



PROVINCIA DI PISA

SETTORE VIABILITA' TRASPORTI E PROTEZIONE CIVILE



Relazione geotecnica sulla modellazione del sottosuolo, di supporto al progetto di messa in sicurezza della S.P. 32, al km 2+200, nel comune di Montecatini Val di Cecina (PI)

(ai sensi D.M. 17/01/2018)

20 agosto 2018

Dott. Geol. Francesco Agnelli

Dott. Geol. Francesco Agnelli – Via Pietro Nenni, Loc. Civettaio n.65, Torrita di Siena (Siena) -
P. IVA 01199830520 - cell. 3478247486 - tel. 0577687734 -
francesco.agnelli@alice.it – francesco.agnelli@epap.sicurezzapostale.it

Indice

1. Premessa

2. Aspetti geotecnici

2.1 Indagini geognostiche

Sondaggio S1

Sondaggio S2

2.2 Indagini sismiche

Indagine sismica a rifrazione con prova MASW associata (MW-SR1)

Indagine sismica a rifrazione con prova MASW associata (MW-SR2)

2.3 prove geotecniche di laboratorio

2.4 Modello geotecnico del sottosuolo

MODELLO GEOTECNICO SITO N. 1 - SEZIONE 1-1' E SEZIONE 2-2'

MODELLO GEOTECNICO SITO N. 2 - SEZIONE 1-1' E SEZIONE 3-3'

2.5 Condizioni della falda

3. Aspetti sismici di progetto

3.1 Determinazione della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche

3.2 Azione sismica di progetto

3.3 Verifica del potenziale di liquefazione

4. Conclusioni

Allegati

TAVOLA A – Aspetti di Quadro Conoscitivo

TAVOLA B – Modello geologico del sottosuolo nelle tratte di intervento

TAVOLA C – Modello geotecnico dei siti di intervento e del versante

ALLEGATO 1 - Parametri sismici, spettri elastici e spettri di progetto

1. Premessa

La presente relazione è stata redatta allo scopo di descrivere le risultanze delle indagini geognostiche e sismiche realizzate in sito, nonché definire il modello geotecnico del sottosuolo di riferimento per gli interventi di messa in sicurezza della S.P. n. 32. Gli interventi riguardano la tratta dissestata per processi gravitativi di versante al km 2+200 (circa), con estensione degli studi tra il km 2+200 e il km 2+400. In particolare è presente una frana al km 2+200, la quale tende ad evolvere verso la sommità del versante e tale da interessare buona parte della sede stradale, con ampie fessurazioni beanti che nonostante la periodica copertura con bitume, tendono a riformarsi rapidamente con ampiezza significativa.

L'area di intervento si trova in vicinanza della località Fontemigliari, nel comune di Montecatini Val di Cecina (PI), a nord dello stesso capoluogo.

Gli interventi consistono nella realizzazione di opere di contenimento del rilevato stradale e ripristino dello stesso rilevato nelle tratte interessate da fessurazione e rottura conclamata della pavimentazione esistente.

Lo studio, condotto ai sensi delle NTC 2018, compendia le risultanze delle indagini geognostiche realizzate in sito (sondaggi a carotaggio continuo S1 e S2), le risultanze delle indagini sismiche di superficie (SR-MW1 e SR-MW2) e delle prove SPT realizzate in foro, nonché della caratterizzazione geotecnica dei diversi layer litologici discriminati in corrispondenza di ciascun sito di intervento.

2. Aspetti geotecnici

Al fine di supportare la progettazione delle opere di consolidamento sulla SP 27, è stata eseguita la modellazione geotecnica del sottosuolo a partire dal piano campagna attuale. Tale modellazione si rende necessaria al fine di discretizzare le unità litologico-tecniche all'interno del volume significativo (ipotizzato) delle opere di consolidamento, nonché assegnare i parametri geotecnici caratteristici a ciascun layer litologico individuato, in modo da poter effettuare le verifiche di sicurezza agli stati limite di supporto alla progettazione definitiva-esecutiva delle opere.

La modellazione è stata effettuata in primo luogo sulla scorta delle evidenze stratigrafiche emerse dai sondaggi geognostici realizzati in corrispondenza del corpo di frana (sondaggio S2) e a monte dello stesso (sondaggio S1). In secondo luogo sono state considerate le

risultanze della modellazione sismo-stratigrafica ottenuta dalle prove di sismica a rifrazione e MASW coniugate.

Nel corso della realizzazione dei sondaggi geognostici sono stati prelevati campioni indisturbati su cui sono state effettuate prove di laboratorio, al fine di caratterizzare i materiali campionati sia dal punto di vista fisico che meccanico.

A completamento della modellazione litologico-tecnica del sottosuolo, al fine di ottenere un modello che esprimesse anche valori di velocità delle onde S (all'interno del volume significativo analizzato) e risultasse associato ad un valore di $V_{s,30}$ per ciascun sito di intervento, sono state realizzate appunto indagini sismiche di superficie lineari consistenti in profili di sismica a rifrazione in onde P, della lunghezza di 60 m, con associata una prova MASW. Le prove realizzate sono due (SR-MW1 e SR-MW2) e i profili sismici in onde S ricostruiti per ciascuna prova hanno permesso di coadiuvare le informazioni stratigrafiche puntuali dei sondaggi geognostici. L'intersezione dei due dati ha permesso di elaborare sezioni geotecniche longitudinali in asse con il rilevato stradale esistente. Con l'obiettivo di permettere, inoltre, l'esecuzione di verifiche preliminari del pendio, sono state estrapolate anche sezioni geotecniche trasversali lungo la linea di massima pendenza del versante di studio.

Perciò le fasi di elaborazione dell'analisi geotecnica svolta ai sensi delle NTC 2018 è consistita in:

- analisi delle indagini geognostiche attuali;
- analisi delle risultanze delle prove geotecniche di laboratorio;
- analisi delle indagini sismiche attuali;
- ricostruzione del modello stratigrafico del terreno indagato e discretizzazione del modello lito-stratigrafico medio per i siti di intervento;
- attribuzione dei parametri geotecnici nominali e caratteristici a ciascun orizzonte litologico individuato (definizione modello geotecnico del sottosuolo);
- associazione velocità media delle onde S a ciascun orizzonte discretizzato;
- verifica del potenziale di liquefazione del sottosuolo.

I certificati delle indagini pregresse considerate ai fini della modellazione geotecnica di sottosuolo sono riportati negli elaborati forniti dalla ditta incaricata delle indagini e perciò al di fuori del presente elaborato. Tuttavia all'interno della presente relazione si riporta una breve descrizione delle risultanze ottenute.

2.1 Indagini geognostiche

Al fine di caratterizzare dal punto di vista litostratigrafico e geotecnico il sottosuolo nell'area di frana, sono stati realizzati due sondaggi geognostici a carotaggio continuo con diametro di perforazione pari a 101 mm, fino ad una profondità compresa tra da 15 e 20 m da p.c..

I sondaggi realizzati sono denominati S1 e S2 (vedi ubicazione in fig. 1).

Il sondaggio S1 è stato realizzato in corrispondenza della zona di coronamento o comunque della zona di monte dell'area franosa. Il sondaggio S2, invece, è stato realizzato piuttosto centrale rispetto alla coltre di frana attiva attualmente e comunque in posizione significativa rispetto all'area di frana più antica quiescente.

Inizialmente era previsto di realizzare il sondaggio S2 fino a 25 m da p.c.. In corso d'opera, al fine tentare il campionamento indisturbato a circa 20 m da p.c., si è verificata la rottura della fustella e perciò è risultato necessario interrompere la perforazione.

Di seguito si riportano le descrizioni di campagna degli orizzonti lito-stratigrafici individuati nelle carote estratte dai due sondaggi.

Sondaggio S1

- da 0,0 a 1,0 m da p.c.: terreno naturale (agricolo), di natura limoso-argillosa, colorazione bruna, da poco a moderatamente consistente;
- da 1,0 a 3,5 m da p.c.: limo argilloso deb. sabbioso grigio-verde, a tratti bruno-verdastro, moderatamente consistente, con granuli millimetrici biancastri di natura calcarea;
- da 3,5 a 10,5 m da p.c.: limo con argilla talora argilla con limo, da moderatamente consistente a consistente, di colorazione bruno-grigiastra; tra quota 9,70 e 10,30 livello di limo con argilla grigio mod. consistente. E' riscontrabile una struttura caotica dei depositi senza chiare varvature;
- da 10,5 a 15,0 m da p.c.: limo con argilla a tratti argilla con limo grigio-verde, da molto consistente ad estremamente duro;

Nel corso della perforazione sono stati prelevati n. 2 campioni indisturbati con campionatore a parete sottile tipo Shelby. Di seguito sono mostrate le profondità di campionamento.

Profondità (m da p.c.)	Tipo Campione	Sigla Campione
6,00 – 6,50	indisturbato	CI1
7,50 – 7,90	indisturbato	CI2

All'interno del foro è stato installato un piezometro a tubo aperto con $\phi = 1$ pollice, fino alla profondità di 15 m da p.c..

Sondaggio S2

Il sondaggio S2, realizzato fino alla profondità di 20 m, ha evidenziato la presenza dei seguenti layer stratigrafici:

- Da 0,00 a 1,00 m da p.c.: riporto. Si tratta di misto granulare per asfalto da rigenerare;
- Da 1,00 a 2,00 m da p.c.: riporto. Limo a tratti limo sabbioso, bruno, da moderatamente consistente a consistente;
- Da 2,00 a 4,40 m da p.c.: sabbia limosa media, da sciolta a poco addensata (? Potenziale presenza di falda sospesa), con clasti di arenaria grossolana sub cementati tra 2,60 e 3,30 m. Accorciamento della carota tra 3,30 e 4 m da p.c., per presenza di vuoto (fessura del coronamento di frana);
- Da 4,40 a 8,90 m da p.c.: limo argilloso e limo con argilla talora con livelli da millimetrici a centimetrici di limo debolmente sabbioso o limo sabbioso, di colorazione grigia. Da moderatamente consistente a consistente grigio-verde. Probabile stratificazione con varvature (alternanza livelli da millimetrici a centimetrici di limo argilloso e limo con argilla con livelli da millim. A centim. Di limo argilloso-sabbioso). Tra 6,50 e 7,00 m e tra 8,50 e 8,90 m limo con argilla grigio da mod. consistente a consistente;
- Da 8,90 a 17,00 m da p.c.: limo con argilla grigio, da molto consistente ad estremamente consistente; tra 12,55 e 13,00 m limo con argilla con rari livelli di limo argilloso deb. sabbioso;
- da 17,00 a 20,00 m da p.c.: limo con argilla a tratti argilla con limo sovraconsolidato.

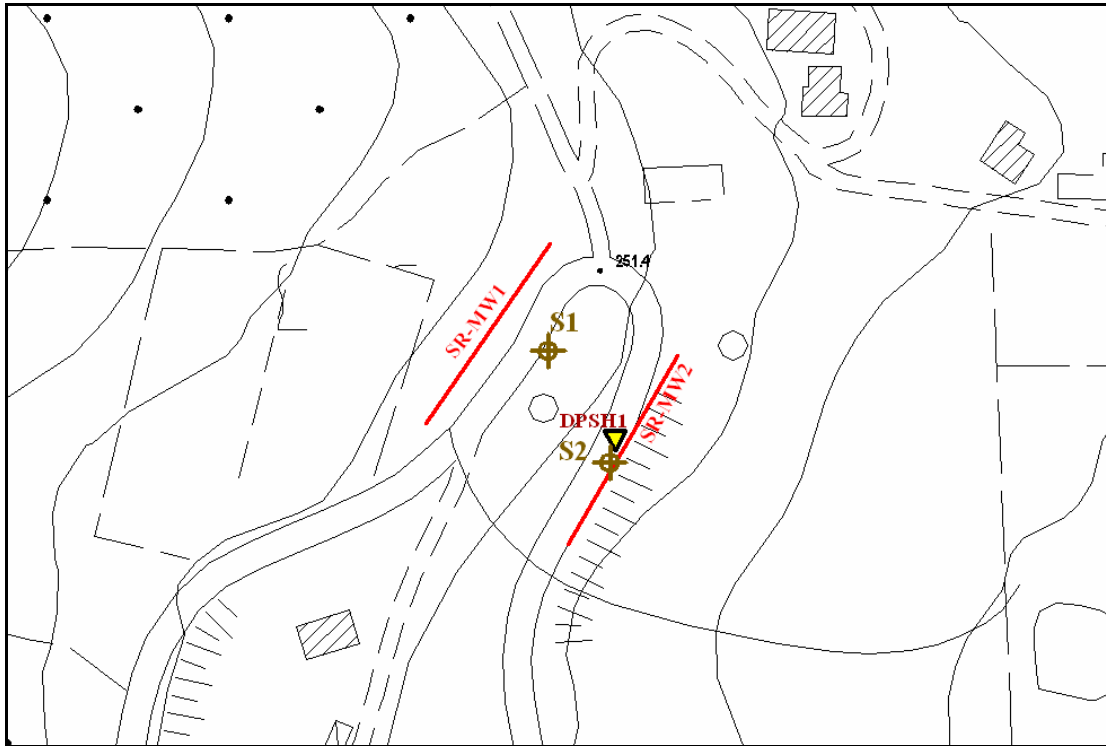


Fig.1: Ubicazione indagini geognostiche e sismiche lineari nell'area in frana della SP 32.

