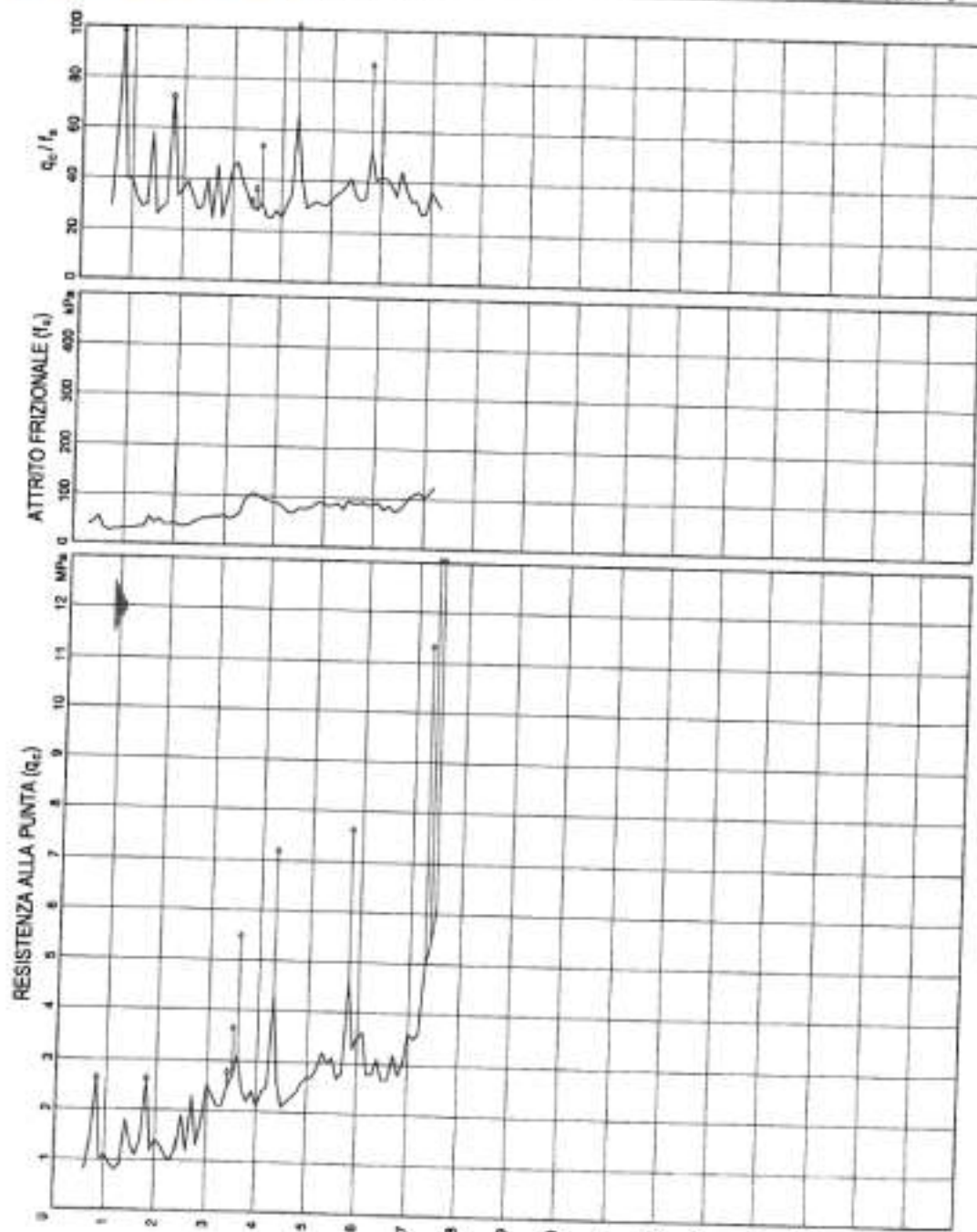
ALLEGATO 1

Prove penetrometriche statiche

(geol. Roberto Farioli - 2007)

geoLOG

CPT N. 4 ESECUTORE GEOLOG SOCIETA' COOPERATIVA DATA 28.02.07
COMMITTENTE COMUNE CASTELNOVO MONTI LOCALITA' CASTELNOVO MONTI
CANTIERE NU.26 D.L. DR. R. PARIOLI TAV. 9



