

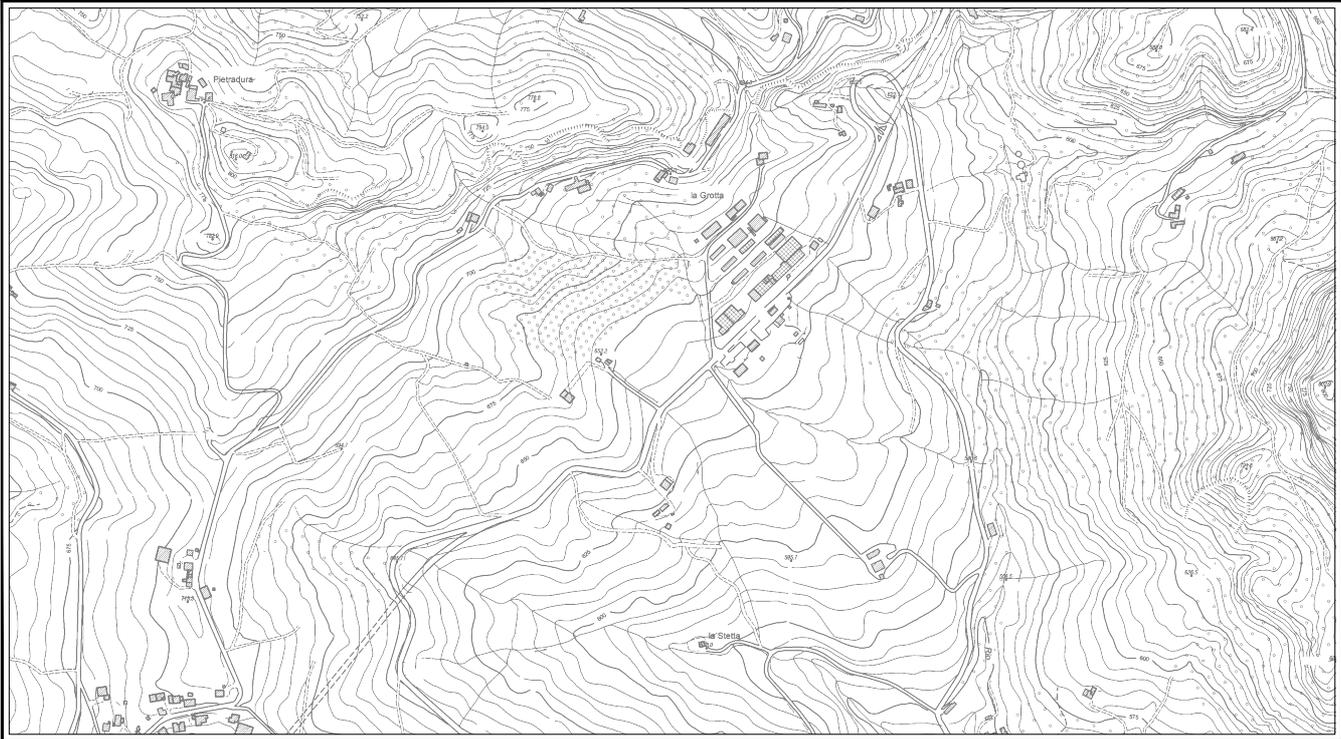
R. Emilia Romagna

Provincia di Reggio Emilia

Comune di CASTELNOVO NE' MONTI

PDC PROCEDIMENTO UNICO EX ART.53 L.R. 24/2017
 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICO - GEOTECNICA E SISMICA, REALIZZAZIONE
 DI UNA TETTOIA METALLICA NEL PIAZZALE EST DELL'AREA BERTOLETTI LEGNAMI SRL, VIA
 MARTIRI DI LEGORECCIO, LOCALITA', BOARO, CASTELNOVO NÉ MONTI

Bertoletti Legnami Srl



**CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE
 GEOLOGICO GEOTECNICA E SISMICA**

RELAZIONE TECNICA

Dr. Geol. GIAN PIETRO MAZZETTI

PER PRESA VISIONE E CONDIVISIONE



Gian Pietro Mazzetti

REL.N°	REV.	DATA	NOTE	Verificato	Approvato
2081/19	1	Aprile 2019		G.P. Mazzetti	G.P. Mazzetti

CENTROGEO SURVEY SNC

42015 CORREGGIO (RE) - PIAZZA S.QUIRINO, 6 - TEL 0522 641001 - FAX 0522 632162

COMUNE DI CASTELNOVO NE' MONTI

PDC PROCEDIMENTO UNICO EX ART.53 L.R. 24/2017

CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICO – GEOTECNICA E SISMICA PER LA
 REALIZZAZIONE DI UNA TETTOIA METALLICA NEL PIAZZALE EST DELL'AREA BERTOLETTI
 LEGNAMI SRL, VIA MARTIRI DI LEGORECCIO, LOCALITA', BOARO, CASTELNOVO NÉ MONTI

Bertoletti Legnami Srl**INDICE**

INTRODUZIONE	1
INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO.....	1
METODOLOGIA DI INDAGINE	2
ASSETTO PLANIALTIMETRICO DEL VERSANTE SEDE DELL'AREA BOARO	4
INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	4
Serie Litostratigrafica	6
CARATTERISTICHE STRUTTURALI E SISMOTETTONICHE	10
Attività tettonica	11
CLASSIFICAZIONE SISMICA – PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE	12
Zonazione Sismica Di PSC.....	17
INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO	17
Caratteristiche idrogeologiche.....	19
FORME E PROCESSI	21
PROSPEZIONI GEOFISICHE	23
Prospezioni tomografia sismica	23
PROSPEZIONI TOMOGRAFIA ELETTRICA.....	26
Analisi prospezioni di tomografia elettrica	27
PROSPEZIONI SISMICHE ATTIVE / PASSIVE (MASW / Re.Mi.).....	28
MICROTREMORI CON LA TECNICA HVSR.....	29
PROSPEZIONE DOWN HOLE	30
ANALISI DI TERZO LIVELLO – MICROZONAZIONE SISMICA.....	31
Risposta sismica locale.....	31
Calcolo degli effetti di sito	32
Definizione dei coefficienti di amplificazione sismica.....	34
Spettrocompatibilità	35
Azione sismica.....	36
CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA.....	37
ANALISI DI LABORATORIO GEOTECNICO.....	38
Descrizione geotecnica all'apertura del campione.....	39
Granulometria.....	39
Proprietà indice.....	40
Parametri di resistenza al taglio	40
PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CORRELAZIONI.....	43
Prove Penetrometriche Dinamiche DPSH.....	43
Peso dell'unità di volume	44
Angolo di attrito.....	45
Densità relativa.....	45
Angolo attrito interno stato critico.....	45
Coesione.....	46
Deformabilità	46
Prove Penetrometriche Dinamiche DPM	47
Modello litotecnico locale	47
Suscettività di Liquefazione	49
PORTANZA DEI TERRENI	50
STATO LIMITE ULTIMO DEI TERRENI DI FONDAZIONE.....	51
STATO LIMITE ULTIMO DEI TERRENI DI FONDAZIONE IN CONDIZIONI STATICHE	52
Verifica portanza terreni allo stato limite ultimo.....	53
STATO LIMITE ULTIMO DEI TERRENI DI FONDAZIONE IN CONDIZIONI DINAMICHE	54
Verifica portanza terreni allo stato limite ultimo in condizioni sismiche	55
STATO LIMITE DI ESERCIZIO - CEDIMENTI.....	56
VERIFICHE DI STABILITA' DEL VERSANTE	59

MODELLI GEOTECNICI NEI TRATTI DI VERSANTE SOTTESI DALLA PARATIA	63
MONITORAGGIO DEL VERSANTE.....	68
CONCLUSIONI	69

TAVOLE ALLEGATE

<i>PERIMETRO AREA – UBICAZIONE INDAGINI.....</i>	<i>TAV. 1V</i>
<i>PROFILI SISMICI A RIFRAZIONE</i>	<i>TAV. 2V</i>
<i>PROFILI SISMICI A RIFRAZIONE</i>	<i>TAV. 3V</i>

SCHEDE

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE
SONDAGGIO MECCANICO
VERIFICHE DI STABILITA'

INTRODUZIONE

Nel contesto delle analisi geologico geotecniche e sismiche del PDC Procedimento Unico ex art. 53 L.R.24/2017, per i lavori di adeguamento di un esistente piazzale e costruzione di una tettoia metallica per stoccaggio temporaneo legnami, tipo Cantilever, tra la SS n° 63 a via Martiri di Legoreccio, è stata effettuata una disamina di caratterizzazione geologico geotecnica e sismica, finalizzata all'individuazione delle proprietà litomeccaniche, valutazione della pericolosità sismica di base e determinazione della risposta sismica locale dei terreni di fondazione per le sopra indicate opere.

L'analisi, eseguita su commissione di *Bertoletti Legnami Srl*, via Martiri di Legoreccio, Boaro, Castelnovo ne Monti, si è redatta in ottemperanza ai dettati del D.M. 11/03/88, circ. LL.PP. 24/09/88 N° 30483, in riferimento al D.M. 17-01-2018, DGR. ER. n° 2193/2015, DGR. ER 1661/2009, LR. n° 19/2008, DGR 1300/2016.

Le indagini e valutazioni sviluppate in base ad indagini geognostiche, prospezioni geofisiche ed analisi di Laboratorio geotecnico precedentemente effettuate dallo Scrivente nel sito oggetto dei lavori, hanno evidenziato caratteristiche geomorfologiche, idrogeologiche, parametri geotecnici e della risposta sismica locale con approccio approfondito: III° livello, idonee per l'utilizzo ai fini edificatori dell'area di intervento adottando adeguate tecniche di soluzione fondale.

INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO

La zona oggetto del PDC appartiene al versante meridionale del crinale secondario Le Grotte – Pietradura, presente circa 0,35 km a settentrione della SS. n° 63 e che a meridione di quest'ultima si estende sino all'incisione del Rio Spirola, affluente del F. Secchia, in Comune di Castelnovo né Monti.

Il territorio in esame ricade nel settore orientale settentrionale dell'elemento *CAMPOLUNGO RE n° 218144* delle basi *C.T.R. E.R.* in scala 1:5.000, appartenente, per quanto riguarda la cartografia I.G.M., al foglio CASTELNOVO NE' MONTI n° 85, zona 32 T quadrato PQ.

I vertici delle coordinate *WGS84 fuso 32*, riferite agli spigoli perimetrali dell'area di realizzazione del piazzale deposito materiali, ubicato ad ovest della SS n° 63, mappale n° 490, F° 31, sono:

615110 – 4922345

615065 – 4922360

615095 – 4922435

615155 – 4922420

Le quote della parte di versante oggetto, di realizzazione del piazzale sono comprese tra

$$Q = 638 \div 640 \text{ m slm.}$$

Nella zona adiacente alla SS 63 e tra:

$$Q = 643 \div 644 \text{ m slm.}$$

Nel tratto occidentale più prossimo all'esistente paratia.

Nell'area piazzali le pendenze variavano tra:

$$P = 1,0 \div 3\%$$

La scarpata di raccordo tra il lato sud est del piazzale e la SS n° 63 è profilata con pendenze mediamente corrispondenti a:

$$P = 35 \div 45\%$$

METODOLOGIA DI INDAGINE

L'analisi delle caratteristiche litologico tecniche d'insieme dei tipi di rocce e coperture che costituiscono il settore di territorio in esame, precedentemente oggetto di studio per la variante alla tavola del dissesto di PSC, è stata sviluppata in base a rilevazioni geologico – geomorfologiche, prospezioni geofisiche con metodo in tomografia 2D sia elettrica che sismica, indagini geognostiche, analisi di laboratorio geotecnico, esame delle foto aeree STB RE 2004/BN ed Ortofotocarta AGEA 2006, rilievo plani altimetrico dell'area e dei punti di prova e tracce degli stendimenti mediante strumentazione GPS, analisi di caratterizzazione geotecnica delle rocce argillitiche riscontrate nel sondaggio meccanico, esame della cartografia: IGM 1935, carte CTR E.R. in scala 1:5.000, del 1982 e 2012.

Delle indagini precedentemente eseguite sono state utilizzate quelle di seguito descritte:

- n°1 sondaggio meccanico a carotaggio continuo utilizzando un carotiere semplice per i terreni di copertura ed un carotiere doppio T6 per i litotipi rocciosi più consistenti, sino a -22.5 m pc, prove di penetrazione codificata SPT (n°4), prelievo di campioni indisturbati.
 - Dati monitoraggio mediante tubo inclinometrico.
- **Prove Penetrometriche dinamiche DPSH**
- n° 4 prove penetrometriche dinamiche superpesanti DPSH eseguite con penetrometro dinamico dotato di massa battente da 63,5 kgf, altezza di caduta costante 75 cm, punta con sezione da 20

cmq ad angolo di apertura della punta $\beta = 90^\circ$, mod. Pagani TG 63-200.

➤ **Prove penetrometriche dinamiche DPM:**

- n° 2 prove penetrometriche dinamiche medie DPM eseguite con penetrometro dinamico, dotato di massa battente da 31.2 kgf, altezza di caduta costante 20 cm, punta con sezione da 10 cmq ed angolo di apertura alla punta $\beta = 60^\circ$, mod. PSE11 Deep Drill.

➤ **Prospezioni geofisiche:**

- n° 2 *basi sismiche a rifrazione* con acquisizione dei valori delle velocità di propagazione delle onde sismiche di compressione V_p e delle onde sismiche di taglio V_s , registrate con tecnica per l'elaborazione in tomografia sismica 2D;
 - n° 2 prospezioni con doppia rilevazione con metodo integrato a rifrazione passiva Re.Mi. ed attiva con metodo MASW, con procedura integrata: passiva/attiva Re.Mi./MASW restituite in 2 singole verticali;
 - n° 2 rilevazioni a stazione singola di microtremori ambientali con metodo Horizontal to Vertical Spectral Ratio (HVSR).;
- n°1 indagine sismica in foro di sondaggio con metodo Down Hole.
- N°2 *profili con acquisizione dei valori di resistività elettrica* con tecnica per l'elaborazione e restituzione con metodo in tomografia elettrica 2D.

➤ **Analisi di laboratorio geotecnico:**

- caratteristiche fisiche generali;
- analisi granulometriche;
- determinazioni Limiti di Atterberg;
- Prove di taglio diretto consolidato drenato con Scatola di Casagrande.

Le indagini geognostiche eseguite unitamente a quelle di laboratorio geotecnico ed alle prospezioni geofisiche, in funzione di un'analisi comparata, hanno consentito di definire i modelli litotecnici e geometrici e la caratterizzazione geotecnica dei materiali che costituiscono il tratto di versante oggetto di realizzazione del piazzale e costruzione della tettoia metallica.

Le indagini, certificati prove ed elaborati, caratteristiche strumentazioni di prospezione, precedentemente eseguiti per la proposta di variante alla tavola del dissesto del PSC sono integralmente riportate nell'Allegato n° 4.

ASSETTO PLANIALTIMETRICO DEL VERSANTE SEDE DELL'AREA BOARO

L'assetto plani altimetrico dell'area di intervento è stato rilevato con metodo GPS: strumento *HI Target V30* a risoluzione centimetrica, integrato con livellazioni dal mezzo mediante autolivello *GAL 24*. Il rilievo è stato ancorato al caposaldo GPS. RER 653, del Raffittimento Primario a 7 Km della Rete Geodetica Fondamentale Nazionale IGM 95.

INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Le caratteristiche geologiche generali dell'area, cui appartiene il territorio di Castelnovo né Monti, sono attribuibili ad uno stile di ricoprimento, con unità tettoniche sovrapposte.

Le formazioni appartenenti all'unità tettonica della Falda Toscana affiorano diffusamente in corrispondenza del crinale appenninico e ricoprono l'Autoctono Apuano, con vergenza verso NE.

Dette formazioni, a loro volta, si immergono al di sotto delle Unità Alloctone Sub-Liguri e Liguri, che costituiscono la parte media - medio alta dell'appennino reggiano, caratterizzato dall'affioramento di formazioni prevalentemente argillose, a varia colorazione, contenenti ofioliti ed estesi lembi di flysch calcarei ed arenacei notevolmente tettonizzati (età *Creta-Eocene*). Queste ultime sono coperte, in modo discontinuo, dalle sequenze della Successione Epiligure

Le unità litostratigrafiche che costituiscono la fascia del medio appennino reggiano al quale appartiene il territorio di Castelnovo né Monti, sono attribuite, dall'alto in basso in senso stratigrafico, a:

- **Unità Quaternarie Continentali**
- **Successione Epiligure**
 - ***Gruppo Bismantova***
- **Dominio ligure**
 - ***Successione della Val Rossena***
 - ***Successioni della Val Tresinaro***
 - ***Successione della Val Parma***
 - ***Formazione Pre Flysch ad Elmintoidi ad unità affini***
- **Dominio subligure**
 - ***Formazione di Montestaffola***

Le unità quaternarie, sono rappresentate da depositi a litologia prevalentemente limoso argillosa che includono blocchi lapidei di varia dimensione che formano coltri con spessori variabili che rivestono i versanti; d'altra parte nelle zone di fondovalle tali orizzonti sono composti da ghiaie sabbiose e sabbie ghiaiose di deposizione fluviale.

Le unità del Dominio Sub Ligure, sono formate da sequenze litologiche prevalentemente argillose – argillitiche a medio basso – basso grado di resistenza meccanica alle quali si alternano successioni di torbiti arenaceo – arenaceo calcaree e marne - marne calcaree, torbiditi calcareo marnose, a grado di resistenza medio – medio basso e comportamento fragile.

A tali sequenze seguono le unità del Dominio Ligure costituite in prevalenza da alternanze di arenitico – arenacee – calcarenitiche, marne calcaree, peliti, frequentemente intensamente tettonizzate.

Sopra le unità Liguri e Sub Liguri, si è depositata la Serie Epiligure eo-oligomiocenica Ranzano – Bismantova, che comprende le Formazioni di Monte Piano, Ranzano, Antognola e Bismantova.

Queste ultime, che in netta prevalenza costituiscono il territorio di Castelnuovo né Monti, sono principalmente formate, in percentuali pressoché equivalenti, da litozone ad alternanze arenacee – arenaceo calcaree e pelitiche, a grado di consistenza meccanica medio – medio elevato, ed unità prevalentemente marnose - marnoso argillose – argilloso marnose, subordinatamente arenacee, contraddistinte da grado di resistenza meccanica medio - medio basso, formazioni a brecce argillose con clasti calcarei a comportamento fragile.

Dette successioni generalmente presentano assetti strutturali complessi evidenziati dalla presenza di discordanze – discontinuità – erosioni, livelli caotici, variazioni composizionali e di facies sia orizzontali che verticali e formano frequentemente sinclinali più o meno asimmetriche.

Il territorio comunale è caratterizzato dalla presenza della Sinclinale di Scurano - Vetto – Carpineti che presenta asse orientato ovest est e si immerge in direttrice est – sud est.

L'area Boaro - Felina appartiene all'ala meridionale orientale di detta sinclinale che nella zona di Scurano – Vetto - Carpineti evidenzia assetti relativamente meno complessi rispetto ad altri settori dell'appennino e delle unità tettoniche del substrato ligure.

Le sequenze litologiche del territorio centro orientale meridionale di Castelnuovo né Monti, del quale fanno parte il Boaro e Felina, sono generalmente costituite da livelli litostratigrafici caratterizzati da inclinazioni con direzione nord – nord est con

angoli prevalentemente compresi tra 20°/35° che in prossimità/corrispondenza delle linee di faglia o sovrascorrimento giungono a 45°/75°.

I tipi rocciosi che formano la zona il Boaro sono coperti da materiali di riporto antropico con spessori da 1 a 3/4 m, che rivestono in modo discontinuo depositi di versante e di frana, con spessori che variano da 1,5 a 3 m; nella parte sud e ad est di detto comparto produttivo sono presenti accumuli di frana quiescenti ed attivi di diversa tipologia con prevalenza dei processi complessi e di colata.

Nei tratti di versante a settentrione dell'area produttiva Boaro il substrato roccioso affiorante è costituito dalle formazioni della Successione Epiligure (PAT 5 - 4 - CTG), mentre nel sottosuolo del comparto artigianale in oggetto, parti meridionali ed orientali del pendio, sono rinvenibili le unità argillitiche (AVV-APA) della Formazione Pre-Flysh sostituite in direzione est-sudest ed ovest-sudovest dalle alternanze marnoso calcaree (MCS) del Dominio Ligure.

La serie litostratigrafica della parte di territorio in oggetto è schematicamente riassumibile come di seguito descritto, dall'alto in basso in senso stratigrafico:

Serie Litostratigrafica

A) DEPOSITI QUATERNARI

DEPOSITI ANTROPICI (ATTUALE).

Sono costituiti da materiali molto diversi come composizione e dimensioni che vanno dai limi argillosi alle ghiaie ai blocchi, non classati messi in opera per riempimenti, rimodellamenti/terrazzamenti dei versanti, sottofondi di piazzali e strade; presentano spessori ed estensioni areali molto differenti ed una distribuzione irregolare sul territorio; nell'area il Boaro sono presenti in forma di superfici a ripiani, realizzati sia per fini edificatori nel comparto artigianale AP1 che per utilizzo agricolo nel settore immediatamente a nord dello stesso e sono costituiti da limi argillosi - argille limose / rottame di roccia e ghiaie misti a limi argilloso sabbiosi.

DEPOSITI GRAVITATIVI IN MASSA, FRANE (OLOCENE ATTUALE E NON ATTUALE).

Presentano forme ed estensioni diverse e sono formati da materiali eterometrici non classati, non stratificati e generalmente inglobanti strati frizionati o intensamente fratturati.

I rapporti materiale fine / materiale grossolano sono estremamente variabili in relazione ai litotipi di substrato e di accumulo e presentano forme sia attive che non in evoluzione; si rinvencono al bordo settentrionale del comparto il Boaro 200 m più a nord del medesimo, dove sono classificate dalla Carta Geologica RER 1:10.000 come frane attive di colata e scivolamento; ad ovest - sud ovest ed a meridione dell'area produttiva è presente un esteso accumulo di frana quiescente di tipo complesso che nella parte nord occidentale è classificato attivo; in prossimità del bordo nord est del comparto è individuato un corpo di frana quiescente di scivolamento; dette classificazioni e relative delimitazioni sono integralmente recepite e cartografate nella carta del dissesto del PTCP di RE.

A nord ovest del sopra citato accumulo di frana quiescente, nel settore di versante a sud ovest della falegnameria di via Grotte è presente un ammasso di frana attiva di scivolamento di modeste dimensioni.

DEPOSITI DETRITICI DI VERSANTE ELUVIALI E COLLUVIALI (OLOCENE NON ATTUALE ED ATTUALE).

Sono costituiti principalmente da materiali con granulometrie fini, prevalentemente limose - limoso sabbiose con subordinata presenza di clasti ghiaiosi, correlati ai tipi rocciosi che formano il substrato delle aree che ricoprono e/o di quelle ad esse prossime; assumono spessori mediamente compresi tra 1 e 3/4 m rinvenendo nel settore sede del comparto Boaro e rivestono il tratto di versante compreso tra La Grotta ed il limite dell'area produttiva ed il pendio a valle della SS n° 63; nel settore sede del comparto artigianale detti depositi sono coperti da materiali di riporto prevalentemente fini (limi argilloso sabbiosi) con spessori che variano da 1 a 2/3 m ed a zone da materiali ghiaioso sabbiosi di sottofondo di piste e piazzali.

DEPOSITI DI GLACIS DA GELIFLUSSO (PLEISTOCENE).

Formano superfici debolmente inclinate ($P: 7^\circ \div 8^\circ/10^\circ$), a diverso grado di conservazione, che costituiscono ripiani blandamente inclinati, con quote tra loro correlabili. Sono diffusamente presenti nei versanti circostanti la Pietra di Bismantova e nelle aree a sud delle linee dei crinali: il Monte - M. Bagnolo e Pietra Dura - la Grotta - M. Gazzo; costituiscono lembi residui a bassa pendenza, attualmente in zone di spartiacque localmente con quote tra 650 e 700 m slm, che formano superfici tra loro correlabili topograficamente, separate da incisioni; sono generalmente formati da materiali limoso argilloso sabbiosi ghiaiosi, con clasti lapidei ad assetto fluitato, caratterizzati dall'asse e superficie maggiore degli elementi lapidei orientati sub parallelamente alla inclinazione del versante e secondo le linee di massima pendenza dello stesso e sono contraddistinti dall'assenza di disposizioni caotiche collegate a rotolamenti e/o movimenti in massa; le dimensioni dei clasti lapidei sono correlate alle caratteristiche e spessori degli strati arenitici - arenacei - calcarei dei versanti rocciosi soggetti ai processi di disgregazione crioclastica.

Sono osservabili a sud - sud est della Pietra di Bismantova e nella zona a sud ovest del capoluogo a meridione della SS n° 63 nell'Area Artigianale Mapriana e nei settori di crinale secondario 200 m a sud est e 300 m ad est della stessa.

SUCCESSIONE EPILIGURE

GRUPPO BISMANTOVA

FORMAZIONE DI CIGRELLO CIGa (Lanliano p.p. - Serravaliano)

Localmente è costituito dalla litofaces ad alternanze di areniti e peliti in strati medi e spessi, con rapporto $A/P > 1$; presenta base erosiva con discordanza angolare su PAT; si riscontra 0,4/0,5 km a settentrione dell'Area Artigianale Boaro.

FORMAZIONE DI PANTANO - PAT (Burdigallano p.p. - Langhiano p.p.):

Areniti, areniti marnose e peliti sabbiose a stratificazione mal distinguibile per bioturbazione, con locali ricche presenze di malacofaune a Lamellibranchi, Gasteropodi, Coralli aermatipici. Parzialmente suddivisa nei membri basali di S. Maria, della Pietra e di M. Castellaro. Lo spessore è di oltre 400 m; il contatto inferiore è in discontinuità, localmente in discordanza angolare, su CTG e

ANT1; si rinviene 0,4 ÷ 0,5 km a nord – nord ovest Comparto Il Boaro e si estende in direzione ovest nord ovest rispetto allo stesso.

Membro della Pietra di Bismantova PAT5 (Langhiano)

Biocalcareni, subordinatamente biocalciruditi, ad Echinoidi, Briozoi, foraminiferi bentonici, alghe coralline, molluschi e denti di pesci, massive, o in banchi con laminazione obliqua a grande scala o tabulare, con superfici di stilolitizzazione diagenetica; potenza massima di circa 100 m. Contatto discordante su CTG, localmente con interposti ciottoli di rocce cristalline. Affiora 0,2 km a nord dell'Area Artigianale Boaro e localmente è prevalentemente arenitica.

MEMBRO DI SANTA MARIA (PAT4) (Langhiano)

Areniti bioturbate a stratificazione mal distinguibile; intercalazioni di areniti in strati da sottili a spessi, risedimentati, sovente alla base dell'unità. Spessore variabile da qualche decina ad oltre cento metri. Contatto discordante su CTG; al tetto passaggio graduale alle areniti di PAT; si riscontra nel tratto di versante sub verticale 0,4 km a nord del Comparto il Boaro e si estende in direzione ovest - est.

FORMAZIONE DI CONTIGNACO – CTG (Acquitano Terminale – Burdigaliano pP)

Marne a contenuto siliceo, in strati sottili e medi, di colore grigio-verdognolo con patine manganesifere di alterazione, a frattura scheggiata. Selce generalmente diffusa, localmente in noduli e liste; locali sottili livelli vulcanoclastici. Parzialmente suddivisa nei membri eteropici di Carpineti CTG2 e Villaprara CTG1. Potenza variabile da qualche decina di metri a 300 m, passaggio inferiore graduale ad ANT. È presente nel settore di versante immediatamente a nord del Comparto Il Boaro, dove forma una fascia estesa sud ovest – nord est con larghezza variabile tra 100 e 500 m che si allarga in direzione orientale.

DOMINIO LIGURE

SUCCESSIONE DELLA VAL TRESINARO

FLYSCH DI MONTE CASSIO (MCS) (Campaniano sup. - Maastrichtiano)

Marne calcaree grigio giallastre con base di areniti calcilitiche, in strati spessi e banchi; subordinate le intercalazioni di pacchi di strati medi e sottili arenitico-pelitici (A/P minore o uguale a 1). Potenza di circa un migliaio di metri. Contatti tettonizzati con AVV; si rinviene 0,1 km a sud est e 0,2 km ad ovest del Comparto il Boaro.

FORMAZIONI PRE-FLYSCH AD ELMINTOIDI

ARGILLE VARICOLORI DI CASSIO (AVV) (Cenomaniano – Campaniano sup.)

Argilliti rosse e verdi sottilmente stratificate, caotiche per intensa tettonizzazione. Recano “boudins” di areniti tipo SCB e siltiti manganesifere; sono presenti sporadici strati medio - sottili di arenarie a composizione ofiolitica. Potenza geometrica variabile da qualche decina a qualche centinaio di metri. Contatti tettonizzati con SCB. Costituiscono il substrato sia nel sottosuolo che in affioramento

dell'Area Artigianale il Boaro nel quale le prospezioni geofisiche eseguite indicano la sostituzione laterale con materiali più rigidi a -20/-30 m di profondità correlabili a MCS.

ARGILLE A PALOMBINI (APA) (Cretacico inf.)

Argilliti grigio scure, tettonizzate, recanti "boudins" di calcilutiti biancastre, a luoghi silicizzate, pervasivamente fratturate. Potenza geometrica variabile da alcune decine ad alcune centinaia di metri. Contatti ovunque tettonici. Si rinvengono a profondità sottostanti -6 m dal piano campagna nella zona piazzale tra la SS n° 63 e l'esistente paratia.

CARATTERISTICHE STRUTTURALI E SISMOTETTONICHE

L'assetto strutturale delle unità litologiche presenti nel territorio di Castelnuovo né Monti è relativamente meno scompaginato rispetto ai comuni a sud ed a nord dello stesso e le unità affioranti costituiscono la Sinclinale di Scurano - Vetto - Carpineti che presenta asse orientato ovest – est con immersione ad est.

I termini che formano detta struttura, appartengono alla Successione Epiligure: Formazione di Ranzano – Formazione di Antognola - Gruppo Bismantova, che nel settore orientale centro orientale e meridionale dell'area comunale costituiscono l'ala sud orientale della Sinclinale di Vetto – Carpineti, nella quale le formazioni presentano inclinazioni che si immergono a nord – nord ovest con angoli generalmente di 20° - 35°; l'ala nord, zone settentrionali dell'area comunale, è contraddistinta da immersioni orientate a sud – sud est con inclinazioni mediamente di 20° - 25°.

I principali elementi tettonici lineari che interessano il territorio di Castelnuovo né Monti sono rappresentati:

- Zona meridionale – centro meridionale;
- *Linea del Secchia*: si estende in direttrice ovest sud ovest – est nord est, assecondando l'andamento del F. Secchia tra Talada e La Gatta e successivamente a quest'ultima flette in verso nord est in direzione di Iatica – Vesallo.
- *Linea Poggio Monzino – Casale – Spignana - Savognatica*: si estende in direzione sud ovest – est nord est nella fascia centro meridionale del territorio comunale.

Le linee tettoniche sopra descritte sono state interessate da processi deformativi in periodi pliocenico quaternari e denotano quindi caratteri neotettonici.

- Zona Centrale
- *Linea Vidiceto di Sotto – Mozzola – Felina – Cigarellino – Baiso*: è costituita da una faglia estesa in direzione ovest sud ovest – est nord est, interessa la fascia centrale dell'area comunale ed è rinvenibile 0,4/0,5 km a settentrione del comparto il Boaro.
- Zona sud occidentale
- *Linea Frassinidolo – Gazzano – Temporia – Moragnano*: faglia antiappenninica a componente trascorrente, che si estende in direzione sud est – nord ovest ed in pratica tronca la parte occidentale della sinclinale di Vetto – Carpineti; è rinvenibile 1 ÷ 1,3 km ad ovest di La Mapriana – Il Monte.

- Zona Settentrionale occidentale

- *Linea Bell'Essere – Rio Maillo – Monchio dell'Olle*: faglia normale antiappenninica che si estende in direzione sud nord dalle zone a nord est del capoluogo ed asseconda l'andamento del Rio Maillo sino alla sua affluenza al Rio Tassobbio e prosegue in direttrice nord verso Monchio dell'Olle.

- Zona Centrale

- *Linea Cantigalli – SS n° 513 per Vetto*:

Una linea di locale significato principale è rappresentata dalla faglia antiappenninica orientata sud sud est – nord nord ovest che si estende da Cantigalli ad area “ex macello” – “area Motti” e si prolunga in direzione nord assecondando l'andamento della SS n° 513 Castelnovo né Monti – Vetto; secondo tale faglia si sono verificati pronunciati effetti locali di incremento della sollecitazione sismica durante l'evento sismico del 21/06/2013, avvenuto nel distretto sismico della Garfagnana, con epicentro circa a 2 km da Fivizzano, in provincia di Massa Carrara e magnitudo locale pari a $M=5,2$.

Attività tettonica

Le analisi relative alle strutture profonde, individuate nell'ambito dell'elaborazione della *Carta Sismotettonica della Regione Emilia Romagna (L. Martelli et Alii; 2016)*, indicano attività della linea del fronte di accavallamento della successione carbonatica meso – cenozoica, orientata ovest est circa secondo l'allineamento M. Ventasso – Villa Minozzo.

Nel medesimo elaborato è inoltre evidenziato un epicentro sismico tra Scurano e M. Castellaro con magnitudo: $M>5.5$.

L'attività sismica nell'area in oggetto è prevalentemente correlata alla fascia deformativa dei fronti di accavallamento delle pieghe appenniniche, che si estende in direttrice ovest nordovest – est sudest.

Una sensibile influenza sulla sismicità nel territorio del medio appennino reggiano è correlata all'attività sismogenetica della Garfagnana.

Nel territorio in analisi la sismicità è principalmente connessa all'attività dei processi deformativi che interessano le strutture superficiali dei primi 15 km del sottosuolo, prevalentemente collegate a meccanismi focali comprensivi e trascorrenti, ed in percentuale relativa inferiore alle deformazioni compressive delle strutture medio profonde (15 ÷ 25 km) e profonde (25 ÷ >35 km).

Le principali linee di faglia classificate attive non capaci (*M. Boccaletti – L. Martelli; 2004*) nel settore di territorio in oggetto sono rappresentate da:

- Linea del Secchia
- Linea Poggio Monzino – Casale – Savognatica
- Linea Mozzola – Felina – Cigarellino – Baiso.
- sono inoltre identificate come faglia trascorrente e diretta di età miopliocenica, successivamente riattivata, la linea estesa sud est – nord ovest rispettivamente da Frassineto – Gazzo – Temporia a Rio Mallo – Monchio dell’Olle.