All'interno del foro di sondaggio sono stati prelevati n. 2 campioni di terreno indisturbati alle seguenti profondità:

Profondità (m da p.c.)	Tipo Campione	Sigla Campione
5,00 – 5,50	indisturbato	CI1
7,50 – 8,00	indisturbato	CI2

Sono state inoltre realizzate n. 2 prove SPT alle seguenti profondità:

Numerazione prova	Profondità (m da p.c.)	N. colpi
SPT1	10,50 – 10,95	24 + 33 + 41
SPT2	15,00 – 15,10	30 + R

In corrispondenza degli orizzonti litologici coesivi ritenuti significativi per la identificazione della superficie di frana, sono state effettuate le seguenti misure con penetrometro tascabile:

Profondità (m da p.c.)	qc (kg/cm²)	Stato consistenza
4,50	2.50	molto consistente
4,80	4.50	molto consistente

Altrove generalmente la carota restituiva rifiuto per l'elevata consistenza. I livelli presunti di debolezza oltre 5 m non sono stati caratterizzati con Pocket Penterometer in quanto si è atteso comunque le diverse risultanze delle altre prove (laboratorio e indagini sismiche) per verificare la veridicità di tali ulteriori piani di rottura più profonda. Talore infatti l'abuso di acqua di perforazione può generare carote ugualmente degenerate ma non rappresentative di reali superfici di frana.

2.2 Indagini sismiche

Come accennato precedentemente, a supporto della caratterizzazione geotecnica del sottosuolo nei due siti di intervento, sono stati realizzati due profili sismici, ciascuno della lunghezza rispettivamente di 60 m, con sismica a rifrazione in onde P a cui è stata associata (su ciascun profilo) una prova MASW.

Lo stendimento di sismica a rifrazione con le sole onde P ha permesso di restituire un dato stratigrafico bidimensionale aggiuntivo a quello puntuale dei sondaggi geognostici. In aggiunta la prova MASW ha restituito il profilo di velocità delle onde S nei primi 30 m da p.c., per mezzo del quale è stato possibile restituire il parametro $V_{s,30}$.

Sulla scorta delle nuove nozioni emanate dalle NTC 2018, si ritiene che in questa fase progettuale, la caratterizzazione del $V_{s,30}$ (velocità media delle onde S riferita ai primi 30 m di sottosuolo) sia adeguato a restituire un parametro medio da considerare successivamente nella progettazione definitiva delle opere di consolidamento.

Eventuali variazioni significative delle opere di progettazione e del relativo volume significativo della fondazione, potrà essere variata l'interpretazione dei valori di V_s ottenuti, comunque entro e non oltre i 30 m da p.c..

Le indagini lineari sono state realizzate (vedi fig.12) centrando ciascuno dei due stendimenti sull'asse del corpo di frana, cercando di approssimare il più possibile la traccia di una linea retta perpendicolare all'asse del versante.

Gli stendimenti sismici SR-MW1 e SR-MW2 sono stati materializzati (vedi fig. 2) rispettivamente a monte della SP nel tratto in tornante oltre il km 2+200 e in corrispondenza

della frana lungo la SP32. In quest'ultimo caso i geofoni sono stati collocati anche sul corpo di frana, centrando la traccia dello stendimento sullo stesso corpo di frana.

A tale scopo alcuni dei geofoni sono stati installati all'interno del corpo di frana distaccatosi, mantenendo comunque dislivelli tra ciascun geofono accettabili per le registrazioni finali. La realizzazione delle misure è stata effettuata cercando di eseguire le diverse battute in assenza o comunque con bassi livelli di rumore antropico.

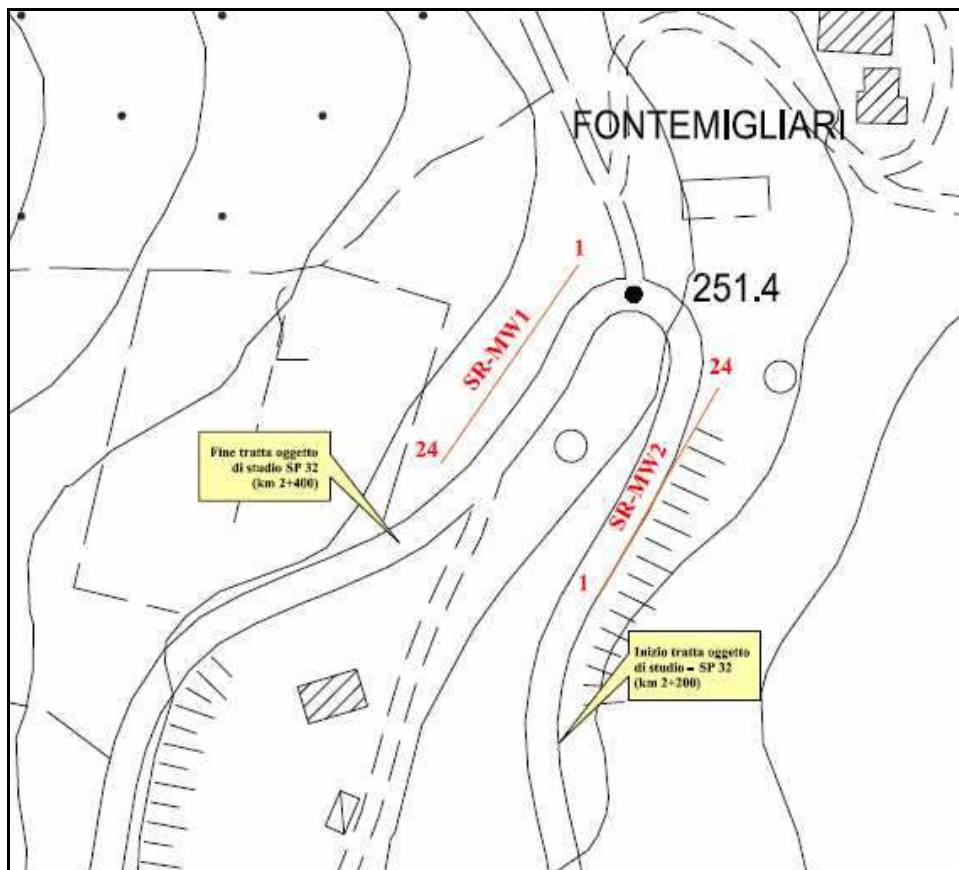


Fig.2: Ubicazione indagini geofisiche eseguite lungo la SP 27 di Montecastelli.

Da evidenziare che entrambi i modelli sismo-stratigrafici ottenuti lungo SR1 e SR2, hanno restituito dei rifrattori ben correlabili nelle profondità e anche nella forma assunta per i livelli più superficiali (es. nitida concavità ricostruita dal 1° e 2° rifrattore lungo SR2, correlabile con la superficie di frana) rispetto ai layer stratigrafici osservati nei carotaggi di S1 e S2.

Di seguito sono descritte le risultanze delle due prove realizzate in loco.

Indagine sismica a rifrazione con prova MASW associata (MW-SR1)

Il profilo sismico MW-SR1 è stato realizzato a monte della strada provinciale, all'interno della coltre di frana presente più a monte dell'attuale coltre attiva. Ciò al fine di caratterizzare

compiutamente l'area di frana fino al potenziale coronamento o addirittura a monte per verificare l'esistenza di ulteriori coltri che nel tempo possano cedere e provocare un arretramento verso monte dell'attuale attività di versante.

Per le risultanze complete si rimanda alla relazione di modellazione sismica fornita dalla ditta realizzatrice della campagna di indagini geognostiche.

Al fine di considerare le risultanze di tale indagine nella modellazione geotecnica del sottosuolo, si descrivono brevemente le risultanze della stessa indagine a rifrazione con associate le velocità delle onde S estrapolate dalla prova MASW.

Il modello sismo-stratigrafico ottenuto (vedi fig. 3) è sviluppato in tre layer sismo-stratigrafici:

- 1) orizzonte superficiale riconducibile presumibilmente alla coltre detritica di versante in frana (unità a1), individuato nei primi metri anche per mezzo del sondaggio S1, caratterizzato da deformazione progressiva (lenta) e presenza alla base dei depositi marini pliocenici (unità FAA). Risulta caratterizzato da uno spessore variabile tra 1 e 6 m circa da p.c. e una velocità delle onde P variabile tra circa 500 e 700 m/s. Dalla prova MASW emerge che la Vs è dell'ordine di circa 130-200 m/s.

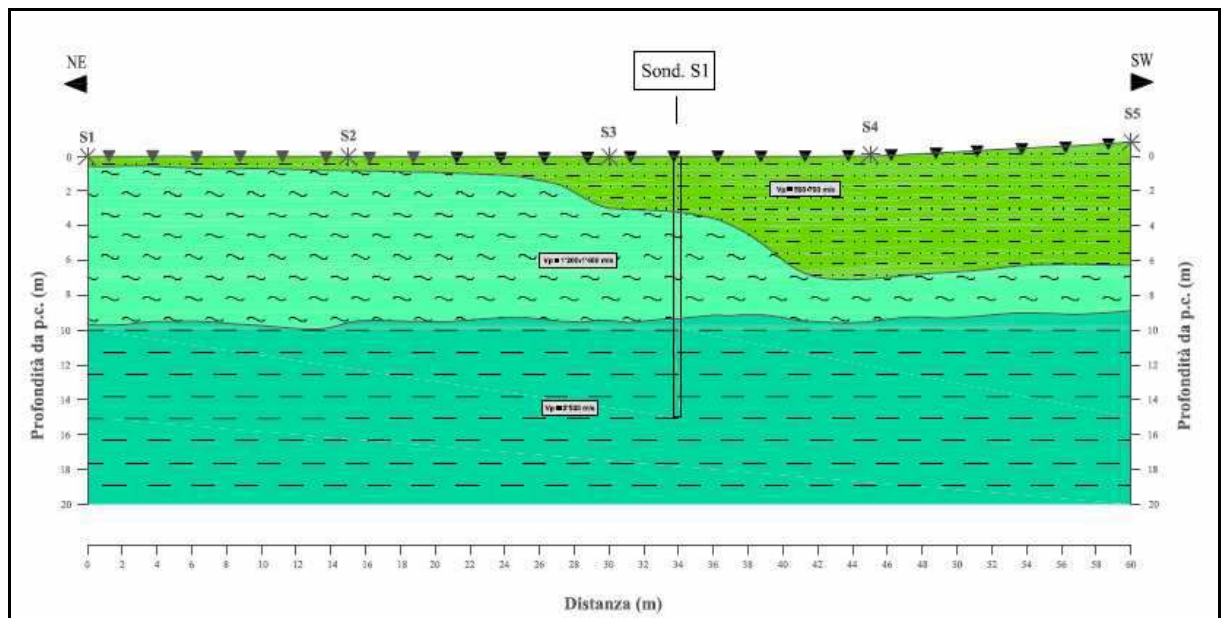


Fig.3: Modello sismostratigrafico ottenuto dal profilo di sismica a rifrazione SR1 sulla SP 32.

- 2) orizzonte costituito da limo con argilla da consistente a molto consistente con uno spessore variabile tra circa 9 e 10 m circa da p.c. e una profondità del limite con il terzo layer attorno ai 10 m circa da p.c.. Tale orizzonte, riconducibile ai depositi

marini pliocenici (unità FAA) probabilmente non rimaneggiati, presenta velocità delle onde P comprese tra 1'200 e 1400 m/. Dalla prova MASW emerge che la velocità delle onde S è compresa tra circa 200 e 255 m/s;

- 3) orizzonte costituito da limo con argilla e argilla con limo da molto consistente ad estremamente consistente (sovracconsolidati). La velocità delle onde P registrate è di circa 2'500 m/s e le Vs risultano comprese mediamente tra 230 e 270 m/s.

Il profilo delle Vs della prova MASW, comunque, tende generalmente a progredire senza aumenti repentini in profondità (vedi fig. 4). Si riscontrano inversioni di velocità tra 10 e 15 m circa, a denotare l'ulteriore presenza di potenziali superfici di scivolamento a tali profondità da p.c.

Come si evince dal grafico il valore di $V_{s,30}$ stimato per MW1 è pari a circa 233 m/s, per il quale la categoria di sottosuolo a cui si può ricondurre è la **C**. A sensi delle NTC 2018 alla categoria C appartengono “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s*”.

Indagine sismica a rifrazione con prova MASW associata (MW-SR2)

Il profilo sismico MW-SR2 è stato realizzato al km 2+200 circa della strada provinciale, all'interno del corpo di frana distaccatosi dal rilevato stradale lungo la SP32.

Ciò al fine di caratterizzare compiutamente l'area di frana fino al potenziale coronamento o addirittura a monte per verificare l'esistenza di ulteriori coltri che nel tempo possano cedere e provocare un arretramento verso monte dell'attuale attività di versante.

Per le risultanze complete si rimanda alla relazione di modellazione sismica fornita dalla ditta realizzatrice della campagna di indagini geognostiche.

Al fine di considerare le risultanze di tale indagine nella modellazione geotecnica del sottosuolo, si descrivono brevemente le risultanze della stessa indagine a rifrazione.

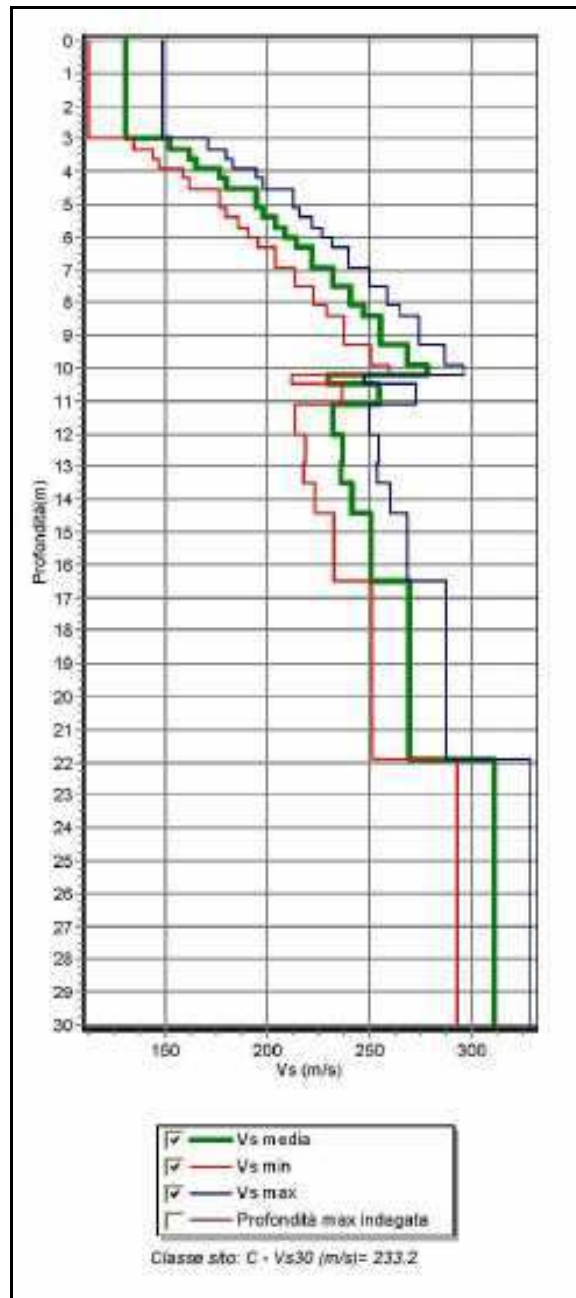


Fig.4: Profilo onde S ottenuto dalla prova MASW MW1 sulla SP 32.