ALLEGATO 2

INDAGINE GEOFISICA TRAMITE TECNICA

MASW 1

**GHOSTUDIO Geologi Associati
di Merlini - Monelli - Mattioli**

C.F.: 01670340353

P.IVA: 01670340353

Via C. Franceschini, 26
42035 Castelnovo ne' Monti
(RE)

Tel: 0522 811948

Fax: 0522 811948

e-mail: gstdmmm@libero.it

Data prova: 30 maggio 2022

Committente: **Cavecchi Annalisa e Colombini Davide**

Cantiere: **Via Don Bosco**

Località: **Castelnovo ne' Monti**

Il Tecnico: **geol. Vittorio Monelli**

MASW

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

Moto del segnale sismico

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

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

Onde di Rayleigh – “R”

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

Analisi del segnale con tecnica MASW

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

Modellizzazione

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

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

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

Modi di vibrazione

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

Profondità di indagine

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

Strumentazione adottata

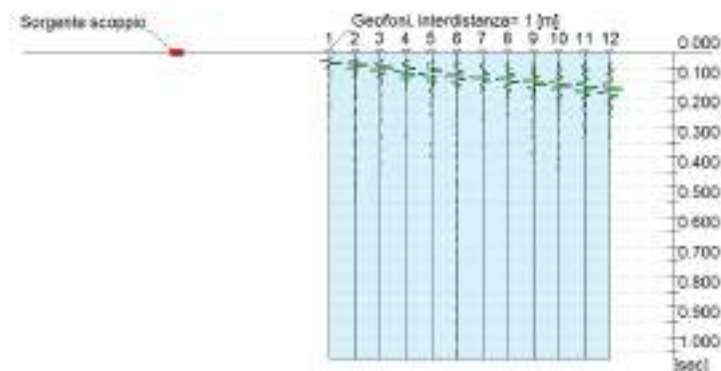
L'indagine è stata effettuata tramite sismografo 12 canali della Dolang di Genova (JEA 24 bit), gestito da computer, avente le seguenti caratteristiche:

- 12 canali a registrazione separata. Registrazione separata dei canali anche su computer
- Trattamento segnale a 24 bit
- Valore dell'intervallo tra un campione ed il successivo (sample rate) da 30 a 32000 microsecondi
- Frequenza di campionamento (inverso del sample rate) da circa 30 Hz a 32000 Hz
- Numero campionamenti per canale da 256 a 4096
- Durata del campionamento (numero campionamenti x sample rate) da 0,064 a circa 130 secondi

Si è effettuato uno stendimento di 12 geofoni da 4,5 Hz ciascuno distanziati tra loro di due metri. Per l'elaborazione dei dati è stato utilizzato il programma Esay Masw della Geostru.