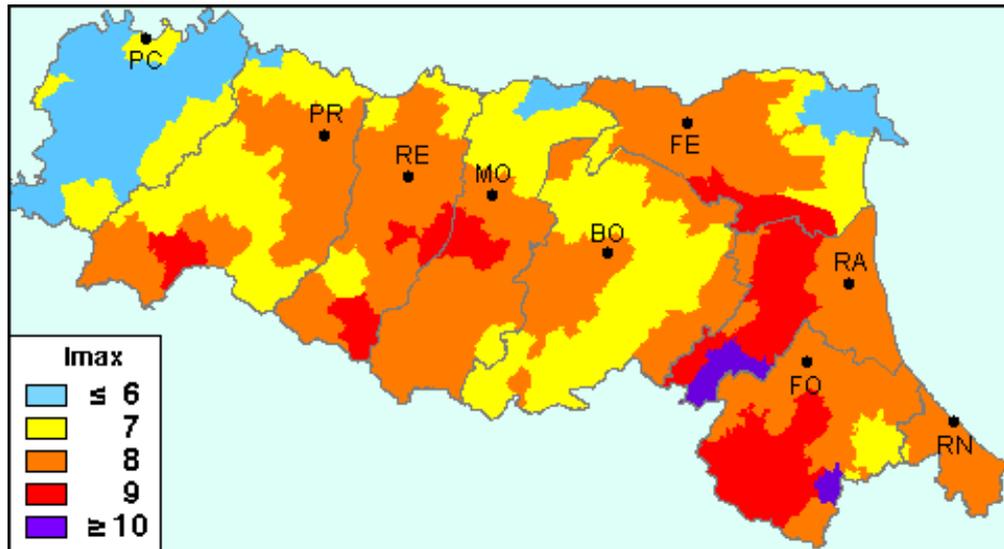
Assume importanza locale la faglia sud est – nord ovest Cantigalli - “Area Motti”, sulla cui fascia di estensione si sono verificati effetti locali di incremento della sollecitazione sismica, che hanno indotto danneggiamenti ad un fabbricato per effetti di doppia risonanza, in concomitanza del sisma del 26/06/2013.

Nella zona cui appartiene il territorio di Castelnuovo né Monti, lo scuotimento sismico è correlato prevalentemente a processi compressivi, riconducibili a sorgenti focali superficiali (<15 km), generati da faglie inverse e transcompressive, ai quali si associa una sismicità di media intensità con media frequenza di accadimento.

CLASSIFICAZIONE SISMICA – PERICOLOSITA’ SISMICA DI BASE

Il territorio di Castelnuovo né Monti, RE appartiene agli ambiti classificati in zona 2, OPCM 3274/2003, con caratteristiche di intensità sismica assimilabili alle precedenti classificazioni: zona S9.

Nell’ambito in cui ricade l’area comunale di Castelnuovo né Monti (RE) il catalogo delle massime intensità macrosismiche osservate nei comuni italiani, in base alla banca dati macrosismici del GNDT ed ai dati del Catalogo dei Forti Terremoti in Italia di ING/SGA, elaborato per il Dipartimento della Protezione Civile (*D. Molin, M. Stucchi e G. Valensise, 1996*), sono documentati eventi sismici giungenti al 7° – 8° grado della Scala *Mercalli - Cancani – Sieberg*, con intensità massima corrispondente ad $M = 5,0 \div 5,6$; le influenze connesse alla sismicità dell’area della Garfagnana sono correlate ad intensità comprese tra $M = 5,8 \div 6,48$ come evidenziato nella seguente figura.



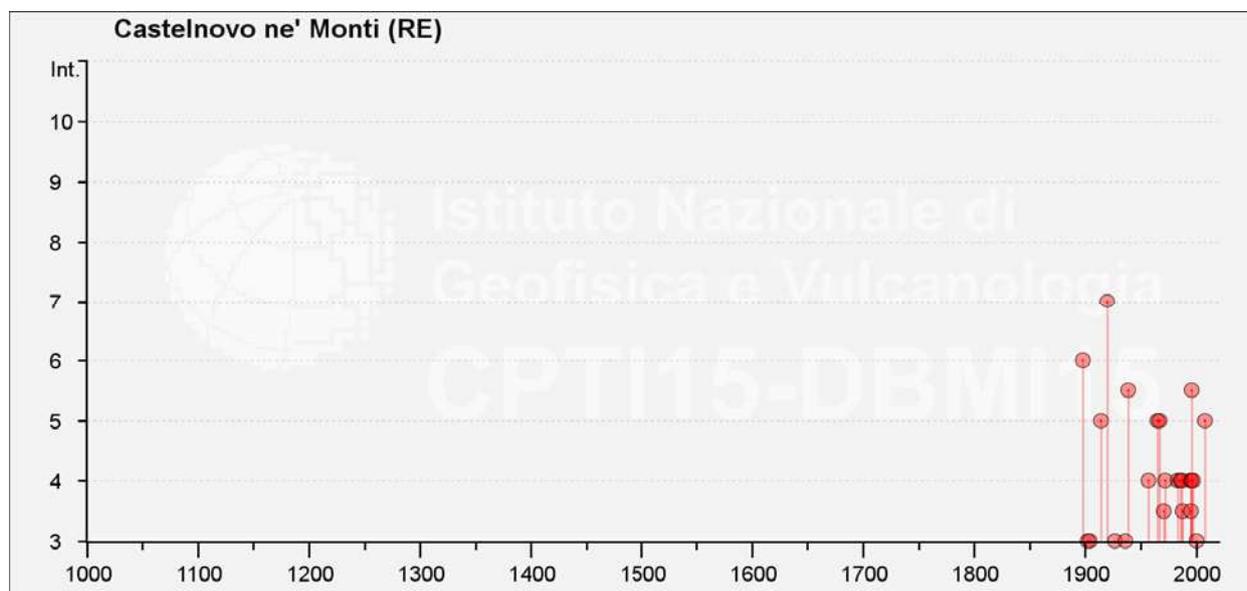
Nell'ambito a cui appartiene il territorio comunale di Castelnovo ne' Monti il Database Macrosismico DBMI15 utilizzato per la compilazione del catalogo parametrico CPTI15 (a cura di Rovida A., Locati M., Camassi R., Lolloi B., Gasperini P. (eds), 2016. CPTI15, the 2015 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi:<http://doi.org/10.6092/INGV.IT-CPTI15>) documenta gli eventi sismici di seguito riportati:

Storia sismica di Castelnovo ne' Monti
Numero di eventi: 36

Effetti	In occasione del terremoto del				
Int.	Anno Me Gi Ho Mi Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
7	1920 09 07 05 55 4	Garfagnana	750	10	6.53
6	1898 03 04 21 05	Parmense	313	7-8	5.37
5-6	1939 10 15 14 05	Garfagnana	62	6-7	4.96
5-6	1996 10 15 09 55 5	Pianura emiliana	135	7	5.38
5	1914 10 27 09 22	Lucchesia	660	7	5.63
5	1965 11 09 15 35	Appennino reggiano	32	5	4.17
5	1967 05 15 10 03 3	Appennino reggiano	2	4	4.07
5	2008 12 23 15 24 2	Parmense	291	6-7	5.36
4	1957 10 25 23 02 0	Appennino reggiano	79	5-6	4.27
4	1972 10 25 21 56 1	Appennino settentrionale	198	5	4.87
4	1983 11 09 16 29 5	Parmense	850	6-7	5.04
4	1986 10 01 19 53 3	Lunigiana	68	5	4.46
4	1987 02 10 21 20 1	Lunigiana	54	5	4.09
4	1995 10 10 06 54 2	Lunigiana	341	7	4.82
4	1995 12 31 21 29 4	Appennino reggiano	96	4-5	4.51
4	1997 12 24 17 53 1	Garfagnana	98	5	4.33
F	1885 02 26 20 48	Pianura Padana	78	6	5.01
F	1909 03 18 02 51	Appennino reggiano	12	4-5	4.13

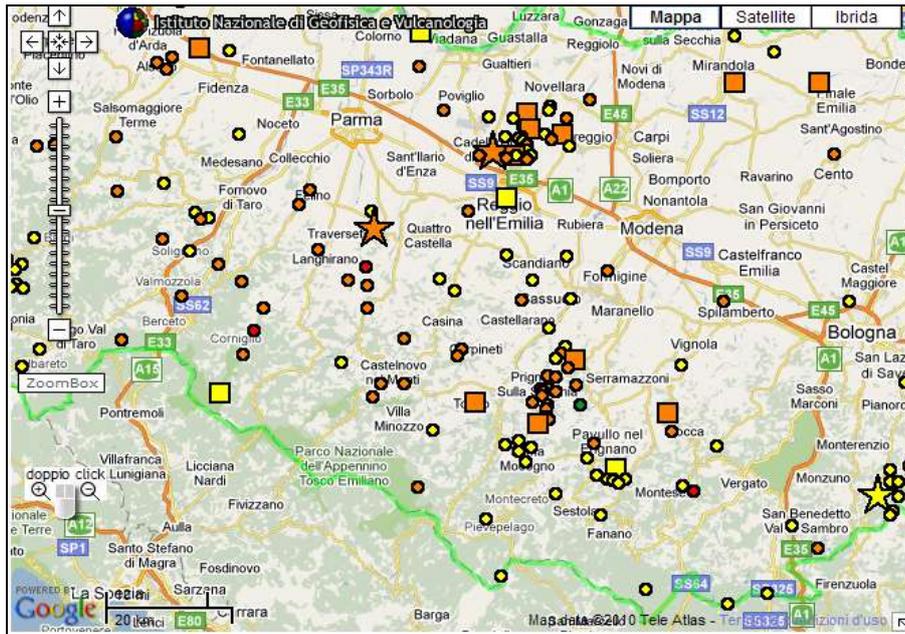
Effetti	In occasione del terremoto del				
Int.	Anno Me Gi Ho Mi Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
3-4	1971 07 15 01 33 2	Parmense	228	8	5.51
3-4	1988 02 08 11 24 4	Garfagnana	75	6	4.34
3-4	1995 08 24 17 27 3	Appennino pistoiese	56	6	4.45
3	1902 12 04 16 35 0	Lunigiana	36	5	4.35
3	1904 11 17 05 02	Pistoiese	204	7	5.10
3	1927 11 20 10 24 1	Appennino reggiano	16	5	4.29
3	1936 10 18 03 10	Alpago Cansiglio	269	9	6.06
3	2000 10 03 01 12 3	Frignano	62	5	4.22
2-3	2000 06 18 07 42 0	Pianura emiliana	304	5-6	4.40
2	1995 03 03 16 16 4	Lunigiana	43	5	4.20
NF	1899 06 26 23 17 2	Valle del Bisenzio	138	7	5.02
NF	1910 01 23 01 50	Piacentino	118	5	4.39
NF	1937 09 17 12 19 0	Parmense	34	7	4.77
NF	1980 11 23 18 34 5	Irpinia-Basilicata	1394	10	6.81
NF	1987 05 02 20 43 5	Reggiano	802	6	4.71
NF	1989 10 03 09 41 3	Appennino parmense	91	4	4.04
NF	2002 06 08 20 13 0	Frignano	115	4	4.23
NF	2002 06 18 22 23 3	Frignano	186	4	4.30

Dove: Io ed Mw = Intensità e Magnitudo sismica epicentrale; Int = Intensità sismica risentita



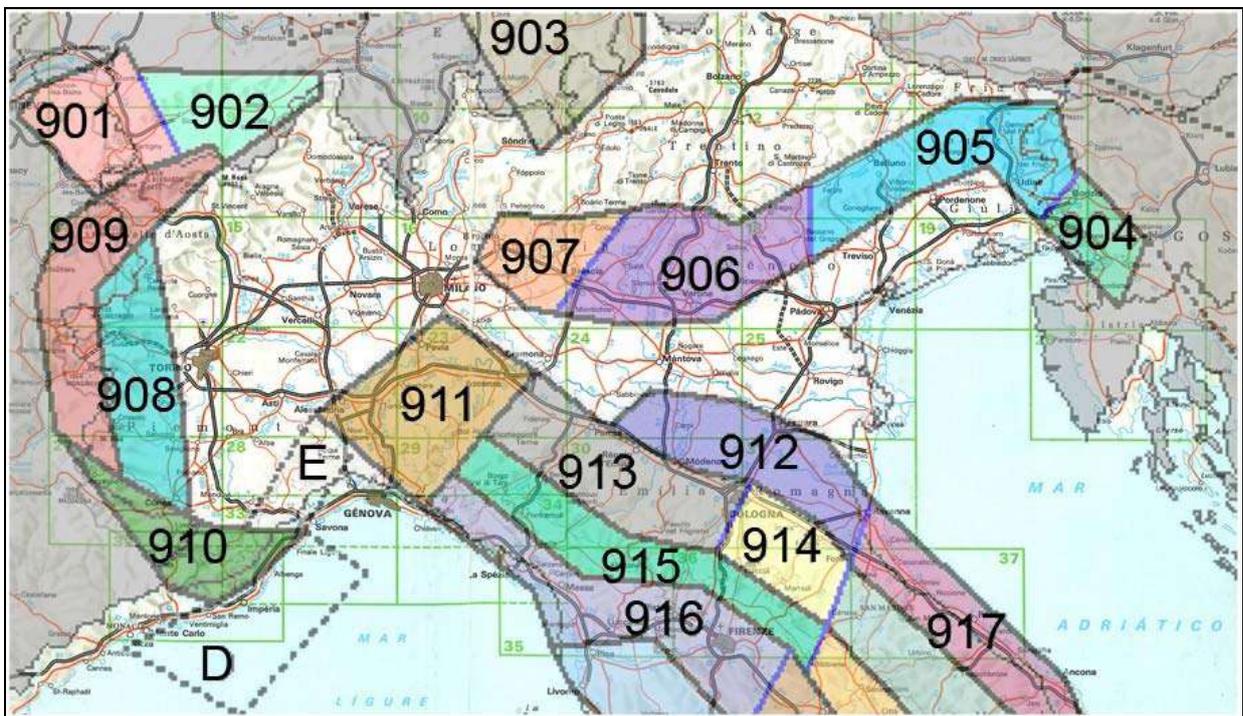
(tabella e grafico reperiti dall'archivio DBMI15, consultabile al sito internet <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/>)

Gli epicentri sismici verificatisi nel territorio in analisi hanno origine, per la percentuale maggiore, nei primi 15 km del sottosuolo ed evidenziano la prevalenza di un'attività sismogenetica di tipo superficiale.



Epicentri dei principali terremoti ($M > 3$) rilevati da INGV nell'intorno dell'area di interesse

La zonazione sismica del territorio nazionale, che identifica le zone sorgente a caratteristiche sismiche omogenee, elaborata da I.N.G.V. (2003), attribuisce l'ambito territoriale in oggetto alla zona sismogenetica 913.



Zonazione sismogenetica ZS9 (INGV, 2004)

Valori di riferimento DM 17/01/2018

In base alle indicazioni contenute delle NTC di cui al D.M. 17/01/2018, considerando strutture di classe II (vita nominale $V_n = 50$ anni, coefficiente d'uso $C_u = 1$; $V_r = 50$ anni), per l'area in esame si hanno i seguenti valori di accelerazione di riferimento al suolo e parametri per il calcolo degli spettri di risposta di riferimento, in funzione dei diversi stati limite considerati:

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c (s)
SLO	30	0.056	2.486	0.246
SLD	50	0.070	2.480	0.260
SLV	475	0.160	2.522	0.290
SLC	975	0.201	2.530	0.299

dove:

SLO = Stato limite di operatività; Pvr = 81%

SLD = Stato limite di danno; Pvr = 63%

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita; Pvr = 10%

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso; Pvr = 5%

a_g = accelerazione massima di riferimento al suolo

Valori di riferimento DGR 2193/2015

Il valore della a_g di riferimento, con probabilità di eccedenza dell'evento sismico del 10% in 50 anni, indicati nella relazione n°2042/18 del 02/2018 della DGR 2193/2015, per il comune di Castelnovo ne' Monti, corrisponde a:

$$a_{refg} = 0,160 \text{ g}$$

Microzonazione sismica Castelnovo né Monti, 2004

Le analisi di microzonazione sismica del territorio comunale di Castelnovo né Monti R.E.: "Castelnovo ne' Monti: analisi di pericolosità sismica" – Marzo 2004 – Rapporto illustrativo finale, elaborate da A. Marcellini e M. Pagani, CNR (Istituto per la Dinamica dei Processi Ambientali), in collaborazione con Regione Emilia Romagna, Dr. L. Martelli, hanno determinato un'accelerazione di riferimento su substrato rigido per un tempo di ritorno di 475 anni (eccedenza del 10% in 50 anni), con valore corrispondente a:

$$a_{ref} = 0,153 \div 0,179 \text{ g}$$

Zonazione Sismica Di PSC

Le analisi di zonazione sismica redatte nel contesto del PSC 2003/2005 (CNR MI – RER – CENTROGEO) classificano la fascia di territorio cui appartiene il sito in esame come: area con presenza di depositi di versante con $V_s = 200/600$ m/sec su substrato competente (AC) relativamente al settore sede del comparto il Boaro; detta area è classificata zona con coperture di 3 – 5 m su substrato a bassa velocità BCC nella fascia a settentrione dell'area artigianale; la parte sud occidentale del comparto artigianale è classificata come frana di colata quiescente con spessore maggiore di 10 - 15 m, BCE; tali zone sono soggette ad effetti di amplificazione per caratteristiche litostratigrafiche, a potenziali cedimenti aree nord e a potenziale instabilità per le zone sud occidentali al bordo orientale e fasce 100 m a settentrione dell'area artigianale Boaro.

Microzonazione 2013

L'analisi di Microzonazione 2013 (Geodes srl), classificano il tratto di versante a settentrione della SS n° 63 come zona stabile suscettibile di amplificazioni locali caratterizzata da substrato geologico non rigido argilloso – argillitico sito a -17 m di profondità con coperture argilloso limose (zona 8), alla quale appartiene il comparto il Boaro, con:

$$P.G.A. = 2,0 - 2,1;$$

$$FAIS 0,1 < T < 0,5 = 2,2 - 2,6;$$

$$FAIS 0,5 < T < 1,0 \text{ sec} = 1,7 - 1,4;$$

fanno eccezione la fascia al bordo nord est e la porzione sud ovest classificate come zone suscettibili di instabilità per instabilità di versante.

Tali classi di attribuzione denotano una non corrispondenza con la classificazione del settore di versante nella parte utilizzata come piazzale stoccaggio materiali contraddistinto da pendenze $< 2^\circ$, substrato affiorante e caratterizzato da diversi valori di amplificazione sismica, ottenuti dall'analisi di risposta sismica locale.

INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Il territorio in oggetto è stato interessato, in epoche passate, da azioni che hanno inciso e profondamente modificato le originarie morfologie.

Gli agenti modellanti di maggior influenza sono stati le acque di scorrimento e la gravità e non da ultimo l'uomo che, sia in periodi storici che attualmente, ha profondamente variato, a zone, le forme naturali proprie del territorio in analisi.

Quest'ultimo, nel periodo wurmiano (85.000/15.000 anni b.p.) era collocato al di sotto del limite delle nevi persistenti (stimato prossimo circa a 1500 m slm) nella

fascia a valle del margine dei ghiacciai che scendevano dal crinale appenninico (M. te Cusna e Alpe di Succiso).

L'aspetto tipico del paesaggio era in parte a prateria alpina ed in parte con vegetazione praticamente assente, caratteristico di ambiente morfoclimatico periglaciale.

I depositi formati in dette condizioni sono attualmente rappresentati dai relitti di una vasta superficie topografica di glacis, a bassa inclinazione: $P = 6^\circ/8^\circ$, costituita da materiali argilloso limosi, talora sabbiosi, contenenti clasti lapidei ad assetto fluitato; detti depositi si estendevano radialmente a partire dalla Pietra di Bismantova e colmavano le zone tra la stessa e le dorsali rocciose che la circoscrivevano; da queste ultime si sviluppano superfici con analoghe caratteristiche.

Successivamente al *Wurm*, e durante l'*Olocene antico*, il clima è progressivamente mutato verso condizioni dapprima Boreali e poi Atlantiche, con conseguente scioglimento dei ghiacci e formazione di corsi d'acqua sempre più impetuosi, che hanno progressivamente inciso i depositi wurmiani, suddividendo in lembi il glacis precedentemente formatosi che diventava sempre più terrazzato.

Nell'*Olocene antico e medio*, in condizioni climatiche diverse dalle attuali, si sono sviluppati imponenti fenomeni gravitativi, generati da fenomeni di rammollimento e plasticizzazione di litotipi essenzialmente argillosi - argilloso limosi, nelle zone di sorgenza per contatto.

Detti processi, influenzati con tutta probabilità anche da eventi sismici, ed attualmente totalmente o parzialmente stabilizzati, si rilevano generalmente al piede della Pietra di Bismantova.

Geomorfologia area Boaro

La zona tra la Grotta ed il Rio Spirola presenta caratteristiche geomorfologiche differenziate correlate ai diversi gradi di resistenza meccanica all'erosione dei tipi litologici che la costituiscono.

La parte di pendio a settentrione di via Grotte (200/300 m a nord ovest – nord dell'area per attività produttive AP1) è formata da areniti – areniti marnose a stratificazione mal distinguibile o massive ad elevato grado di resistenza meccanica che generano scarpate strutturali con altezze 30/40 m e pendenze di $40^\circ/50^\circ$; queste ultime localmente presentano acclività anche maggiori $60^\circ/70^\circ$ conseguite ad escavazioni di materiali lapidei effettuate precedentemente al 1950/60.

Il tratto di versante tra via Grotte ed il limite nord ovest del comparto ad uso produttivo il Boaro, formato da litotipi arenitico pelitici stratificati a grado di resistenza all'erosione relativo inferiore rispetto quello delle sovrastanti areniti, è contraddistinto da pendenze di $22^\circ/26^\circ$ declinanti in direzione sud est. Il settore di

pendio sede dell'area per attività produttive Boaro, nel quale il sottosuolo è costituito da argilliti a basso grado di resistenza all'erosione, presenta pendenze di insieme di 12°/14° nella parte più settentrionale e di 10°/12° nella zona centrale e sud orientale; tale clivometria in funzione degli interventi di urbanizzazione effettuati attualmente è conformata a ripiani.

Il tratto di versante a nord est del comparto artigianale Boaro adiacente alla SS. n° 63, sede dell'area piazzale, ha morfologia sub pianeggiante 1°/2° conseguita alle movimentazioni terre eseguite che hanno completamente asportato i terreni precedentemente presenti sino al raggiungimento del substrato argilloso argillitico; il settore di versante ad ovest – sud ovest della zona piazzale è profilato a ripiani con gradoni.

In funzione delle caratteristiche litotecniche dei materiali che formano il substrato e delle sue morfologie il tratto di versante sede dell'area per Attività Produttive AP1 è ascrivibile ad una superficie strutturale a blanda inclinazione correlata ai passati processi di modellazione del paesaggio.

Il settore di territorio a sud ovest del comparto in narrativa è costituito da accumuli di frana quiescenti ed attivi; analoghe caratteristiche con corpi di frana in evoluzione di dimensioni inferiori si osservano a sud est della SS n° 63.

Nel tratto di pendio a nord – nord est del comparto il Boaro gli elaborati di PTCP individuano la presenza di corpi di frana attivi e quiescenti classificabili di massa piccola (Fell, 1994: < 5.104 mc).

Caratteristiche idrogeologiche

Il versante che si estende in direzione sud est dal crinale secondario immediatamente a settentrione di Via Grotte, è caratterizzato da un assetto a monoclinale (fianco sud orientale della Sinclinale di Vetto – Carpineti) con disposizione a reggipoggio ed inclinazione delle unità litologiche di 20°/35° in direzione nord.

La successione dei tipi rocciosi di detta area nella zona di monte è costituita da areniti (PAT – PAT5 – PAT4) seguite da alternanze e marne silicee (CTG), alle quali soggiacciono litozone argillitiche – argillose (AVV-APA).

Le coperture quaternarie, sono costituite da depositi di versante eluvio colluviali di modesto spessore e riporti antropici (1 ÷ 3/4 m) e nelle zone a sud e sud est del comparto AP1 da accumuli di frana quiescenti ed attivi di spessore e dimensioni variabili.

Il complesso acquifero nella zona a settentrione di Via Grotte è costituito da rocce serbatoio (areniti) a permeabilità secondaria di grado medio basso ($K = 10^{-6} \div 10^{-7}$ m/sec); in tali rocce gli afflussi meteorici sul suolo si infiltrano attraverso i sistemi

di frattura e defluiscono nel sottosuolo assecondando gli assetti dei giunti di stratificazione, in zona orientati in direttrice nord. A dette unità, soggiace la litozona argillitica praticamente impermeabile, delle Argille Varicolori di Cassio – Argille a Palombini.

Le acque di infiltrazione nel sottosuolo che contribuiscono all'instaurazione di falda sotterranea defluiscono verso settentrione.

Ne consegue che nella zona a sud – sud est di via Grotte, area sede del Comparto Produttivo Boaro, la saturazione dei terreni è sostanzialmente correlata alle acque di precipitazione meteorica e ruscellamento superficiale.

Quanto esposto è in accordo con quanto riscontrato con l'assenza di acqua nei primi 5/7 m del sottosuolo nei fori di indagine geognostica eseguiti e con le forme dei corpi di frana presenti all'intorno della zona produttiva in narrativa riconducibili sostanzialmente a processi di rammollimento/colata che si sviluppano nei primi 2/4 m del sottosuolo.

FORME E PROCESSI

Le morfologie di insieme dell'area compresa tra SS n° 63 e via Grotte sono ascrivibili principalmente alle caratteristiche strutturali del pendio costituito da rocce a marcata diversità di resistenza all'erosione, disposte a reggipoggio rispetto alla sopracitata statale, ed ai diffusi accentuati interventi di rimodellamento antropico nel settore sede del Comparto Artigianale AP1 e fascia a nord dello stesso. Questi ultimi hanno assecondato le morfologie preesistenti realizzando superfici a ripiani sub orizzontali tra loro separati da scarpate con larghezza di 5/7 m e pendenze di 22°/26°, in brevi locali tratti 30°, che unitamente all'opera di sostegno (paratia) e trincee drenanti realizzati, hanno conferito condizioni di stabilità in sicurezza di insieme al versante in oggetto. Analoga condizione di stabilità in sicurezza locali sussistono per il tratto di versante tra la paratia e la zona piazzale precedentemente consolidata/messa in sicurezza (2004/2006) mediante la realizzazione di una palizzata realizzata in doppia fila.



PROSPEZIONI GEOFISICHE

L'individuazione dell'assetto litostratigrafico e variazioni delle geometrie laterali e verticali delle unità litotecniche che costituiscono il settore di versante, oggetto di realizzazione del piazzale è stata effettuata, prospezioni geofisiche elettriche, basi sismiche a rifrazione, acquisite ed elaborate con metodo in tomografia 2D.

Per quanto riguarda queste ultime quelle che interessano l'area di intervento sono la BS3 e tratto finale di BS2: progressive 70/125.

Le descrizioni metodologiche esecutive e le relative restituzioni in elaborati cartografici (Tav. 1 – 12) sono riportati nella relazione n°2042/18 del 02/2018 ai quali si rimanda.

Prospezioni tomografia sismica

Profilo BS3 sud nord – trasversale al versante-zona piazzale

Il profilo sismico 2D è stato eseguito nell'area di realizzazione del piazzale nella quale sono stati asportati i materiali precedentemente presenti.

La sezione in tomografia sismica evidenzia la presenza di un primo strato con spessore di 0,5/1,0 m con $V_p = 800/1000$ m/sec e $V_s < 200$ m/sec attribuibile a materiali ghiaioso sabbioso limosi di sottofondo piazzale.

Superati i primi 0,5/1,0 m del piano campagna si rinviene un'unità litotecnico/sismica contraddistinta da $V_p = 1000/1600 \div 1800$ m/sec e $V_s = 300/400$ m/sec correlabile a litotipi a medio elevato grado di addensamento e consistenza attribuibili a substrato argillitico a contenuto carbonatico (APA); gli spessori corrispondono a 2 m nella parte sud occidentale e centro occidentale del profilo sismico ed incrementano a 4/5 m nella zona centro orientale; tale unità si rinviene sino a -2,0/-3,5 m nel settore sud occidentale e centro occidentale e sino a -4,0/-6,0 m nella zona centro orientale e nord orientale.

Successivamente si riscontra un orizzonte a sensibile variabilità laterale delle velocità di propagazione delle onde sismiche contraddistinto da $V_p = 1600/2400$ m/sec e $V_s = 400/500 \div 600$ m/sec nel tratto lungo 20/25 m della parte occidentale del profilo, e caratterizzato da $V_p = 1600/1800 \div 2000$ m/sec e $V_s = 400/600$ m/sec nella zona centrale e nord orientale dello stesso nella quale si riscontrano inversioni di velocità a profondità tra -7 e -10/-12 m pc. Tali valori sono correlabili a litotipi di substrato argillitico consistente a variabilità laterale delle componenti litologico composizionali.

Gli spessori variano tra 4 e 6 m nel settore sud occidentale centro occidentale ed incrementano a 6,0/10 m nella zona centro orientale – nord orientale; si rinviene rispettivamente sino a -8/-10 m pc ad ovest e -10/-12 m pc nella zona centrale e nord orientale.

Alle profondità sottostanti seguono litotipi con $V_s = 600/1000$ m/sec nella zona sud occidentale- centro occidentale e $V_s = 600/900$ m/sec nella parte centro orientale – nord orientale. Tali valori sono correlabili a litotipi di substrato argillitico carbonatico consistente.

Profilo BS2 ovest est longitudinale al pendio

Il profilo in tomografia sismica 2D è ubicato a distanza di 23/28 m dal limite settentrionale del Comparto Produttivo AP1 e si stende secondo la linea di massima pendenza del versante.

La sezione sismica evidenzia la presenza di una prima unità con $V_p=400/600\div 800$ m/sec e $V_s = 200/400$ m/sec a marcata variabilità laterale in spessore che oscilla tra 3 e 5 m nella parte sud occidentale del profilo (zona ovest – monte dell'esistente paratia) e spessore medio di 2 m con zone nelle quali è inferiore a 0,5 m nella parte ad est (valle) della paratia: progressive 70/125 alla quale appartiene l'area piazzale. Nel primo tratto del profilo: settore occidentale, tali valori sono correlabili a materiali di riporto – depositi di versante – accumulo di frana a medio basso – medio grado di addensamento e consistenza; nella parte orientale (valle paratia – zona piazzale: progressive 70/125) sono attribuibili a materiali di riporto (spessore 1,5/2,0 m) e di sottofondo piazzale (spessore 0,5/1,0 m) a luoghi sostituiti dal substrato argillitico: $V_p = >800$ m/sec – $V_s = 350/400$ m/sec.

Successivamente si riscontra un orizzonte con $V_p = 800/2000$ m/sec e $V_s=360/500\div 600$ m/sec a pronunciata variabilità laterale in spessore; quest'ultimo oscilla tra 8 e 12 m nella parte occidentale del profilo (monte della paratia) nella quale si riscontrano inversioni di velocità tra -9 e -15 m pc; nella zona centrale orientale ed orientale (valle paratia) gli spessori variano tra 4 e 6/7 m ed incrementano a 7/8 m all'estremità est del profilo. Tali valori sono correlabili a substrato argillitico a medio – medio elevato grado di addensamento e consistenza a variabilità laterale nelle componenti litologico composizionali; detto orizzonte si riscontra sino a -10/16 m pc nella zona occidentale (monte paratia) e sino a -6/-8 m pc nella parte centrale ed orientale (valle paratia - piazzale).

A tali profondità seguono litotipi con $V_p = 2000/3000\div 3400$ m/sec e $V_s=500/800$ m/sec correlabili a sub strato argillitico a medio elevato – elevato

addensamento e grado di consistenza e ad alternanze marnoso calcaree per le unità di strato con $V_p > 3000$ m/sec.

Tale orizzonte si riscontra sino a -16/-20 m pc ed i livelli marnoso calcarei a profondità sottostanti -20/-22 m pc nella zona occidentale ed a -15/-16 m pc nella parte centrale del profilo.

PROSPEZIONI TOMOGRAFIA ELETTRICA***Scala di resistività***

Dal raffronto tra i valori di resistività evidenziati dalle prospezioni in tomografia elettrica con il sondaggio meccanico eseguito in sito, indagini penetrometriche, e l'analisi dei litotipi osservabili nelle scarpate dei gradoni, la scala di resistività dei materiali presenti nell'area in esame è schematicamente discretizzabile come di seguito esposto:

<i>Resistività</i>	<i>Caratteri litologici</i>
<i>12/18 ohm·m</i>	Termini prevalentemente limoso argillosi, limoso sabbioso argillosi, argilliti, talora con clasti calcarei – arenitico calcarei, sature, ghiaie sature.
<i>6/10 ohm·m</i>	Argille limose – limi argillosi con presenza di clasti calcarei – arenitico calcarei, con grado di saturazione $S_r = 80 - 85\%$, con presenza subordinata di blocchi arenitico siltosi.
<i>11/20 ohm·m</i>	Argille limose - argilliti con presenza di clasti calcarei, insature ($S_r < 80\%$).
<i>20/45 ohm·m</i>	Limi argilloso sabbiosi contenti clasti ghiaiosi areniti calcarei, argille limose – argilliti non sature con diffusa presenza di clasti e blocchi calcarei.
<i>>46 ohm·m</i>	Riperti limoso sabbiosi argillosi con diffusa presenza di clasti ghiaiosi da medio grossolani ai blocchi, insaturi.

Analisi prospezioni di tomografia elettrica

Profilo ERT TM4

I valori medi – medio elevati $\rho = 19/30$ ohm·m che caratterizzano i primi 2,5/3,3 m del sottosuolo ad eccezione dei minimi di 3/ 4 ohm·m alle progressive 5/7 e 59/60, evidenziano la presenza di materiali di riporto limoso argilloso ghiaiosi non saturi; i sopracitati minimi alle progressive 59/60 presenti tra -2 e -3 m pc sono correlati alla presenza di trincee drenanti sotterranee.

L'orizzonte sottostante tra -2/-3 e -12/-16 m pc, caratterizzato da bassi valori di resistività $\rho = 6/12$ ohm·m, è attribuibile al substrato argillitico.

Profilo ERT TM3

Nel settore sud occidentale del profilo, zona di scarpata, ad eccezione della sommità e del piede, i valori di resistività medio bassi $\rho = 13/20$ ohm·m, evidenziano la presenza del substrato argillitico sub affiorante; analoghe caratteristiche si riscontrano dalla progressiva 7 alla 16. I valori di $\rho = 30/40$ ohm·m in sommità alla scarpata: progressive 0/3, sono ascrivibili a riporti limoso argillosi ghiaiosi; i valori di 30/40 ohm·m al piede della scarpata occidentale: progressive 5/6 sono correlati alla presenza di una trincea drenante ghiaiosa superficiale, -0,5/-1 m p, non satura.

L'unità superficiale con spessore di 0,5/0,7 m del settore centrale e nord orientale della sezione: progressive 14/47, contraddistinta da elevati valori di resistività $\rho = 30/40 \div 100$ ohm·m, denota la presenza di materiali ghiaioso sabbioso limosi di riporto. Analoghe caratteristiche sono attribuibili ai materiali che formano l'orizzonte con spessore di 2/3 m che costituisce la scarpata nord orientale adiacente alla SS n° 63.