Il modello sismo-stratigrafico ottenuto (vedi fig. 5), con le associate velocità delle onde S ottenute dalla prova MASW, è sviluppato in quattro layer sismo-stratigrafici:

- 1) orizzonte superficiale riconducibile presumibilmente alla coltre detritica di versante in frana (unità a1), individuato nei primi metri anche per mezzo del sondaggio S1, caratterizzato da deformazione progressiva (lenta) e presenza alla base dei depositi marini pliocenici (unità FAA) probabilmente rimaneggiati parzialmente per presenza di ulteriori superfici di scivolamento e perciò inglobabili nell'unità a1. Risulta caratterizzato da uno spessore variabile tra 4 e 6 m circa da p.c. e una velocità delle

onde P di circa 565 m/s. Dalla prova MASW emerge che la Vs è dell'ordine di circa 260-280 m/s.

- 2) orizzonte costituito da limo con argilla da moderatamente consistente a consistente con uno spessore variabile tra circa 1 e 7 m circa da p.c. e una profondità del limite con il terzo layer tra 6 e 13 m da p.c.. Tale orizzonte, riconducibile ai depositi marini pliocenici (unità FAA) probabilmente rimaneggiati parzialmente per presenza di ulteriori superfici di scivolamento e perciò inglobabili nell'unità a1, presenta velocità delle onde P pari a circa 1'270 m/s e risulta caratterizzato al passaggio con il primo layer da ondulazioni approssimabili a strutture deformative pseudo-circolari quali quelle riconducibili a superfici di frana. Dalla prova MASW emerge che la velocità delle onde S è compresa tra circa 280 e 310 m/s;

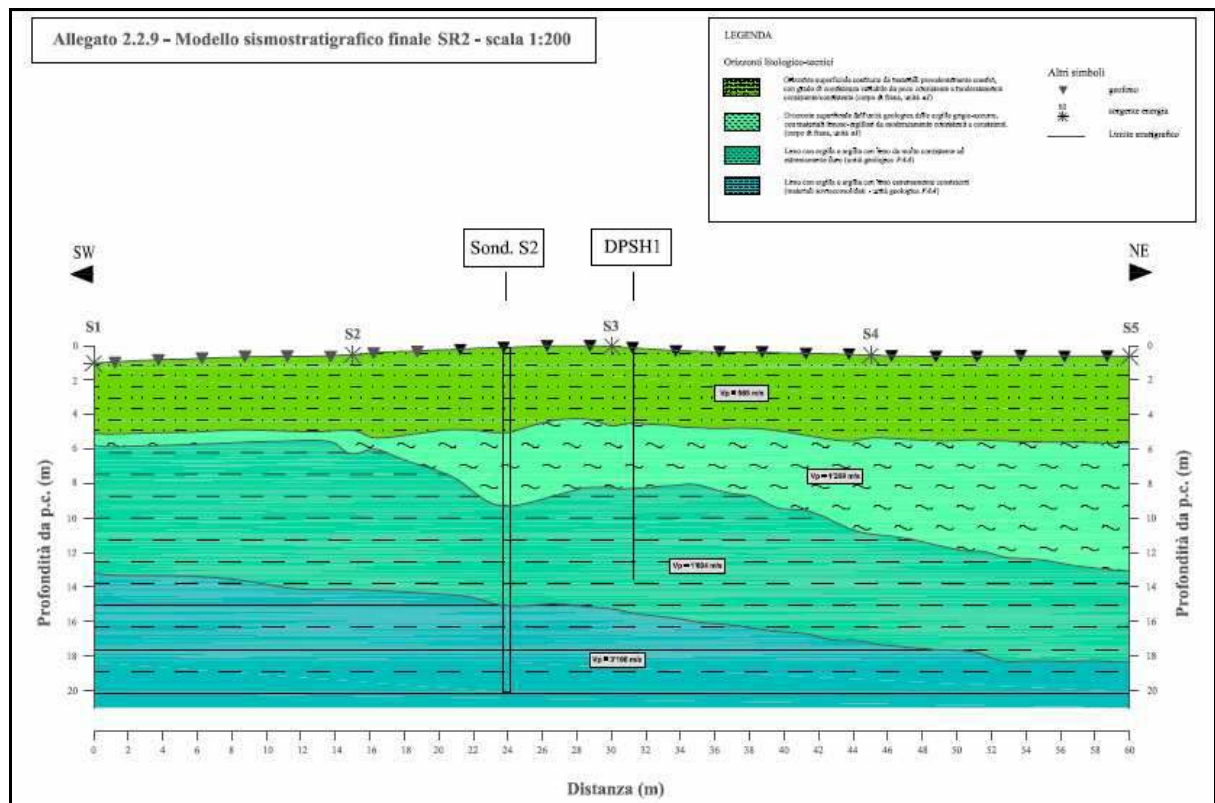


Fig.5: Modello sismostratigrafico ottenuto dal profilo di sismica a rifrazione SR2 sulla SP 32.

- 3) orizzonte costituito da limo con argilla da consistente a molto consistente localmente poco o mod. consistente, con uno spessore variabile tra circa 5 e 7 m circa da p.c. e una profondità del limite con il quarto layer compreso tra 13 e 18 m circa da p.c.. Tale orizzonte presenta velocità delle onde P pari a circa 1'600 m/s. Dalla prova MASW emerge che la velocità delle onde S è compresa tra circa 300 e 400 m/s.

- 4) orizzonte costituito da limo con argilla e argilla con limo estremamente consistente (sovracconsolidati). La velocità delle onde P registrate è di circa 3'200 m/s e le Vs risultano comprese mediamente tra 400 e 500 m/s.

Il profilo delle Vs, comunque, tende generalmente a progredire senza aumenti repentini in profondità (vedi fig 6). Si riscontrano inversioni di velocità tra 10 e 15 m circa, a denotare l'ulteriore presenza di potenziali superfici di scivolamento a tali profondità da p.c.. Più dubbia quella mostrata attorno 17-18 m da p.c..

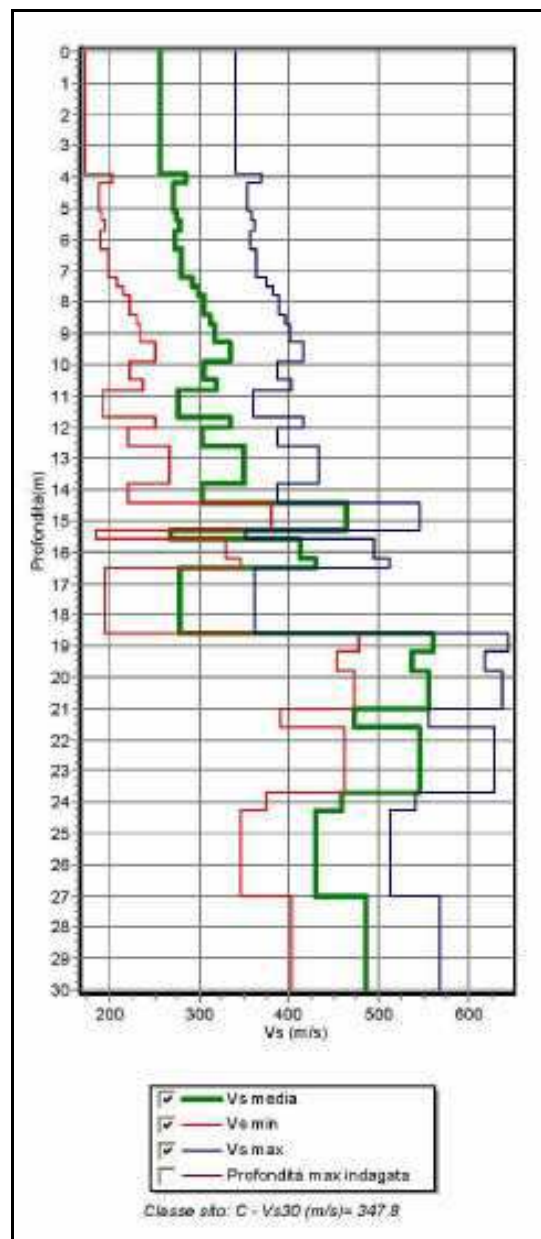


Fig.6: Profilo onde S ottenuto dalla prova MASW MW2 sulla SP 32.

Come si evince dal grafico il valore di $V_{s,30}$ stimato per MW1 è pari a circa 349 m/s, per il quale la categoria di sottosuolo a cui si può ricondurre è la **C**. A sensi delle NTC 2018 alla categoria C appartengono “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s*”.

2.3 Prove geotecniche di laboratorio

Sui campioni indisturbati prelevati in fase di perforazione nei tre siti di studio, sono state realizzate prove di laboratorio tese a determinare sia parametri fisici che meccanici. Le risultanze, perciò, sono state utilizzate al fine di integrare i dati stratigrafici e geofisici tenuti dalle rispettive prove in sito.

Di seguito si riportano due tabelle descrittive rispettivamente delle prove di laboratorio realizzate su ciascun campione e dei valori ottenuti per ciascun parametro dalle rispettive prove di laboratorio.

REPORT PROVE DI LABORATORIO REALIZZATE - SONDAGGI SP 32							
Prova di Laboratorio	Sondaggio	S1				S2	
	Campione	CI1	CI2	CI1	CI2	CR1	CR2
	Profondità (m)	3.00-4.00	7.50-7.90	5.00-5.50	7.50-8.00	12.50-13.00	17.00-17.50
Contenuto d'acqua naturale		x	x	x	x	x	x
Peso di volume naturale		x	x	x	x	x	x
Granulometrie per settacciatura		x	x	x	x	-	-
Granulometrie per sedimentazione		x	x	x	x	-	-
Limiti di Atterberg		x	x	x	x	x	x
Prova di Taglio Diretto Consolidato-Drenato con determinazione parametri residui	TD-CD	x	x	x	x	-	-
Prova di Compressione Triassiale Non Consolidata-Non Drenata	TX-UU	x	x	x	x	-	-
Prova di Compressione Triassiale Consolidata-Non Drenata	TX-CU	-	x	-	x	-	-

REPORT PARAMETRI GEOTECNICI - SONDAGGI SP 27							
Parametro	Sondaggio	S1		S2			
	Campione	CI1	CI2	CI1	CI2	CR1	CR2
	Profondità (m)	3.50-4.00	7.50-7.90	5.00-5.50	7.50-8.00	12.50-13.00	17.00-17.50
Contenuto d'acqua naturale	Wn	21.62	20.89	20.60	15.69	17.25	11.82
Peso di volume naturale	γ_n (kN/m ³)	20.55	22.30	21.12	21.36	20.54	20.53
Granulometrie	Ciottoli (%)	-	-	-	-	-	-
	Ghiaia (%)	0.1	-	-	-	-	-
	Sabbia (%)	1.7	0.4	1.2	1.1	-	-
	Limo (%)	55.3	56.5	56.1	55.8	-	-
	Argilla (%)	42.9	43.1	42.7	43.1	-	-
Limiti di Atterberg	WL (%)	45.40	49.67	52.59	51.89	47.85	48.99
	WP (%)	20.47	24.54	24.21	22.48	20.97	19.59
Indice di Plasticità	I _p (%)	24.93	25.13	28.38	29.41	26.88	29.41
Indice di consistenza	I _c	0.95	1.21	1.11	1.23	1.14	1.26
Angolo di attrito interno (picco) da prova TD-CD	ϕ'_p (°)	28.3	25.6	23.0	25.3	-	-
Angolo di attrito interno (residuo) da prova TD-CD	ϕ'_r (°)	15.1	10.5	9.3	11.1	-	-
Angolo di attrito interno (picco) da prova TX-CU	ϕ'_p (°)	-	29.8	-	27.4	-	-
Angolo di attrito interno (picco) non drenato da prova TX-CU	ϕ_p (°)	-	24.9	-	24.0	-	-
Coesione (picco) da prova TD-CD	c' _p (kPa)	138.58	78.25	60.26	140.13	-	-
Coesione (residuo) da prova TD-CD	c' _r (kPa)	30.15	12.92	31.90	31.39	-	-
Coesione (picco) da prova TX-CU	c' _p (kPa)	-	48.48	-	56.92	-	-
Coesione (di picco, non drenata) da prova TX-CU	c _p (kPa)	-	58.10	-	64.80	-	-
Coesione non drenata da prova TX-UU	c _u (kPa)	208.90	-	166.20	-	-	-

2.4 Modello geotecnico del sottosuolo

Sulla scorta delle risultanze delle indagini geognostiche, nonché delle indagini geofisiche e delle risultanze delle prove geotecniche di laboratorio, è stata effettuata la modellazione lito-stratigrafica e geotecnica del sottosuolo sia lungo la sezione longitudinale tracciata in corrispondenza della frana al km 2+200 che a monte in corrispondenza circa del km 2+400, che lungo la sezione trasversale tracciata lungo la linea di massima pendenza in asse con la frana.

Nella tavola C è mostrato il modello geotecnico definito bidimensionalmente lungo le sezioni sopra menzionate.