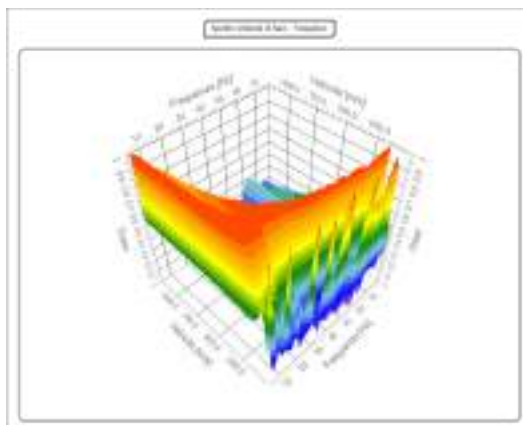
Tracce

N. tracce	12
Durata acquisizione [msec]	1024.0
Interdistanza geofoni [m]	1.0
Periodo di campionamento [msec]	0.25



Analisi spettrale

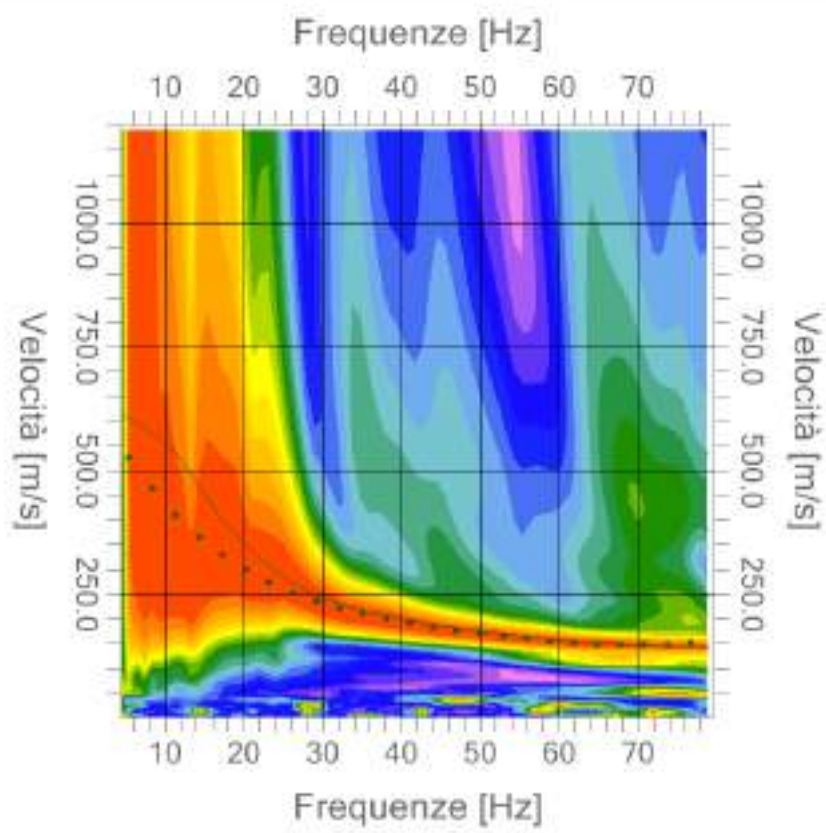
Frequenza minima di elaborazione [Hz]	5
Frequenza massima di elaborazione [Hz]	80
Velocità minima di elaborazione [m/sec]	1
Velocità massima di elaborazione [m/sec]	1200
Intervallo velocità [m/sec]	1



Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	5.5	526.5	0
2	8.5	463.4	0
3	11.4	410.3	0
4	14.4	365.9	0
5	17.4	328.9	0
6	20.3	298.3	0
7	23.3	273.1	0
8	26.3	252.5	0
9	29.2	235.5	0
10	32.2	221.5	0
11	35.2	209.8	0
12	38.1	199.9	0
13	41.1	191.3	0
14	44.1	183.8	0
15	47.1	176.9	0
16	50.0	170.6	0
17	53.0	164.8	0
18	56.0	159.4	0
19	58.9	154.6	0
20	61.9	150.6	0
21	64.9	147.6	0
22	67.8	146.0	0
23	70.8	146.2	0
24	73.8	147.6	0
25	76.7	150.5	0