L'unità sottostante il primo metro dal piano campagna è prevalentemente caratterizzata da bassi valori di resistività $\rho = 6/13$ ohm·m attribuibili al substrato argillitico ad eccezione delle zone con resistività molto bassa $\rho = 3/ 4$ ohm·m tra le progressive 19/20, 24/26,28/29, riscontrate a profondità tra -1 e -2/-2,5 m pc correlate alla presenza di trincee drenanti sotterranee sature. Fanno inoltre eccezione le zone con $\rho = 30$ ohm·m tra le progressive 17/20 e 26/29 e con $\rho = 30/40/100$ ohm·m tra le progressive 33/40, presenti tra -3/-4 e -8 m pc, correlabili a materiali prevalentemente litici inclusi nelle argilliti.

PROSPEZIONI SISMICHE ATTIVE / PASSIVE (MASW / Re.Mi.)

In corrispondenza degli stendimenti sismici a rifrazione sono state eseguite prospezioni geofisiche con metodo integrato attivo - passivo (MASW/Re.Mi.), per la rilevazione in profondità della velocità di propagazione delle onde di taglio Vs, finalizzata sia alla valutazione dell'azione sismica che all'individuazione dei contrasti di impedenza che si determinano al passaggio tra unità litotecniche a diverse caratteristiche di consistenza che al riconoscimento dell'unità che costituisce il substrato o bedrock sismico locale.

I risultati ottenuti ed i relativi diagrammi di elaborazione sono visualizzati nelle allegate schede "indagine MASW-Re.Mi.", riportanti lo spettro di potenza mediato, la curva di dispersione, sia sperimentale che calcolata, ed il relativo modello interpretativo per ciascun stendimento. Tali risultati sono sintetizzati, unitamente ai valori di Vs e Vs₃₀) nelle seguenti tabelle:

Re.Mi./MASW 2	
Profondità da p.c. (m)	Vs (m/sec)
0 ÷ 4	190
4 ÷ 17	560
17 ÷ 26	960
26 ÷ 82	1130
71 ÷ INF	1200
Vs30 = 525 m/sec – Vsh17 = 410	

Re.Mi./MASW 3	
Profondità da p.c. (m)	Vs (m/sec)
0 ÷ 2,8	210
2,8 ÷ 5	320
5 ÷ 17	590
17 ÷ 60	830
60 ÷ INF	1060
Vs30 = 534 m/sec – Vsh17 = 447	

MICROTREMORI CON LA TECNICA HVSR

Nel tratto di versante in analisi sono state eseguite acquisizioni di microtremori ambientali mediante un sismometro *TROMINO* ad elevata dinamica (24 bits) attrezzato con velocimetri tridirezionali da 4,5 Hz di frequenza propria.

Le acquisizioni sono state effettuate campionando il segnale a 100 Hz per una durata di circa 30 minuti.

Le condizioni locali, presenza di assi viari principali: SS n° 63, area artigianale, contraddistinte da “rumori di fondo” ad ampiezza e frequenze variabili, hanno sensibilmente disturbato l’acquisizione dei segnali di microtremore; questi ultimi nelle successive fasi di elaborazione mediante adeguamento filtraggio hanno comunque consentito di individuare picchi di amplificazione significativi.

Dall’esame dei dati risultano picchi di amplificazione sia principali che di ordine inferiore con ampiezze A: $2,3 \div 4,5$, ai quali corrispondono frequenze come visualizzato nella tabella di seguito esposto:

HV n°	Frequenza principale f0	Frequenza 2° ordine f2	Frequenza 3° ordine f3
2	3,7 (4,5)	15 (3,8)	-
3	4,15 (2,3)	-	-

Picchi principali HV (tra parentesi il valore di ampiezza)

In riferimento a tale parametri è da valutare non insorgono processi di doppia risonanza, nel range

$$0,25 < T < 0,55 \text{ sec.}$$

In rapporto ai periodi vibrazione delle strutture in elevazione.

PROSPEZIONE DOWN HOLE

La prospezione geofisica in foro di sondaggio con metodo Down Hole, con registrazione dei dati con sistema a doppia terna di geofoni di acquisizione ad interasse di 1 m, ha fornito i dati riassunti nella seguente tabella.

Down Hole – sondaggio S1-2015

Profondità (m)	Vp (m/sec)	Vs (m/sec)
1	1318	293
2	1255	290
3	1409	268
4	2033	331
5	2221	366
6	2600	471
7	2337	363
8	2398	409
9	2426	357
10	2441	542
11	1971	445
12	2193	543
13	2465	802
14	2470	936
15	2203	606
16	2476	940
17	2479	654
18	1991	680
19	2485	850

ANALISI DI TERZO LIVELLO – MICROZONAZIONE SISMICA

Risposta sismica locale

La valutazione degli effetti di sito è stata desunta da analisi di risposta sismica locale facendo riferimento ai risultati della prospezione geofisica con metodo Down Hole (DH S1 2015 – zona a valle della paratia/piazzale) e prospezione Re.Mi./MASW 4 (zona a monte della paratia).

Per determinare gli effetti della risposta sismica locale è stato utilizzato un modello di calcolo monodimensionale multistrato continuo, nel quale ogni sismostrato è considerato omogeneo ed isotropo con comportamento viscoelastico-lineare.

Il codice di calcolo 1D adottato: *Shake (Idriss and Sun, 1992)*, simula il modo di propagazione in direzione verticale delle onde sismiche di taglio SH, che si irradiano da un substrato sismico deformabile, orizzontale, ed attraversano livelli litologici stratificati orizzontalmente ed a spessore costante, sino al raggiungimento della superficie.

I dati di ingresso richiesti dal sopraddetto codice di calcolo sono: numero degli strati, spessore, densità, modulo di taglio massimo iniziale (G_0), rapporto di smorzamento iniziale (D_0), legge di variazione normalizzata del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento in funzione della deformazione di taglio, profondità del bedrock sismico e sue proprietà elastiche, accelerogrammi di riferimento.

Gli input sismici utilizzati corrispondono ai 3 accelerogrammi messi a disposizione dalla Regione Emilia Romagna <http://www.regione.emilia-romagna.it/wcm/geologia/canali/sismica.htm> integrati da ulteriori sette accelerogrammi selezionati nell'ambito degli studi di microzonazione del territorio comunale di Castelnovo ne' Monti ("*Castelnovo ne' Monti: analisi di pericolosità sismica*", CNR/RER Marzo 2004, a cura di Marco Pagani, Alberto Marcellini con la collaborazione di Rossella Daminelli, Luca Martelli RER, Gian Pietro Mazzetti Centrogeo).

Per le leggi di variazione normalizzata del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento si è fatto riferimento, oltre alle curve di bibliografia, ai dati ottenuti dalle prove dinamiche su campioni indisturbati contenuti in: "Studio di microzonazione sismica relativo all'area di Castelnovo né Monti danneggiata dall'evento sismico in data 21/06/2013, in via Fontanaguidia" – Dr. Paolo Beretti, 2014, ed a quelli esaminati in : "Variante di Ponte Rosso in Comune di Castelnovo ne' Monti" – Progetto Esecutivo 1° Stralcio" – Analisi geologico-tecniche integrative – Geolog - Luglio 2012.

Le valutazioni sono state eseguite in condizioni di assenza di manufatti (*free field*), ed i suddetti accelerogrammi sono stati scalati al valore di accelerazione massima corrispondente a quella di riferimento per un'eccedenza del 10 % in 50 anni che per il comune di Castelnovo ne' Monti corrisponde a:

$$a/g = 0,165$$

Calcolo degli effetti di sito

Per il calcolo dello scuotimento in superficie è stato utilizzato un modello numerico che simula la propagazione verticale di onde SH attraverso strati piano paralleli omogenei ed isotropi a partire da uno strato di riferimento rigido (bedrock sismico). Nell'analisi è stato considerato il comportamento di tipo non lineare dei terreni con il livello di deformazione, desumendo i parametri di decadimento da dati bibliografici per litotipi simili a quelli dei terreni dell'area in analisi.

Il codice di calcolo utilizzato per le simulazioni di scuotimento in superficie è *Proshake* (*EduPro Civil System, Inc*) che si basa essenzialmente sul modello di calcolo di *Shake91* (*Idriss e Sun, 1992*)¹, modificandone l'interfaccia di immissione dati per un più facile utilizzo.

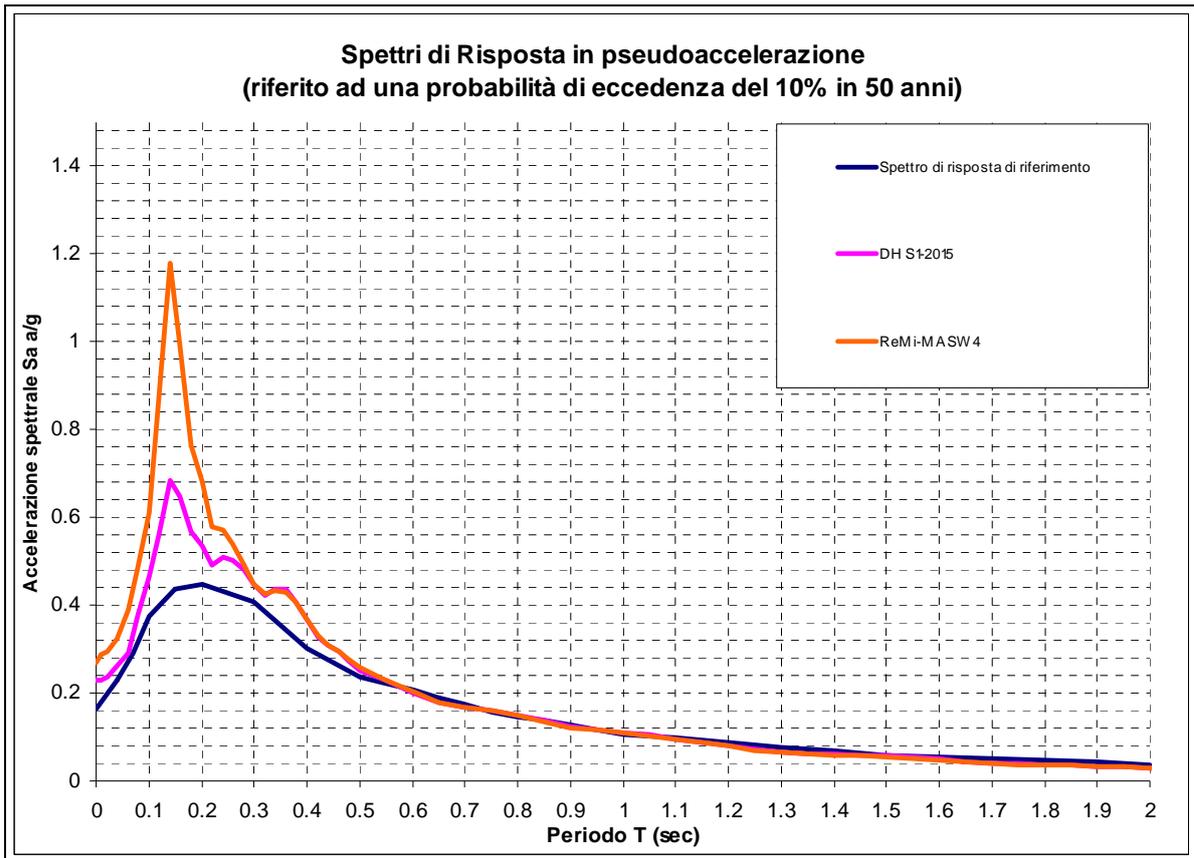
Le elaborazioni sono state effettuate per le successioni sismostratigrafiche identificate nel down-hole eseguito nel foro di sondaggio S1 (zona a valle della paratia) e nella successione identificata nella Re.Mi./MASW 4 eseguita a monte della paratia.

La profondità del bedrock sismico è stato definito dall'unità a velocità corrispondente a 680/750 m/sec.

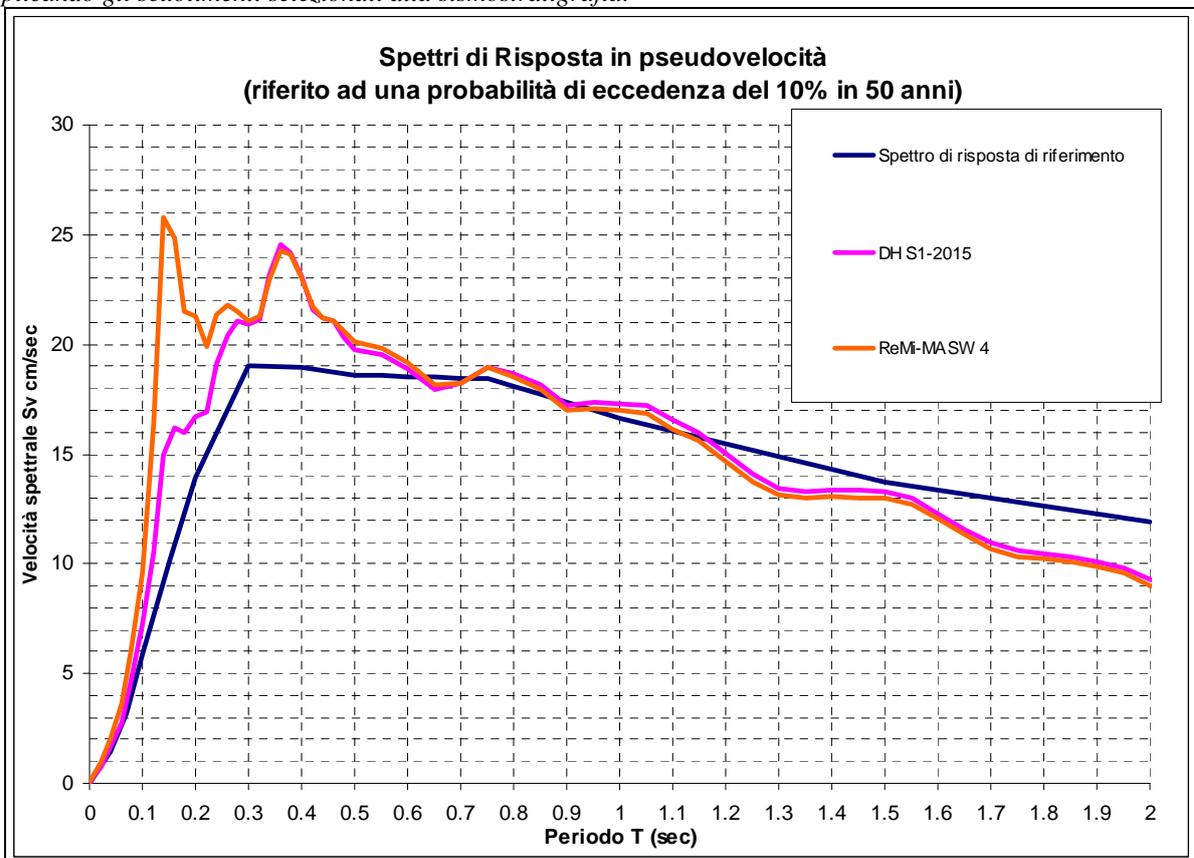
I risultati sono riassunti nei seguenti grafici in cui sono inserite le medie delle accelerazioni spettrali (pseudoaccelerazione) e velocità spettrali (pseudovelocità) relative alle 2 verticali analizzate.

1

Idriss, M. and Sun, J.I. (1992). "SHAKE91: A computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits", *User's Guide*, University of California, Davis, California, 13 pp.



Spettri di risposta in superficie in termini di pseudoaccelerazione definiti mediando i risultati degli spettri ottenuti applicando gli scuotimenti selezionati alla sismostratigrafia.



Spettro di risposta in superficie precedentemente visualizzato in termini di pseudovelocità (smorzamento 5%).

Il sito in esame risulta caratterizzato da un comportamento sismico differenziato tra la zona a monte e quella a valle della paratia, in funzione dello spessore di terreni che ricoprono il substrato sismico. Entrambe le zone presentano uno spettro di risposta in superficie con i valori di picco massimi in corrispondenza dei periodi $T = 0,1 - 0,2$ sec, con accelerazioni corrispondenti a 0,68 g per la zona di valle (DH S1) e corrispondenti a 1,19 g nella zona di monte (RM-MW 4). Detta differenza di accelerazione è correlata al maggiore spessore di terreni di riporto/deposito nel tratto di versante a monte della paratia. Differente comportamento in occasione di sollecitazione sismica si rileva anche nell'esame degli spettri in pseudovelocità, dove si osserva un picco massimo tra 0,3 e 0,4 sec, con valori corrispondenti a 24 cm/sec nella zona di valle (DH S1) ed un andamento bimodale con due picchi rispettivamente tra 0,1-0,2 sec e 0,3-0,4 sec con valori di pseudovelocità di 26 e 24 cm/sec in corrispondenza della zona di monte (RM-MW 4). Tale differenza di comportamento si traduce in una maggiore amplificazione sismica ai bassi periodi $T < 0,5$ sec, mentre per periodi superiori il comportamento in occasione di sollecitazione dinamica è pressoché identico.

Definizione dei coefficienti di amplificazione sismica

La definizione dell'amplificazione del moto sismico tra bedrock sismico e superficie, per ognuna delle zone identificate dai modelli precedentemente illustrati, è stata effettuata sia con la determinazione del rapporto di accelerazione massima orizzontale (PGA/PGA_0) che mediante la determinazione dell'intensità di Housner² (o intensità dello spettro di risposta) SI/SI_0 , definita come:

$$SI = \int_{T_1}^{T_2} PSV(T, \xi) dt$$

dove PSV è lo spettro di risposta in pseudovelocità, T e ξ sono rispettivamente il periodo e lo smorzamento (considerato convenzionalmente = 5%).

Dimensionalmente, l'intensità di Housner è uno spostamento (cm).

Il parametro risultante evidenzia la severità del moto sismico in correlazione al danno potenziale atteso per effetto dei terremoti nell'area in esame.

I risultati ottenuti sono riportati nelle seguenti tabelle.

² Housner G.W., 1952; Intensity of ground motion during strong earthquakes, California Institute of Technology, August.

Periodo T (sec)	FA IS/accelerazione spettrale (g)	
	DH S1-2015	RM-MW4
0 (FA PGA)	1.38/0,228	1.68/0,269
0,1 – 0,2	1.39/0,58	2.13/0,85
0,2 – 0,3	1.17/0,49	1.32/0,55
0,3 – 0,4	1.21/0,42	1.24/0,42
0,4 – 0,5	1.12/0,30	1.17/0,31
0,5 – 0,6	1.05/0,23	1.10/0,23
0,6 – 0,7	0.99/0,18	1.03/0,18
0,7 – 0,8	1.02/0,16	1.05/0,16
0,8 – 0,9	1.02/0,14	1.04/0,13
0,9 – 1,0	1.02/0,12	1.03/0,12
1,0 – 1,1	1.04/0,10	1.05/0,10
1,1 – 1,2	1.01/0,09	1.02/0,09
1,2 – 1,3	0.93/0,07	0.94/0,07
1,3 – 1,4	0.91/0,06	0.92/0,06
1,4 – 1,5	0.95/0,06	0.96/0,06

Periodo T (sec)	FA IS	
	DH S1-2015	RM-MW4
0 (FA PGA)	1.4	1.7
0,1 – 0,5	1.2	1.5
0,5 – 1,0	1.0	1.1

Spettrocompatibilità

Le analisi simiche di III livello hanno evidenziato i fattori di amplificazione massimi nella zona a monte della paratia, con valori, in funzione del periodo spettrale, corrispondenti a $S_s = 1,7$.

Detto fattore massimo di amplificazione risulta inferiore a quello del DM 2018 per la categoria di suolo D: corrispondente ad $S_s = 1,8$.

Pertanto, a favore della sicurezza, le verifiche di stabilità della paratia sono state eseguite considerando la categoria di suolo D, in quanto l'analisi di III livello evidenzia valori di sollecitazione sismica inferiori a quelle previste dalla norma per tale tipo di suolo di fondazione.

Per quanto riguarda l'area a valle della paratia: zona piazzale, è stato fatto riferimento ai parametri ottenuti dalla prova Down Hole che fornisce valori di amplificazione superiori a quelli della categoria B e quindi a favore della sicurezza.

Azione sismica

In rapporto alla pericolosità sismica di base, ed in funzione delle condizioni litostratigrafiche locali, delle forme e dei processi presenti nel settore di territorio tra Le Grotte e la SS n° 63, in conformità a quanto previsto dalla DAL 2193/2015, l'azione sismica è stata determinata con metodo approfondito mediante codice di calcolo, adottando un coefficiente di smorzamento del 5%, tempo di ritorno 475 anni, la cui metodologia di calcolo e risultati sono descritti nei precedenti paragrafi.

Le analisi della risposta sismica locale hanno evidenziato fattori di amplificazione differenziati tra i settori di pendio monte ed a valle della esistente paratia, riassunti nella tabella del precedente paragrafo.

In riferimento a detti parametri per la paratia in CA è stata determinata l'azione sismica orizzontale e verticale da utilizzarsi nelle verifiche di stabilità, in corrispondenza della testa dei pali.

Il fattore di amplificazione topografico corrisponde a:

$$St = 1,2$$

- Zona a valle della paratia/piazzale – rif DH – S1/2015

$$\sigma_h = 0.055 \quad \sigma_v = 0.027$$

- Zona a monte della paratia – rif RM-MW 4

$$\sigma_h = 0.076 \quad \sigma_v = 0.038$$

Per le successive verifiche di stabilità del tratto orientale dell'area di realizzazione del piazzale adiacente alla SS n° 63 si è utilizzata l'azione sismica determinata in corrispondenza della parte di versante a valle della paratia, che ha evidenziato le condizioni di sollecitazione dinamica maggiori rispetto a quelle di normativa per la categoria B.

CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Per la determinazione delle sequenze litotecniche sono stati effettuati rilevamenti diretti dei litotipi affioranti, prove penetrometriche dinamiche superpesanti DPSH, prove penetrometriche dinamiche medie DPM, 1 sondaggio meccanico a carotaggio continuo con prelievo di campioni indisturbati, prove di penetrazione codificata SPT, prove di resistenza alla penetrazione con *pocket penetrometer* e di resistenza al taglio con *tor vane* da campo; per quanto riguarda il settore di area oggetto di intervento sono state utilizzate le prove penetrometriche DPSH 4-5-6-7, prove penetrometriche DPM 6-7 e sondaggio meccanico.

Le prove penetrometriche dinamiche superpesanti DPSH (Dr. P. Beretti), sono state eseguite con penetrometro a funzionamento oleodinamico, mod. Pagani TG 63-200, con massa battente da 63,5 kgf, altezza di caduta costante: $h = 75$ cm e dotando la prima asta di punta conica a sezione trasversale max di 20 cmq ed angolo di apertura alla punta $\beta = 90^\circ$.

Le prove penetrometriche dinamiche medie DPM (Centrogeo Survey), sono state eseguite con penetrometro a funzionamento oleodinamico, mod. PSE 11 Deep Drill, con massa battente da 31,2 kgf, altezza di caduta costante: $h = 20$ cm e dotando la prima asta di punta conica a sezione trasversale max di 10 cmq ed angolo di apertura alla punta $\beta = 60^\circ$.

Dette indagini hanno raggiunto profondità variabili in funzione della presenza di orizzonti con clasti litici grossolani o argillitici ad elevato grado di sovraconsolidazione.

Per quanto riguarda le prove penetrometriche dinamiche DPSH e DPM, i certificati di prova riportano:

Profondità (m):

- Numero colpi per avanzamento di 20 cm (DPSH), di 10 cm (DPM).
- Resistenza alla punta dinamica determinata con la relazione degli Olandesi: $q_d = \text{kgf/cm}^2$.

Le prove penetrometriche dinamiche DPSH hanno investigato i terreni sino a -4/-6 m p.c.; le prove penetrometriche DPM hanno esaminato i terreni sino a -3,0/-3,5 m pc.

Il sondaggio meccanico è stato eseguito a carotaggio continuo utilizzando un carotiere semplice T1 (conforme alle raccomandazioni AGI) a diametro $\phi = 101$ mm, ed un carotiere doppio T6 dove sono stati riscontrati litotipi molto resistenti alla perforazione; il foro di sondaggio è stato rivestito con camicie metalliche di diametro esterno equivalente a 127 mm.

Contestualmente alle fasi di perforazione sono state eseguite prove di penetrazione codificata SPT, prelievo di campioni indisturbati, prove di determinazione dei parametri di resistenza al taglio, mediante torvane da campo e pocket penetrometer, entrambi dotati di punte a diversa sezione intercambiabili, ed analisi speditive per la determinazione della granulometria.

Le classi di riferimento utilizzate sono quelle della *Scala Wentworth*, parzialmente modificata che definisce i limiti dimensionali dei materiali come di seguito esposto

LITOTIPO	DIAMETRO PARTICELLE in mm
Ghiaie	> 2,0
Sabbia grossolana	2,0 ÷ 1,0 ÷ 0,5
Sabbia media	0,5 ÷ 0,25
Sabbia fine	0,25 ÷ 0,074
Limo	0,074 ÷ 0,0042
Argilla	< 0,0042

I campioni indisturbati prelevati con campionature Shelby, sono stati assoggettati a prove di laboratorio geotecnico articolate in prove di taglio diretto consolidato drenato CD, determinazione delle caratteristiche fisiche generali, dei Limiti di Atterberg, curve granulometriche.

Le colonne litostratigrafiche/litotecniche sono state rapportate alla verticale di prospezione geofisica DH che fornisce informazioni sulla consistenza delle unità di strato mettendo in risalto quelle meno addensate, alle prospezioni ReMi/MASW che identificano spessori di orizzonti sismotecnici a diverse caratteristiche di densità/consistenza al passaggio tra i contrasti di impedenza; per la valutazione delle geometrie: variabilità laterale e verticale degli orizzonti litotecniche, sono stati utilizzati i profili in tomografia sismica e tomografia elettrica eseguiti nel versante oggetto degli interventi di rimodellamento e consolidamento.

ANALISI DI LABORATORIO GEOTECNICO

Sui campioni indisturbati prelevati, n° 3, sono state eseguite le analisi di laboratorio geotecnico di seguito esposte:

- Apertura e descrizione dei campioni.
- Determinazione delle principali caratteristiche fisico meccaniche.
- Limiti di Atterberg
- Curve granulometriche mediante setacciatura e sedimentazione

- Prove di taglio diretto consolidato drenato CD, su tre campioni, eseguite con Scatola di Casagrande, per l'individuazione del valore della coesione e dell'angolo d'attrito interno di picco, in condizioni drenate, tensioni efficaci.

I certificati delle analisi effettuate quali integralmente riportati nella relazione n°2042/18 del 02/2018.

I campioni indisturbati prelevati, come visualizzato nell'allegata scheda sondaggio geognostico, sono stati recuperati a profondità variabili per analizzare in modo statisticamente significativo la successione litomeccanica presente nei primi 7 m del sottosuolo; alle profondità sottostanti l'elevato grado di consistenza dei litotipi presenti non ha consentito il prelievo di campioni indisturbati.

I parametri ottenuti dalle analisi di laboratorio geotecnico, sono riportati nelle allegate certificazioni: *Analisi di Laboratorio Geotecnico e schematicamente riassunti nella allegata scheda caratteristiche fisiche generali.*

Descrizione geotecnica all'apertura del campione

I 3 campioni indisturbati, sono stati sottoposti ad una preliminare descrizione geotecnica, all'atto dell'apertura ed estrazione dalle fustelle di prelievo.

Sondaggio n°	Campione n°	Profondità (m p.c.)	Classificazione geotecnica
CAMPIONI INDISTURBATI			
S1	C1	1,50 – 1,80	Argilla con Limo ghiaioso Sabbiosa (argillite – AVV)
S1	C2	3,00 – 3,30	Limo e Argilla debolmente sabbioso (argillite – AVV)
S1	C3	6,00 – 6,30	Limo e argilla debolmente sabbioso (argillite – APA)

Granulometria

L'individuazione della distribuzione granulometrica dei terreni è stata effettuata per vagliatura e sedimentazione, secondo i dettami della normativa di riferimento ASTM D422.

I parametri ottenuti sono riportati negli allegati certificati: *Analisi granulometrica per vagliatura e sedimentazione* e riassunti nella seguente tabella:

Sondaggio n°	Campione n°	Profondità (m p.c.)	Percentuali granulometriche			
			% ghiaia	% sabbia	% limo	% argilla
S1	C1	1,50 – 1,80	13	9,0	34,0	44,0
S1	C2	3,0 – 3,30	3,0	10,0	40,0	47,0
S1	C3	6,0 – 6,30	2,0	6,0	37,0	45,0

Proprietà indice

Per definire le proprietà indice dei terreni sono stati determinati i Limiti di Atterberg su tre campioni, secondo la procedura ASTM D 2488-84;

I risultati sono contenuti negli allegati certificati e riassunti nella seguente tabella:

Sondaggio	S1		
	C1	C2	C3
LL	45	49	52
LP	23	25	23
IP	22	24	29
w (%)	12.0	11.6	8.9

I campioni esaminati evidenziano valori di plasticità $IP = 22 \div 29$ %; i valori dell'indice di consistenza evidenziano terreni molto consistenti a comportamento rigido.

Parametri di resistenza al taglio

Sulle carote recuperate sono state eseguite prove di resistenza all'infissione con pocket penetrometer dotato di punta da 6 mm e prove di taglio con tor vane da campo; detti valori sono rappresentati nell' allegato: "Sondaggio meccanico a carotaggio continuo".

I campioni indisturbati, in funzione delle loro caratteristiche litotecniche, hanno consentito di essere sottoposti a prove per la determinazione dei parametri di resistenza al taglio di seguito descritte.

- 3 prove di taglio diretto Consolidato Drenato (CD) con Scatola di Casagrande, che hanno individuato i valori di coesione ed angolo di attrito interno di picco in termini di tensioni efficaci.

Taglio CD: Scatola di Casagrande

Le metodiche e strumentazioni di prova adottate sono conformi alle norme ASTM D 3080. I risultati sono contenuti nelle allegate schede “Prova di Taglio Diretto C.D.” e riassunti nella seguente tabella:

Sondaggio n°	Campione n°	Profondità (m p.c.)	Tensioni efficaci			
			Valori di picco		Valori di strato critico	
			C' (KN/mq)	ϕ' (°)	C' crt (KN/mq)	ϕ' crt (°)
S1	C1	1.5 – 1.8	0,00	33,28	0,00	28
S1	C2	3.0 – 3.5	34	28,2	20	26
S1	C3	6.0 – 6.3	21	34,9	15	26

I risultati ottenuti denotano valori discretamente differenziati di coesione drenata, c' , moderata diversità dell'angolo d'attrito interno in termini di tensioni efficaci, ϕ' .

I campioni C1 e C2, appartenenti al substrato argillitico AVV, denotano angoli di attrito di picco medio elevati ($\phi' = 28 \div 33^\circ$) coesione nulla ($c' = 0.0$ Kpa) nel campione più superficiale (1.5/1.8 m pc), coesione media ($c' = 34,0$ kPa) per il campione a profondità maggiore (-3,0/-3,5 m pc).

Il campione a componente argillitica a profondità sottostante: -6/-6.3 m pc (APA), evidenzia angolo d'attrito di picco elevato ($\phi' = 34,9^\circ$) e, coesione medio bassa ($c' = 21,0$ kPa) dovuta essenzialmente ad un comportamento rigido fragile delle argilliti. Detta considerazione è avvalorata dall'analisi delle curve sforzi deformazione; analoga caratteristica è attribuibile anche al campione C1.

STUDIO GEOLOGICO CENTROGEO Piazza S. Quirino, 6 - 42015 CORREGGIO (RE) - Tel. 0522.641001 - fax: 632162		SOMMARIO CARATTERISTICHE FISICHE GENERALI										BERTOLETTI LEGNAMI SRL								
Rif. Cartografico: CTR.ER n°218144		Località: Boaro (CNM)										Cantiere: Bertoletti			DATA: Luglio 2015					
Sondaggio	Campione	Profondità da m a m mslm	Classificazione granulometrica	umidità naturale W %	peso di volume naturale γ _d g/cm ³	peso di volume secco γ _d g/cm ³	peso specifico dei grani γ _s g/cm ³	porosità n %	indice dei vuoti e	grado di saturazione Sr %	limite liquido wl	limite plastico wp	indice plastico Ip	indice di consist. Ic	Coesione P _{picco} C kN/mq	Angolo attrito interno picco φ [*]	Coesione stato critico kN/mq	angolo attrito interno stato critico φ [*]	Modulo edometrico E _{ed} kN/mq	permeabilità K m/sec
1	C1	1,5/1,8 637,3/637	Argilla con limo sabbioso ghiaiosa	12,0	2,15 8	1,926	2,75	28,64	0,401	81,74	45	23	22	1,50	0,00	33,8	0,00	28	36101	2,13 ^{·10}
1	C2	3,0/3,3 635,8/635,5	Limo e argilla deb. sabbioso	11,6	2,23	2,00	2,75	25,92	0,35	79,6	49	25	24	1,56	34,7	28,2	20	26/24	24414	1,02 ^{·10}
1	C3	6,0/6,3 632,8/632,5	Limo e argilla deb. sabbioso	8,9	2,17	1,997	2,75	29	0,408	66,95	52	23	29	1,48	21,19	34,92	10	26	32938	1,76 ^{·10}

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CORRELAZIONI

Per quanto riguarda l'analisi geomeccanica dei dati ottenuti dalle indagini geognostiche effettuate è stata sviluppata in prima fase la standardizzazione dei dati ottenuti mediante la determinazione di N_{160} , e successivamente sono state utilizzate le relazioni di seguito descritte; queste ultime sono state individuate facendo riferimento alla comparazione tra i parametri ottenuti con quelli risultati dalle analisi di laboratorio geotecnico.

Determinazione N_{160}

Per il calcolo del valore normalizzato del numero colpi al fattore di rendimento energetico del 60% si è utilizzata la relazione

$$N_{160} = N_{spt} \cdot C_e \cdot C_b \cdot C_r \cdot C_s \cdot C_n$$

In cui

N_{spt} : numero colpi della resistenza in sito misurato

C_n : fattore di normalizzazione ad una pressione effettiva di 1 atm;

C_e : fattore funzione dell'energia trasmessa alle aste

C_b : fattore funzione del diametro del foro, per $D \leq 11,5$ cm = 1

C_r : fattore funzione della lunghezza delle aste

(0,75-0/4 m; 0,85-4/6 m; 0,95-6/10 m; 1,0 > 10m)

C_s : fattore funzione del metodo di campionamento,

(per punta conica diametro 5,08 cm: 0,75)

Il valore ottenuto deve essere rapportato al peso della massa battente utilizzata mediante la relazione

$$C_f = M_1/M_2 = 1$$

nella quale:

C_f = fattore di correzione

M_1 - M_2 = peso delle masse battenti;

nel caso della strumentazione utilizzata nella presente indagine per le prove DPSH $M_1 = 63,5$ kg,

$M_2 = 63,5$ kg,

e pertanto:

$$C_f = 1$$

Prove Penetrometriche Dinamiche DPSH

I dati ottenuti dalle prove penetrometriche dinamiche, eseguite con penetrometro dinamico super pesante a funzionamento idraulico con massa battente da 63,5 kgf, altezza di caduta costante di 75 cm, punta da 20 cmq, angolo di apertura

alla punta $\beta = 90^\circ$, avanzamento 20 cm (*mod. Pagani TG 63-100/200*) sono stati normalizzati in funzione del rendimento energetico di detto strumento mediante la relazione

$$Cd = \frac{Ep}{0,60}$$

nella quale

Cd = fattore di correzione

Ep = rendimento energetico del penetrometro utilizzato, fornito dalla casa costruttrice: 0,73

e pertanto:

$$Cd = 1,217$$

In funzione dell'energia prodotta dal sistema utilizzato il valore

$$N\alpha = N_{20} \cdot Cd$$

è stato rapportato a quello N_{SPTeq} mediante la relazione proposta da *La Croix e Horn*:

$$N_{SPTeq} = \left(\frac{M \cdot H}{6,2 \cdot D^2 \cdot e} \right) N\alpha$$

nella quale

M = peso del maglio, kgf

H = altezza di caduta, cm

D^2 = diametro della punta, cm

e = avanzamento, cm

tale parametro è stato ricondotto al valore

$$N_{160}$$

mediante la relazione precedentemente descritta.