Di seguito sono descritte le unità geotecniche discriminate per ogni sito e rappresentate nelle diverse sezioni geotecniche. In particolare ogni unità descritta di seguito è riconducibile ai modelli geotecnici puntuali rappresentati nella Tavola D, i cui spessori fanno riferimento a profondità medie individuate circa sulla zona centrale dei siti indagati con le indagini geognostiche e sismiche e a cui sono associati parametri geotecnici caratteristici sulla scorta sia di correlazioni empiriche, che di esperienze personali pregresse su materiali simili e sulla scorta dei valori restituiti dalle prove di laboratorio eseguite sui campioni di terreno indisturbati.

MODELLO GEOTECNICO SITO N. 1 - SEZIONE 1-1' E SEZIONE 2-2'

- **Unità 1, da 0,0 a 3,0 m da p.c.:** Limo argilloso da deb. sabbioso a sabbioso, di colorazione da bruna a bruno-grigiastra, da poco a moderatamente consistente, con intercalazioni da decimetriche a metriche di sabbie medie limose, brune, da sciolte a poco addensate, talora sub-cementate a costituire livelli di pochi centimetri di arenarie da medio-fini a medio-grossolane. I livelli sabbiosi sono sede di una falda superficiale.

E' caratterizzata dai seguenti parametri geotecnici:

N_{spt} medio = 5

peso di volume (γ) = 20,5 kN/m³ = 0,00209 kg/cm³

angolo d'attrito interno efficace di picco (ϕ'_p) = 21°

coesione efficace di picco (c'_p) = 60,26 kPa = 0,614 kg/cm²

angolo d'attrito interno efficace residuo (ϕ'_r) = 7°

coesione efficace residua (c'_r) = 31,9 kPa = 0,325 kg/cm²

resistenza al taglio non drenata (c_u) = 49 kPa = 0,5 kg/cm²

modulo elastico (E_s) = 9'800 kPa = 99,931 kg/cm²

modulo di young (μ) = 0,31

V_s = 131 m/s

- **Unità 2b/3, da 3,0 a 10,5 m da p.c.:** Limo con argilla di colorazione grigia talora grigio-verde, da moderatamente consistente a consistente, localmente poco consistente. Si osservano all'interno dell'unità strutture deposizionali riconducibili a varvature, nelle quali si

contraddistinguono alternanze di livelli da millimetrici a centimetrici di limo con argilla e limo argilloso con livelli da millimetrici a centimetrici di limo argilloso-sabbioso più scuro. Talora può passare lateralmente a limo con argilla di colorazione da bruno-grigiastra a grigio-verde, da consistente a molto consistente, localmente estremamente consistente. E' caratterizzata dai seguenti parametri geotecnici:

$N_{spt} \text{ medio} = 11$

peso di volume (γ) = $21 \text{ kN/m}^3 = 0,00214 \text{ kg/cm}^3$

angolo d'attrito interno efficace di picco (ϕ'_p) = 28°

coesione efficace di picco (c'_p) = $100,9 \text{ kPa} = 1,029 \text{ kg/cm}^2$

angolo d'attrito interno efficace residuo (ϕ'_r) = 15°

coesione efficace residua (c'_r) = $30,15 \text{ kPa} = 0,307 \text{ kg/cm}^2$

resistenza al taglio non drenata (c_u) = $208,9 \text{ kPa} = 2,13 \text{ kg/cm}^2$

modulo elastico (E_s) = $62'670 \text{ kPa} = 639,046 \text{ kg/cm}^2$

modulo di young (μ) = $0,3$

$V_s = 201 \text{ m/s}$

- **Unità 4, da 10,5 a 20,0 m da p.c.:** limo con argilla di colorazione da grigio a grigio-verde, da molto consistente ad estremamente consistente (duro - sovraconsolidato); la carota a profondità $> 15 \text{ m}$ si presenta talora sfibrata

E' caratterizzata dai seguenti parametri geotecnici:

$N_{spt} \text{ medio} = 52$

peso di volume (γ) = $22,3 \text{ kN/m}^3 = 0,00227 \text{ kg/cm}^3$

angolo d'attrito interno efficace di picco (ϕ'_p) = $26,5^\circ$

coesione efficace di picco (c'_p) = $61,61 \text{ kPa} = 0,628 \text{ kg/cm}^2$

angolo d'attrito interno efficace residuo (ϕ'_r) = 17°

coesione efficace residua (c'_r) = $12,92 \text{ kPa} = 0,132 \text{ kg/cm}^2$

resistenza al taglio non drenata (c_u) = $240 \text{ kPa} = 2,45 \text{ kg/cm}^2$

modulo elastico (E_s) = $96'000 \text{ kPa} = 978,912 \text{ kg/cm}^2$

modulo di young (μ) = $0,29$

$V_s = 247 \text{ m/s}$

MODELLO GEOTECNICO SITO N. 2 - SEZIONE 1-1' E SEZIONE 3-3'

- **Unità 1, da 0,0 a 2,4 m da p.c.:** terreni di riporto. Materiali di origine antropica costituiti da alternanze decimetriche (localmente metriche) di misto granulare per conglomerato bituminoso da sciolto a moderatamente addensato con bancate metriche di limo e limo sabbioso bruno, da moderatamente consistente a consistente

E' caratterizzata dai seguenti parametri geotecnici:

N_{spt} medio = 3

peso di volume (γ) = $19,8 \text{ kN/m}^3 = 0,00202 \text{ kg/cm}^3$

angolo d'attrito interno efficace di picco (ϕ'_p) = 23°

coesione efficace di picco (c'_p) = $18 \text{ kPa} = 0,183 \text{ kg/cm}^2$

angolo d'attrito interno efficace residuo (ϕ'_r) = 16°

coesione efficace residua (c'_r) = $8 \text{ kPa} = 0,081 \text{ kg/cm}^2$

resistenza al taglio non drenata (c_u) = $30 \text{ kPa} = 0,306 \text{ kg/cm}^2$

modulo elastico (E_s) = $5'760 \text{ kPa} = 58,73 \text{ kg/cm}^2$

modulo di young (μ) = 0,3

$V_s = 262 \text{ m/s}$

- **Unità 2a, da 2,4 a 4,4 m da p.c.:** limo argilloso da deb. sabbioso a sabbioso, di colorazione da bruna a bruno-grigiastra, da poco a moderatamente consistente, con intercalazioni da decimetriche a metriche di sabbie medie limose, brune, da sciolte a poco addensate, talora sub-cementate a costituire livelli di pochi centimetri di arenarie da medio-fini a medio-grossolane. I livelli sabbiosi sono sede di una falda superficiale

E' caratterizzata dai seguenti parametri geotecnici:

N_{spt} medio = 5

peso di volume (γ) = $21,1 \text{ kN/m}^3 = 0,00215 \text{ kg/cm}^3$

angolo d'attrito interno efficace di picco (ϕ'_p) = 21°

coesione efficace di picco (c'_p) = $60,26 \text{ kPa} = 0,614 \text{ kg/cm}^2$

angolo d'attrito interno efficace residuo (ϕ'_r) = 7°

coesione efficace residua (c'_r) = $31,90 \text{ kPa} = 0,325 \text{ kg/cm}^2$

resistenza al taglio non drenata (c_u) = $49 \text{ kPa} = 0,5 \text{ kg/cm}^2$

modulo elastico (E_s) = 14'700 kPa = 149,896 kg/cm²

modulo di young (μ) = 0,31

V_s = 269 m/s

- **Unità 2b, da 4,4 a 9,1 m da p.c.:** limo con argilla di colorazione grigia talora grigio-verde, da moderatamente consistente a consistente, localmente poco consistente. Si osservano all'interno dell'unità strutture deposizionali riconducibili a varvature, nelle quali si contraddistinguono alternanze di livelli da millimetrici a centimetrici di limo con argilla e limo argilloso con livelli da millimetrici a centimetrici di limo argilloso-sabbioso più scuro.

E' caratterizzata dai seguenti parametri geotecnici:

N_{spt} medio = 8

peso di volume (γ) = 20,6 kN/m³ = 0,0021 kg/cm³

angolo d'attrito interno efficace di picco (ϕ'_p) = 24°

coesione efficace di picco (c'_p) = 80,53 kPa = 0,821 kg/cm²

angolo d'attrito interno efficace residuo (ϕ'_r) = 10,2°

coesione efficace residua (c'_r) = 31,90 kPa = 0,325 kg/cm²

resistenza al taglio non drenata (c_u) = 166,2 kPa = 1,69 kg/cm²

modulo elastico (E_s) = 49'860 kPa = 508,42 kg/cm²

modulo di young (μ) = 0,3

V_s = 286 m/s

- **Unità 2c/3, da 9,1 a 11,1 m da p.c.:** limo con argilla di colorazione grigio-verde, da consistente a molto consistente. Lateralmente sfuma a limo con argilla di colorazione da bruno-grigiastra a grigio-verde, da consistente a molto consistente, localmente estremamente consistente.

E' caratterizzata dai seguenti parametri geotecnici:

N_{spt} medio = 63

peso di volume (γ) = 21 kN/m³ = 0,00214 kg/cm³

angolo d'attrito interno efficace di picco (ϕ'_p) = 25°

coesione efficace di picco (c'_p) = 106,2 kPa = 1,083 kg/cm²

angolo d'attrito interno efficace residuo (ϕ'_r) = 18°

coesione efficace residua (c'_r) = 31,39 kPa = 0,32 kg/cm²

resistenza al taglio non drenata (c_u) = 170 kPa = 1,73 kg/cm²

modulo elastico (E_s) = 51'000 kPa = 520,047 kg/cm²

modulo di young (μ) = 0,3

V_s = 303 m/s

- **Unità 4, da 11,1 a 25,0 m da p.c.:** limo con argilla di colorazione da grigio a grigio-verde, da molto consistente ad estremamente consistente (duro - sovraconsolidato); la carota a profondità > 15 m si presenta talora sfibrata. E' caratterizzata dai seguenti parametri geotecnici:

N_{spt} medio = 73

peso di volume (γ) = 20,5 kN/m³ = 0,00209 kg/cm³

angolo d'attrito interno efficace residuo (ϕ'_r) = 26°

coesione efficace di picco (c'_p) = 140 kPa = 1,43 kg/cm²

angolo d'attrito interno efficace residuo (ϕ'_r) = 17,5°

coesione efficace residua (c'_r) = 31,39 kPa = 0,32 kg/cm²

resistenza al taglio non drenata (c_u) = 245 kPa = 2,499 kg/cm²

modulo elastico (E_s) = 98'000 kPa = 999,306 kg/cm²

modulo di young (μ) = 0,29

Il modello sopra descritto è il risultato dell'interpolazione dei diversi dati pregressi e attuali raccolti nello studio del sito di interesse. In particolare:

- i valori di N_{spt} sono stati ricavati da correlazioni e da valutazioni personali, rispetto alla c_u riportata nei certificati di laboratorio per le unità litologiche interessate da campionamento; laddove risultava mancare il parametro della coesione non drenata, il valore di N_{spt} è stato assegnato sulla base di esperienze personali, nonché rapportando (sulla base della differenza di consistenza) tra le unità a cui era già stato assegnato il valore della c_u (sulla base delle prove di laboratorio) e quelle mancanti di risultanze sulla c_u o tenendo conto direttamente, sulla scorta della classificazione AGI, rispetto allo stato di consistenza rilevato anche per mezzo delle misurazioni di cantiere con penetrometro tascabile;

- i valori del peso di volume γ , dell'angolo d'attrito ϕ' e della coesione c' sono stati assegnati innanzitutto sulla base delle risultanze delle prove di laboratorio e laddove mancanti, sulla scorta dei valori di N_{spt} assegnati o comunque rapportando sulla base della differenza di consistenza rispetto agli orizzonti già dotati di parametri da prove di laboratorio (correlazioni da bibliografia, Bowles). Sono stati inoltre tenuti in considerazione le risultanze dei Limiti di Atterberg per l'assegnazione dei valori residui laddove risultavano mancanti da prove dirette di laboratorio e si è tenuto conto anche di personali esperienze pregresse su materiali simili a quelli incontrati in loco; laddove risultavano presenti più valori legati a più prove di laboratorio per lo stesso campione, si è scelto di utilizzare valori medi al fine di non penalizzare troppo il modello stesso, in prospettiva dell'applicazione dei fattori di riduzione dei parametri geotecnici ai sensi delle NTC soprattutto nel caso di ipotesi progettuali con fondazioni profonde;
- la coesione non drenata (c_u) è stata discriminata innanzitutto considerando i valori ottenuti dalle prove di laboratorio su ciascuna unità litologica interessata da campionamento, nonché applicando la correlazione di Terzaghi e Peck legata ai valori di N_{spt} , nonché tenendo conto di personali esperienze pregresse su materiali simili a quelli incontrati in loco; laddove risultavano presenti più valori legati a più prove di laboratorio per lo stesso campione, si è scelto di utilizzare valori medi al fine di non penalizzare troppo il modello stesso, in prospettiva dell'applicazione dei fattori di riduzione dei parametri geotecnici ai sensi delle NTC soprattutto nel caso di ipotesi progettuali con fondazioni profonde;
- i valori del modulo di elasticità E_s sono stati calcolati applicando correlazioni di Bowles, basate sui valori di N_{spt} assegnati ai vari orizzonti litologici, per materiali granulari nei primi metri (prevalentemente riporto) e coesivi rispetto alla c_u assegnata nella parte restante delle verticali del modello geotecnico ricostruite.

Nelle tabelle seguenti si riassumono i parametri geotecnici del modello di sottosuolo puntuale definito per i diversi siti di studio.

Si fa presente che nella redazione del report relativo alle risultanze dei parametri fisico-meccanici di seguito esposto nella relativa tabella, sono state apportate lievi modifiche ai valori delle diverse frazioni riportate nel certificato delle analisi granulometriche, affinché la

somma totale delle diverse frazione risultasse pari a 100, ciò in quanto talora nei certificati risultava apparire la mancanza di un decimale.

Si sottolinea, inoltre, che dall'analisi delle risultanze dei limiti di Atterberg si osserva che i materiali afferenti al campione indisturbato CI1 del sondaggio S1 presenta valori del contenuto d'acqua superiore al Limite Plastico determinato per tale campione di terreno. Tale superamento conferma lo stato di deformazione plastica della coltre presente nella porzione alta del versante.