Spettro Velocità di fase - Frequenze



Inversione

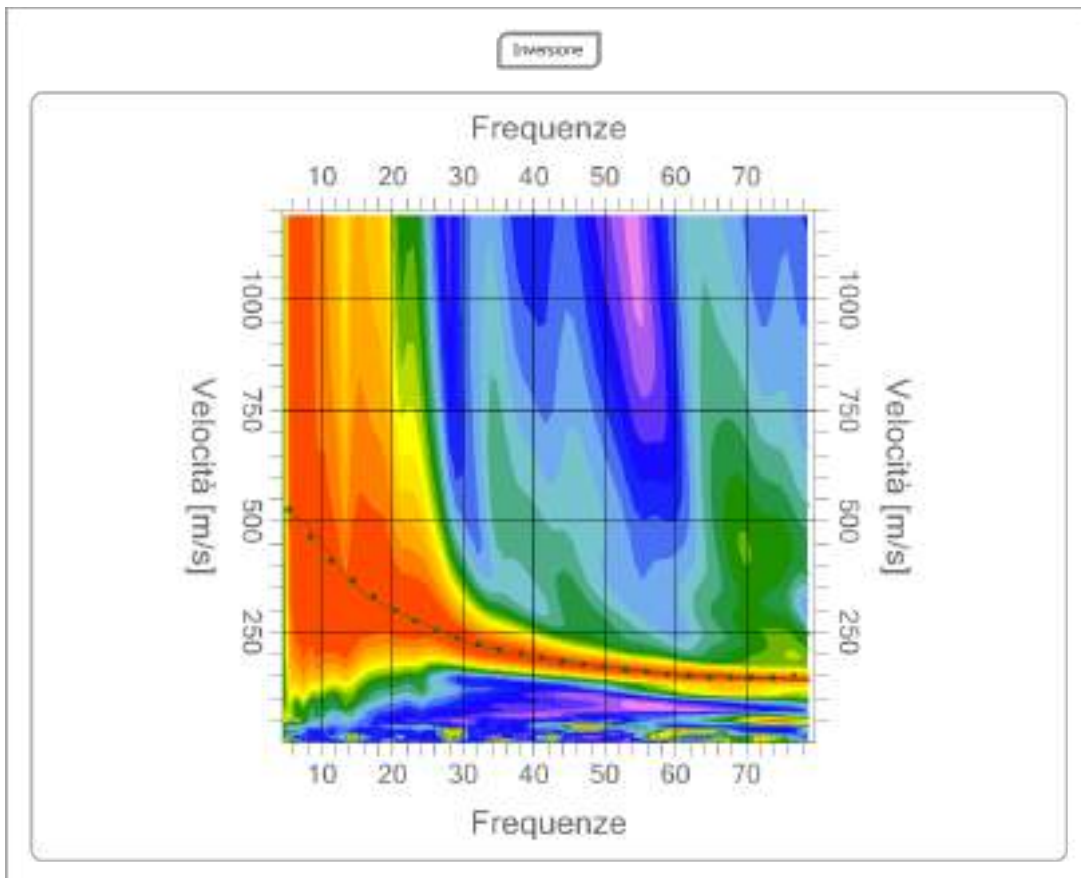
n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1	1.14	1.14	1800.0	0.30	No	273.2	146.0
2	3.49	2.35	1800.0	0.45	No	773.9	233.3
3	5.11	1.62	1850.0	0.40	No	826.7	337.5
4	11.13	6.02	1950.0	0.40	No	862.5	352.1
5	21.04	9.90	2000.0	0.35	No	1067.8	512.9
6	∞	∞	2100.0	0.35	No	1274.0	612.0