I dati ottenuti dalle correlazioni sopra esposte sono stati elaborati mediante analisi statistica determinando i valori caratteristici per le unità di strato considerabili "omogenee" riscontrate nelle verticali delle indagini eseguite.

In funzione delle correlazioni e procedure descritti sono stati individuati i parametri geotecnici mediante le relazioni di seguito esposte.

Peso dell'unità di volume

Il peso dell'unità di volume è stato determinato mediante la relazione:

$$\gamma_n = (0.0011 \cdot N_{160}^3 - 0.0528 \cdot N_{160}^2 + 0.9464 \cdot N_{160} + 12.855) \leq 21,5 \text{ (kN/mc)}$$

(*A. Bruschi*, 2005) che fornisce valori di elevato grado di attendibilità per materiali con N_{160} compresi tra 1 e 20.

Angolo di attrito

In base al valore del numero colpi corretto N_{160} è stato determinato il valore dell'angolo di attrito interno mediante la relazione di *De Mello*.

$$\phi' = 19 - 0,38 \sigma'v + 8,73 \log (N_{160})$$

e quella di *Hatanaka e Uchida*

$$\phi' = 20 + (15,4 \cdot N_{60})^{0,5}$$

La prima di dette relazioni fornisce un valore dell'angolo d'attrito con buona approssimazione correlabile a quello di stato critico, la seconda con equivalente affidabilità è riconducibile all'angolo d'attrito interno di picco.

Densità relativa

In funzione delle caratteristiche granulometriche dei materiali riscontrate nelle carote di sondaggio e del tipo di avanzamento del penetrometro dinamico, per la valutazione del grado di addensamento sono state utilizzate la relazione di *Skempton* per materiali fini:

$$Dr = \left\{ \frac{\left[\frac{2}{1 + \frac{\sigma'v_0}{Pa}} \right] N_{160}}{60} \right\}^{0,5}$$

e la relazione di *Yoshida e Kokusho* per sabbie ghiaiose:

$$Dr = 0,18 \cdot N_{60}^{0,57} \cdot (100 \cdot \sigma'v_0 / Pa)^{-0,14}$$

Angolo attrito interno stato critico

In riferimento ai parametri geotecnici ottenuti dalle analisi di laboratorio per le indagini DPSH si è determinato il valore dell'angolo d'attrito interno di stato critico mediante la relazione:

$$\phi_{cr} = \phi_p - \phi\delta$$

nella quale $\phi\delta$ è l'angolo di dilatanza.

Quest'ultimo è stato valutato mediante la relazione di *Horwart, 2004*:

$$\phi\delta = 3 \cdot \left\{ \left\{ Dr \left[10 - \ln \left(\frac{100 \cdot \sigma'f}{Pa} \right) \right] \right\} - 1 \right\}$$

nella quale:

$$\sigma'f = \left[\sigma'v + 2 \left(0,30 \cdot qc_{eq}^{0,22} \cdot \sigma'v^{0,69} \right) \right] / 3$$

nella quale la q_c statica equivalente è stata determinata mediante la relazione di *Kulhawy e Mayne*, 1990:

$$q_{c_{eq}} = 5,44 \cdot D_{50}^{0,26} \cdot N1_{60}$$

Coesione

In riferimento alle caratteristiche dei legami costitutivi dei litotipi presenti nel sottosuolo del sito in esame, che come hanno evidenziato le analisi di laboratorio geotecnico sviluppate mediante prove di taglio diretto consolidate drenate: CD, sono contraddistinti da componenti coesive di tipo meccanico, correlate a debole presenza in componenti carbonatiche che conferisce ai materiali un comportamento rigido fragile, è stato determinato il valore della coesione in termini di tensioni efficaci mediante la relazione di *Coulomb*.

$$c' = cu - \sigma'v \cdot tg\phi'$$

Per quanto riguarda il valore della coesione non drenata: Cu , sono stati utilizzati i valori di resistenza al taglio determinati mediante prove in situ sui tratti di carota recuperati con pocket penetrometer e torvane da campo, privilegiando questi ultimi quando il comportamento fragile ne ha consentito la determinazione; tali parametri sono stati comparati al valore di coesione non drenata stimato in funzione del numero colpi caratteristico:

$N1_{60K}$ mediante la relazione di *Strouud*:

$$cu = \beta \cdot N1_{60}$$

nella quale β è un coefficiente funzione delle caratteristiche litologiche compreso tra 3,5 e 6,5 kPa.

Deformabilità

In riferimento alle caratteristiche litologiche e granulometriche il modulo elastico operativo, che esprime il livello di deformazione del 25%: E_{25} , è stato determinato mediante la relazione di *Jamiolkowski*:

$$E_{25} = (10,5 - 3,5 \cdot DR)N1_{60}$$

I parametri geotecnici ottenuti dalle relazioni sopra esposte sono di seguito descritti nel capitolo Modello Litotecnico Locale e schematicamente riassunti nelle tabelle unità di zona individuate.

Prove Penetrometriche Dinamiche DPM

Per quanto riguarda l'analisi geomeccanica dei dati ottenuti dalle prove penetrometriche dinamiche medie si sono determinati i valori di N_{spt} equivalenti, dal rapporto del bilancio energetico tra i penetrometri utilizzati e quello della prova SPT

$$cf = 2,0$$

e successivamente definiti i valori di resistenza alla punta statica equivalente, mediante la relazione di *Huizinga - Meyerhof*:

$$R_p = \alpha \cdot N_{spt}$$

Il parametro α oltre ai valori di letteratura scientifica in materia funzione delle dimensioni dei granuli, è stato definito in base al rapporto resistenza alla punta del penetrometro dinamico (equazione degli olandesi) per prove penetrometriche dinamiche effettuate con avanzamento accoppiato ad iniezione di fanghi tixotropici comparato con i valori di q_c del penetrometro statico relativi ad indagini eseguite dallo scrivente, con detti tipi di prospezione geognostica, effettuate a piccole distanze tra loro praticamente adiacenti, in terreni con caratteristiche granulometriche e grado di saturazione idrica equivalenti.

In rapporto a quanto esposto i valori ottenuti sono stati elaborati in parametri caratteristici ed in funzione di quest'ultimi si sono ricavati dalla coesione non drenata c_u , dalla relazione di *Begemann* e della relazione del *MIT*, l'angolo d'attrito interno in termini di tensioni efficaci Φ' dalla correlazione di *Sandven* e da quella di *Caquot*, la coesione in termini di tensioni efficaci dall'equazione di *Culomb* e dalla correlazione di *Merse*, il grado di consolidazione dalla relazione di *Kulhawy e Mayne*, la densità relativa dalla correlazione di *Jamiokowski*.

Come precedentemente descritto i parametri ottenuti da dette correlazioni, sono schematicamente riassunte nelle tabelle unità di zona individuate.

Modello litotecnico locale

Dalla comparazione delle verticali delle indagini penetrometriche dinamiche superpesanti DPSH e dinamiche medie DPM con il sondaggio meccanico effettuato è stata definita la sequenza litotecnica locale.

L'individuazione degli orizzonti a differente grado di consistenza è stata inoltre determinata rapportando i livelli litologici alle unità di strato sismotecniche identificate mediante la prova in foro di sondaggio con metodo Down Hole eseguita nel sondaggio S1 ed ai principali contrasti di impedenza evidenziati dalle prospezioni MASW/Re. Mi.

Da dette analisi si evince che la successione litotecnica dei primi 4/6 m del sottosuolo dell'area di realizzazione del piazzale, superati i primi 0,5/1,0 metri dal

piano campagna formati da materiali di riporto, è caratterizzata dalla presenza del substrato argillitico ad eccezione di una fascia larga 10/12 m. al bordo orientale adiacente alla statale costituita da riporti (vds. profili tomografia sismica ed elettrica).

La prova Down Hole eseguita nel sondaggio perforato a 8 m di distanza a valle della paratia ha evidenziato la presenza di una litozona ad elevato grado di consistenza, formata dal substrato argillitico attribuibile alle Argille Varicolori di Cassio che prosegue sino a profondità di -6/-6,5 m pc e alle quote sottostanti sono sostituite dalle argilliti della formazione delle Argille a Palombini (APA) che hanno evidenziato un elevato grado di consistenza.

Nell'area di realizzazione del piazzale il substrato argillitico si rinviene a -0,6 ÷ 1,0 m dal piano piazzale immediatamente alle quote sottostanti il massetto ghiaioso sabbioso di sottofondo. Fa eccezione a tale condizione la fascia più orientale con larghezza di 10/12 m, adiacente alla SS n° 63, nella quale sono stati effettuati riporti con spessori che aumentano da 0,5 a 3,2 m in direzione di detto asse viario.

L'ubicazione delle indagini eseguite è riportata nell'allegata planimetria ed i risultati ottenuti visualizzati negli allegati certificati: prova penetrometrica, sondaggio meccanico.

La zona di realizzazione del piazzale e costruzione della tettoia in metallo è contraddistinta da caratteristiche omogenee nel settore che si estende sino a 10/12 m di distanza dalla SS n° 63; le caratteristiche sono di seguito descritte suddividendo in unità 1/2 a 1bis / 2bis rispettivamente riferite alla zona piazzale senza riporti e fascia larga 10/12 m adiacente alla SS n 63 con presenza di riporti (bis).

Orizzonte	Descrizione litotecnica	Parametri caratteristici
<p>Unità 1a Da piano campagna a -0,5/-1/-1,5 m pc (zona piazzale).</p>	Materiali di riporto limoso argillosi ghiaioso sabbiosi, eterometrici costituiti da ghiaie sabbiose -sabbie ghiaioso limose di sottofondo piazzale	$N_{20} = 5$ $N_{spt_{eqk}} = 8$ $c_{uk} = 0,53 \text{ kgf/cm}^2$ $c'_k = 0,12 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_{kp} = 28^\circ$ $\phi'_{kc} = 25^\circ$ $\gamma_{kr} = 0,0019 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 64 \text{ kgf/cm}^2$
<p>Unità 2a Da -1/-1,5 m a -2/-3 ÷ >-6,5 m p. c (zona piazzale).</p>	Argilliti grigie con venature rossastre e verdognole.	$N_{20k} = 7$ $N_{spt_{eq}} = 10$ $c_{uk} = 0,80 \text{ kgf/cm}^2$ $c'_k = 0,12 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_{kp} = 30^\circ$ $\phi'_{kc} = 27^\circ$ $\gamma_k = 0,00215 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 65 \text{ kgf/cm}^2$

Orizzonte	Descrizione litotecnica	Parametri caratteristici
Unità 1bis Da pc a -2,5/-3,2 m p.c. (fascia SS 63)	Materiali rimaneggiati e/o di riporto, limoso argilloso sabbiosi a zone sabbioso limose con ghiaie fini (1 - 2 cm).	$N_{20k} = 1,5$ $N_{spt_{eqk}} = 2,3$ $c_{uk} = 0,1 \text{ kgf/cmq}$ $c'_k = 0,0 \text{ kgf/cmq}$ $\phi'_{kp} = 18^\circ$ $\phi'_{kc} = 17^\circ$ $\gamma_k = 0,0018 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 25 \text{ kgf/cm}^2$
Unità 2bis Da -2,5/-3,2 a -4/-5 m p.c. (fascia SS 63)	Argilliti grigie con venature rossastre e verdognole.	$N_{20k} = 7$ $N_{spt_{eqk}} = 10$ $c_{uk} = 0,8 \text{ kgf/cm}^2$ $c'_k = 0,12 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_{kp} = 28^\circ$ $\phi'_{kc} = 24^\circ$ $\gamma_k = 0,00215 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 65 \text{ kgf/cm}^2$

Legenda dati: $\phi'p$ = angolo di attrito interno di picco; $\phi'c$ = angolo di attrito interno di stato critico; c' = coesione drenata; c_u = coesione non drenata; γ = peso di volume; E_{ed} = modulo edometrico.

Suscettività di Liquefazione

La valutazione della pericolosità di liquefazione in considerazione della sostanziale equivalenza dei litotipi presenti nel sottosuolo è stata effettuata in base ai valori ottenuti dai Limiti di Atterberg ed analisi granulometriche.

I campioni esaminati hanno fornito frazioni delle Componenti Fini (<0,0074 mm) corrispondenti a

$$FC = 78/87/82\%$$

e valori dell'Indice di Plasticità equivalenti a:

$$PI = 22/24/29\%$$

In base alle sopradescritte caratteristiche la probabilità di liquefazione è praticamente nulla (Linee Guida AGI, 2005 – Allegato A3 A DGR 2193/2015).

PORTANZA DEI TERRENI

La valutazione del carico ammissibile sul terreno è funzione del tipo di variabilità verticale e laterale del grado di compressibilità del sottosuolo. Ne consegue che la pressione da trasmettere ai terreni di fondazione deve determinare cedimenti totali e differenziali contenuti nel limite di accettabilità per le strutture in elevazione.

Nel contesto di quanto esposto, le tensioni trasmesse dovranno rientrare nel campo delle reazioni delle terre di tipo elastico – elastoplastico in campo lineare.

Tensioni ammissibili

Per il calcolo del carico ammissibile sul terreno si è utilizzata la relazione di *Meyerhof*:

$$q_a = q_c / f$$

dove:

q_a = carico ammissibile sui terreni in kgf/cm²

q_c = valore della resistenza alla punta in kgf/cm² (q_c della relazione di *Kulhawy e Mayne*)

f = fattore di sicurezza funzione delle caratteristiche del penetrometro usato e della punta con cui si è attrezzato lo stesso, del rapporto D/B e cioè tra profondità del piano di posa e larghezza della fondazione.

ottenendo:

$$q_a = 1,20 \text{ kgf/cm}^2$$

per un piano di posa delle opere fondali:

ad una profondità dal piano piazzale corrispondente a

$$D = -0,8 \text{ m p.c.}$$

STATO LIMITE ULTIMO DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Per l'analisi geomeccanica si sono determinati i valori caratteristici del numero colpi del penetrometro dinamico relativi ad ogni metro o parte di metro, di ogni singola prova in funzione dell'area di impronta della tettoia metallica per la valutazione di detti parametri sono state considerate le prove penetrometriche DPSH4 e DPSH7.

Il calcolo del valore della resistenza del terreno allo stato limite ultimo per fondazioni dirette a plinti con solette a comportamento poco flessibile, tra loro collegati, si è eseguito utilizzando la relazione di *Terzaghi*, integrata dai coefficienti di *Hansen*:

$$q_d = c\delta_c N'_c + q_0 \delta_q N'_q + \delta_\gamma 1/2 \gamma B N'_\gamma$$

dove:

N'_c, N'_q, N'_γ = coefficienti di capacità portante in funzione di ϕ . Si adottano i valori N' in rapporto al tipo di compressibilità dei litotipi riscontrati.

$\delta_c, \delta_q, \delta_\gamma$ = coefficienti in forma funzione del rapporto B/L

q_0 = peso efficace del terreno al piano di incastro della fondazione e che contribuisce alla resistenza in relazione al carico laterale dei terreni in kgf/cmq

γ = peso di volume del terreno in kgf/cm³

c = coesione del terreno in kgf/cm²

B = larghezza della fondazione in cm

L = lunghezza della fondazione in cm

Per quanto riguarda l'analisi geomeccanica dei parametri caratteristici, come precedentemente descritto, si sono ricavati della coesione non drenata c_u dalla relazione di *Stroud* e dalla relazione di *A. Bruschi*, l'angolo d'attrito interno in termini di tensioni efficaci ϕ' dalla correlazione di *De Mello* e da quella di *Uchida – HatanaKa*, la coesione in termini di tensioni efficaci dall'equazione di *Coulomb* e dalla correlazione di *Merse*, il grado di consolidazione dalla relazione di *Kulhawy e Mayne*.

Detti valori, in funzione della profondità di posa delle fondazioni e dimensioni delle stesse, sono stati determinati in riferimento allo spessore di terreno sottostante le opere fondali coinvolto dall'involuppo di spirale logaritmica delle sollecitazioni generate dal cuneo di penetrazione delle fondazioni nel contesto dell'insieme opera – terreno, in base alla media ponderale dei parametri che caratterizzano le unità geotecniche dei primi 1/5 m del sottosuolo.

STATO LIMITE ULTIMO DEI TERRENI DI FONDAZIONE IN CONDIZIONI STATICHE

In riferimento ai dettati del DM 17/01/18, sono state determinate le caratteristiche di resistenza del terreno di fondazione allo stato limite ultimo (SLU) adottando i parametri previsti nella tab. 6.2.II – condizioni M1 e M2 del suddetto D.M, che parzializzano i coefficienti geotecnici.

Le verifiche in funzione dei tipi di terreni riscontrati nel sito esaminato e dello spessore delle unità geotecniche coinvolte dalle sollecitazioni indotte dal cuneo di penetrazione delle fondazioni, della profondità del piano di posa di queste ultime, sono state effettuate sia in termini di tensioni totali, condizioni non drenate, che in termini di tensioni efficaci, condizioni drenate.

Detti valori, per una profondità del piano di posa delle fondazioni a -0,8 m dal piano campagna, dovranno essere inseriti negli approcci di verifica scelti dal progettista delle strutture e diminuiti dal coefficiente di riduzione della resistenza del sistema (γ_r).

		ϕ'	c' kgf/cmq	γ_n kgf/cmq	D' cm	N'_c	N'_q	N'_γ
M1	Condizioni drenate	25°	0,12	0,0019	60	16,0	7,8	3,8
	Condizioni non drenate	0	cu kgf/cmq 0,53	0.0019	60	5,14	0	0

		ϕ'	c' kgf/cmq	γ_n kgf/cmq	D' cm	N'_c	N'_q	N'_γ
M2	Condizioni drenate	20,5°	0,096	0,0019	60	15,5	7,0	3,0
	Condizioni non drenate	0	cu kgf/cmq 0,378	0.0019	60	5,14	0	0

Condizioni di calcolo	Capacità resistenti kgf/cmq	
	Utilizzo coefficienti M1	Utilizzo coefficienti M2
Condizioni drenate	3,482 kgf/cmq	2,945kgf/cmq
Condizioni non drenate	3,383 kgf/cmq	2,465 kgf/cmq

Verifica portanza terreni allo stato limite ultimo

La verifica alla portanza allo stato limite ultimo per fondazioni superficiali (par. 6.4.2.1 – DM 17/01/2018), prevede che l'insieme opera – terreno sia verificato seguendo l'approccio di seguito esposto, applicando i coefficienti parziali γ_r esposti nella tabella 6.4.I. per la definizione della resistenza di progetto (R_d), dove:

$$R_d = \frac{R}{\gamma_r}$$

Approccio 2:**- Combinazione (A1+M1+R3)**

$$E_d \leq R_d = \frac{R}{2,3}$$

dove:

E_d = Valore di progetto delle azioni

R_d = Valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

γ_r = Coefficienti parziali (Tab. 6.4.I)

	<i>Fondazioni a plinti</i>
Approccio 2: - Combinazione unica: (A1+M1+R3)	$E_d \leq 1,471 \text{ kgf/cmq}$

STATO LIMITE ULTIMO DEI TERRENI DI FONDAZIONE IN CONDIZIONI DINAMICHE

In riferimento ai dettati del DM 17/01/18, sono state determinate le caratteristiche di resistenza del terreno di fondazione allo stato limite ultimo (SLU-SLV) in condizioni di presenza di sisma adottando il metodo di *Richards et al.* (1993).

Tale modello di calcolo prevede l'applicazione di fattori riduttivi della capacità portante in condizioni statiche, funzione dell'inerzia strutturale (effetto inerziale), dell'inerzia del terreno (effetto cinematico), dell'eventuale presenza di inclinazione e/o eccentricità del carico. Tale relazione è esplicita nella formulazione:

$$q_{lim,e} = i_c \cdot \delta_c \cdot c' \cdot N_c + i_q \cdot \delta_q \cdot q_0 \cdot N_q + \frac{1}{2} i_\gamma \cdot \delta_\gamma \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma$$

dove:

$q_{lim,e}$ = capacità portante in condizioni dinamiche

$\delta_c, \delta_q, \delta_\gamma$ = coefficienti i forma funzione del rapporto B/L

q_0 = peso efficace del terreno al piano di incastro della fondazione e che contribuisce alla resistenza in relazione al carico laterale dei terreni in kgf/cmq

γ = peso di volume del terreno in kgf/cm³

c' = coesione del terreno in kgf/cm²

B = larghezza della fondazione in cm

L = lunghezza della fondazione in cm

i_c, i_q, i_γ = coefficienti riduttivi funzione delle accelerazioni di progetto e dei fattori di amplificazione.

In riferimento ai dettati della circolare esplicativa n°617/2009 l'effetto inerziale della struttura è stato applicato all'intero valore di capacità portante, mentre l'effetto cinematico incide solo sul coefficiente N_γ . Le verifiche sono state condotte in condizioni drenate poiché non esistono modelli analitici validati e dati relativi che evidenzino una riduzione di capacità portante in condizioni non drenate. Le verifiche sismiche effettuate con l'EC8 evidenziano per terre coesive riduzioni non significative.

M1	i_c	i_q	i_r	M2	i_c	i_q	i_r
	0,84	0,86	0,75		0,83	0,86	0,73
Capacità resistenti kgf/cmq							
Condizioni di calcolo	Utilizzo coefficienti M1			Utilizzo coefficienti M2			
Condizioni drenate	2,917 kgf/cmq			2,449 kgf/cmq			

Verifica portanza terreni allo stato limite ultimo in condizioni sismiche

La verifica alla portanza allo stato limite ultimo per fondazioni superficiali (par. 6.4.2.1 – DM 17/01/2018), prevede che l'insieme opera – terreno sia verificato seguendo l'approccio di seguito esposto, applicando i coefficienti parziali γ_r esposti nella tabella 6.4.I. per la definizione della resistenza di progetto (R_d), dove:

$$R_d = \frac{R}{\gamma_r}$$

Approccio 2:**- Combinazione (A1+M1+R3)**

$$E_d \leq R_d = \frac{R}{2,3}$$

dove:

E_d = Valore di progetto delle azioni

R_d = Valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

γ_r = Coefficienti parziali (Tab. 6.4.I)

	<i>Fondazioni a Plinti</i>
Approccio 2: - Combinazione: (A1+M1+R3)	$E_d \leq 1,268 \text{ kgf/cm}^2$

STATO LIMITE DI ESERCIZIO - CEDIMENTI

In funzione del tipo di variabilità verticale e laterale delle caratteristiche litologico granulometriche, del grado di compressibilità dei litotipi riscontrati nei primi 4/6 m del sottosuolo della zona del piazzale oggetto di costruzione della tettoia metallica, si sono determinati i valori degli abbassamenti dei terreni di sottofondazione per fondazioni dirette a plinti con solette a comportamento poco flessibile, tra loro collegati.

Per il calcolo dei cedimenti si è utilizzata la relazione:

$$\Delta H = H_o \cdot \Delta p \cdot m_v$$

dove:

ΔH = cedimento totale in cm

H_o = spessore degli strati considerati in cm

Δp = sovraccarico residuo sullo strato considerato in base al modello matematico di *Newmark*.

m_v = coefficiente di compressibilità di volume ottenuto dalla relazione di *Schmertmaum*: $m_v = 1/\alpha \cdot N_{160}$, nella quale α è un fattore funzione della litologia formante lo strato a spessore H_o considerato.

In rapporto a quanto esposto, per fondazioni dirette a plinti con solette a comportamento poco flessibile, tra loro collegati, come da dimensionamento preliminare delle strutture, soggette a carichi centrati e verticali allo SLE corrispondenti a 1,0 kgf/cm², con piano di posa: D = -80 cm da p.c. considerato il decremento di tensione sul terreno correlato al coefficiente di incastro della fondazione, si ottengono i cedimenti di seguito esposti:

PROVA CPT N°	Plinti	
	B = 100 cm	B = 150 cm
4	1,37	1,88
7	2,00	2,81

Cedimenti assoluti a -4/-6 m p.c.

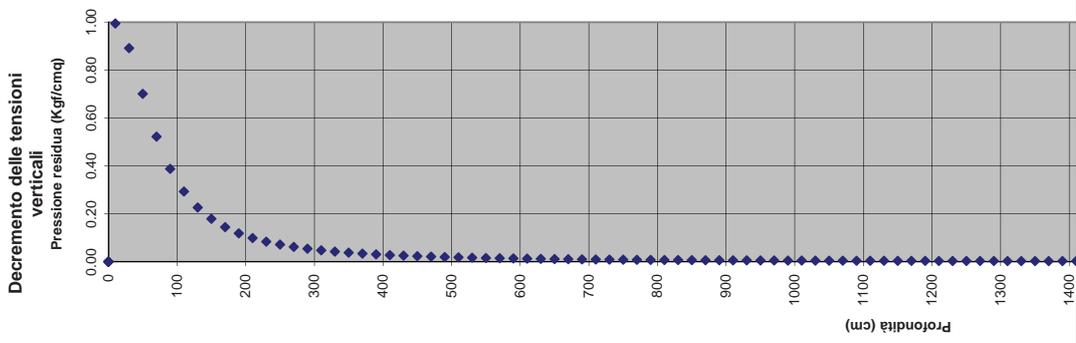
Cedimenti totali di questa entità sono usuali per terreni con proprietà geomeccaniche simili a quelle riscontrate nel sito esaminato, per tensioni sul suolo, tipi di fondazione e profondità del piano di posa equivalenti a quelle considerate per gli interventi in oggetto.

In base ai valori degli abbassamenti ottenuti, risultano cedimenti differenziali, Δh , e valori di distorsione angolare δ/L , in funzione del tipo di interazione tra le isobare generate dalle fondazioni in rapporto alla profondità, dimensioni delle solette, agli interassi tra le stesse ed alla presenza di terreni praticamente incompressibili dalla profondità di -4,0 m pc, corrispondenti a:

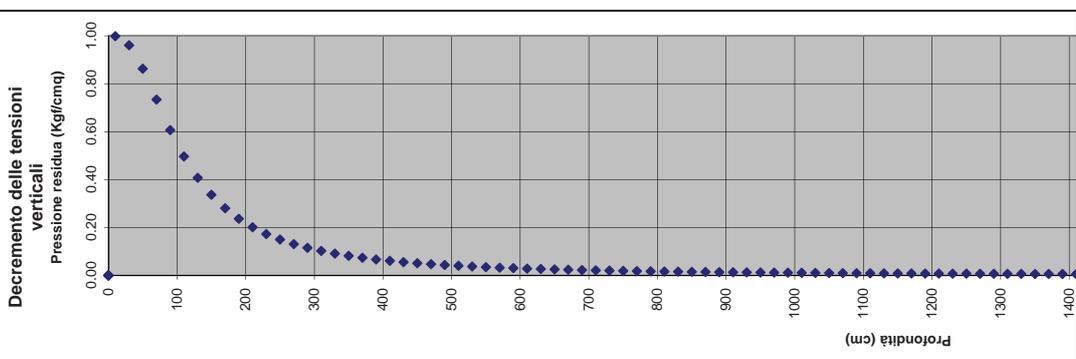
Prova n°	Plinti	
	Δh cm	δ/L
4 - 7	1,30	$1,06 \cdot 10^{-3}$
4 - 4	0,51	$0,82 \cdot 10^{-3}$
7 - 7	0,77	$1,18 \cdot 10^{-3}$

I valori di cedimento differenziale e di distorsione angolare ottenuti rientrano nel campo dell'accettabilità e sono contenuti nel limite di ritiro del C.A.

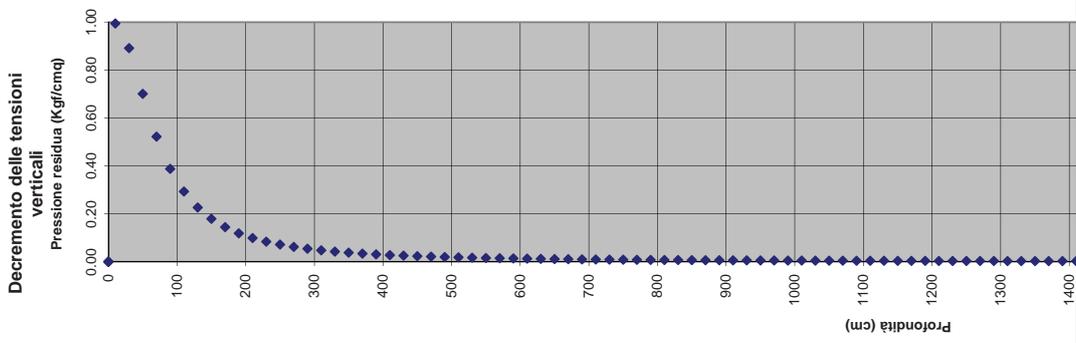
CEDIMENTI PROVVA N° FONDAZIONE				4				Bertolotti			
Carico amm. qa = Piano di posa D = Larghez. fond. B = Lunghez. fond. L =				plinti				Data: Località: Cantiere: Fald:; Quota:			
1.2 Kgf/cmq 80 cm 100 cm 100 cm								05/02/1998 CNM (RE) -2.25 m. da p.c. piano piazzale			
Distanza calcolo del cedimento dal centro della fondaz. X =								0			
Strato	Spessore	DA	A	Z	L/J	σ/n strato	Δ/n totale				
1	20	0	0.2	0	0.00	0.00	0.00				
2	20	0.2	0.4	0	0.00	0.00	0.00				
3	20	0.4	0.6	0	0.00	0.00	0.00				
4	20	0.6	0.8	0	0.00	0.00	0.00				
5	20	0.8	1	10	0.89	0.28	0.28				
6	20	1	1.2	30	0.89	0.27	0.55				
7	20	1.2	1.4	50	0.70	0.76	0.76				
8	20	1.4	1.6	70	0.52	0.92	0.82				
9	20	1.6	1.8	90	0.39	0.11	1.03				
10	20	1.8	2	110	0.29	0.08	1.11				
11	20	2	2.2	130	0.23	0.06	1.17				
12	20	2.2	2.4	150	0.18	0.04	1.25				
13	20	2.4	2.6	170	0.14	0.04	1.25				
14	20	2.6	2.8	190	0.16	0.02	1.23				
15	20	2.8	3	210	0.16	0.02	1.23				
16	20	3	3.2	230	0.08	0.02	1.33				
17	20	3.2	3.4	250	0.07	0.01	1.34				
18	20	3.4	3.6	270	0.06	0.01	1.35				
19	20	3.6	3.8	290	0.05	0.01	1.37				
20	20	3.8	4	310	0.05	0.01	1.37				
21	20	4	4.2	330	0.04	#DIV/0!	#DIV/0!				
22	20	4.2	4.4	350	0.04	#DIV/0!	#DIV/0!				
23	20	4.4	4.6	370	0.03	#DIV/0!	#DIV/0!				
24	20	4.6	4.8	390	0.03	#DIV/0!	#DIV/0!				
25	20	4.8	5	410	0.03	#DIV/0!	#DIV/0!				
26	20	5	5.2	430	0.03	#DIV/0!	#DIV/0!				
27	20	5.2	5.4	450	0.02	#DIV/0!	#DIV/0!				
28	20	5.4	5.6	470	0.02	#DIV/0!	#DIV/0!				
29	20	5.6	5.8	490	0.02	#DIV/0!	#DIV/0!				
30	20	5.8	6	510	0.02	#DIV/0!	#DIV/0!				
31	20	6	6.2	530	0.02	#DIV/0!	#DIV/0!				
32	20	6.2	6.4	550	0.02	#DIV/0!	#DIV/0!				
33	20	6.4	6.6	570	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
34	20	6.6	6.8	590	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
35	20	6.8	7	610	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
36	20	7	7.2	630	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
37	20	7.2	7.4	650	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
38	20	7.4	7.6	670	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
39	20	7.6	7.8	690	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
40	20	7.8	8	710	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
41	20	8	8.2	730	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
42	20	8.2	8.4	750	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
43	20	8.4	8.6	770	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
44	20	8.6	8.8	790	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
45	20	8.8	9	810	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
46	20	9	9.2	830	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
47	20	9.2	9.4	850	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
48	20	9.4	9.6	870	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
49	20	9.6	9.8	890	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
50	20	9.8	10	910	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
51	20	10	10.2	930	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
52	20	10.2	10.4	950	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
53	20	10.4	10.6	970	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
54	20	10.6	10.8	990	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!				
55	20	10.8	11	1010	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!				
56	20	11	11.2	1030	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!				
57	20	11.2	11.4	1050	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!				
58	20	11.4	11.6	1070	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!				
59	20	11.6	11.8	1090	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!				
60	20	11.8	12	1110	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!				
61	20	12	12.2	1130	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!				
62	20	12.2	12.4	1150	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!				
63	20	12.4	12.6	1170	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!				
64	20	12.6	12.8	1190	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!				
65	20	12.8	13	1210	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!				
66	20	13	13.2	1230	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!				
67	20	13.2	13.4	1250	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!				
68	20	13.4	13.6	1270	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!				
69	20	13.6	13.8	1290	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!				
70	20	13.8	14	1310	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!				