Nelle tabelle seguenti si riassumono i parametri geotecnici del modello di sottosuolo definiti per il sito di studio.

Modello geotecnico Frana km 2+200 - sito di monte (SEZ 1-1' e SEZ 3-3')												
Unità	Profondità (m)	Nspt	$\phi'p$ (°)	$\phi'r$ (°)	c'p (kPa)	c'r (kPa)	cu (kPa)	γ (kN/m ³)	Es (kPa)	μ	Vs (m/s)	Stato addensamento
2a	0,0 - 3,0	5	21	7	60.26	31.90	49.00	20.5	9'800	0.310	131	poco/mod. consistente
2b/3	3,0 - 10,5	11	28	15	100.90	30.15	208.90	21.0	62'670	0.300	201	consistente/molto consistente
4	10,5 - 20,0	52	26.5	10.5	61.61	12.92	240.00	22.3	96'000	0.290	247	molto consi./estremamente consi.

Modello geotecnico Frana km 2+200 - sito di valle (SEZ 2-2' e SEZ 3-3')												
Unità	Profondità (m)	Nspt	$\phi'p$ (°)	$\phi'r$ (°)	c'p (kPa)	c'r (kPa)	cu (kPa)	γ (kN/m ³)	Es (kPa)	μ	Vs (m/s)	Stato addensamento
1	0,0 - 2,4	3	23	16	18.00	8.00	30.00	19.8	5'760	0.300	262	sciolti
2a	2,4 - 4,4	5	21	7	60.26	31.90	49.00	21.1	14'700	0.310	269	sciolti/poco addenato
2b	4,4 - 9,1	8	24	10.2	80.53	31.90	166.20	20.6	49'860	0.300	286	mod. consistente/consistente
2c/3	9,1 - 11,1	63	25	18	106.20	31.39	170.00	21.0	51'000	0.300	303	consistente/molto consistente
4	11,1 - 25,0	73	26	17.5	140.00	31.39	245.00	20.5	98'000	0.290	404	molto consi./estremamente consi.

2.5 Condizioni della falda

Come già anticipato nel paragrafo relativo agli aspetti idrogeologici, dalle misure effettuate in data 20/08/2018 è stato possibile osservare le seguenti quote della superficie piezometrica all'interno dei piezometri installati nei due fori di sondaggio S1 e S2:

LETTURE PIEZOMETRICHE	
Sondaggio con piezometro	Profondità sup.piezometrica (m da p.c.)
S1	3.92
S2	3.39

Si ritiene che i valori osservati all'interno dei fori siano rappresentativi delle reali condizioni di saturazione del versante nei primi metri di sottosuolo. E' confermato perciò che all'interno dell'unità litologica 2° è presente sovente una lente più ricca in sabbia media sede di circolazione idrica lungo il versante e rappresentativa di un acquifero freatico talora semiconfinato (come alla sommità del versante) superficiale.

3. Aspetti sismici di progetto

3.1 Determinazione della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche

Sulla scorta delle conoscenze geologico-stratigrafiche acquisite per il sito di Montecatini in loc. Fontemigliari sulla SP 32, nonché sulla base delle risultanze delle indagini geognostiche e sismiche realizzate per il presente studio, si ritiene che la categoria di sottosuolo alla quale può essere fatto riferimento su tutta la tratta oggetto di messa in sicurezza in fase di progettazione è la **C**.

Ai sensi delle NTC 2018 sono compresi all'interno della categoria **C** *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s”*.

Per quanto concerne le condizioni topografiche di sito, dallo studio morfologico dell'area di interesse si ritiene che la categoria topografica a cui fare riferimento nella determinazione dell'azione sismica di progetto è la **T2** alla quale ai sensi delle NTC 2018 è associabile un

coefficiente di amplificazione dell'azione sismica pari a 1,2. Ai sensi del D.M. 17/01/2018 nel caso di categoria T2 ci si trova appunto su pendii con inclinazione $i > 15^\circ$.

3.2 Azione sismica di progetto

L'azione sismica di progetto si determina a partire dal valore di $\mathbf{a_g/g}$ individuata per l'area di studio.

Ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018, le verifiche in presenza di azione sismica devono essere eseguite utilizzando parametri sismici ($\mathbf{a_g/g}$, $\mathbf{F_0}$, $\mathbf{T_c^*}$) definiti per diversi valori di $\mathbf{P_{vr}}$ e $\mathbf{T_r}$ che variano a seconda dello stato limite considerato (SLV, SLC, SLO, SLD).

Tali parametri, inoltre sono riferiti ad un periodo di riferimento dell'azione sismica $\mathbf{V_r}$ che ai sensi delle NTC 2008 si determina secondo l'espressione $\mathbf{V_r = V_n * C_u}$, dove $\mathbf{V_n}$ è la vita nominale dell'opera e $\mathbf{C_u}$ è il coefficiente d'uso determinato sulla base della classe d'uso a cui appartiene l'opera d'interesse.

Nel caso del presente studio si consiglia di considerare $\mathbf{V_n \geq 50 \text{ anni}}$, $\mathbf{C_u = 1,5}$ (corrispondente ad una **classe d'uso = III**) e $\mathbf{V_r = 75 \text{ anni}}$.

Al fine di ottenere l'azione sismica di progetto, si determinano coefficienti sismici che, applicati all'azione sismica di base definita per ciascun stato limite, permettono di amplificare la stessa azione rispetto alle condizioni stratigrafiche (categoria di sottosuolo – $\mathbf{V_{s30}}$) e rispetto alle condizioni topografiche del sito di studio (categoria topografica). In questo caso si è fatto riferimento alla categoria di suolo **C**, nonché alla categoria topografica **T2**.

L'accelerazione sismica di progetto ($\mathbf{a_g/g_{max}}$) si ottiene secondo la seguente relazione:

$$\mathbf{a_g/g_{max} = a_g/g * S_s * S_t}$$

I coefficienti di amplificazione che rappresentano rispettivamente le condizioni di sottosuolo e topografiche sono $\mathbf{S_s}$ (coefficiente di amplificazione sismica) e $\mathbf{S_t}$ (coefficiente di amplificazione topografica). I due parametri possono variare entro i valori mostrati in fig. 7 e 8.

Categoria sottosuolo	S_s
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

Fig. 7: Tabella rappresentativa dei valori assunti dal fattore S_s a seconda della categoria di sottosuolo considerata.

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

Fig. 8: Tabella rappresentativa dei valori di riferimento dal fattore S_t per ciascuna categoria di sottosuolo.

I parametri e i coefficienti sismici sito-specifici, nonché gli spettri elastici relativi ai diversi stati limite sono mostrati nell'allegato 1.

Di seguito è mostrata la tabella dei principali parametri sito-specifici dell'area di intervento.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL				
SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.046	2.465	0.230
SLD	50	0.058	2.491	0.244
SLV	475	0.140	2.485	0.273
SLC	975	0.175	2.519	0.280

3.3 Verifica del potenziale di liquefazione

Ai sensi delle NTC la verifica a liquefazione può essere esclusa se è esistente almeno una delle seguenti condizioni:

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

Dalla'analisi delle condizioni di sito si evince che:

- il sito è potenzialmente soggetto a rischio di manifestazione di terremoti con Magnitudo ≥ 5
- è presente potenzialmente una falda entro 15 m da p.c.,
- la massima accelerazione spettrale attesa al piano campagna è pari a 0.140 g,

Perciò nonostante le condizioni litologiche e idrogeologiche facciano supporre l'assenza di rischio per liquefazione, è stata eseguita la verifica del potenziale di liquefazione del sottosuolo. La verifica attuale è stata condotta applicando il metodo semplificato basato sulla seguente relazione:

$$F_s = (CRR_{7,5}/CSR) * MSF * k_\sigma$$

dove:

F_s = fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione

$CRR_{7,5}$ = tensione di taglio normalizzata che esprime la resistenza del terreno alla liquefazione riferita ad un sisma di magnitudo 7,5

CSR = sforzo di taglio ciclico normalizzato, riferito all'azione sismica di progetto a_g/g_{max}

MSF = coefficiente correttivo di CRR per terremoti attesi con magnitudo diverso da 7,5

k_σ = coefficiente correttivo funzione della pressione di confinamento

Il metodo applicato è citato all'interno delle linee guida nazionali sulla Microzonazione Sismica. Inoltre, ai sensi delle NTC 2008, per la verifica del potenziale di liquefazione del sottosuolo, possono essere utilizzati metodi semplificati. Tale metodo, inoltre è uno tra i più rigorosi previsti tra quelli trattati in letteratura.

Nel calcolo dello sforzo di taglio ciclico applicato dal sisma al terreno, si considera l'accelerazione di picco determinata per suolo rigido (massima accelerazione spettrale ottenuta per gli SLV). Si ricorda che il tetto medio della falda si trova a circa 8 m da p.c..

In fig. 9 è riportato un estratto della mappa delle zone sismogenetiche dell'INGV. Si nota che il territorio comunale di Pomarance è compreso interamente all'interno della zona 921 (colore azzurro).

Come suggerito dagli Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica, per la zona sismogenetica 921 si può considerare una Magnitudo massima attesa di terremoto pari a 6,14.

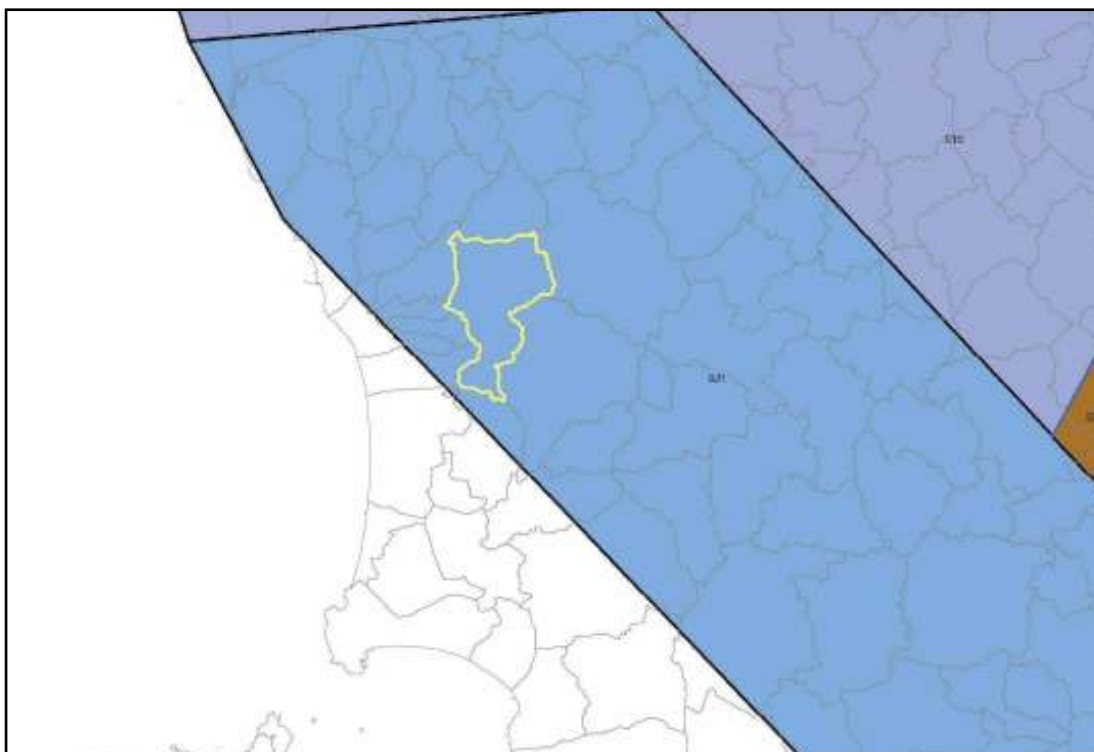


Fig. 9: mappa delle zone sismogenetiche prodotta dall'INGV con ubicazione del territorio comunale di Montecatini Val di Cecina (limite giallo). Si nota che il comune è interamente contenuto all'interno della zona 921.

Il potenziale di liquefazione, perciò in prima istanza, è stato calcolato determinando la componente di azione ciclica riferita a tale valore di magnitudo.

Si riportano nelle seguenti tabelle le risultanze della verifica eseguita per i tre siti di intervento rispetto ad una Magnitudo attesa pari a 6,14.

Si nota che i valori del coefficiente di sicurezza nei confronti della liquefazione è sempre > 1 e quasi sempre $> 1,25$ (quale valore consigliato dagli Eurocodici per la individuazione del rischio di liquefazione del sottosuolo di fondazione).

Di seguito si riporta il grafico di disaggregazione dei valori di a_g attesi per l'area di studio (vedi fig. 19). Si nota che il valore di magnitudo > 6 risulta associato ad una bassa percentuale di accadimento. Perciò le risultanze della verifica di liquefazione risultano cautelative ai fini della progettazione delle opere.