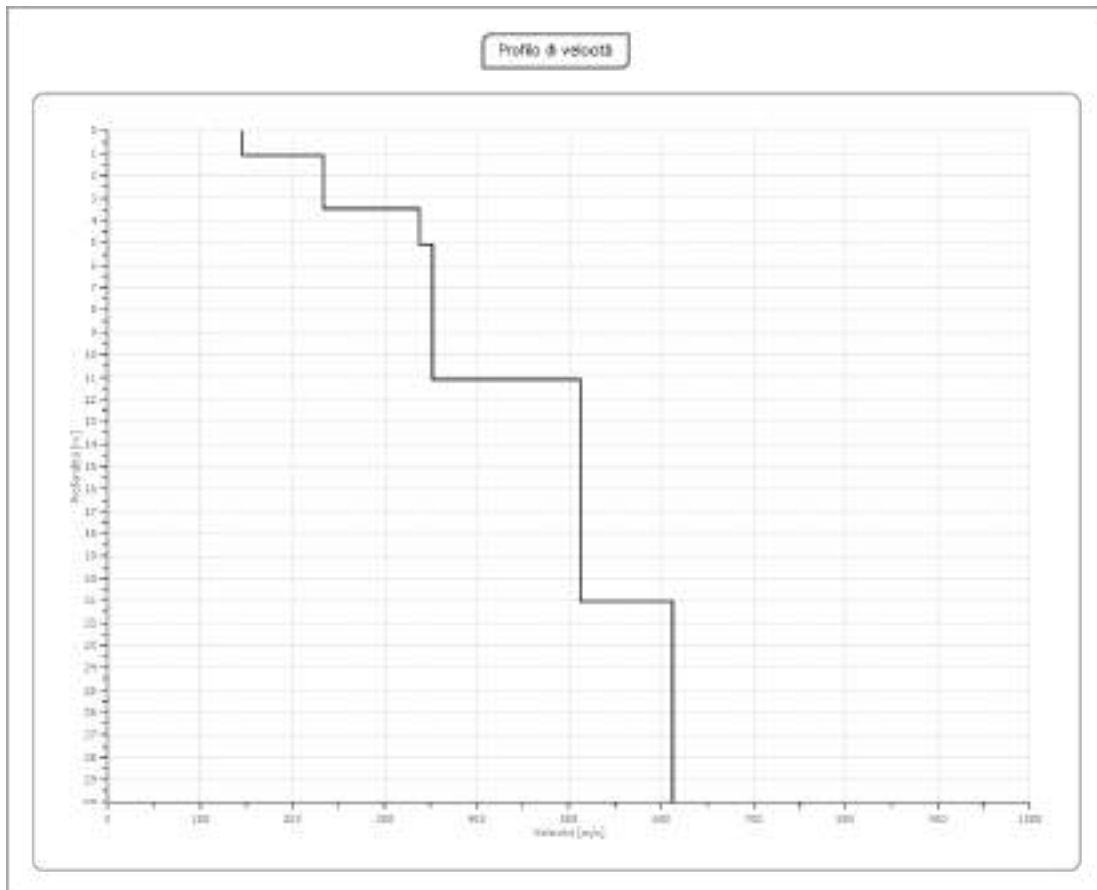
Percentuale di errore

0.042 %

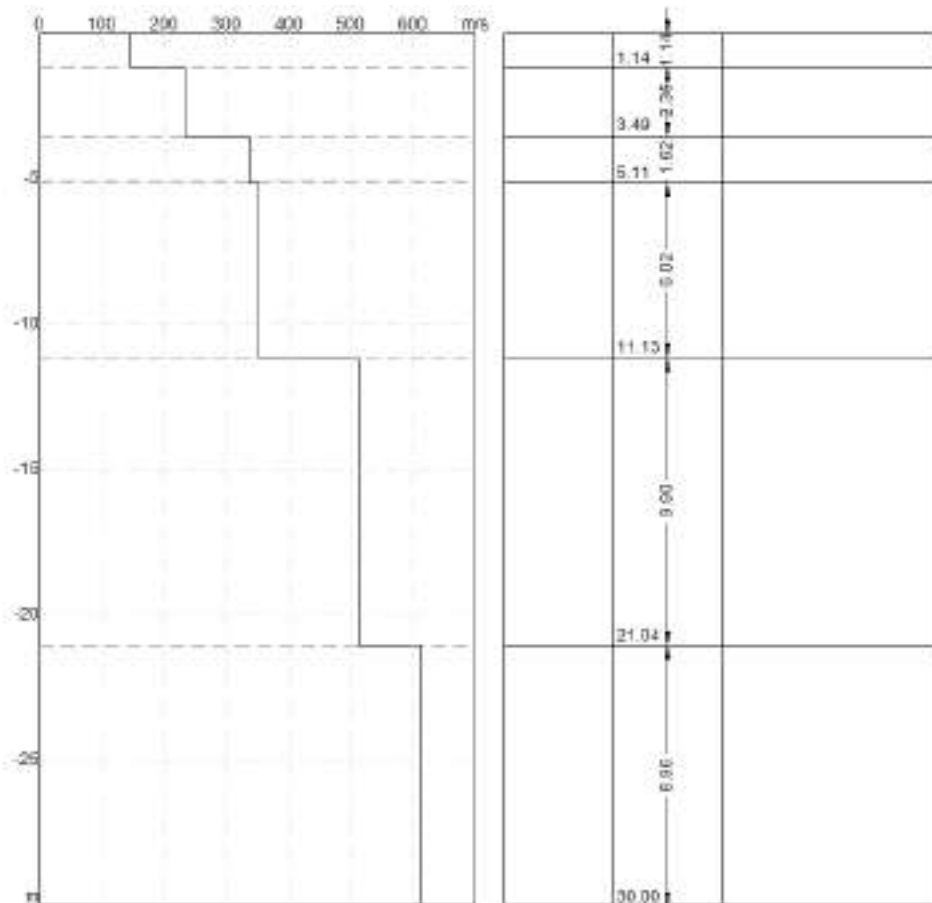
Fattore di disadattamento della soluzione

0.018





Sismostratigrafia



Risultati

Profondità piano di posa [m]	1.00
Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)	437.84
Categoria del suolo	B

Suolo di tipo B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.