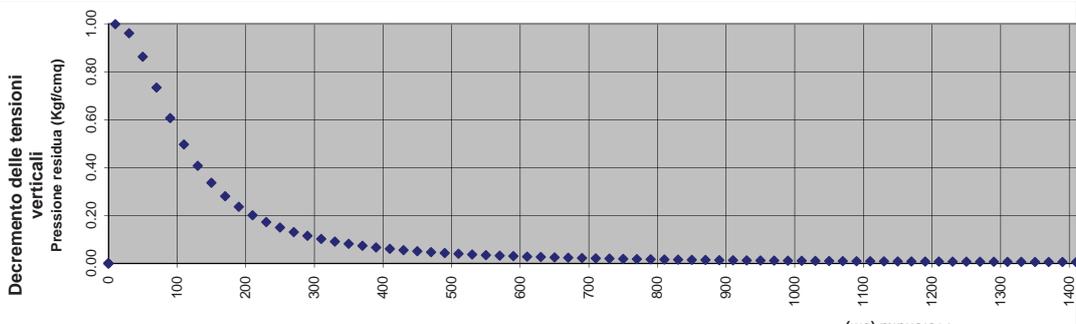
CEDIMENTI PROVVA N° FONDAZIONE				4				Bertolotti			
Carico amm. qa = Piano di posa D = Larghez. fond. B = Lunghez. fond. L =				plinti				Data: Località: Cantiere: Fald:; Quota:			
1.2 Kgf/cmq 80 cm 150 cm 150 cm								05/02/1998 CNM (RE) -2.25 m. da p.c. piano piazzale			
Distanza calcolo del cedimento dal centro della fondaz. X =								0			
Strato	Spessore	DA	A	Z	L/J	σ/n strato	Δ/n totale				
1	20	0	0.2	0	0.00	0.00	0.00				
2	20	0.2	0.4	0	0.00	0.00	0.00				
3	20	0.4	0.6	0	0.00	0.00	0.00				
4	20	0.6	0.8	0	0.00	0.00	0.00				
5	20	0.8	1	10	1.0	0.28	0.28				
6	20	1	1.2	30	0.96	0.27	0.57				
7	20	1.2	1.4	50	0.86	0.27	0.84				
8	20	1.4	1.6	70	0.73	0.21	1.05				
9	20	1.6	1.8	90	0.61	0.17	1.22				
10	20	1.8	2	110	0.50	0.14	1.36				
11	20	2	2.2	130	0.41	0.11	1.47				
12	20	2.2	2.4	150	0.34	0.08	1.55				
13	20	2.4	2.6	170	0.28	0.08	1.63				
14	20	2.6	2.8	190	0.24	0.05	1.69				
15	20	2.8	3	210	0.21	0.05	1.79				
16	20	3	3.2	230	0.17	0.04	1.78				
17	20	3.2	3.4	250	0.15	0.03	1.84				
18	20	3.4	3.6	270	0.13	0.03	1.84				
19	20	3.6	3.8	290	0.11	0.02	1.86				
20	20	3.8	4	310	0.10	0.02	1.86				
21	20	4	4.2	330	0.09	#DIV/0!	#DIV/0!				
22	20	4.2	4.4	350	0.08	#DIV/0!	#DIV/0!				
23	20	4.4	4.6	370	0.07	#DIV/0!	#DIV/0!				
24	20	4.6	4.8	390	0.07	#DIV/0!	#DIV/0!				
25	20	4.8	5	410	0.06	#DIV/0!	#DIV/0!				
26	20	5	5.2	430	0.06	#DIV/0!	#DIV/0!				
27	20	5.2	5.4	450	0.05	#DIV/0!	#DIV/0!				
28	20	5.4	5.6	470	0.05	#DIV/0!	#DIV/0!				
29	20	5.6	5.8	490	0.04	#DIV/0!	#DIV/0!				
30	20	5.8	6	510	0.04	#DIV/0!	#DIV/0!				
31	20	6	6.2	530	0.04	#DIV/0!	#DIV/0!				
32	20	6.2	6.4	550	0.03	#DIV/0!	#DIV/0!				
33	20	6.4	6.6	570	0.03	#DIV/0!	#DIV/0!				
34	20	6.6	6.8	590	0.03	#DIV/0!	#DIV/0!				
35	20	6.8	7	610	0.03	#DIV/0!	#DIV/0!				
36	20	7	7.2	630	0.03	#DIV/0!	#DIV/0!				
37	20	7.2	7.4	650	0.02	#DIV/0!	#DIV/0!				
38	20	7.4	7.6	670	0.02	#DIV/0!	#DIV/0!				
39	20	7.6	7.8	690	0.02	#DIV/0!	#DIV/0!				
40	20	7.8	8	710	0.02	#DIV/0!	#DIV/0!				
41	20	8	8.2	730	0.02	#DIV/0!	#DIV/0!				
42	20	8.2	8.4	750	0.02	#DIV/0!	#DIV/0!				
43	20	8.4	8.6	770	0.02	#DIV/0!	#DIV/0!				
44	20	8.6	8.8	790	0.02	#DIV/0!	#DIV/0!				
45	20	8.8	9	810	0.02	#DIV/0!	#DIV/0!				
46	20	9	9.2	830	0.02	#DIV/0!	#DIV/0!				
47	20	9.2	9.4	850	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
48	20	9.4	9.6	870	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
49	20	9.6	9.8	890	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
50	20	9.8	10	910	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
51	20	10	10.2	930	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
52	20	10.2	10.4	950	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
53	20	10.4	10.6	970	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
54	20	10.6	10.8	990	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
55	20	10.8	11	1010	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
56	20	11	11.2	1030	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
57	20	11.2	11.4	1050	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
58	20	11.4	11.6	1070	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
59	20	11.6	11.8	1090	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
60	20	11.8	12	1110	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
61	20	12	12.2	1130	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
62	20	12.2	12.4	1150	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
63	20	12.4	12.6	1170	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
64	20	12.6	12.8	1190	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
65	20	12.8	13	1210	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
66	20	13	13.2	1230	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
67	20	13.2	13.4	1250	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
68	20	13.4	13.6	1270	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
69	20	13.6	13.8	1290	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				
70	20	13.8	14	1310	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!				



CEDIMENTI PROVAN° FONDAZIONE				7				Commitente: Amm. Comm. Correggio				Data: 05/02/1998			
Carico amm. qa = 1.2 Kgf/cmq				pilotti				Località: Correggio (RE)				Amm. Comm. Correggio			
Piano di posa D = 60 cm				cm				Cantiere: Scuola primaria Rodari - Cantona				Correggio (RE)			
Larghezza fond. B = 100 cm				cm				Faldè: -2.25 m. da p.c.				-2.25 m. da p.c.			
Lunghezza fond. L = 100 cm				cm				Quota: piano piazzale				piano piazzale			
Distanza calcolo del cedimento dal centro della fondaz. X = 0															
Strato	Spessore	DA	A	Z	L/J	σ/n strato	Δ/n totale								
1	20	0	0.2	0	0.00	0.00	0.00								
2	20	0.2	0.4	0	0.00	0.00	0.00								
3	20	0.4	0.6	0	0.00	0.00	0.00								
4	20	0.6	0.8	10	0.89	0.37	0.73								
5	20	0.8	1	30	0.89	0.36	0.73								
6	20	1	1.2	50	0.70	0.28	1.01								
7	20	1.2	1.4	70	0.52	0.26	1.27								
8	20	1.4	1.6	90	0.39	0.19	1.46								
9	20	1.6	1.8	110	0.29	0.11	1.57								
10	20	1.8	2	130	0.23	0.08	1.65								
11	20	2	2.2	150	0.16	0.06	1.71								
12	20	2.2	2.4	170	0.14	0.06	1.76								
13	20	2.4	2.6	190	0.12	0.05	1.81								
14	20	2.6	2.8	210	0.09	0.03	1.86								
15	20	2.8	3	230	0.08	0.02	1.88								
16	20	3	3.2	250	0.07	0.02	1.88								
17	20	3.2	3.4	270	0.06	0.02	1.90								
18	20	3.4	3.6	290	0.05	0.01	1.91								
19	20	3.6	3.8	310	0.05	0.01	1.92								
20	20	3.8	4	330	0.04	0.01	1.94								
21	20	4	4.2	350	0.04	0.01	1.95								
22	20	4.2	4.4	370	0.03	0.01	1.95								
23	20	4.4	4.6	390	0.03	0.01	1.96								
24	20	4.6	4.8	410	0.03	0.01	1.97								
25	20	4.8	5	430	0.03	0.01	1.98								
26	20	5	5.2	450	0.02	0.01	1.98								
27	20	5.2	5.4	470	0.02	0.01	1.99								
28	20	5.4	5.6	490	0.02	0.00	2.00								
29	20	5.6	5.8	510	0.02	0.00	2.00								
30	20	5.8	6	530	0.02	0.00	2.00								
31	20	6	6.2	550	0.02	#DIV/0!	#DIV/0!								
32	20	6.2	6.4	570	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
33	20	6.4	6.6	590	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
34	20	6.6	6.8	610	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
35	20	6.8	7	630	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
36	20	7	7.2	650	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
37	20	7.2	7.4	670	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
38	20	7.4	7.6	690	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
39	20	7.6	7.8	710	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
40	20	7.8	8	730	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
41	20	8	8.2	750	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
42	20	8.2	8.4	770	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
43	20	8.4	8.6	790	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
44	20	8.6	8.8	810	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
45	20	8.8	9	830	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
46	20	9	9.2	850	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
47	20	9.2	9.4	870	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
48	20	9.4	9.6	890	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
49	20	9.6	9.8	910	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
50	20	9.8	10	930	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
51	20	10	10.2	950	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
52	20	10.2	10.4	970	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
53	20	10.4	10.6	990	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!								
54	20	10.6	10.8	1010	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!								
55	20	10.8	11	1030	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!								
56	20	11	11.2	1050	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!								
57	20	11.2	11.4	1070	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!								
58	20	11.4	11.6	1090	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!								
59	20	11.6	11.8	1110	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!								
60	20	11.8	12	1130	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!								
61	20	12	12.2	1150	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!								
62	20	12.2	12.4	1170	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!								
63	20	12.4	12.6	1190	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!								
64	20	12.6	12.8	1210	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!								
65	20	12.8	13	1230	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!								
66	20	13	13.2	1250	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!								
67	20	13.2	13.4	1270	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!								
68	20	13.4	13.6	1290	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!								
69	20	13.6	13.8	1310	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!								
70	20	13.8	14	1330	0.00	#DIV/0!	#DIV/0!								



CEDIMENTI PROVAN° FONDAZIONE				7				Commitente: Amm. Comm. Correggio				Data: 05/02/1998			
Carico amm. qa = 1.2 Kgf/cmq				pilotti				Località: Correggio (RE)				Amm. Comm. Correggio			
Piano di posa D = 60 cm				cm				Cantiere: Scuola primaria Rodari - Cantona				Correggio (RE)			
Larghezza fond. B = 150 cm				cm				Faldè: -2.25 m. da p.c.				-2.25 m. da p.c.			
Lunghezza fond. L = 150 cm				cm				Quota: piano piazzale				piano piazzale			
Distanza calcolo del cedimento dal centro della fondaz. X = 0															
Strato	Spessore	DA	A	Z	L/J	σ/n strato	Δ/n totale								
1	20	0	0.2	0	0.00	0.00	0.00								
2	20	0.2	0.4	0	0.00	0.00	0.00								
3	20	0.4	0.6	0	0.00	0.00	0.00								
4	20	0.6	0.8	10	1.00	0.37	0.76								
5	20	0.8	1	30	0.96	0.39	0.76								
6	20	1	1.2	50	0.86	0.35	1.11								
7	20	1.2	1.4	70	0.77	0.36	1.47								
8	20	1.4	1.6	90	0.61	0.30	1.77								
9	20	1.6	1.8	110	0.50	0.18	1.95								
10	20	1.8	2	130	0.41	0.15	2.10								
11	20	2	2.2	150	0.34	0.10	2.21								
12	20	2.2	2.4	170	0.28	0.11	2.31								
13	20	2.4	2.6	190	0.24	0.08	2.46								
14	20	2.6	2.8	210	0.20	0.07	2.55								
15	20	2.8	3	230	0.17	0.05	2.62								
16	20	3	3.2	250	0.15	0.04	2.65								
17	20	3.2	3.4	270	0.13	0.04	2.69								
18	20	3.4	3.6	290	0.11	0.03	2.69								
19	20	3.6	3.8	310	0.10	0.03	2.64								
20	20	3.8	4	330	0.09	0.02	2.67								
21	20	4	4.2	350	0.08	0.02	2.69								
22	20	4.2	4.4	370	0.07	0.02	2.71								
23	20	4.4	4.6	390	0.07	0.02	2.73								
24	20	4.6	4.8	410	0.06	0.02	2.74								
25	20	4.8	5	430	0.06	0.01	2.76								
26	20	5	5.2	450	0.05	0.01	2.77								
27	20	5.2	5.4	470	0.05	0.01	2.78								
28	20	5.4	5.6	490	0.04	0.01	2.79								
29	20	5.6	5.8	510	0.04	0.01	2.80								
30	20	5.8	6	530	0.04	0.01	2.81								
31	20	6	6.2	550	0.03	#DIV/0!	#DIV/0!								
32	20	6.2	6.4	570	0.03	#DIV/0!	#DIV/0!								
33	20	6.4	6.6	590	0.03	#DIV/0!	#DIV/0!								
34	20	6.6	6.8	610	0.03	#DIV/0!	#DIV/0!								
35	20	6.8	7	630	0.03	#DIV/0!	#DIV/0!								
36	20	7	7.2	650	0.02	#DIV/0!	#DIV/0!								
37	20	7.2	7.4	670	0.02	#DIV/0!	#DIV/0!								
38	20	7.4	7.6	690	0.02	#DIV/0!	#DIV/0!								
39	20	7.6	7.8	710	0.02	#DIV/0!	#DIV/0!								
40	20	7.8	8	730	0.02	#DIV/0!	#DIV/0!								
41	20	8	8.2	750	0.02	#DIV/0!	#DIV/0!								
42	20	8.2	8.4	770	0.02	#DIV/0!	#DIV/0!								
43	20	8.4	8.6	790	0.02	#DIV/0!	#DIV/0!								
44	20	8.6	8.8	810	0.02	#DIV/0!	#DIV/0!								
45	20	8.8	9	830	0.02	#DIV/0!	#DIV/0!								
46	20	9	9.2	850	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
47	20	9.2	9.4	870	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
48	20	9.4	9.6	890	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
49	20	9.6	9.8	910	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
50	20	9.8	10	930	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
51	20	10	10.2	950	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
52	20	10.2	10.4	970	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
53	20	10.4	10.6	990	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
54	20	10.6	10.8	1010	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
55	20	10.8	11	1030	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
56	20	11	11.2	1050	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
57	20	11.2	11.4	1070	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
58	20	11.4	11.6	1090	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
59	20	11.6	11.8	1110	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
60	20	11.8	12	1130	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
61	20	12	12.2	1150	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
62	20	12.2	12.4	1170	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
63	20	12.4	12.6	1190	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
64	20	12.6	12.8	1210	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
65	20	12.8	13	1230	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
66	20	13	13.2	1250	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
67	20	13.2	13.4	1270	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
68	20	13.4	13.6	1290	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
69	20	13.6	13.8	1310	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								
70	20	13.8	14	1330	0.01	#DIV/0!	#DIV/0!								



CEDIMENTI PERMANENTI POST SISMICI (STATO LIMITE DI ESERCIZIO IN CONDIZIONI DINAMICHE)

La verifica allo stato limite di esercizio in condizioni dinamiche valuta l'entità del cedimento permanente massimo causato dallo scuotimento sismico atteso allo stato limite di esercizio (SLE-SLD).

A tal fine è stata utilizzata la metodologia di *Richards et al. (1993)* nella quale per la valutazione del cedimento indotto in caso di sisma deve essere definito il valore critico dell'accelerazione orizzontale kh^* per la quale il coefficiente di sicurezza in condizioni dinamiche si riduce all'unità. Nell'ipotesi di comportamento rigido-perfettamente plastico del terreno di fondazione, si manifesteranno spostamenti solo per valori di accelerazione superiore a kh^* .

È possibile valutare gli spostamenti dovuti al sisma (Δ) mediante la correlazione ottenuta da *Richards e Elms (1979)*, ottenuta sulla base di un consistente insieme di registrazioni di eventi sismici:

$$\Delta = 0,087 \cdot \left(\frac{V^2}{A \cdot g} \right) \cdot \left| \frac{kh^*}{A} \right|^{-4}$$

dove:

- Δ = spostamento del blocco in direzione orizzontale
- V = velocità di picco dello scuotimento
- A = accelerazione di picco dello scuotimento
- g = accelerazione di gravità

Una volta calcolato Δ il cedimento w è dato da:

$$w = 2 \cdot \Delta \cdot \tan \rho_{AE}$$

dove:

ρ_{AE} = angolo che definisce la zona di spinta attiva in condizioni dinamiche

In rapporto a quanto esposto, per le fondazioni previste in progetto, si ottengono i seguenti cedimenti permanenti post sismici:

ΔH cm	
Plinti	
B = 100 cm	B = 150 cm
0,20	0,23

accettabili per le strutture in progetto.

VERIFICHE DI STABILITA' DEL VERSANTE

In rapporto agli interventi di rimodellamento del versante effettuati nella fascia larga 10/12 m al bordo orientale meridionale adiacente alla SS n° 63, sono state effettuate le verifiche di stabilità locali del versante nelle esistenti configurazioni piani altimetriche.

Le verifiche di stabilità di insieme del pendio precedentemente effettuate: vedi relazione n°2042/18 del 02/2018, ed i monitoraggi inclinometrici eseguiti hanno evidenziato che detto pendio consolidato mediante trincee drenanti e paratia in CA collegati in testa da trave in CA, adeguata strutturalmente nei confronti della sollecitazione sismica, è stabile in sicurezza.

Analoga condizione di stabilità in sicurezza sussiste per il tratto di versante tra la paratia e la zona piazzale che è stata precedentemente (2004/2006) consolidata/messa in sicurezza mediante la realizzazione di una palizzata di pali in castagno disposti in doppia fila.

Le analisi di stabilità sono state sviluppate in base ai parametri geotecnici ottenuti dalle analisi di laboratorio su campioni indisturbati rapportati a quelli conseguiti dall'analisi geomeccanica dei dati delle prove penetrometriche dinamiche eseguite, definendo i valori statisticamente più rappresentativi delle unità litotecniche individuate, precedentemente descritte nel paragrafo modello litotecnico locale.

Le verifiche di stabilità sono state eseguite con il metodo di *Sarma*, che ricerca il valore critico della stabilità del pendio, in riferimento ad un'accelerazione orizzontale uniforme oltre la quale si verifica la rottura ed il conseguente cedimento del versante. Tale metodo utilizza la seguente relazione:

$$Kc = \frac{AE}{PE}$$

in cui:

$$AE = a(n) + a(n-1) \cdot e(n) + a(n-2) \cdot e(n) \cdot e(n-1) + \dots + a(1) \cdot e(n) \cdot \dots \cdot e(2)$$

$$PE = p(n) + p(n-1) \cdot e(n) + p(n-2) \cdot e(n) \cdot e(n-1) + \dots + p(1) \cdot e(n) \cdot \dots \cdot e(2)$$

In cui:

n= numero dei conci

$$a(i) = q(i) \cdot (a1 - a2 + a3 + a4 - a5)$$

$$p(i) = q(i) \cdot w(i) \cdot \cos[\phi_b(i) - \alpha(i)]$$

$$\cos \phi_b(i) - \alpha(i) + \phi_s(i) - D(i)$$

$$e(i) = q(i) \cdot \frac{\cos \phi_s(i)}{\cos \phi_b(i)}$$

$$q(i) = \frac{\cos \phi_s(i+1)}{\cos \phi_s(i)}$$

dove:

$$s(i) = c_s(i) \cdot d(i) - P_w(i) \cdot \tan \phi_s(i)$$

$$c_b(i) \cdot b(i)$$

$$r(i) = \frac{s(i)}{b} - u(i) \cdot \tan \phi_b(i)$$

$$\cos \alpha(i)$$

w= peso

d= lunghezza del lato

D= inclinazione del lato

b= larghezza della base

α = inclinazione della base

c_b = coesione di base

ϕ_b = angolo di attrito di base

c_s = coesione laterale

ϕ_s = angolo di attrito laterale

u= spinta idraulica normale lungo la base

P_w = spinta idraulica normale lungo il lato

$$\cos[\phi_b(i) - \alpha(i) + \phi_s(i+1) - D(i+1)]$$

$$a1 = w(i) + T_v(i) \cdot \sin[\phi_b(i) - \alpha(i)]$$

$$a2 = T_h(i) \cdot \cos[\phi_b(i) - \alpha(i)]$$

$$a3 = r(i) \cdot \cos\phi_b(i)$$

$$a4 = s(i+1) \cdot \sin[\phi_b(i) - \alpha(i) - D(i+1)]$$

$$a5 = s(i) \cdot \sin[\phi_b(i) - \alpha(i) - D(i)]$$

T_v = forza esterna verticale
 T_h = forza esterna orizzontale

La soluzione dell'equazione $K_c(pr) = 0$ è ottenuta per via numerica attraverso un procedimento interattivo che assicura un'elevata velocità ed affidabilità. Tale procedura restituisce un valore del fattore di sicurezza con un errore per difetto contenuto entro 0,01.

Quindi il fattore di sicurezza coincide con il valore che assume un parametro riduttivo (pr) delle caratteristiche geotecniche reattive quando esse portano all'annullamento dell'accelerazione critica.

Nel contesto delle analisi di stabilità, per l'individuazione, delle superfici di potenziale deformazione – rottura si è fatto riferimento alle prospezioni in tomografia sismica ed elettrica, verticali Re.Mi./MASW, rapportando le unità sismotecniche individuate ai dati delle indagini geognostiche: sondaggi meccanici, prove penetrometriche dinamiche, analisi di laboratorio geotecnico direttamente eseguite, definendo le superfici di potenziale rottura deformazione cinematicamente possibili che non violano il principio di Mohr - Coluomb.

Le verifiche di stabilità, in rapporto alle geometrie del pendio, sono state effettuate secondo le linee di massima pendenza.

L'assetto plani altimetrico attuale dei profili di versante esaminati è stato determinato in base al rilevamento topografico effettuato sistema GPS.

Le superfici di potenziale deformazione rottura, nel rispetto del principio di Mohr – Coulomb, sono state individuate in base alle pendenze delle unità di strato definite in rapporto all'analisi comparata tra le indagini geognostiche e prospezioni geofisiche, raffrontando detta disamina alle variazioni di inclinazione del profilo topografico.

Le verifiche di stabilità sono state eseguite considerando sia l'assenza di saturazione idrica sotterranea come rilevato nel 07/2015 nei fori delle indagini geognostiche nelle quali non è stata riscontrata presenza di acqua nei primi 7,2 m del sottosuolo (SM – DPSH 6-7-8-9) che simulando l'ipotesi di saturazione dei terreni sino alle quote delle basi delle trincee drenanti (2003/2004). Queste ultime individuate in una schematica planimetria fornita dalla committenza sono state confermate dai dati ottenuti dalle prospezioni 2D in tomografia elettrica in base alle quali sono state ubicate come nella planimetria riportata nella relazione n°2042/18 del 02/2018 (Tav.9).

Le verifiche di stabilità sono state analizzate in termini di *tensioni efficaci* (condizioni a maggior grado di penalizzazione) sia in condizione di assenza di sollecitazione sismica che in presenza della stessa.

In dette disamine sono stati utilizzati i coefficienti di incremento alle forze destabilizzanti in funzione dei valori di accelerazione orizzontale ottenuti dall'analisi di risposta sismica locale sviluppata con codice di calcolo Proshake, superiori a quelli ottenibili in base alla categoria del DM /2018.

Nelle verifiche effettuate sono stati adottati i criteri previsti dal DM 17/01/2018 e pertanto nelle simulazioni in presenza di sollecitazione sismica si è utilizzato l'Approccio 1, Combinazione 2:

$$A2 + M2 + R2$$

nella quale $R2 = 1,1$.

I valori di accelerazione sismica locale, secondo l'analisi di III° livello ed i dettami del D.M. 17/01/2018, sono stati determinati applicando il coefficiente

$$\beta = 0,24$$

ottenendo i valori σ_h e σ_v esposti nei successivi paragrafi: verifiche di stabilità.

Per quanto riguarda la valutazione delle condizioni di stabilità, finalizzate a valutare l'affidabilità dei parametri geotecnici da adottare in assenza di sovraccarichi ("back analysis"), si è utilizzato l'approccio 1 combinazione 1:

$$A1 + M1 + R1$$

nella quale

$$R1 = 1,3$$

Le valutazioni effettuate adottando i parametri geotecnici di stato critico, determinati in base ai grafici tensioni – deformazioni orizzontali, dai certificati di analisi di laboratorio e dei modelli di analisi geomeccanica delle prove penetrometriche dinamiche DPSH e DPM, sono state eseguite in condizioni di assenza di sollecitazione sismica ed in presenza della stessa.

L'azione sismica è stata determinata in funzione dei fattori di incremento delle forze destabilizzanti ottenuti dall'analisi di III° livello: risposta sismica locale, per la zona a valle della paratia: DH S1-2015, che caratterizza l'area di realizzazione del piazzale; il coefficiente per gli effetti della topografia per pendenze minori di 30° corrisponde a $FT = 1,2$; i coefficienti di riduzione dell'azione sismica: β_s (par.7.11.3.5.2 NTC 2008 – tab 7.11.1 NTC 2008) per il tratto di pendio a valle della paratia corrispondono a:

$$\sigma_h = 0,055$$

$$\sigma_v = 0,027$$

I coefficienti di stabilità ottenuti dalle verifiche effettuate per ogni singola simulazione sono riassunti nelle tabelle di sintesi di seguito esposte; le superfici di potenziale deformazione rottura delle condizioni sopra descritte, sono visualizzate negli allegati certificati *Verifica di stabilità*.

In riferimento ai modelli litotecnici dei primi 8/15/20 m del sottosuolo precedentemente determinati e descritti (vedi relazione n°2042/18 del 02/2018), nelle fasce di versante esaminate si sono assunti i valori di angolo d'attrito interno di stato critico, per unità di strato discretizzate, in orizzonti assimilabili ad un continuo elastoplastico in campo lineare, come indicato nelle tabelle di seguito esposte nelle quali le unità sono elencate dall'alto verso il basso rispetto al piano campagna.

MODELLI GEOTECNICI NEI TRATTI DI VERSANTE SOTTESI DALLA PARATIA

In funzione delle geometrie lentiformi degli orizzonti litotecnici che costituiscono i primi 5/10 m del sottosuolo, alle quali consegue l'assenza o la presenza di unità a differenti caratteristiche litomeccaniche, sono stati discretizzati i modelli delle verticali geotecniche nei tratti di versante sottesi dalla paratia rapportati alle diverse zone geotecniche individuate.

I modelli geotecnici sono come di seguito esposto:

Profilo 1 – 1'

Litotipo n°	Profondità da m a m pc zona monte paratia	Spessore medio m zona monte paratia	Angolo inclinazione strato gradi		Peso di volume KN/mc	Angolo attrito interno gradi	Coesione efficace KN/mq
			Monte	Valle			
2	0.0 – 2.5	2.5	16	13	18.0	17	0.0
4	2.5 – 3.1	0.6	18	16	21.5	28	0.0
5	3.1 – 3.9	0.8	17	18	22.0	25	20.0
6	3.9 – 7.9	4.0	12	11	21.7	26	15.0
7	7.9 – 22.0	14.1			21.7	26	15.0

Profilo 2-2'

Litotipo n°	Profondità da m a m pc zona monte paratia	Spessore medio m zona monte paratia	Angolo inclinazione strato gradi		Peso di volume KN/mc	Angolo attrito interno gradi	Coesione efficace KN/mq
			Monte	Valle			
1	0.0 – 1.5	1.5	11	11	19.0	22	0.0
2	1.5 – 3.3	1.8	14	14	18.0	18	0.0
4	3.3 – 3.8	0.5	14	14	18.0	16	0.0
5	3.8 – 5.8	2.0	8	8	18.5	20	0.0
6-7	5.8 – 6.2	0.4	9	8	18.5	20	0.0
8	6.2 – 6.9	0.7	10	9	18.3	19	0.0
9	6.9 – 7.6	0.7	10	9	21.5	28	0.0
10	7.6 – 22.0	14.4			22	26	20.0

Profilo 3 - 3'

Litotipo n°	Profondità da m a m pc zona monte paratia	Spessore medio m zona monte paratia	Angolo inclinazione strato gradi		Peso di volume KN/mc	Angolo attrito interno gradi	Coesione efficace KN/mq
			Monte	Valle			
3	0.0 – 0.5	0.5	4	-	19.0	28	0.0
4	0.5 – 1.5	1.0	6	-	19.5	26	0.0
5/6	1.5 – 2.2	0.7	5	5	20.0	22	0.0
7	2.2 – 2.7	0.5	5	5	18.0	17	0.0
8	2.7 – 3.2	0.5	5	5	21.5	24	0.0
9	3.2 – 3.9	0.7	5	5	21.5	28	0.0
10	3.9 – 6.1	2.2	5	5	22.0	26	0.0
11	15.9						20.0

Per quanto riguarda il settore orientale dell'area che costituisce la fascia larga 10/12 m adiacente al lato occidentale della SS 63 le superfici esaminate sono individuate da:

- Profilo 1-1: Tan 2
- Profilo 2-2: Tan 4
- Profilo 3-3: Tan 2

PROFILO P1 stato attuale

Litotipo	Angolo d'attrito interno, ϕ°	Angolo d'attrito interno ridotto, ϕ°	Coesione efficace c' (kN/mq)	Coesione efficace ridotta c' (kN/mq)	γ_n (KN/mc)
1	22	17.9	0	0	19
2	17	13.7	0	0	18
3	22	17.9	0	0	20
4	28	23	0	0	21.5
5	25	20.5	20	16	22
6	26	21.3	15	12	21.7
7	26	21.3	15	12	21.7

Profilo P1 stato attuale – parametri interi condizione M1 – FS1,3

Codice verifica	Coefficienti di sicurezza minimi FS				Forza reagente max KN/ml
	Assenza Falda/sisma	Presenza Falda	Presenza Sisma	Presenza Falda-Sisma	
Tan2	1,35	1,35	1,08	1,08	25

Profilo P1 stato attuale – parametri ridotti condizione M2 – FS1,1

Codice verifica	Coefficienti di sicurezza minimi FS				Forza reagente max KN/ml
	Assenza Falda/sisma	Presenza Falda	Presenza Sisma	Presenza Falda-Sisma	
Tan2	1,08	1,08	0,85	0,85	33

Le verifiche effettuate per lo stato attuale nel tratto adiacente alla SS 63, evidenziano condizioni stabili in sicurezza in assenza di sollecitazione sismica e presenza di falda idrica sotterranea nella combinazione A1+M1+R1. Nella combinazione A2+M2+R2 la superficie tan 2 è stabile non in sicurezza ma con valori prossimi a quest'ultima in assenza di sisma e presenza di falda; in presenza di sollecitazione sismica e di falda idrica sotterranea non è stabile.

Per ricondurre a condizioni di stabilità in sicurezza le quali la forza stabilizzante massima richiesta corrisponde a:

$$FR = 33 \text{ kN/ml}$$

Tale forza potrà essere realizzata mediante una paratia di pali in legno, collegati da trave lignea di connessione, disposti a quinconce idoneamente dimensionati come interasse, sezione e lunghezza di infissione nel substrato argillitico.

PROFILO P2 stato attuale

Litotipo	Angolo d'attrito interno, ϕ°	Angolo d'attrito interno ridotto, ϕ°	Coesione efficace c' (kN/mq)	Coesione efficace ridotta c' (kN/mq)	γ_n (KN/mc)
1	22	17.9	0	0	19
2	18	14.6	0	0	18
3	21	17.1	0	0	19
4	16	12.9	0	0	18
5	20	16.2	0	0	18.5
6	21	17.1	0	0	19
7	20	16.2	0	0	18.5
8	19	15.4	0	0	18.3
9	28	23	0	0	21.5
10	26	21.3	20	16	22

Profilo P2 stato attuale – parametri interi condizione M1 – FS1,3

Codice verifica	Coefficienti di sicurezza minimi FS				Forza reagente max KN/ml
	Assenza Falda/sisma	Presenza Falda	Presenza Sisma	Presenza Falda-Sisma	
Tan 4	2.09	2,09	1,52	1,52	-

Profilo P2 stato attuale – parametri ridotti condizione M2 – FS1,1

Codice verifica	Coefficienti di sicurezza minimi FS				Forza reagente max KN/ml
	Assenza Falda/sisma	Presenza Falda	Presenza Sisma	Presenza Falda-Sisma	
Tan 4	1,67	1,67	1,22	1,22	-

Le verifiche eseguite per il settore di versante centrale (profilo 2), sia nella combinazione A1+M1+R1 che A2+M2+R2 evidenziano condizioni stabili in sicurezza sia in assenza di falda e di sisma e presenza di falda che in presenza di sollecitazioni sismica e di falda idrica sotterranea.

In riferimento a quanto sopra esposto si evince che il tratto di versante che sotteso del profilo P2 non richiede interventi di sostegno.

PROFILO P3 stato attuale

Litotipo	Angolo d'attrito interno, ϕ°	Angolo d'attrito interno ridotto, ϕ°	Coesione efficace c' (kN/mq)	Coesione efficace ridotta c' (kN/mq)	γ_n (KN/mc)
1	24	19.6	0	0	19
2	17	13.7	0	0	18
3	28	23	0	0	19
4	26	21.3	0	0	19.5
5	22	17.9	0	0	20
6	22	17.9	0	0	20
7	17	13.7	0	0	18
8	24	19.6	0	0	21.5
9	28	23	0	0	21.5
10	26	21.3	20	16	22
11	26	21.3	15	12	21.7

Profilo P3 stato attuale – parametri interi condizione M1 – FS1,3

Codice verifica	Coefficienti di sicurezza minimi FS				Forza reagente max KN/ml
	Assenza Falda/sisma	Presenza Falda	Presenza Sisma	Presenza Falda-Sisma	
Tan 2	1.87	1.87	1,37	1,37	-

Profilo P3 stato attuale – parametri ridotti condizione M2 – FS1,1

Codice verifica	Coefficienti di sicurezza minimi FS				Forza reagente max KN/ml
	Assenza Falda/sisma	Presenza Falda	Presenza Sisma	Presenza Falda-Sisma	
Tan 2	1.49	1.49	1,09	1,09	-

Le verifiche del settore di versante che costituisce la parte più a nord dell'area interessata dalla realizzazione del piazzale sia in assenza che presenza di sisma e di falda è in condizioni stabili in sicurezza sia per la combinazione 1 che 2.

MONITORAGGIO DEL VERSANTE

Nel settore di versante a nord-nord est del limite settentrionale dell'area per Attività Produttive AP1 il Boaro, nel quale la carta del dissesto del PTCP e quella di PSC adeguata alla stessa su prescrizione della Provincia di Reggio Emilia, individuano la presenza di un accumulo di frana attiva, è stato messo in opera un sistema di monitoraggio costituito da tubo inclinometrico biassiale in alluminio con base attestata a -22,2 m. pc.

Tale strumentazione è ubicata nella pista 8 m a valle della paratia che in rapporto alle geometrie del pendio ed agli elaborati cartografici del PTCP, rappresenta la zona nella quale è possibile si impostino superfici di deformazione/rottura.

Nell'agosto 2015 è stata effettuata la lettura dal momento zero. Nel successivo periodo dal 28/01/2016 al 19/01/2018 sono state effettuate misurazioni a cadenza di 5 mesi sino al 2016 e successivamente, in rapporto alla piovosità molto bassa nel 2017/2018 e quindi di variazione del grado di saturazione dei terreni praticamente nulli in tale periodo, con intervallo di 11-6 mesi.

Gli spostamenti registrati nel primo periodo: misura del 01/2016, corrispondenti ad 1,4 mm alla profondità di -0,5/1,0 m dal piano campagna coincidente con il piano della pista di servizio immediatamente a valle della paratia, sono correlabili a deformazioni per ritiro della boiaccia di cemento all'intercapedine inclinometro/terreno ed agli assestamenti in detto spessore di sottosuolo costituito dal massetto di fondazione della sopracitata pista correlati al percorso degli automezzi sulla stessa. Pertanto detto spostamento non è significativo per quanto riguarda le deformazioni del pendio e sue condizioni di stabilità; alle profondità sottostanti: le deformazioni sono inferiori a 0,5 mm.