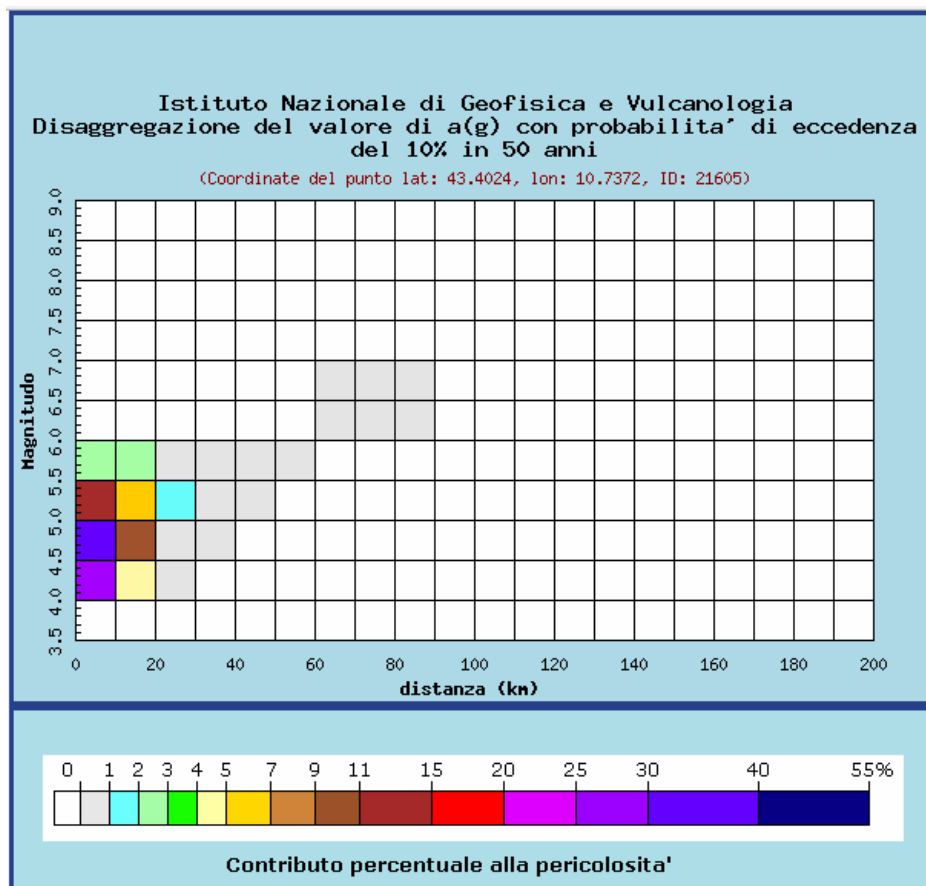


Fig. 19: grafico di disaggregazione di a_g prodotto dall'INGV per l'area di interesse nel territorio comunale di Montecatini Val di Cecina.

Inoltre si sottolinea che il processo di liquefazione è causato da superamento delle tensioni di confinamento esistenti ad una data profondità per superamento delle pressioni neutre (a sua volta causato dall'azione ciclica del sisma) e perciò tanto maggiore è la profondità dei terreni

saturi, tanto minore è la possibilità che si verifichi liquefazione in quanto il carico litostatico e la stessa tensione di confinamento aumentano progressivamente in profondità. In aggiunta considerando i materiali presenti in loco si ritiene che sia molto bassa la probabilità che si verifichi liquefazione in concomitanza di un sisma.

Verifica a liquefazione sito n.1						
Orizzonte	Z (m)	CRR _{7,5}	CSR	K_σ	MSF	F _s
1	3	0.34	0.30	1.00	1.67	1.88
2	10.5	0.22	0.27	1.00	1.67	1.36
3	20	0.33	0.19	1.00	1.67	2.90

Verifica a liquefazione sito n.2						
Orizzonte	Z (m)	CRR _{7,5}	CSR	K_σ	MSF	F _s
1	2.4	0.49	0.32	1.00	1.67	2.61
2	4.4	0.34	0.30	1.00	1.67	1.89
3	9.1	0.25	0.29	1.00	1.67	1.45
4	11.1	0.43	0.27	2.00	1.67	5.30
5	25	0.51	0.16	3.00	1.67	16.34

Perciò, a fronte delle risultanze di verifica sopra esposte, nonché tenendo conto delle indicazioni di letteratura basate su osservazioni in campo, si ritiene che il terreno di fondazione non presenti significativo rischio di liquefazione.

Importante sarà comunque nel futuro assicurarsi la funzionalità delle opere di smaltimento delle acque di drenaggio superficiale nell'intorno della sede stradale, al fine di scongiurare il verificarsi di accumuli superficiali all'interno di falde sospese.

13. Conclusioni

Lo studio di modellazione geologica del sottosuolo descritta all'interno della relazione geologica ha evidenziato la presenza lungo il tracciato stradale al km 2+200 di materiali di riporto con spessori fino a 2,4 m da p.c.. Al di sotto di tali materiali e lateralmente alla sp 32 sono presenti corpi di frana attivi e quiescenti cartografati come unità geologica a1, con spessori presunti fino a circa 10-11 m. Alla base delle coltri franose di versante sono presenti

le argille siltose grigio-azzurre dell'unità geologica FAA, le quali si presentano già a partire da circa 15 m da p.c. sovraconsolidate (estremamente dure). Le coltri di frana hanno origine generalmente dai materiali limoso-argillosi dei depositi marini pliocenici.

A supporto dell'analisi geologico-geotecnica sono stati realizzati sondaggi geognostici con prelievo in foro di campioni indisturbati e profili sismici con sismica a rifrazione in onde P, a cui sono state associate prove MASW per la determinazione del parametro $V_{s,30}$. L'analisi geomorfologica coadiuvata dallo studio geologico di dettaglio del sottosuolo (analisi stratigrafica con indagini geognostiche) ha permesso di supporre l'esistenza di più superfici di scivolamento (circa 3 sistemi) a diverse profondità. Inoltre su cartografia di dettaglio sono state discriminati corpi di frana più superficiali attualmente attivi sovrapposti a potenziali corpi quiescenti con sviluppo areale più ampio e che tenderebbero ad arretrare la nicchia di distacco verso monte.

Il sistema di frane ipotizzato coinvolge una massa di terreno compresa mediamente entro i primi 11 m da p.c.. Al di sotto di tale profondità mediamente si trovano materiali con consistenza molto elevata, ipoteticamente non interessati da deformazioni per esistenza di superfici di scorrimento, ma bensì caratterizzati da elevata compattezza risultando già a circa 15 m estremamente consistenti o duri.

L'analisi idrogeologica ha evidenziato che i materiali presenti in loco presentano grado di permeabilità variabile da medio-elevato a molto basso. La misurazione della superficie piezometrica all'interno dei due piezometri materializzati nei fori S1 e S2 hanno restituito profondità da p.c. rispettivamente di - 3,39 e -3,92 m. Inoltre sorgive presenti a monte di S1 evidenziano la presenza localmente della piezometrica prossima a piano campagna.

La caratterizzazione geotecnica è stata basata sostanzialmente su valutazioni oggettive della natura litologica delle unità presenti in loco, desunte dai sondaggi geognostici, nonché sulla scorta di caratterizzazioni da indagini in sito e prove di laboratorio realizzate per il presente studio. In particolare, la prova DPSH realizzata al centro del corpo di frana lungo la SP 32, ha confermato gli orizzonti poco consistenti per presunta deformazione plastica alle quote desunte dal sondaggio e dall'indagine sismica di superficie.

La modellazione sismica del sottosuolo ha evidenziato in entrambi i siti di misurazione che la categoria a cui riferirsi per la determinazione dell'azione sismica di progetto è la categoria C.

A sensi delle NTC 2018 alla categoria C appartengono *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s”*.

La caratterizzazione geotecnica con le prove di laboratorio ha permesso di determinare parametri sia in termini di tensioni totali che efficaci e anche in condizione residue laddove sono stati prelevati campioni indisturbati. Si evidenzia che la coltre superficiale franosa presente a monte della SP 32 ha restituito un contenuto d'acqua superiore al limite plastico. Altrove, anche nella coltre attualmente interessata dalla frana attiva sulla SP 32 al km 2+200 presenta valori di w% inferiori alle soglie dei limiti di plasticità ottenuti in laboratorio.

Oltre alla caratterizzazione geotecnica, resa possibile non soltanto per la restituzione delle stratigrafie di sondaggio ma anche per le prove di laboratorio realizzate sui campioni indisturbati, è stata effettuata a scopo cautelativo, la verifica a liquefazione del sottosuolo. Le risultanze ottenute (per i tre siti di studio considerati nella tratta della SP 32 oggetto di messa in sicurezza) hanno evidenziato che comunque non sussistono valori del fattore di sicurezza inferiore all'unità e comunque tenendo conto dei materiali risulta difficile supporre che in presenza di sismica si possa verificare liquefazione. Solo in superficie al contatto tra materiale di riporto-coltre superficiale inconsistente e sottostanti depositi limoso-argillosi potrebbe essere ipotizzabile un eventuale maggiore suscettibilità alla liquefazione.

Sulla scorta delle risultanze sopra esposte si ritiene che la tratta oggetto di studio debba essere messa in sicurezza con opere tali da permettere contemporaneamente sia il miglioramento geotecnico del corpo rilevato, che di drenare in modo efficiente eventuali acque di ruscellamento o di falda, affinché in futuro non si abbia la formazione di nuovi movimenti progressivi lungo il versante. Inoltre, nel caso il progettista ritenga necessaria la realizzazione di fondazioni profonde (micropali/pali), si ritiene che questi debbano essere attestati ad una profondità ≥ 20 m da p.c. Da verificare con precisione in fase esecutiva se è possibile considerare come quota 15 m e perciò scongiurare la presenza di un'ulteriore orizzonte moderatamente consistente fra 16 e 18 m da p.c., tenendo conto della inversione di Vs evidenziato dalla prova MASW, ma di cui non si ha testimonianza nelle carote del sondaggio S2.

Si vuole sottolineare come risulti fondamentale, per questo sito di studio, prevedere opere di drenaggio lungo il versante come base fondamentale delle opere di consolidamento da realizzare lungo la SP 32.

Si fa presente che le sezioni del modello geologico e geotecnico con particolare rilevanza di quelle tracciate trasversalmente lungo le linee di massima pendenza del versante, sono state definite sulla scorta di profili estrapolati sulla base della CTR 1:10.000, in quanto risulta mancare nella presente fase un rilievo plano-altimetrico di dettaglio della tratta interessata da messa in sicurezza con le aree ad essa contigue.

Si ritiene perciò che in fase di progettazione definitiva ed esecutiva delle opere sia necessario realizzare il suddetto rilievo sul quale produrre nuove sezioni del modello geologico e geotecnico ai fini della giusta esecuzione di calcoli di stabilità globale e del seguente deposito al genio civile di competenza. Si suggerisce inoltre di affiancare in fase di realizzazione delle opere il direttore dei lavori con un direttore operativo geologo al fine di verificare compiutamente il comportamento dei materiali in fase di eventuali scavi o perforazioni e verificare in corso d'opera la modellazione geologica e geotecnica ipotizzata negli elaborati geologici e geotecnici.

lì, 20 agosto 2018

Dott. Geol. Francesco Agnelli

ALLEGATI

PROVINCIA DI PISA
SETTORE VIABILITA', TRASPORTI E PROTEZIONE CIVILE
Via Pietro Nenni, 30 - 56124 - Pisa

**LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DELLA STRADA
PROVINCIALE 32, AL KM 2+200, IN PROSSIMITA' DI POD.
FONTEMIGLIARI, NEL COMUNE DI MONTECATINI VAL DI
CECINA (PI)**

TAVOLA B - SEZIONI MODELLO GEOLOGICO DEL SOTTOSUOLO

1:400

DOTT. GEOL. FRANCESCO AGNELLI

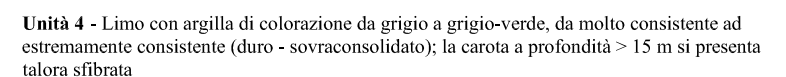
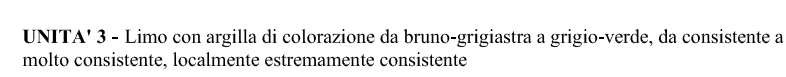
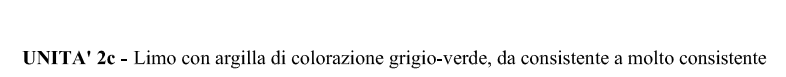
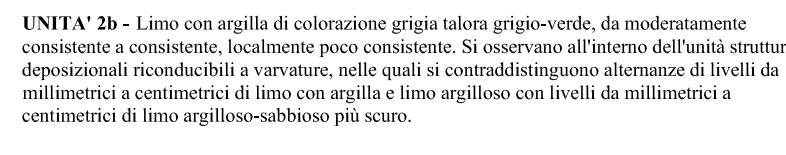
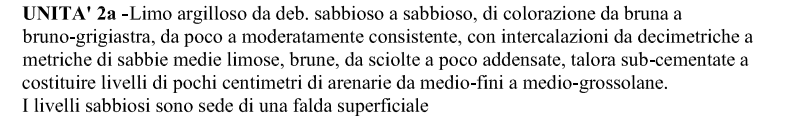
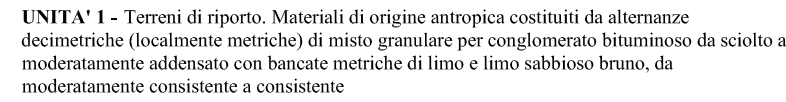
Via Pietro Nenni, loc. Civettaio n. 65 - 53049 Torrita di Siena (SI)
tel. 3478247486/0577687734 - francesco.agnelli@alice.it - P.IVA 01199830520

DATA

20 agosto 2018

PROFESSIONISTA

Dott. Geol. Francesco Agnelli

UNITA' LITOLOGICO-TECNICHE

Altri simbol

Limite tra unità litologiche certe

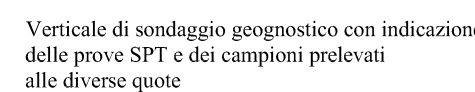
Limite tra unità litologiche presunto

Superficie di frana ipotizzata:

Traccia della superficie piezometrica ipotizzata

SR-MW1

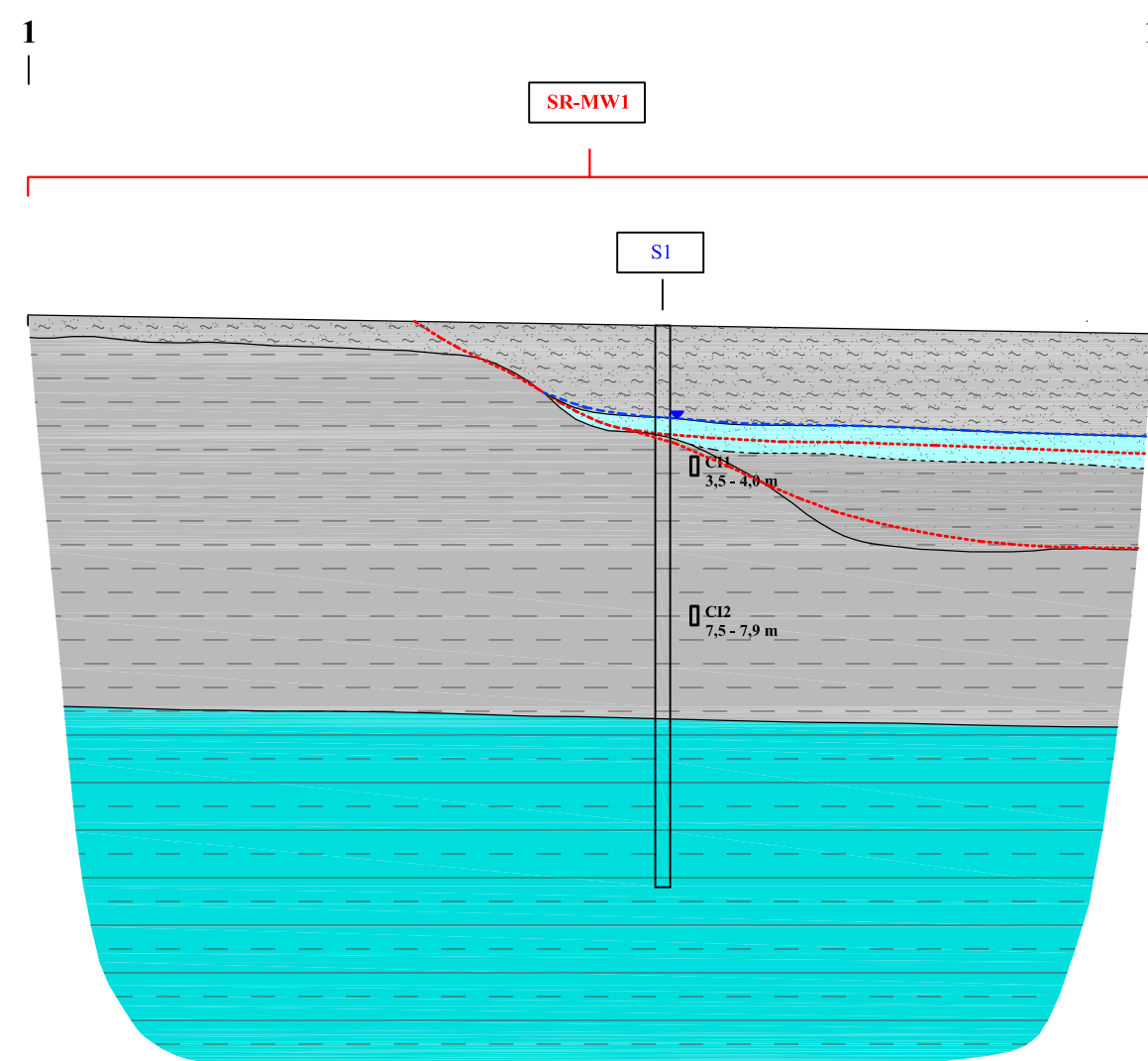
Traccia indagine sismica a rifrazione in onde F
con prova MASW associata



Indagaggio geognostico a carotaggio continuo

sondaggio geognostico a carotaggio continuo con installato piezometro a tubo aperto

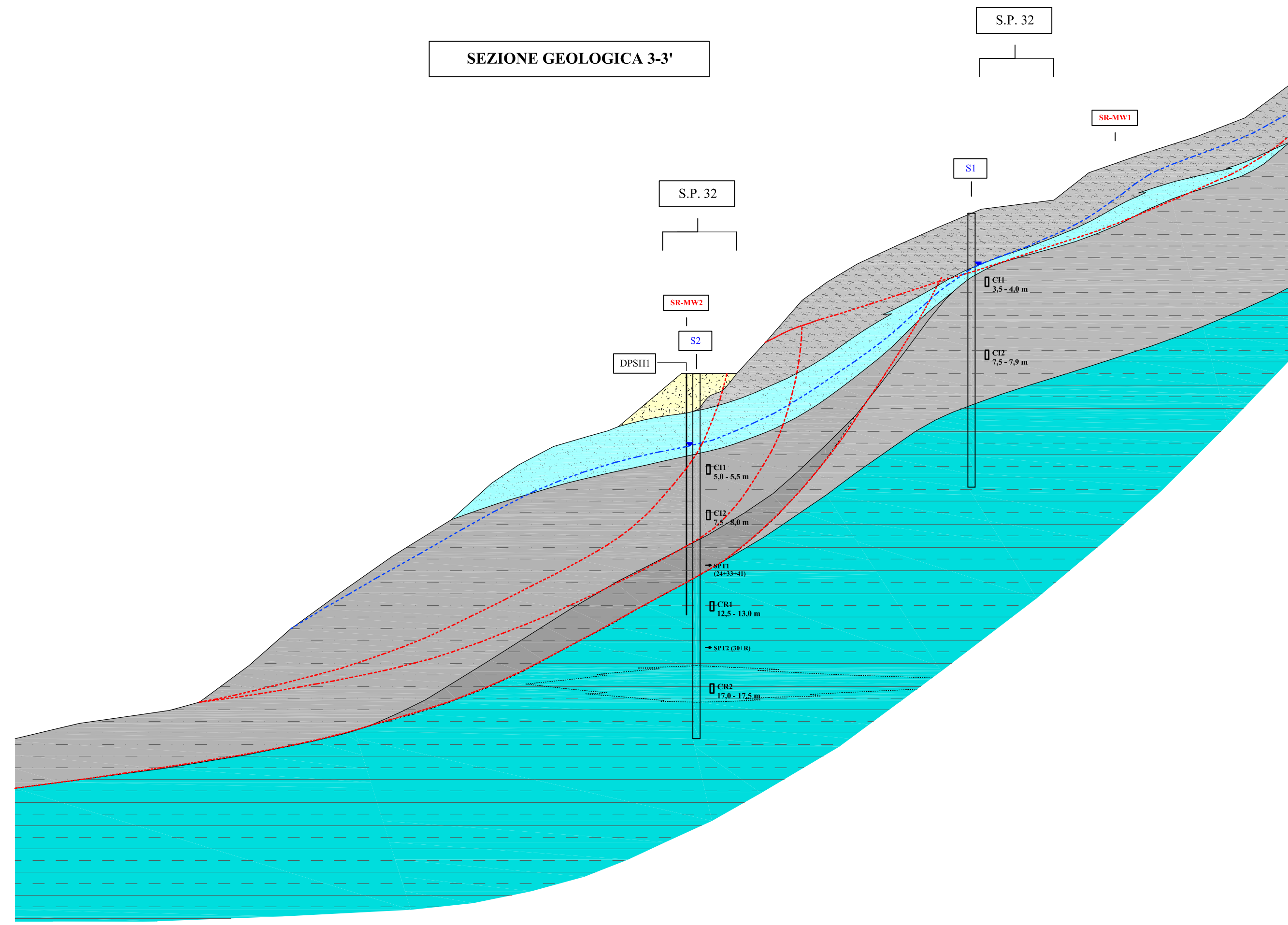
SEZIONE GEOLOGICA 1-1'



Quota rif. 229 m s.l.m

Quote terreno (m x l.m.)	152,00	215,5
Distanze parziali terreno (m)	60,00	
Progressive (m)		60,00

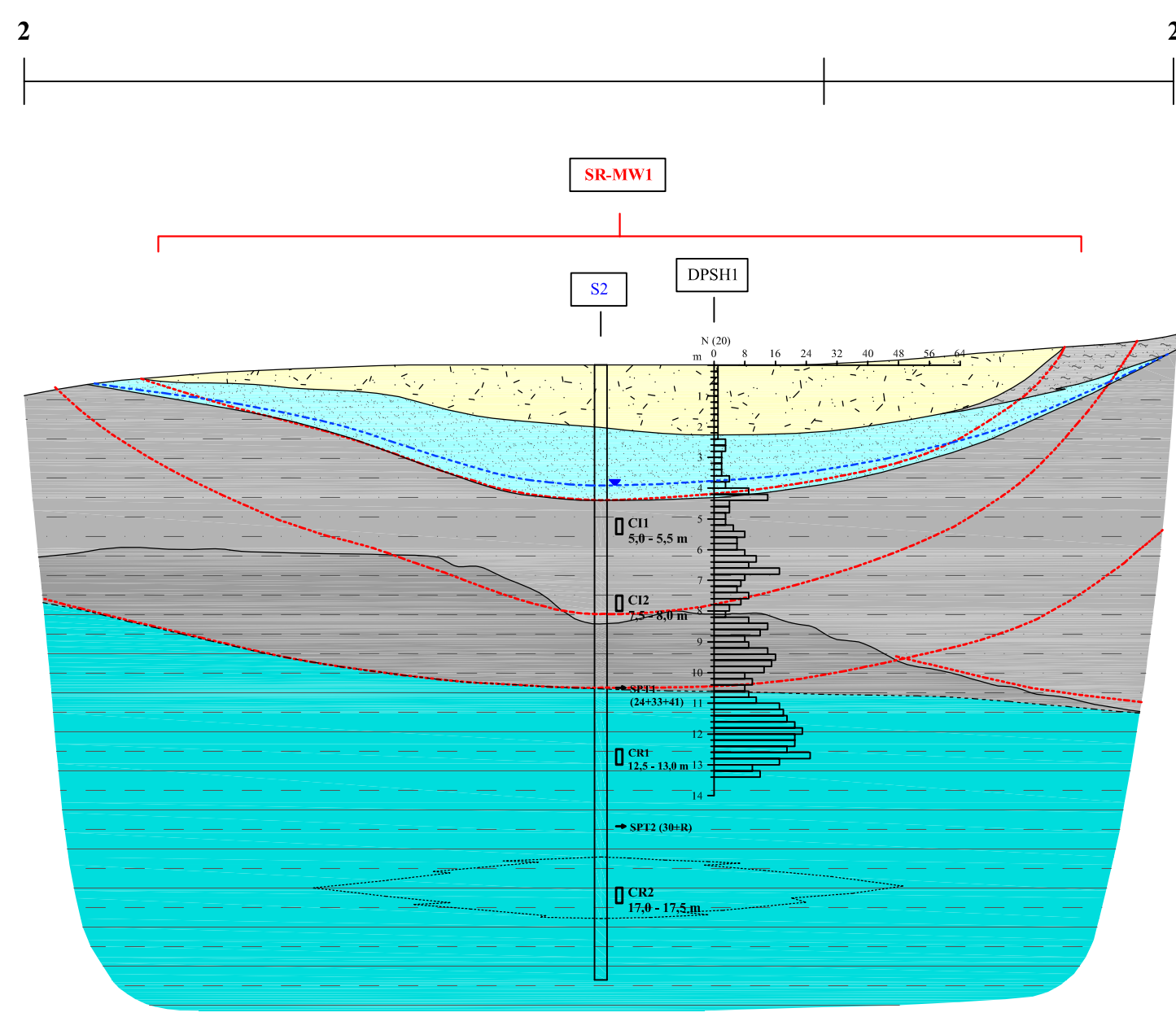
SEZIONE GEOLOGICA 3-3



Quota rif. 213 m s.l.m.

[illegible]

SEZIONE GEOLOGICA 2-2



Quota rif. 222 m s.l.m.

Quota terreno (m s.l.m.)	255,00	254,55	254,00	253,60	253,00	252,25	251,65	251,00	
Distanza paralleli terreno (m)	4,00	10,68	7,87		27,58		7,77	12,40	4,20
Progressiva (m)	0,00	4,68	12,55	20,42	48,00	75,58	83,35	95,75	100,00

Indagini geognostiche

 S1 Sondaggio a carotaggio continuo (campagna 2018)





Indagini sismiche

SR-MW1 Traccia profilo sismico a rifrazione in onde P con prova MASW associata (L = 60 m)

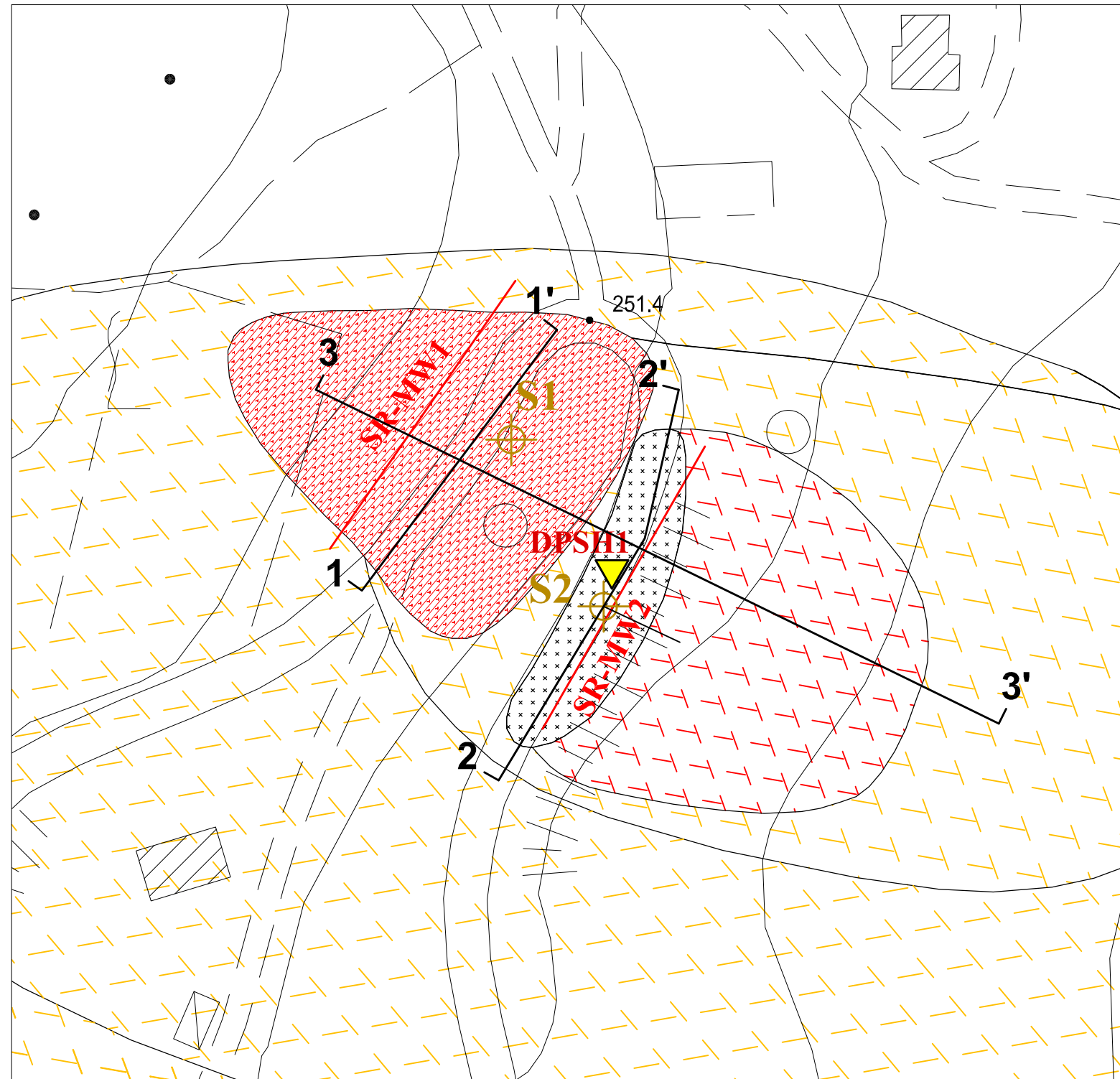
Altri simboli

Traccia sezione geotecnica

SIMBOLOGIA COLTRI

	Fa	Corpo di frana per scorrimento attivo
	Fa	Corpo di frana per scorrimento attivo lento
	Fq	Corpo di frana per scorrimento quiescente
		Terreni di riporto massiciata stradale