Le misurazioni successive del 06/2016 al 01/2018 hanno evidenziato spostamenti massimi minori di:

$$\delta s < 0,5 \text{ mm}$$

alle profondità di -10,5 m e -13,0 m pc.

Tali valori: 0,4 ÷ 0,5 mm, evidenziano che nel versante in oggetto sono assenti processi di deformazione che indichino condizioni evolutive in atto e pertanto il tratto di pendio tra via Martiri di Legoreccio – SS n° 63 e via Grotte è in condizioni stabili ed in sicurezza, conseguite agli eseguiti interventi di consolidamento precedentemente descritti.

In funzione di quanto esposto il settore di pendio in oggetto è area stabilizzata.

CONCLUSIONI

Nel contesto delle analisi geologico geotecniche e sismiche del PDC procedimento unico ex art. 53 L.R. 24/2017, per i lavori di realizzazione di un piazzale e costruzione di una tettoia metallica per stoccaggio temporaneo legnami, tipo Cantilever, tra la SS n° 63 e via Martiri di Legoreccio, è stata effettuata una disamina di caratterizzazione geologico geotecnica e sismica, finalizzata all'individuazione delle proprietà litomeccaniche, valutazione della pericolosità sismica di base e determinazione della risposta sismica locale dei terreni di fondazione per le sopra indicate opere.

L'analisi, eseguita su commissione di *Bertoletti Legnami Srl*, via Martiri di Legoreccio, Boaro, Castelnovo né Monti, si è redatta in ottemperanza ai dettati del D.M. 11/03/88, circ. LL.PP. 24/09/88 N° 30483, in riferimento al D.M. 17-01-2018, DGR. ER. n° 2193/2015, DGR. ER 1661/2009, LR. n° 19/2008, DGR 1300/2016.

Le indagini e valutazioni sviluppate in base ad indagini geognostiche, prospezioni geofisiche ed analisi di Laboratorio Geotecnico precedentemente effettuate dallo Scrivente nel sito oggetto dei lavori, hanno evidenziato caratteristiche geomorfologiche, idrogeologiche, parametri geotecnici e della risposta sismica locale con approccio approfondito: III° livello, idonee per l'utilizzo ai fini edificatori dell'area di intervento adottando adeguate tecniche di soluzione fondale.

L'area di realizzazione del piazzale e costruzione di una tettoia metallica è stata oggetto precedentemente: 2003/2004, di interventi di movimentazione terre che hanno asportato i preesistenti terreni sino al raggiungimento del substrato argillitico per la quasi totalità dell'area; fa eccezione a ciò la fascia larga 10 ÷ 12 m al lato orientale adiacente al ciglio ovest della SS n° 63, con lunghezza di 20 m dal limite nord di PSC del comparto AP1, nella quale sono stati messi in opera riporti in terreni limoso argilloso sabbiosi per spessori di 1,5 ÷ 2 ÷ 3 m.

Le analisi precedentemente effettuate, vedasi relazione n°2042/18 del 02/2018, hanno evidenziato che le condizioni di stabilità di insieme del pendio, consolidato mediante la realizzazione di trincee drenanti e una paratia in pali CA collegati in testa da trave in CA, sono stabili in sicurezza come confermano che dal monitoraggio con tubo inclinometrico.

Caratterizzazione Sismica

La categoria del suolo di fondazione, in riferimento ai parametri del D.M. 17/01/2018, determinata in funzione delle velocità di onde sismiche di taglio VSH ottenute dall'elaborazione dei dati acquisiti da due stendimenti sismici con metodo

integrato attivo – passivo MASW - Re.Mi. precedentemente eseguiti nell'agosto 2015, che hanno fornito valori delle velocità equivalenti:

$$\text{Re.Mi/MASW2: } V_{s30} = 525 - V_{s17} = 410 \text{ m/sec,}$$

$$\text{Re.Mi/MASW3: } V_{s30} = 534 - V_{s17} = 447 \text{ m/sec,}$$

corrisponde a:

Categoria *Brocche tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana molto fine consistenti*, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/sec e 800 m/sec.

Il fattore di amplificazione topografico corrisponde a:

$$St = 1,2$$

Microzonazione sismica: Risposta sismica locale – effetti di sito

La valutazione degli effetti di sito è stata desunta dall'analisi di risposta sismica locale facendo riferimento alle elaborazioni della verticale sismica effettuata nel settore a valle della paratia DH S1-2013 che caratterizza la zona di realizzazione del piazzale e della tettoia metallica.

La determinazione dello scuotimento in superficie è stata sviluppata con il modello di calcolo monodimensionale *Proshake*.

Nell'elaborazione sono stati adottati parametri di decadimento dei litotipi ottenuti da dati di campioni precedentemente analizzati negli studi di microzonazione dell'area danneggiata dal sisma 21/06/2013 in via Fontana Guidia (Dr. P.Beretti) e variante di Ponte Rosso in comune di Castelnuovo né Monti (Geolog, 07/2012), integrati da dati di bibliografia scientifica in materia, per terreni equivalenti a quelli presenti nel sottosuolo del territorio Castelnuovo né Monti, RE.

I risultati ottenuti sono riportati nella seguente tabella:

Periodo T (sec)	FA IS/accelerazione spettrale (g)	
	DH S1-2015	RM-MW4
0 (FA PGA)	1.38/0,228	1.68/0,269
0,1 – 0,2	1.39/0,58	2.13/0,85
0,2 – 0,3	1.17/0,49	1.32/0,55
0,3 – 0,4	1.21/0,42	1.24/0,42
0,4 – 0,5	1.12/0,30	1.17/0,31
0,5 – 0,6	1.05/0,23	1.10/0,23
0,6 – 0,7	0.99/0,18	1.03/0,18
0,7 – 0,8	1.02/0,16	1.05/0,16
0,8 – 0,9	1.02/0,14	1.04/0,13
0,9 – 1,0	1.02/0,12	1.03/0,12

Periodo T (sec)	FA IS/accelerazione spettrale (g)	
	DH S1-2015	RM-MW4
1,0 – 1,1	1.04/0,10	1.05/0,10
1,1 – 1,2	1.01/0,09	1.02/0,09
1,2 – 1,3	0.93/0,07	0.94/0,07
1,3 – 1,4	0.91/0,06	0.92/0,06
1,4 – 1,5	0.95/0,06	0.96/0,06

Periodo T (sec)	FA IS	
	DH S1-2015	RM-MW4
0 (FA PGA)	1.4	1.7
0,1 – 0,5	1.2	1.5
0,5 – 1,0	1.0	1.1

Frequenza fondamentale terreni

La determinazione della frequenza fondamentale dei terreni con metodo HVSR ha evidenziato picchi di amplificazione principale con ampiezze

$$A = 2,3 \div 4,5$$

alle quali corrispondono frequenze fondamentali:

$$f_0 = 3,7 \div 4,15 \text{ Hz}$$

equivalenti ai periodi principali:

$$t_0 = 0,27 \div 0,24 \text{ sec}$$

In riferimento al range che compete ai parametri sopra esposti sono da valutare possibili effetti di fenomeni di doppia risonanza nel campo dei periodi:

$$0,25 < T < 0,55 \text{ sec.}$$

in rapporto ai periodi di vibrazione dei manufatti.

Suscettività alla liquefazione

L'analisi di suscettività alla liquefazione effettuata in base ai valori dei Limiti di Atterberg ed analisi granulometriche ha evidenziato che la pericolosità di liquefazione è praticamente nulla – assente.

Portanza dei terreni

La zona di costruzione della tettoia metallica è caratterizzata dalla presenza del substrato roccioso argillitico a profondità da -0,4 a -0,6 m pc.

Tensioni ammissibili

In funzione dei parametri dell'analisi geotecnici caratteristici ottenuti dall'analisi geomeccanica e di laboratorio geotecnici per piano di posa delle fondazioni a profondità del piano campagna al momento delle prove corrisponde a:

$$D = -0,8 \text{ m}$$

è utilizzabile una pressione sul terreno in termini di tensioni ammissibili:

$$q_a = 1,20 \text{ kgf/cm}^2$$

Resistenza del sistema geotecnico allo Stato limite ultimo (R)

In riferimento ai dettati del DM 17/01/18, sono state determinate le **caratteristiche di resistenza del terreno di fondazione allo stato limite ultimo (SLU)** adottando i parametri previsti nella tab. 6.2.II – condizioni M1 e M2 del suddetto D.M, che parzializzano i coefficienti geotecnici.

Detti valori, determinati sia in condizioni statiche che dinamiche, sono riassunti nella seguente tabella.

	<i>Condizioni statiche</i>	<i>Condizioni dinamiche</i>
CONDIZIONE M1	$R = 3,383 \text{ kgf/cm}^2$	$R = 2,917 \text{ kgf/cm}^2$
CONDIZIONE M2	$R = 2,465 \text{ kgf/cm}^2$	$R = 2,449 \text{ kgf/cm}^2$

dove:

E_d = Valore di progetto delle azioni

Verifica portanza terreni allo stato limite ultimo in condizioni sismiche

La verifica alla portanza allo stato limite ultimo per fondazioni superficiali (par. 6.4.2.1 – DM 17/01/2018), prevede che l'insieme opera – terreno sia verificato, applicando i coefficienti parziali γ_r esposti nella tabella 6.4.I. per la definizione della resistenza di progetto (R_d), ottenendo:

	<i>Condizioni statiche</i>	<i>Condizioni dinamiche</i>
Approccio 2: - Combinazione: (A1+M1+R3)	$E_d \leq 1,471 \text{ kgf/cm}^2$	$E_d \leq 1,268 \text{ kgf/cm}^2$

dove: E_d = Valore di progetto delle azioni

Si osserva che nella valutazione della pressione di contatto fondazione/terreno, vanno conteggiati sia i pesi propri delle opere fondali che il carico dei terreni e/o materiali di riempimento gravanti sulle stesse.

Cedimenti statici e dinamici

I cedimenti totali, differenziali e di distorsione angolare rientrano nel campo dell'accettabilità per la prevista struttura in elevazione.

I valori dei cedimenti post sismici, in riferimento alla magnitudo attesa nel territorio in oggetto, risultano di entità tollerabile dalle esistenti strutture.

Verifiche di stabilità

Le condizioni di stabilità di insieme del versante al quale appartiene l'area di realizzazione del piazzale e costruzione della tettoia metallica sono in situazioni stabili in sicurezza.

Analoga condizione di stabilità in sicurezza sussiste per il tratto di versante tra la paratia e la zona piazzale che è stata precedentemente (2004/2006) consolidata/messa in sicurezza mediante la realizzazione di una palizzata di pali in castagno disposti in doppia fila.

Nella fascia al bordo orientale dell'area piazzale larga 10/12 m adiacente al ciglio occidentale della SS n° 63 nel tratto compreso tra il limite nord di PSC del comparto AP1 e l'esistente gabbionata sulla SS 63, le condizioni in presenza di sollecitazione sismica non sono stabili.

Per condurre in stabilità in sicurezza detta zona necessita realizzare opere di sostegno che forniscano forze reagenti equivalenti a:

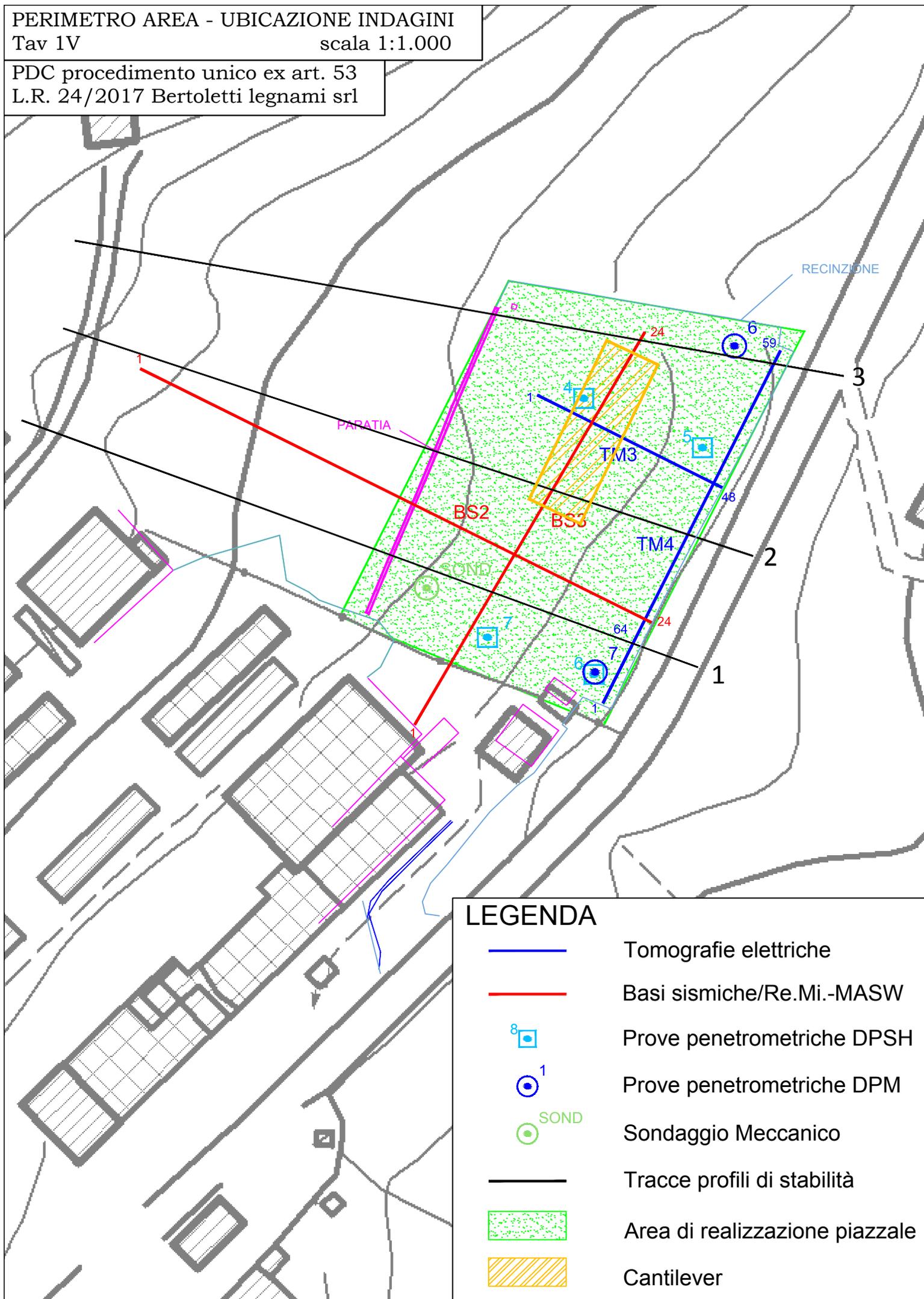
$$FR = 33 \text{ kN/ml}$$

Tale opere potranno essere costituite da una paratia in pali in legno collegati in testa da trave lignea, disposti a quinconce, con idonei diametri, interassi e profondità di infissione.

Dr. Geol. **GIAN PIETRO MAZZETTI**



ALLEGATI



LEGENDA



Tomografie elettriche



Basi sismiche/Re.Mi.-MASW



Prove penetrometriche DPSH



Prove penetrometriche DPM



Sondaggio Meccanico



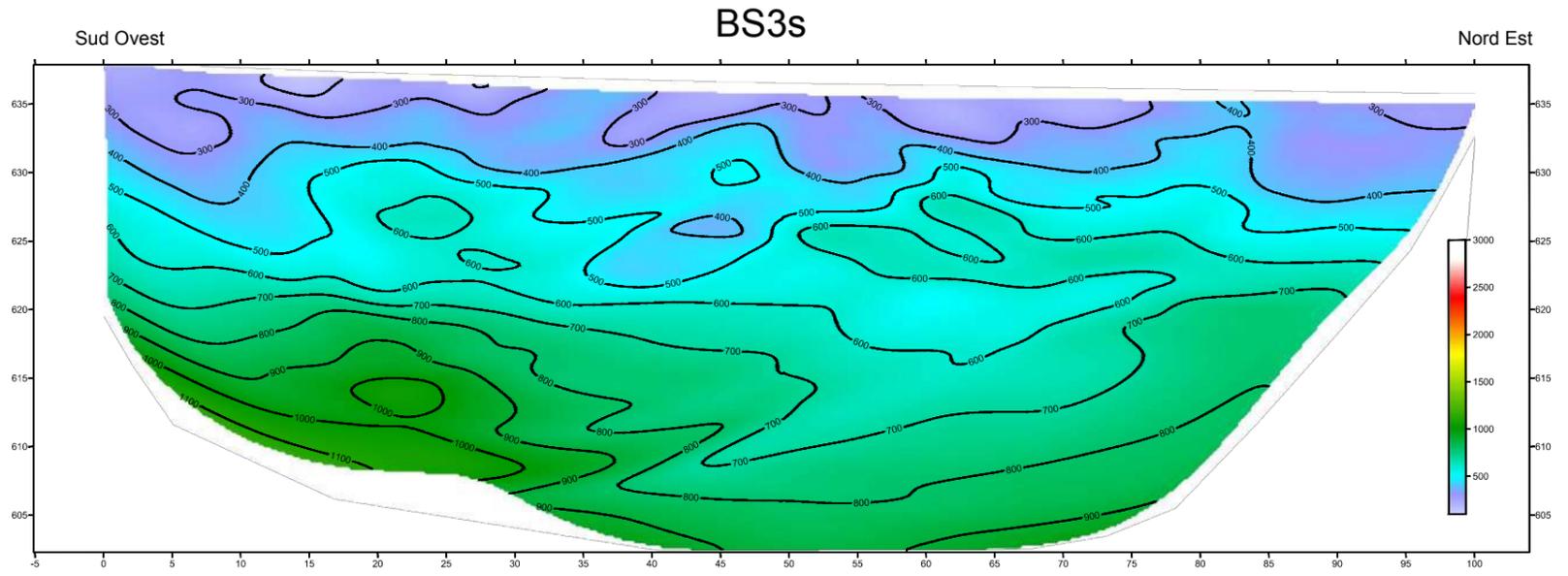
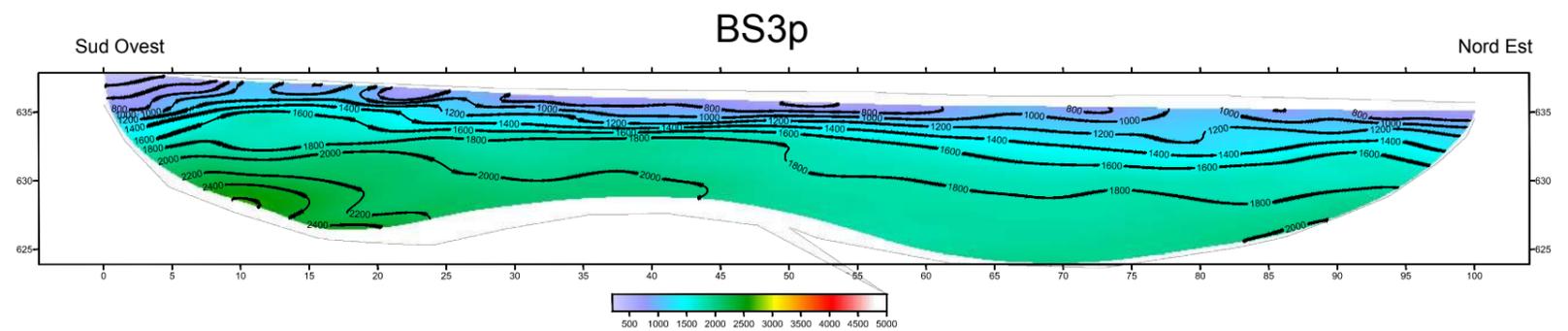
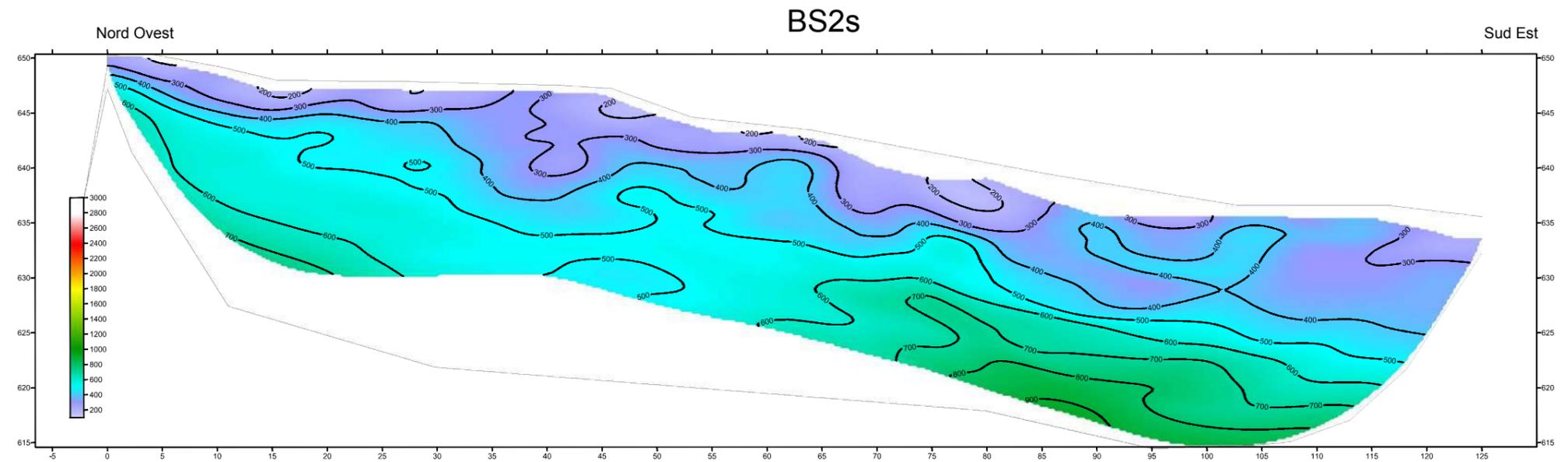
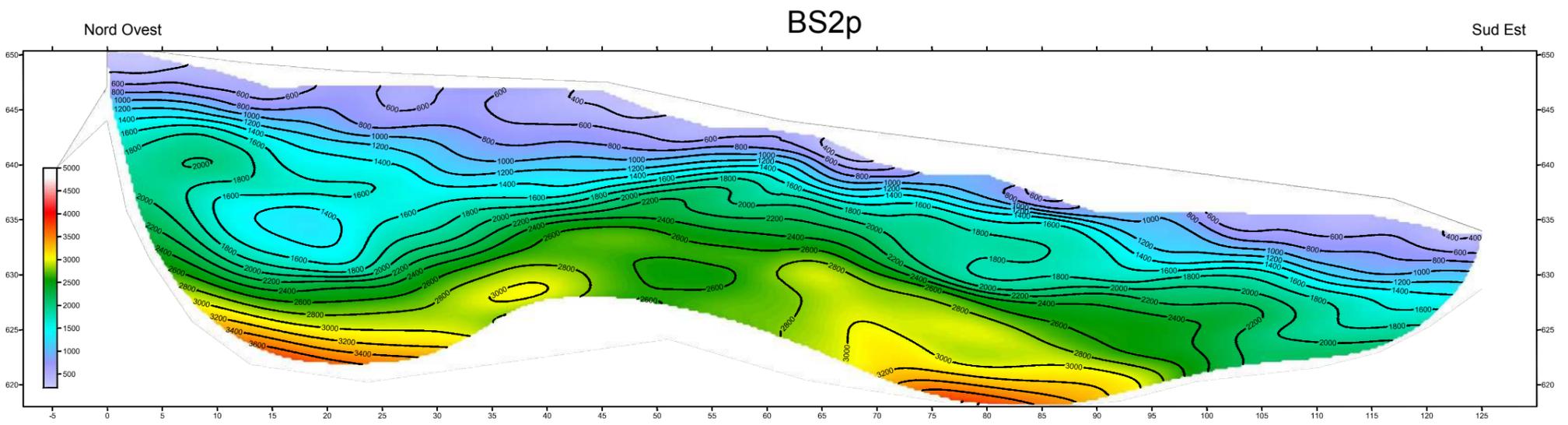
Tracce profili di stabilità



Area di realizzazione piazzale

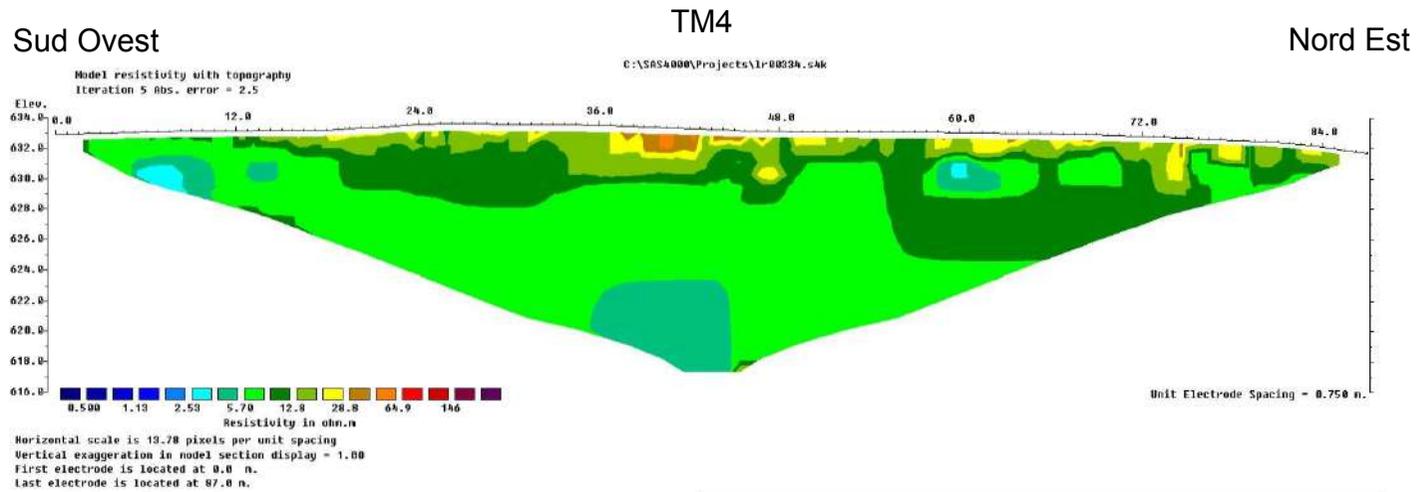
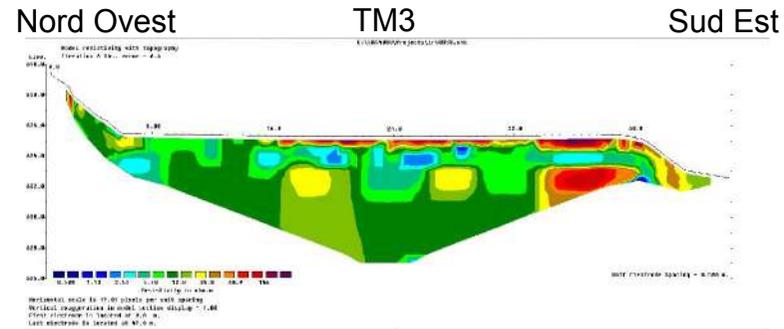


Cantilever

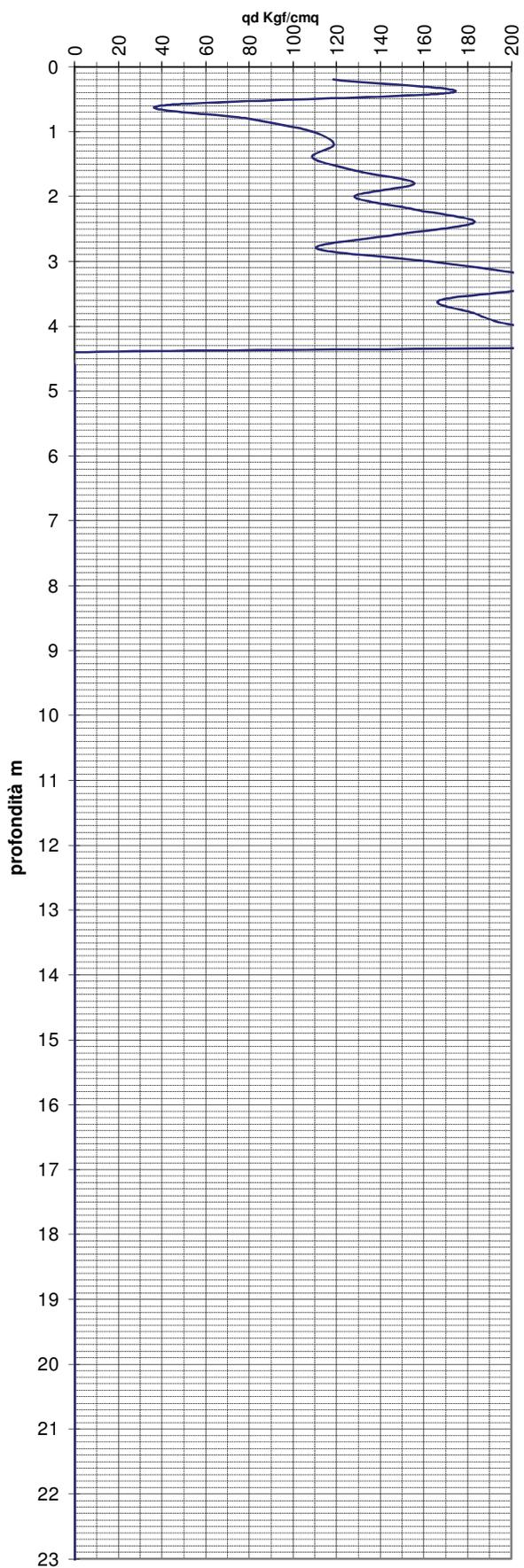
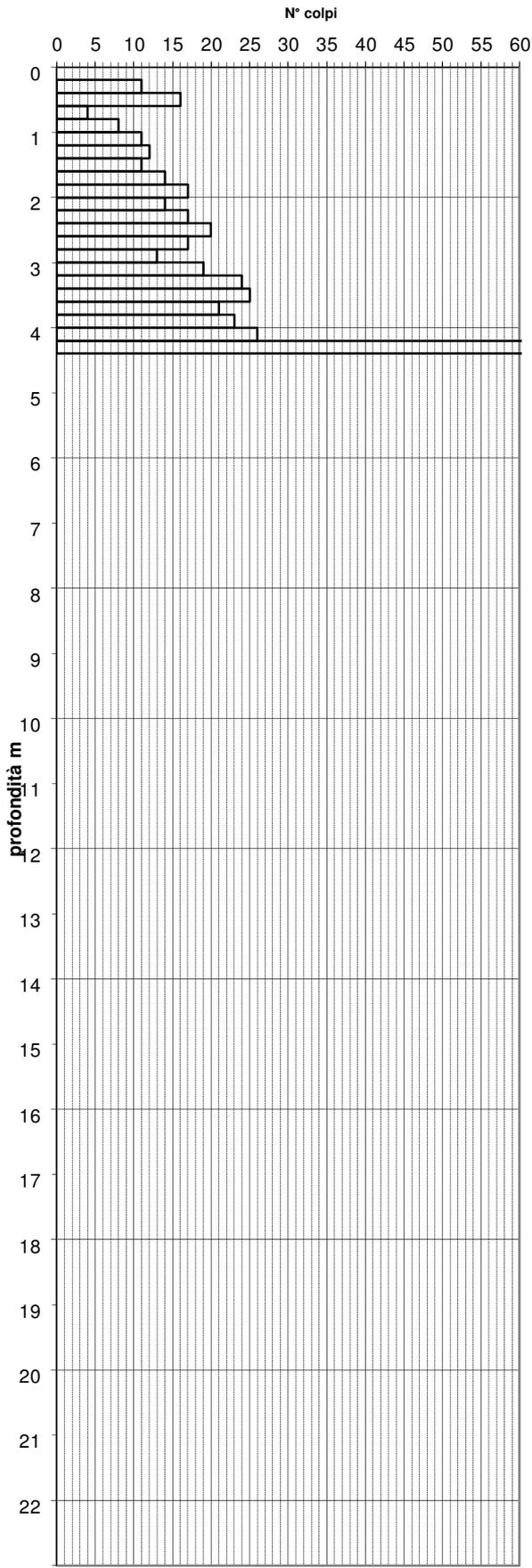


PROFILI GEOELETTRICI TOMOGRAFICI
Tav 3V
Scala 1:500

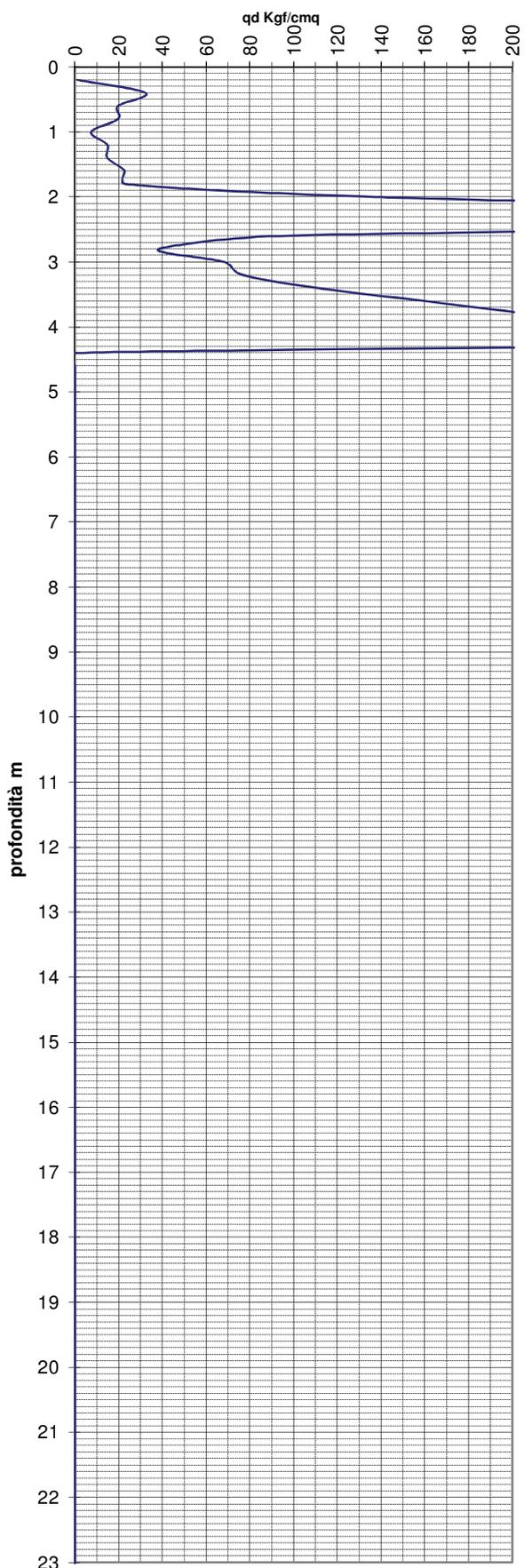
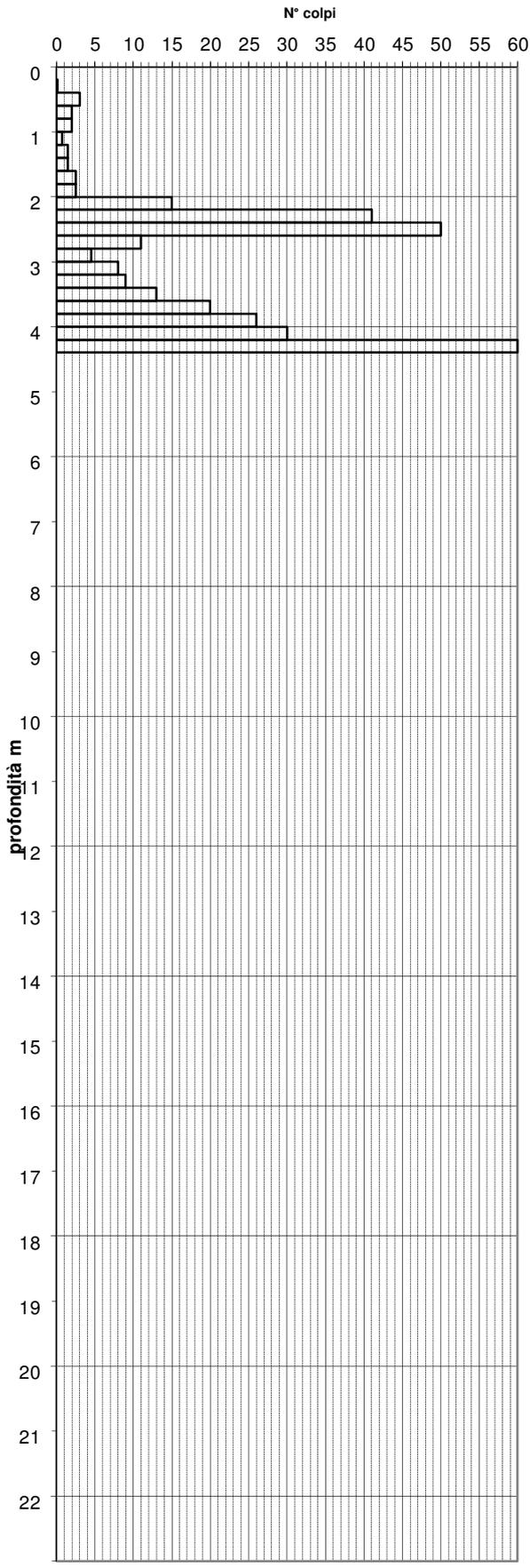
PDC procedimento unico ex art. 53
L.R. 24/2017 Bertoletti legnami srl



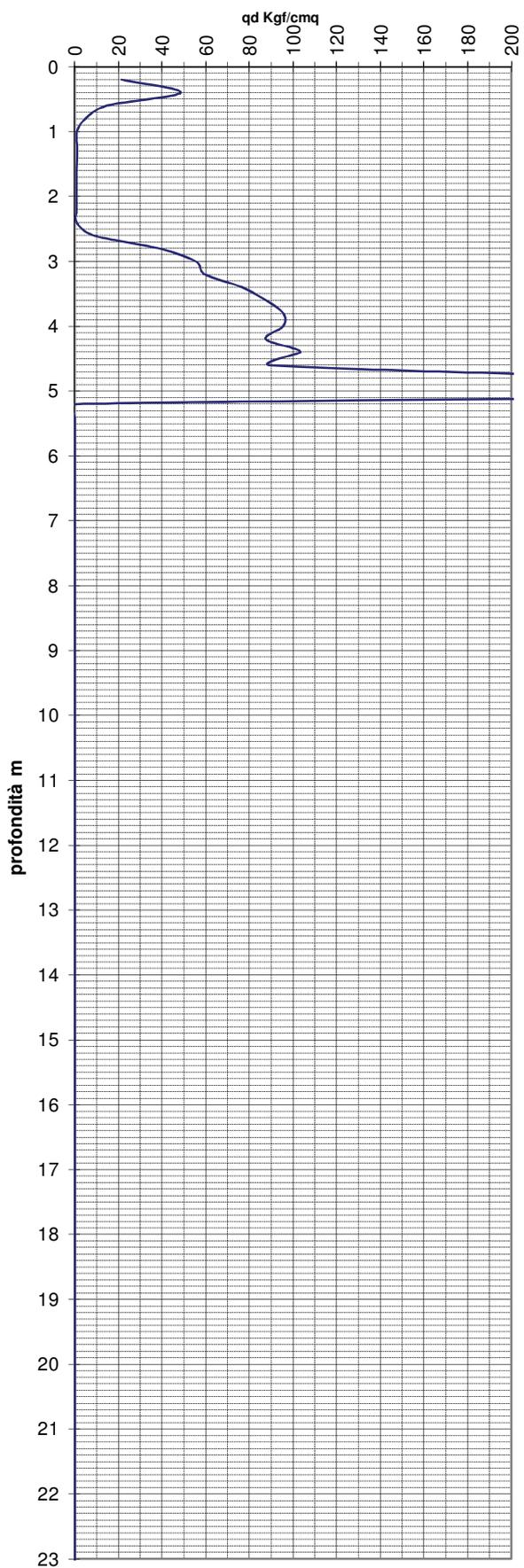
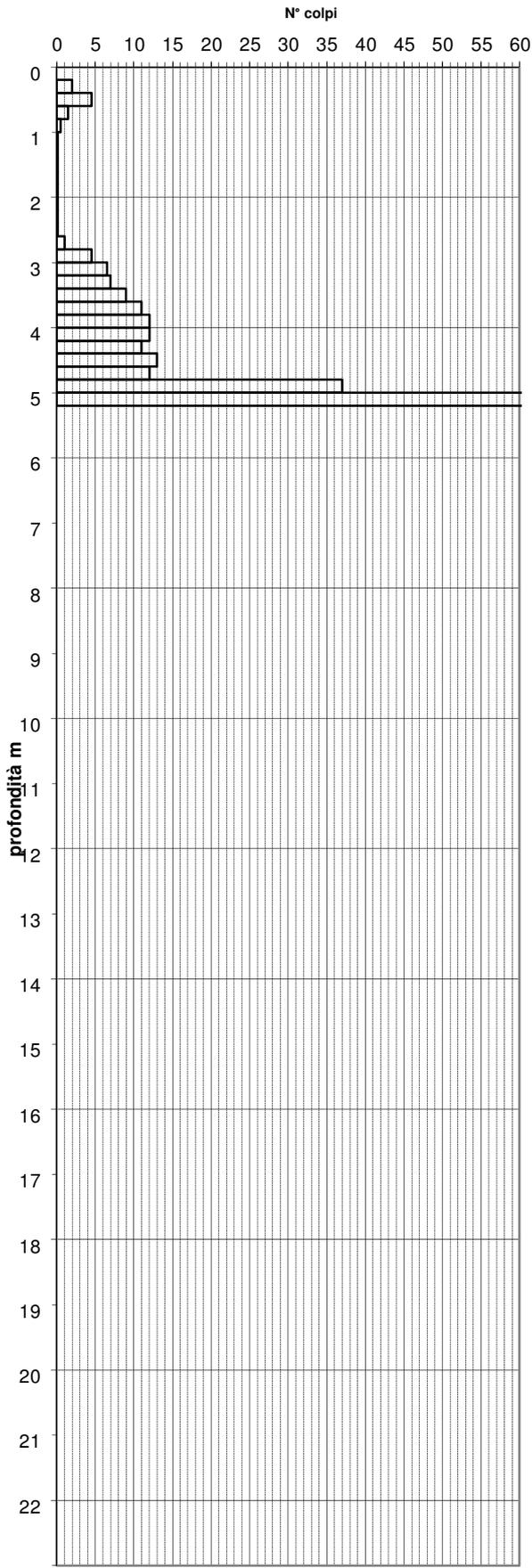
CENTROGEO Correggio (RE) Piazza S. Quirino n° 6 Tel 0522 641001 - fax. 0522 632162		PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H. N° 4		COMMITTENTE: Bertoletti Legnami Srl	
OPERATORE: Dr. Beretti		ATTREZZO: Pen. Statico dinamico Pagani		CANTIERE: Boaro	
QUOTA: 635,6 m slm		Profondità falda: Foro vuoto		DATA: 28/07/2015	



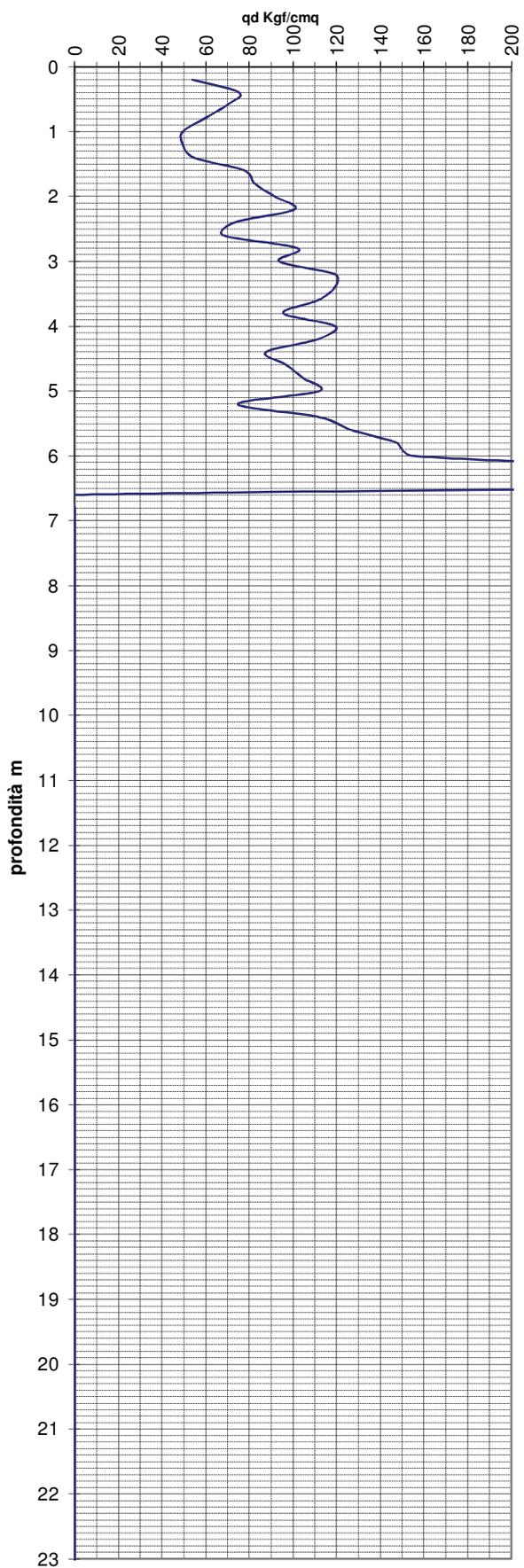
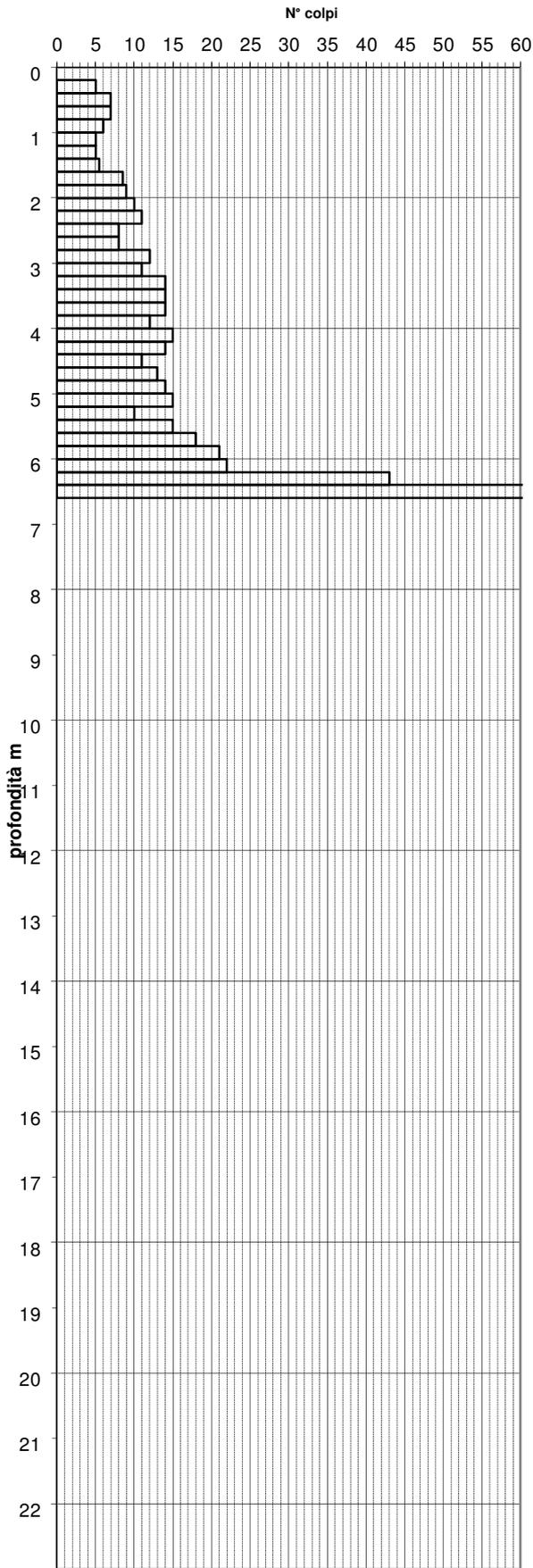
CENTROGEO Correggio (RE) Piazza S. Quirino n° 6 Tel 0522 641001 - fax. 0522 632162		PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H. N° 5		COMMITTENTE: Bertoletti Legnami Srl	
OPERATORE: Dr. Beretti		ATTREZZO: Pen. Statico dinamico Pagani		CANTIERE: Boaro	
QUOTA: 635,3 m slm		Profondità falda: Foro vuoto		DATA: 28/07/2015	



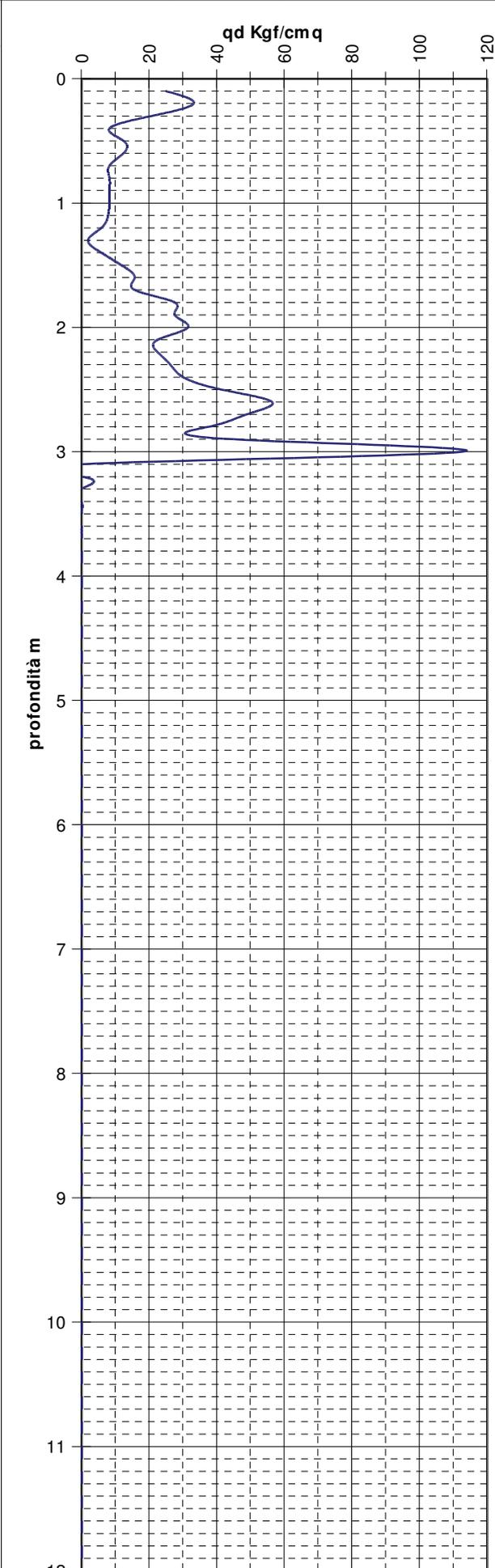
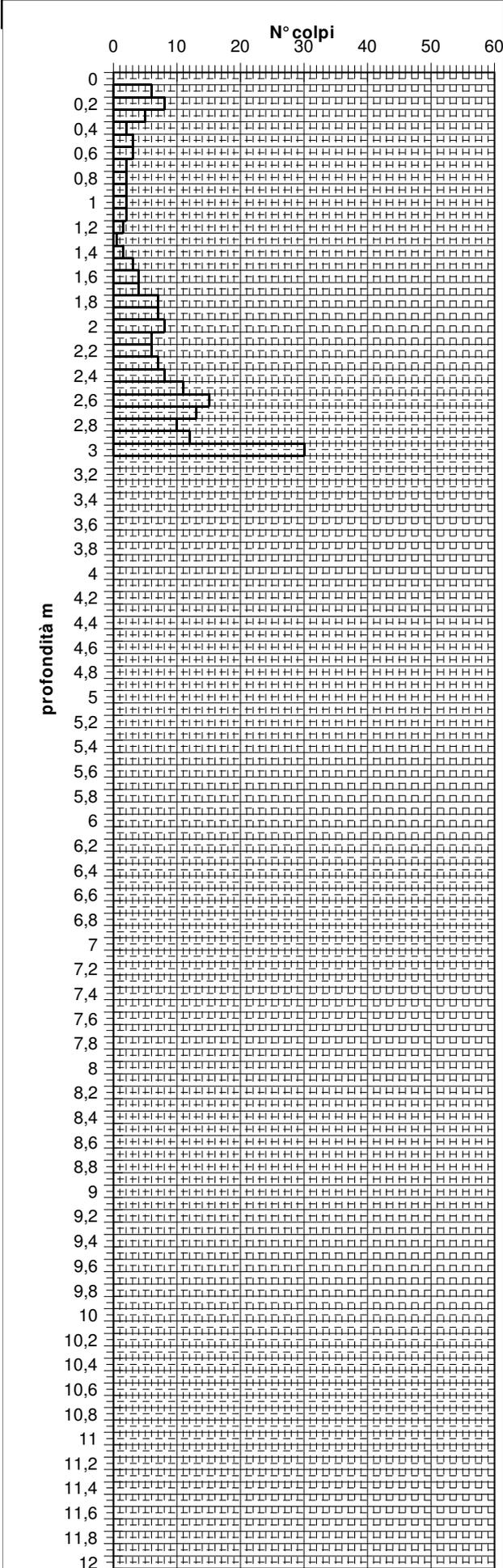
CENTROGEO Correggio (RE) Piazza S. Quirino n° 6 Tel 0522 641001 - fax. 0522 632162		PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H. N° 6		COMMITTENTE: Bertoletti Legnami Srl	
OPERATORE: Dr. Beretti		ATTREZZO: Pen. Statico dinamico Pagani		CANTIERE: Boaro	
QUOTA: 635,3 m slm		Profondità falda: Foro vuoto		DATA: 28/07/2015	



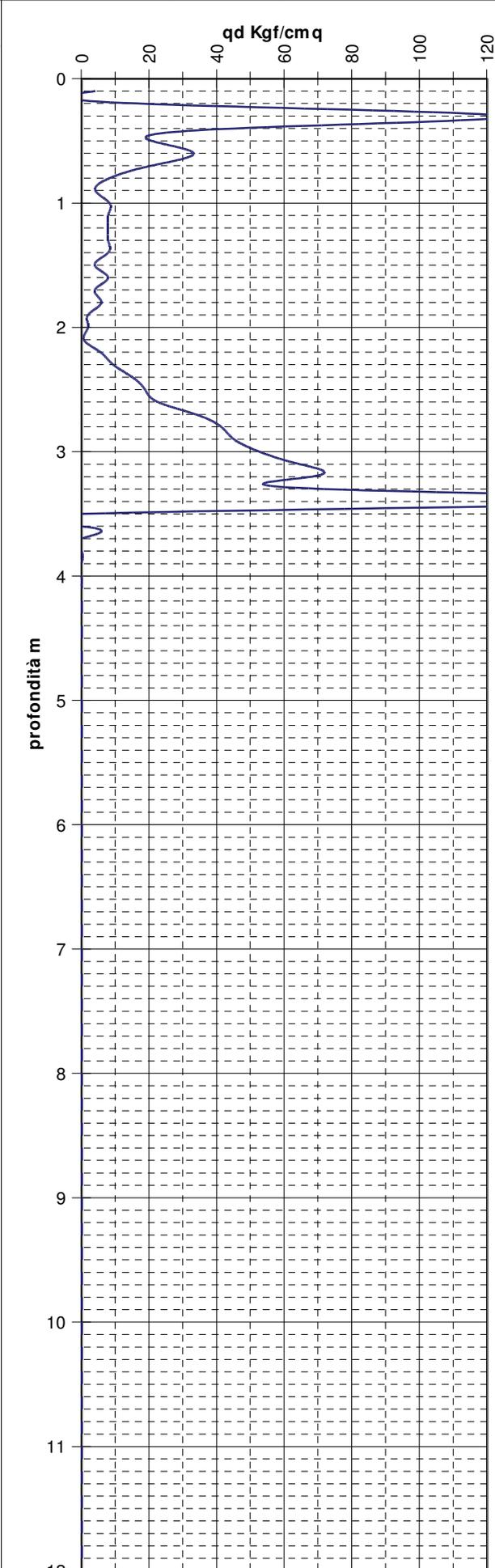
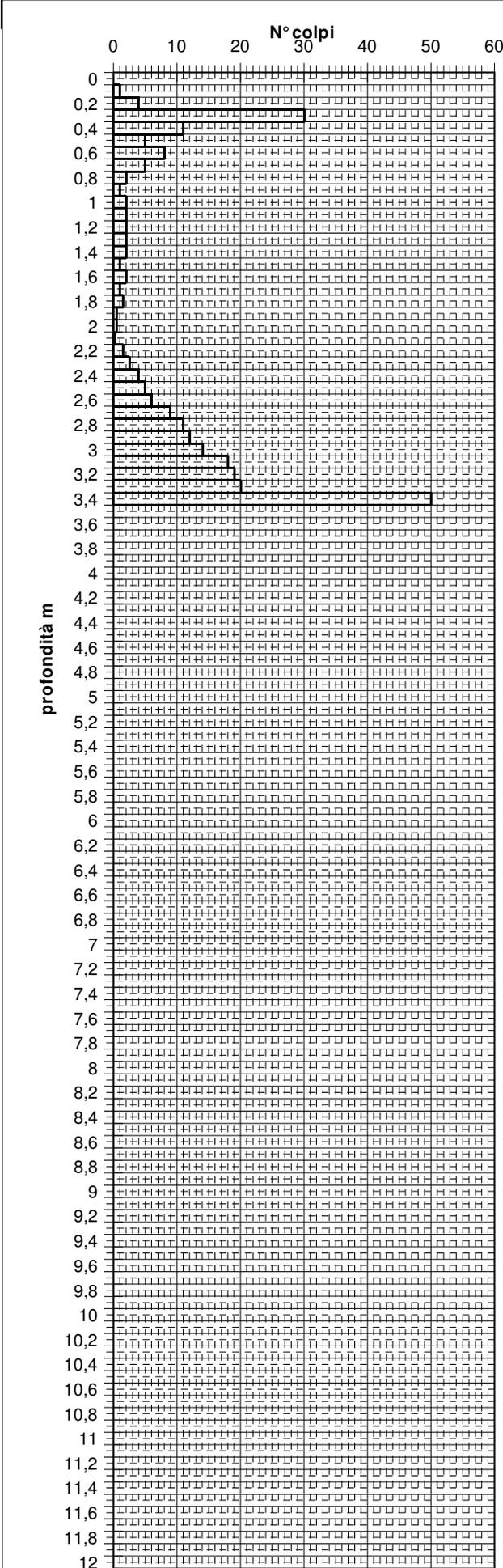
CENTROGEO Correggio (RE) Piazza S. Quirino n° 6 Tel 0522 641001 - fax. 0522 632162		PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H. N° 7		COMMITTENTE: Bertoletti Legnami Srl	
OPERATORE: Dr. Beretti		ATTREZZO: Pen. Statico dinamico Pagani		CANTIERE: Boaro	
QUOTA: 636,4 m slm		Profondità falda: Foro vuoto		DATA: 28/07/2015	



CENTROGEO SURVEY S.n.c. P.zza S. Quirino, 6 - Correggio (RE)		PROVA PENETROMETRICA D.P.M. N° 6		COMMITTENTE: Bertoletti Legnami Srl	
OPERATORE: Dr. Arbizzi - Mazzetti M		ATTREZZO: Pen. dinamico PSE11 30 kg		CANTIERE: Boaro	
QUOTA: 634.8 m slm		Profondità falda: Foro chiuso		DATA: 06/08/2015	



CENTROGEO SURVEY S.n.c. P.zza S.Quirino, 6 - Correggio (RE)		PROVA PENETROMETRICA D.P.M. N° 7		COMMITTENTE: Bertoletti Legnami Srl	
OPERATORE: Dr.Arbizzi - Mazzetti M		ATTREZZO: Pen. dinamico PSE11 30 kg		CANTIERE: Boaro	
QUOTA: 635.3 m slm		Profondità falda: Foro chiuso		DATA: 06/08/2015	



Verifiche di stabilità

Castelnovo ne' Monti (RE) - loc. Boaro

Bertoletti Legnami s.r.l.

Profilo 1-1'

Verifica Tan2 - stato attuale

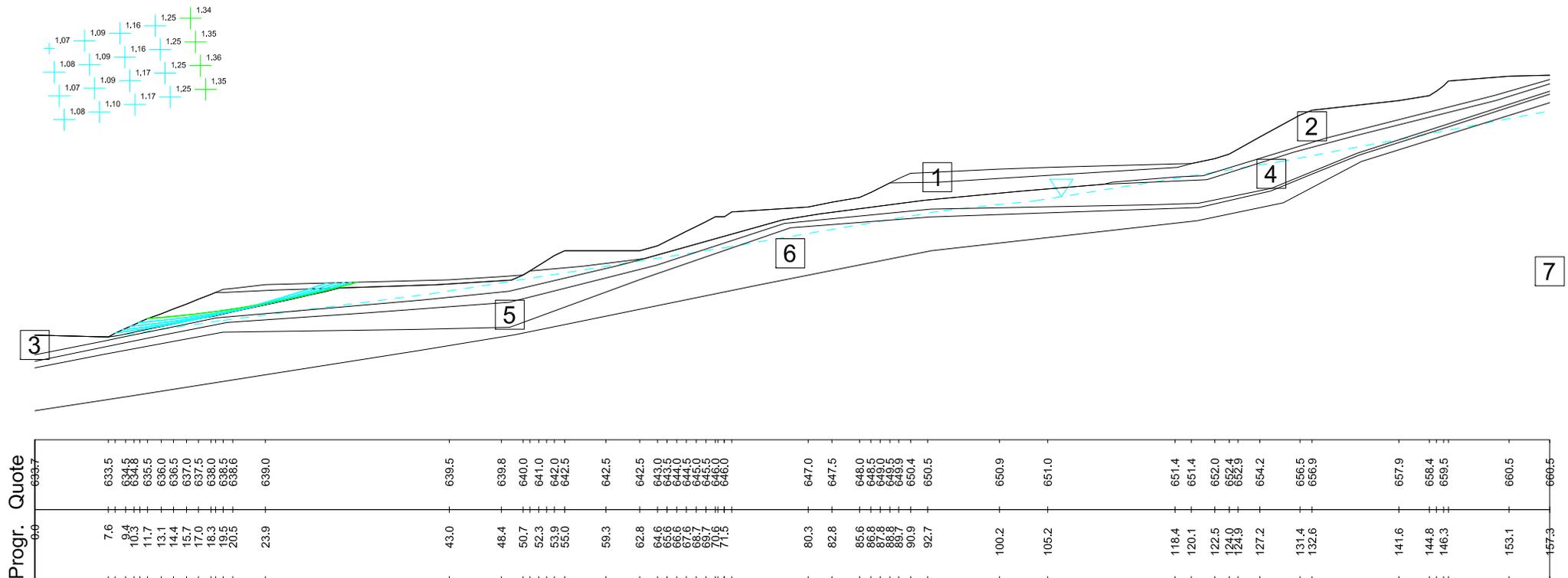
Presenza di falda e sollecitazione sismica

scala 1:600

Litotipo 1:	phi [°] = 22	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19
Litotipo 2:	phi [°] = 17	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18
Litotipo 3:	phi [°] = 22	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 20
Litotipo 4:	phi [°] = 28	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 21.5
Litotipo 5:	phi [°] = 25	c [kN/m ²] = 20	gamma [kN/m ³] = 22
Litotipo 6:	phi [°] = 26	c [kN/m ²] = 15	gamma [kN/m ³] = 21.7
Litotipo 7:	phi [°] = 26	c [kN/m ²] = 15	gamma [kN/m ³] = 21.7

Gamma acqua [kN/m³] = 10 Comp. sismica orizz. = .055 Comp. sismica vert. = .027

Metodo: Sarma

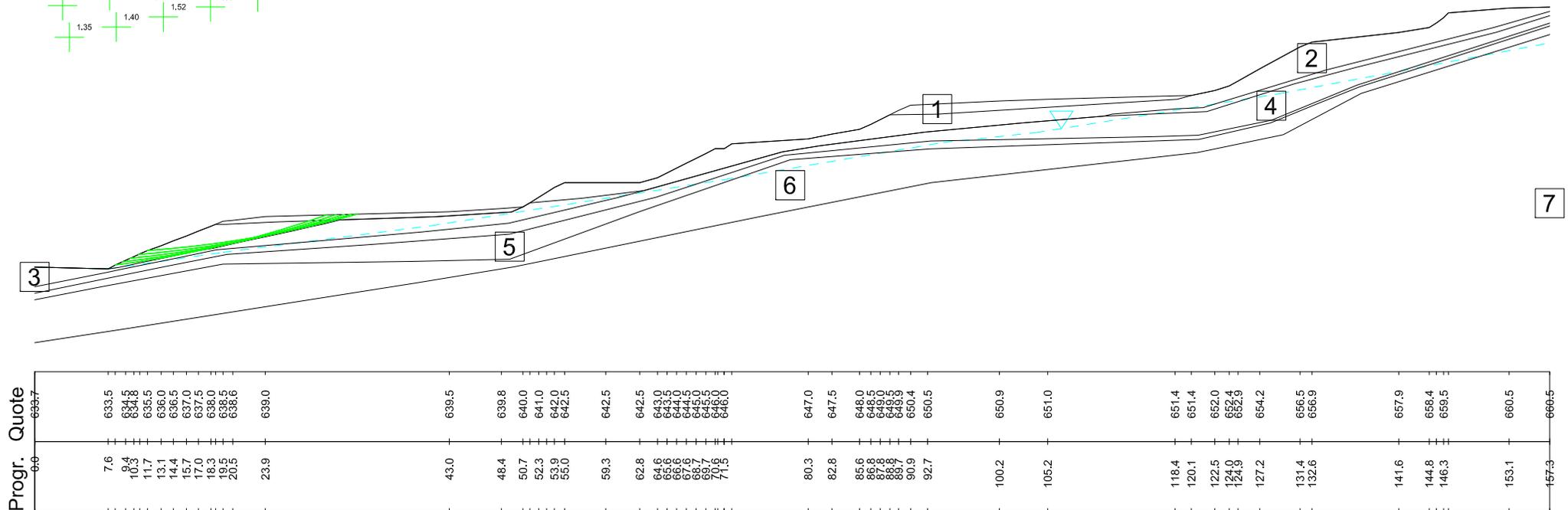
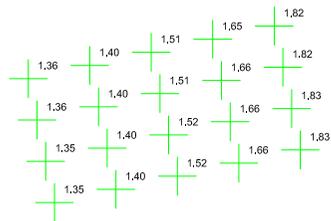


Castelnovo ne' Monti (RE) - loc. Boaro

Bertoletti Legnami s.r.l.
 Profilo 1-1'
 Verifica Tan2 - stato attuale
 Presenza di falda assenza sollecitazione sismica
 scala 1:600

Litotipo 1:	phi [°] = 22	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19
Litotipo 2:	phi [°] = 17	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18
Litotipo 3:	phi [°] = 22	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 20
Litotipo 4:	phi [°] = 28	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 21.5
Litotipo 5:	phi [°] = 25	c [kN/m ²] = 20	gamma [kN/m ³] = 22
Litotipo 6:	phi [°] = 26	c [kN/m ²] = 15	gamma [kN/m ³] = 21.7
Litotipo 7:	phi [°] = 26	c [kN/m ²] = 15	gamma [kN/m ³] = 21.7

Gamma acqua [kN/m³] = 10
 Metodo: Sarma



Castelnovo ne' Monti (RE) - loc. Boaro

Bertoletti Legnami s.r.l.