Ubicazione sezioni geotecniche e indagini geognostiche su coltri di frana

scala 1:2.000

ALLEGATO 1

Parametri sismici, spettri elastici e spettri di progetto

- **Ubicazione sito di intervento con coordinate geografiche nel sistema WGS84 ed ED50**



• **Parametri e coefficienti sismici relativi al sito di studio**

Sito in esame.

latitudine: 43,407082
longitudine: 10,75662
Classe: 2
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 21605	Lat: 43,4024	Lon: 10,7372	Distanza: 1652,142
Sito 2	ID: 21606	Lat: 43,4040	Lon: 10,8060	Distanza: 4006,415
Sito 3	ID: 21384	Lat: 43,4540	Lon: 10,8039	Distanza: 6459,376
Sito 4	ID: 21383	Lat: 43,4524	Lon: 10,7350	Distanza: 5326,686

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C
Categoria topografica: T2
Periodo di riferimento: 50anni
Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 30 [anni]
ag: 0,046 g
Fo: 2,464
Tc*: 0,230 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 50 [anni]
ag: 0,058 g
Fo: 2,492
Tc*: 0,244 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 475 [anni]
ag: 0,140 g
Fo: 2,485
Tc*: 0,273 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 975 [anni]
ag: 0,175 g
Fo: 2,519
Tc*: 0,280 [s]

Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii

SLO:

Ss: 1,500
Cc: 1,710
St: 1,200
Kh: 0,016
Kv: 0,008
Amax: 0,808
Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,500
Cc: 1,670
St: 1,200
Kh: 0,021
Kv: 0,010
Amax: 1,024
Beta: 0,200

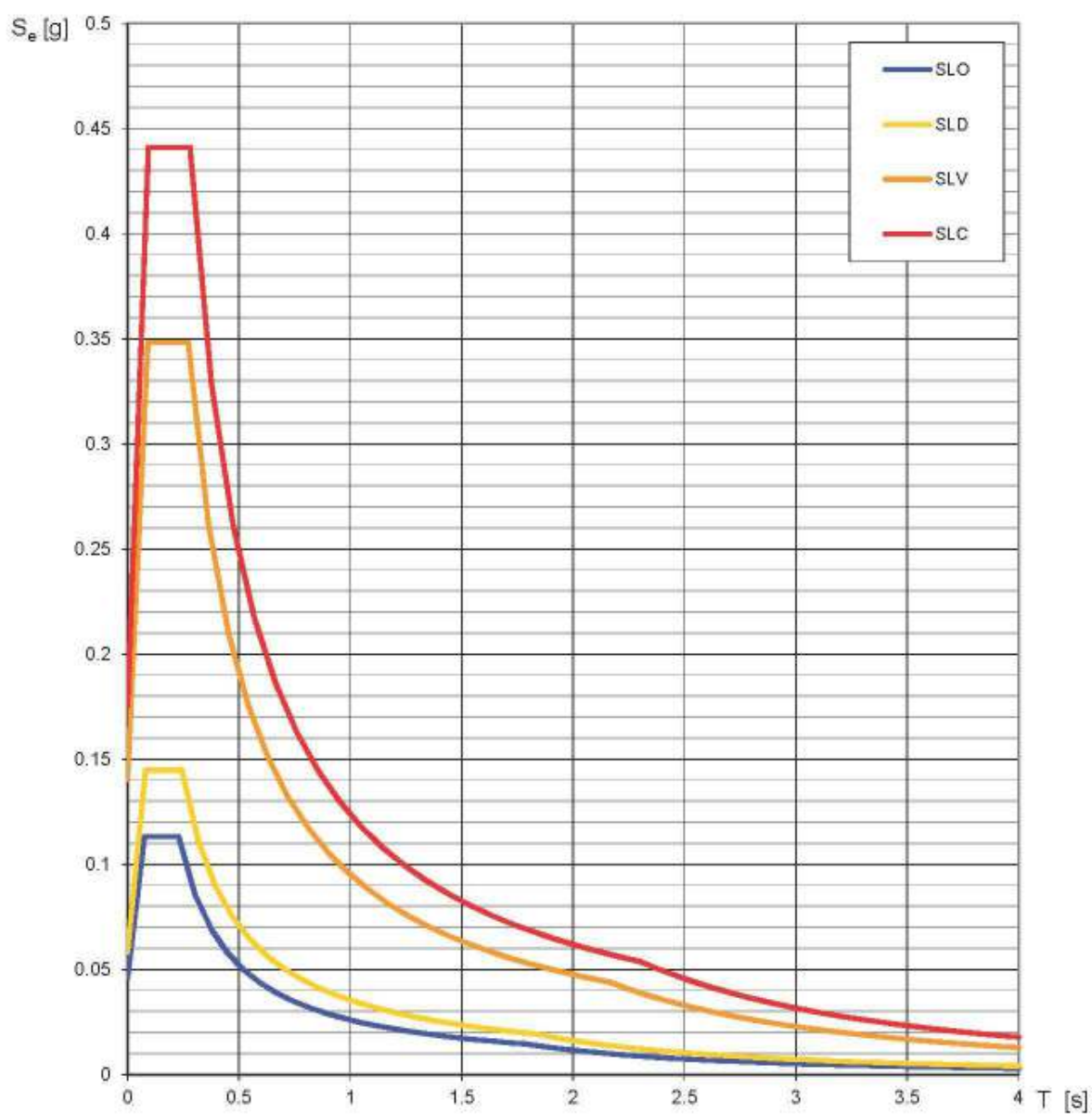
SLV:

Ss: 1,490
Cc: 1,610
St: 1,200
Kh: 0,060
Kv: 0,030
Amax: 2,458
Beta: 0,240

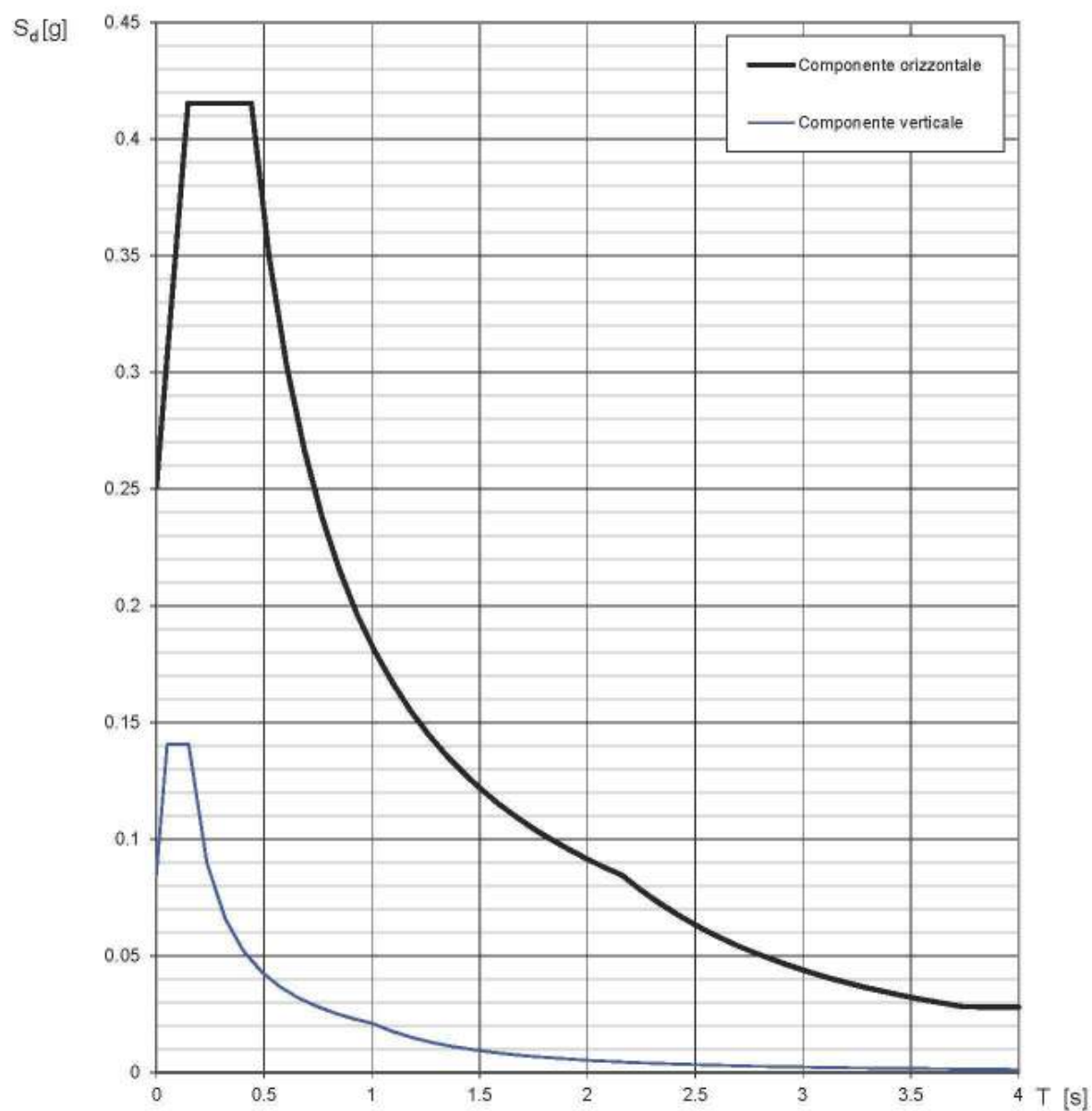
SLC:

Ss: 1,440
Cc: 1,600
St: 1,200
Kh: 0,073
Kv: 0,036
Amax: 2,968
Beta: 0,240

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.140 g
F_o	2.485
T_c	0.273 s
S_g	1.491
C_c	1.611
S_T	1.200
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.789
η	0.667
T_B	0.147 s
T_C	0.440 s
T_D	2.161 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{10/(S + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0.000	0.251
$T_B \leftarrow$	0.147	0.415
$T_C \leftarrow$	0.440	0.415
	0.522	0.350
	0.604	0.303
	0.686	0.267
	0.768	0.238
	0.850	0.215
	0.932	0.196
	1.014	0.180
	1.096	0.167
	1.177	0.155
	1.259	0.145
	1.341	0.136
	1.423	0.128
	1.505	0.121
	1.587	0.115
	1.669	0.110
	1.751	0.104
	1.833	0.100
	1.915	0.095
	1.997	0.092
	2.079	0.088
$T_D \leftarrow$	2.161	0.085
	2.248	0.078
	2.336	0.072
	2.423	0.067
	2.511	0.063
	2.599	0.059
	2.686	0.055
	2.774	0.051
	2.861	0.048
	2.949	0.045
	3.036	0.043
	3.124	0.040
	3.212	0.038
	3.299	0.036
	3.387	0.034
	3.474	0.033
	3.562	0.031
	3.650	0.030
	3.737	0.028
	3.825	0.028
	3.912	0.028
	4.000	0.028

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0.071 g
S_s	1.000
S_T	1.200
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.256
S	1.200
η	0.667

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.085
$T_B \leftarrow$	0.050	0.141
$T_C \leftarrow$	0.150	0.141
	0.235	0.090
	0.320	0.066
	0.405	0.052
	0.490	0.043
	0.575	0.037
	0.660	0.032
	0.745	0.028
	0.830	0.025
	0.915	0.023
$T_D \leftarrow$	1.000	0.021
	1.094	0.018
	1.188	0.015
	1.281	0.013
	1.375	0.011
	1.469	0.010
	1.563	0.009
	1.656	0.008
	1.750	0.007
	1.844	0.006
	1.938	0.006
	2.031	0.005
	2.125	0.005
	2.219	0.004
	2.313	0.004
	2.406	0.004
	2.500	0.003
	2.594	0.003
	2.688	0.003
	2.781	0.003
	2.875	0.003
	2.969	0.002
	3.063	0.002
	3.156	0.002
	3.250	0.002
	3.344	0.002
	3.438	0.002
	3.531	0.002
	3.625	0.002
	3.719	0.002
	3.813	0.001
	3.906	0.001
	4.000	0.001