Profilo 1-1'

Verifica Tan2 - stato attuale

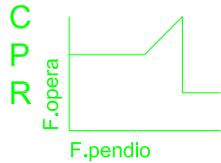
Presenza di falda e sollecitazione sismica

scala 1:600

Litotipo 1:	phi [°] = 22	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19
Litotipo 2:	phi [°] = 17	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18
Litotipo 3:	phi [°] = 22	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 20
Litotipo 4:	phi [°] = 28	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 21.5
Litotipo 5:	phi [°] = 25	c [kN/m ²] = 20	gamma [kN/m ³] = 22
Litotipo 6:	phi [°] = 26	c [kN/m ²] = 15	gamma [kN/m ³] = 21.7
Litotipo 7:	phi [°] = 26	c [kN/m ²] = 15	gamma [kN/m ³] = 21.7

Gamma acqua [kN/m³] = 10 Comp. sismica orizz. = .055 Comp. sismica vert. = .027

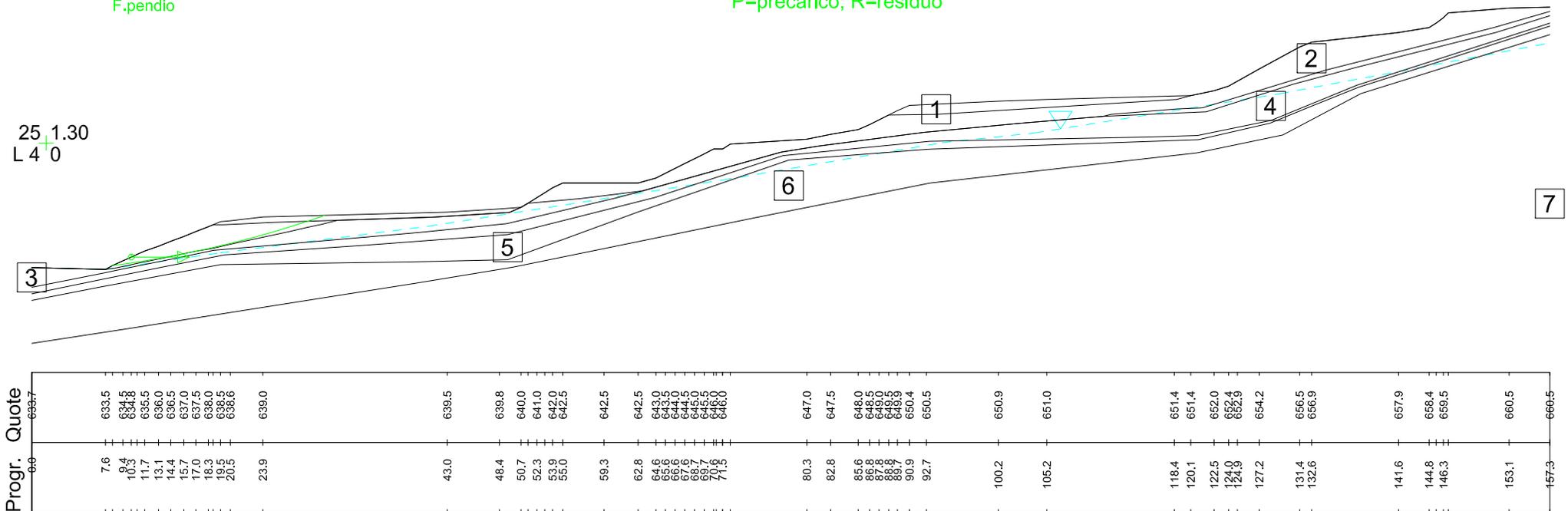
Metodo: Sarma



C (res. critica) = 600
 P (precarico) = 0
 R (res. residua) = 0

RN | FS
 X% | RT

FS: fatt. sicurezza ottenibile
 RN: reaz. per avere FS= 1.3
 RT: res. a rottura del terreno
 %: utilizzo resistenza critica
 X: L=lineare; T=rottura terreno
 P=precarico; R=residuo



Castelnovo ne' Monti (RE) - loc. Boaro

Bertoletti Legnami s.r.l.

Profilo 1-1'

Verifica Tan2 - stato attuale

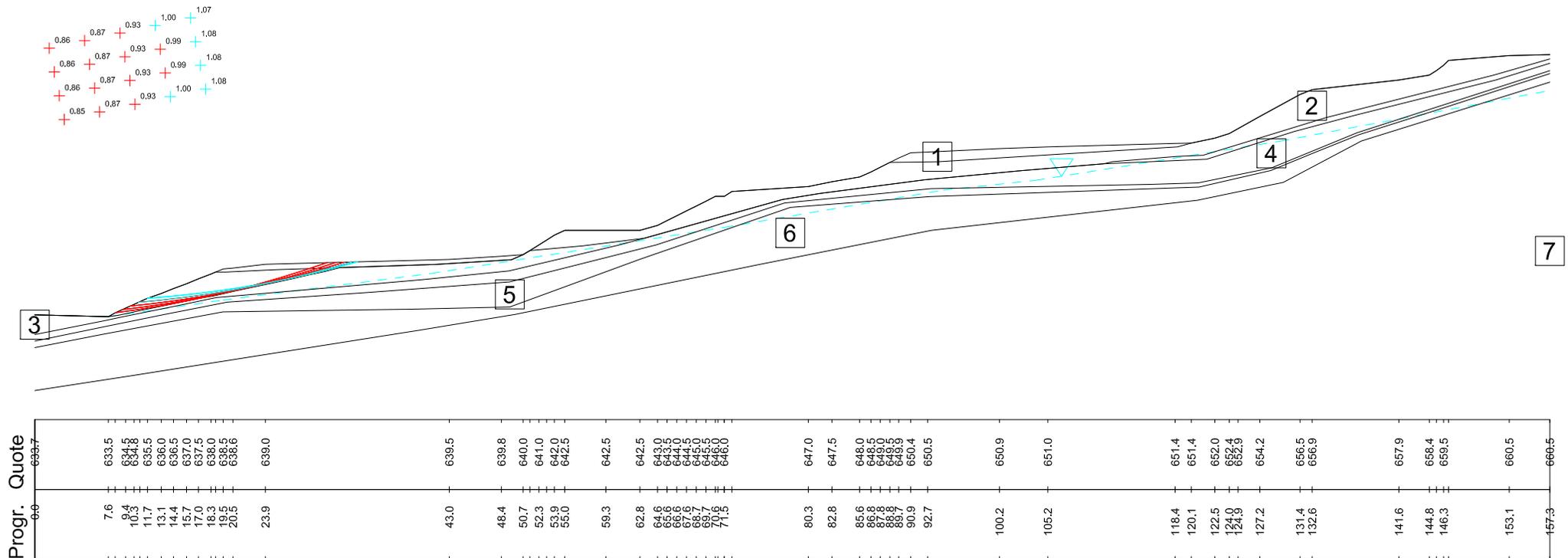
Presenza di falda e sollecitazione sismica

scala 1:600

Litotipo 1:	phi [°] = 17.9	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19
Litotipo 2:	phi [°] = 13.7	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18
Litotipo 3:	phi [°] = 17.9	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 20
Litotipo 4:	phi [°] = 23	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 21.5
Litotipo 5:	phi [°] = 20.5	c [kN/m ²] = 16	gamma [kN/m ³] = 22
Litotipo 6:	phi [°] = 21.3	c [kN/m ²] = 12	gamma [kN/m ³] = 21.7
Litotipo 7:	phi [°] = 21.3	c [kN/m ²] = 12	gamma [kN/m ³] = 21.7

Gamma acqua [kN/m³] = 10 Comp. sismica orizz. = .055 Comp. sismica vert. = .027

Metodo: Sarma

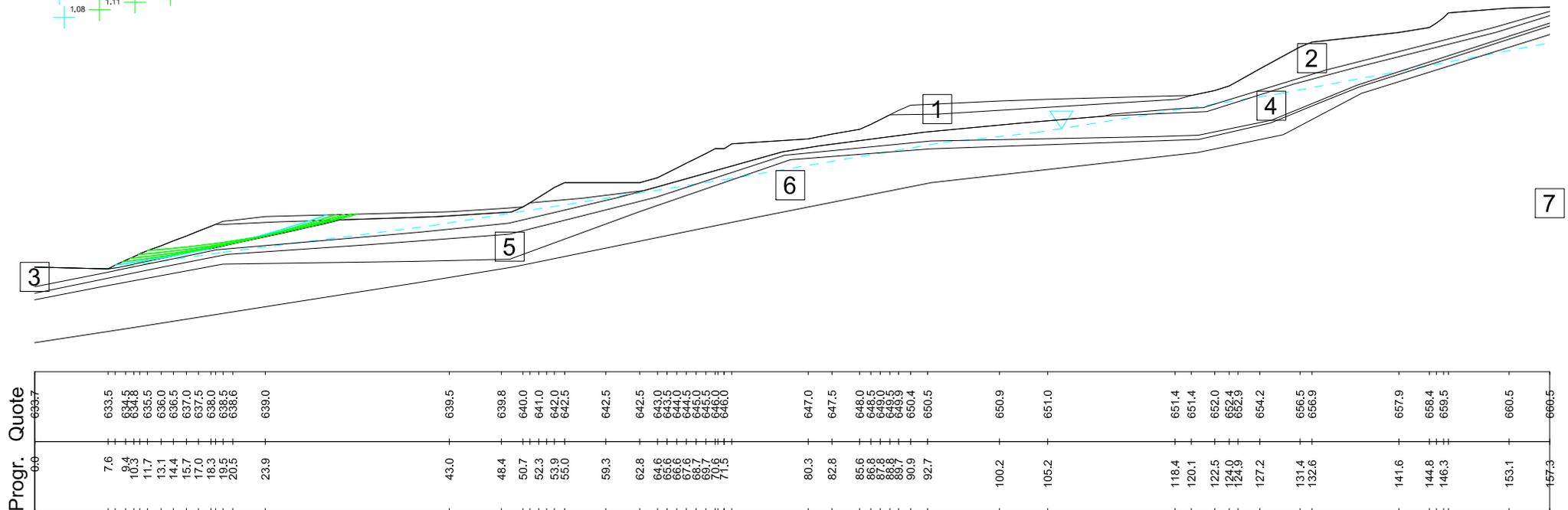
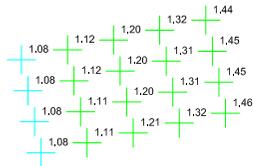


Castelnovo ne' Monti (RE) - loc. Boaro

Bertoletti Legnami s.r.l.
 Profilo 1-1'
 Verifica Tan2 - stato attuale
 Presenza di falda assenza sollecitazione sismica
 scala 1:600

Litotipo 1:	phi [°] = 17.9	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19
Litotipo 2:	phi [°] = 13.7	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18
Litotipo 3:	phi [°] = 17.9	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 20
Litotipo 4:	phi [°] = 23	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 21.5
Litotipo 5:	phi [°] = 20.5	c [kN/m ²] = 16	gamma [kN/m ³] = 22
Litotipo 6:	phi [°] = 21.3	c [kN/m ²] = 12	gamma [kN/m ³] = 21.7
Litotipo 7:	phi [°] = 21.3	c [kN/m ²] = 12	gamma [kN/m ³] = 21.7

Gamma acqua [kN/m³] = 10
 Metodo: Sarma



Castelnovo ne' Monti (RE) - loc. Boaro

Bertoletti Legnami s.r.l.

Profilo 1-1'

Verifica Tan2 - stato attuale

Presenza di falda e sollecitazione sismica

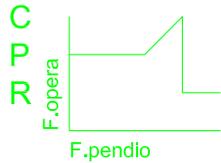
Forza reagente massima

scala 1:600

Litotipo 1:	phi [°] = 17.9	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19
Litotipo 2:	phi [°] = 13.7	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18
Litotipo 3:	phi [°] = 17.9	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 20
Litotipo 4:	phi [°] = 23	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 21.5
Litotipo 5:	phi [°] = 20.5	c [kN/m ²] = 16	gamma [kN/m ³] = 22
Litotipo 6:	phi [°] = 21.3	c [kN/m ²] = 12	gamma [kN/m ³] = 21.7
Litotipo 7:	phi [°] = 21.3	c [kN/m ²] = 12	gamma [kN/m ³] = 21.7

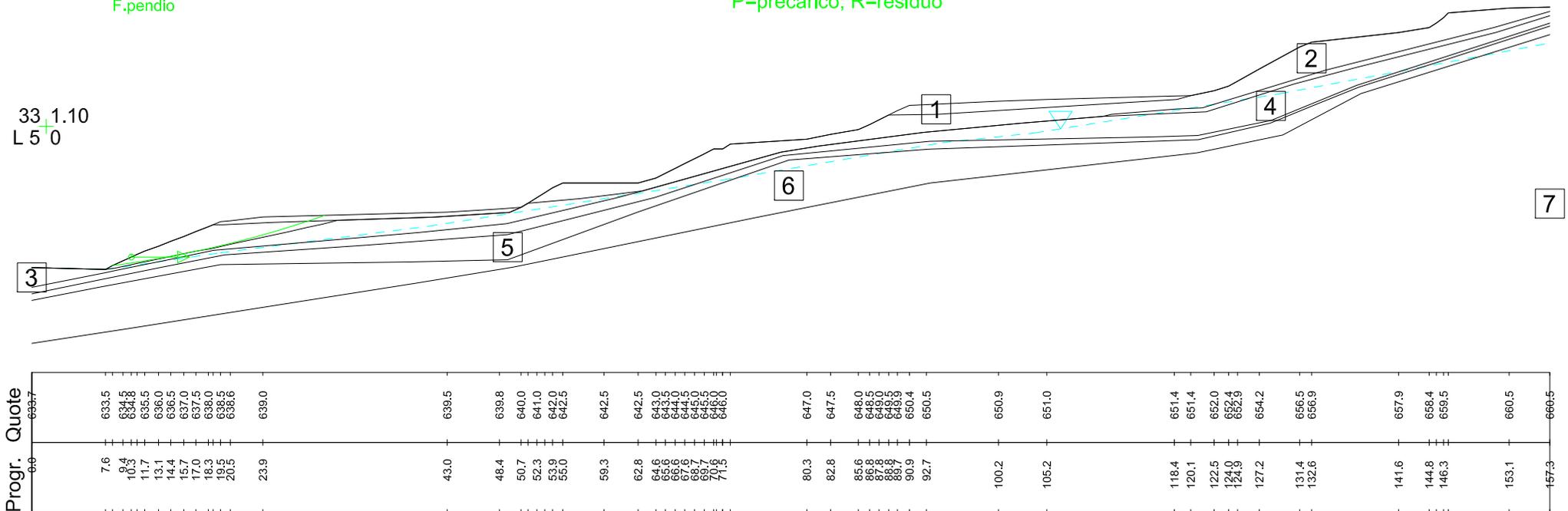
Gamma acqua [kN/m³] = 10 Comp. sismica orizz. = .055 Comp. sismica vert. = .027

Metodo: Sarma



C (res. critica) = 600
 P (precarico) = 0
 R (res. residua) = 0

RN | FS
 X% | RT
 FS: fatt. sicurezza ottenibile
 RN: reaz. per avere FS = 1.1
 RT: res. a rottura del terreno
 %: utilizzo resistenza critica
 X: L=lineare; T=rottura terreno
 P=precarico; R=residuo



Castelnovo ne' Monti (RE) - loc. Boaro

Bertoletti Legnami s.r.l.

Profilo 2-2'

Verifica Tan4 - stato attuale

Presenza di falda e sollecitazione sismica

scala 1:600

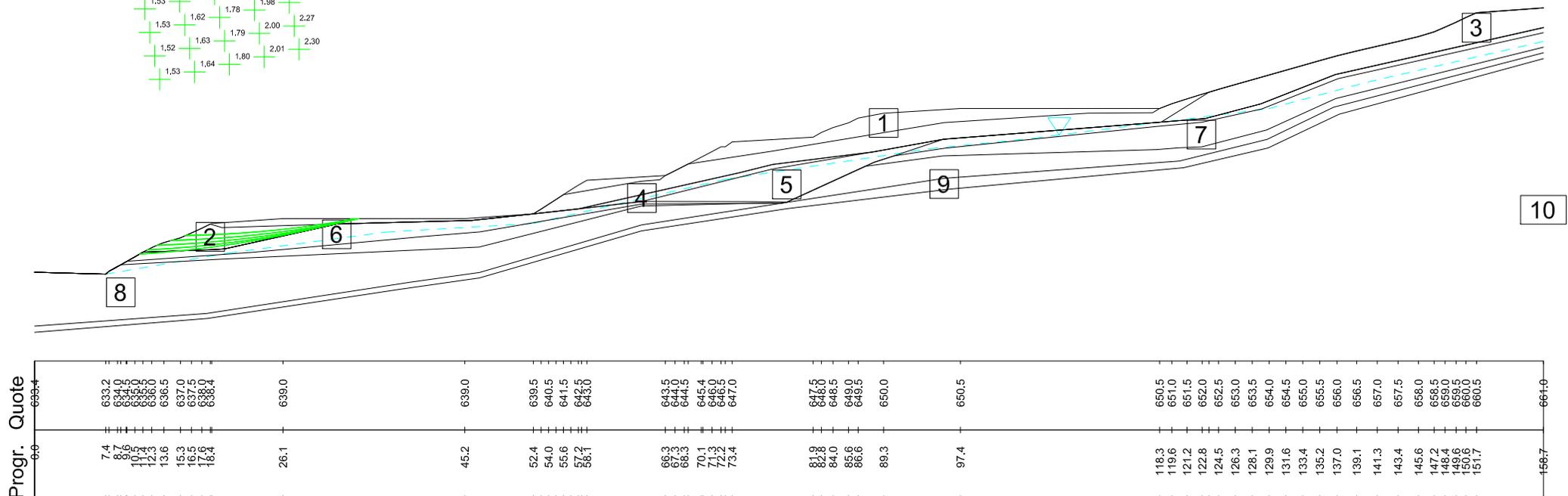
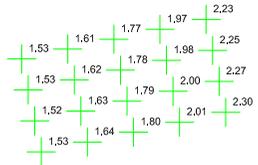
Litotipo 1:	phi [°] = 22	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19
Litotipo 2:	phi [°] = 18	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18
Litotipo 3:	phi [°] = 21	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19
Litotipo 4:	phi [°] = 16	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18
Litotipo 5:	phi [°] = 20	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18.5
Litotipo 6:	phi [°] = 21	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19
Litotipo 7:	phi [°] = 20	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18.5
Litotipo 8:	phi [°] = 19	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18.3
Litotipo 9:	phi [°] = 28	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 21.5
Litotipo 10:	phi [°] = 26	c [kN/m ²] = 20	gamma [kN/m ³] = 22

Gamma acqua [kN/m³] = 10

Comp. sismica orizz. = .055

Comp. sismica vert. = .027

Metodo: Sarma



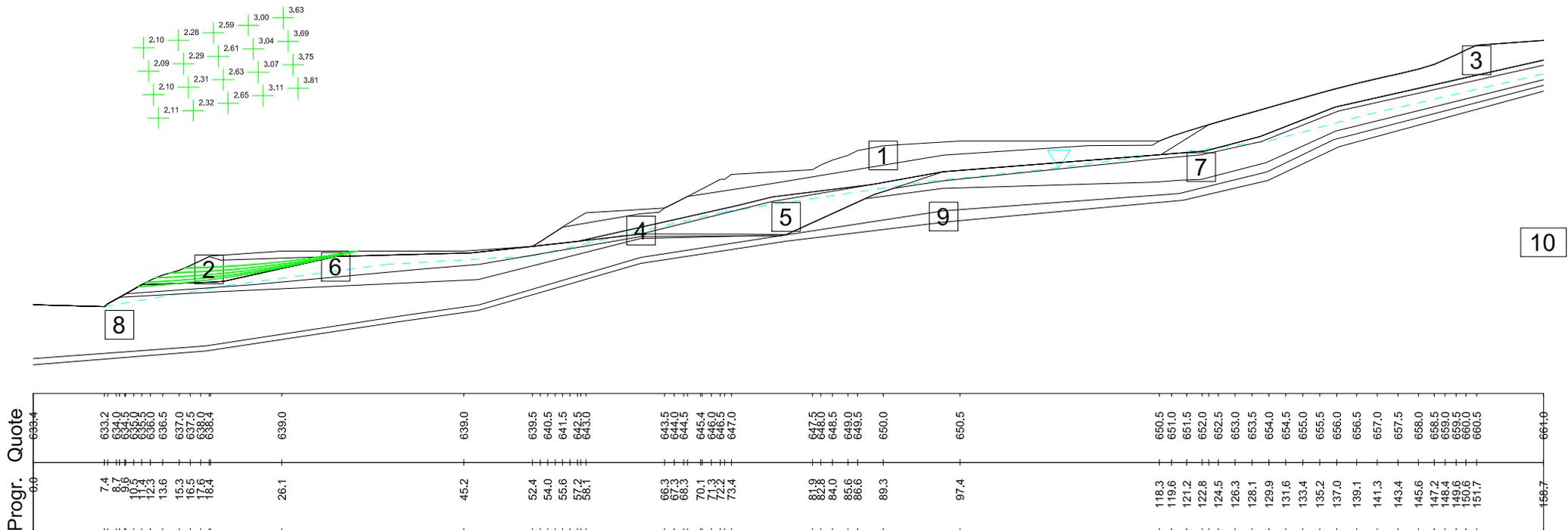
Castelnovo ne' Monti (RE) - loc. Boaro

Bertoletti Legnami s.r.l.
 Profilo 2-2'
 Verifica Tan4 - stato attuale
 Presenza di falda assenza sollecitazione sismica
 scala 1:600

Litotipo 1:	phi [°] = 22	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19
Litotipo 2:	phi [°] = 18	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18
Litotipo 3:	phi [°] = 21	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19
Litotipo 4:	phi [°] = 16	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18
Litotipo 5:	phi [°] = 20	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18.5
Litotipo 6:	phi [°] = 21	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19
Litotipo 7:	phi [°] = 20	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18.5
Litotipo 8:	phi [°] = 19	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18.3
Litotipo 9:	phi [°] = 28	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 21.5
Litotipo 10:	phi [°] = 26	c [kN/m ²] = 20	gamma [kN/m ³] = 22

Gamma acqua [kN/m³] = 10

Metodo: Sarma



Castelnovo ne' Monti (RE) - loc. Boaro

Bertoletti Legnami s.r.l.

Profilo 2-2'

Verifica Tan4 - stato attuale

Presenza di falda e sollecitazione sismica

scala 1:600

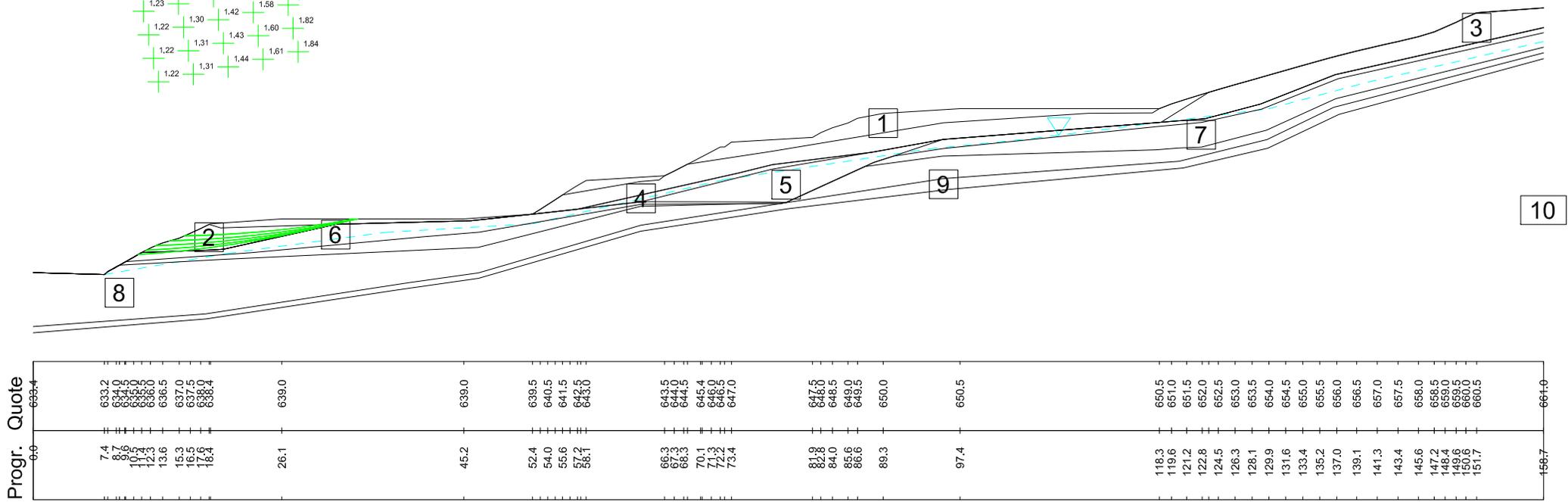
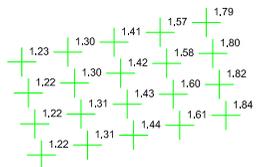
Litotipo 1:	phi [°] = 17.9	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19
Litotipo 2:	phi [°] = 14.6	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18
Litotipo 3:	phi [°] = 17.1	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19
Litotipo 4:	phi [°] = 12.9	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18
Litotipo 5:	phi [°] = 16.2	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18.5
Litotipo 6:	phi [°] = 17.1	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19
Litotipo 7:	phi [°] = 16.2	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18.5
Litotipo 8:	phi [°] = 15.4	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18.3
Litotipo 9:	phi [°] = 23	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 21.5
Litotipo 10:	phi [°] = 21.3	c [kN/m ²] = 16	gamma [kN/m ³] = 22

Gamma acqua [kN/m³] = 10

Comp. sismica orizz. = .055

Comp. sismica vert. = .027

Metodo: Sarma



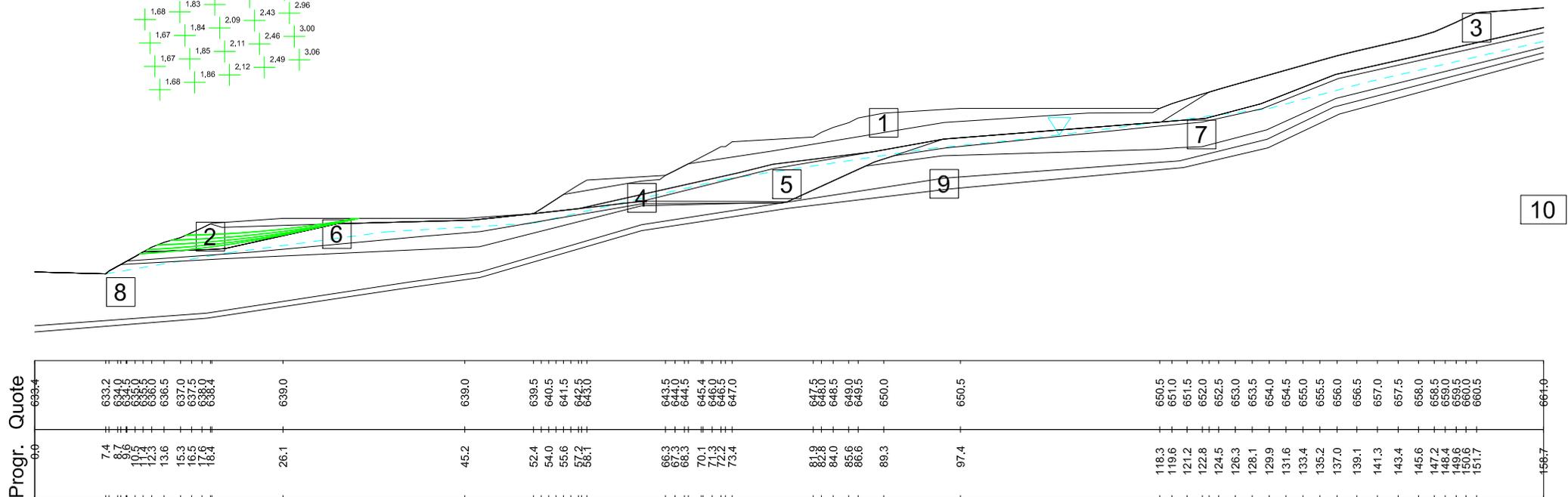
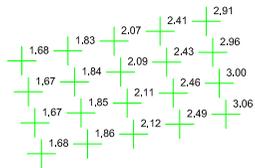
Castelnovo ne' Monti (RE) - loc. Boaro

Bertoletti Legnami s.r.l.
 Profilo 2-2'
 Verifica Tan4 - stato attuale
 Presenza di falda assenza sollecitazione sismica
 scala 1:600

Litotipo 1:	phi [°] = 17.9	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19
Litotipo 2:	phi [°] = 14.6	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18
Litotipo 3:	phi [°] = 17.1	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19
Litotipo 4:	phi [°] = 12.9	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18
Litotipo 5:	phi [°] = 16.2	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18.5
Litotipo 6:	phi [°] = 17.1	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19
Litotipo 7:	phi [°] = 16.2	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18.5
Litotipo 8:	phi [°] = 15.4	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18.3
Litotipo 9:	phi [°] = 23	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 21.5
Litotipo 10:	phi [°] = 21.3	c [kN/m ²] = 16	gamma [kN/m ³] = 22

Gamma acqua [kN/m³] = 10

Metodo: Sarma



Castelnovo ne' Monti (RE) - loc. Boaro

Bertoletti Legnami s.r.l.

Profilo 3-3'

Verifica Tan2 - stato attuale

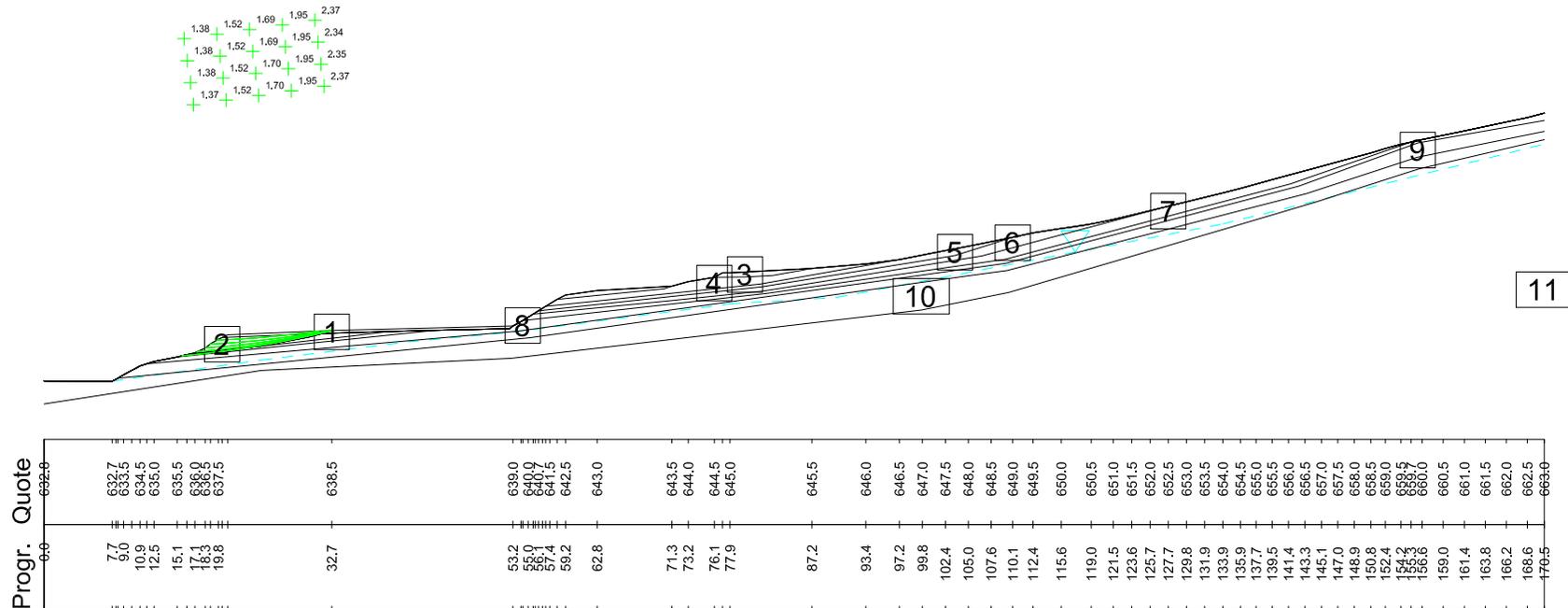
Presenza di falda e sollecitazione sismica

scala 1:800

Litotipo 1:	phi [°] = 24	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19
Litotipo 2:	phi [°] = 17	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18
Litotipo 3:	phi [°] = 28	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19
Litotipo 4:	phi [°] = 26	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19.5
Litotipo 5:	phi [°] = 22	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 20
Litotipo 6:	phi [°] = 22	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 20
Litotipo 7:	phi [°] = 17	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18
Litotipo 8:	phi [°] = 24	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 21.5
Litotipo 9:	phi [°] = 28	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 21.5
Litotipo 10:	phi [°] = 26	c [kN/m ²] = 20	gamma [kN/m ³] = 22
Litotipo 11:	phi [°] = 26	c [kN/m ²] = 15	gamma [kN/m ³] = 21.7

Gamma acqua [kN/m³] = 10 Comp. sismica orizz. = .055 Comp. sismica vert. = .027

Metodo: Sarma



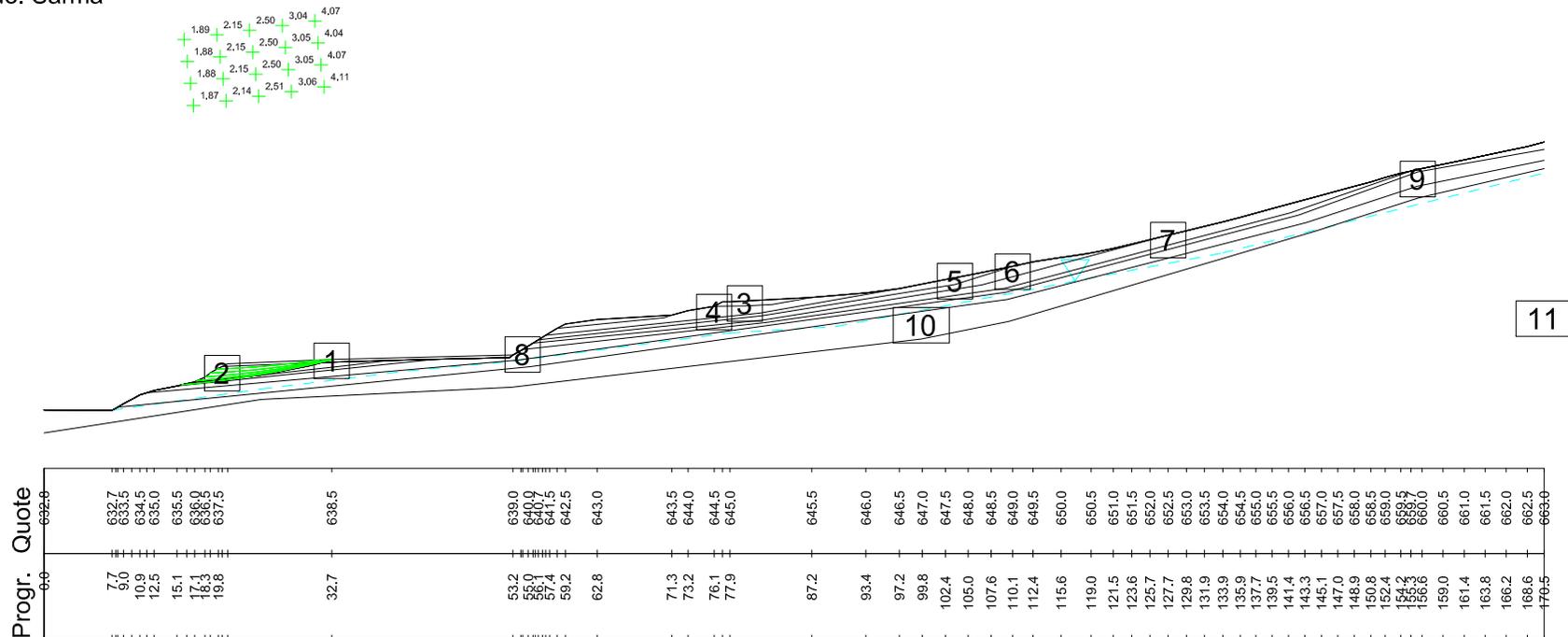
Castelnovo ne' Monti (RE) - loc. Boaro

Bertoletti Legnami s.r.l.
 Profilo 3-3'
 Verifica Tan2 - stato attuale
 Presenza di falda assenza sollecitazione sismica
 scala 1:800

Litotipo 1:	phi [°] = 24	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19
Litotipo 2:	phi [°] = 17	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18
Litotipo 3:	phi [°] = 28	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19
Litotipo 4:	phi [°] = 26	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19.5
Litotipo 5:	phi [°] = 22	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 20
Litotipo 6:	phi [°] = 22	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 20
Litotipo 7:	phi [°] = 17	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18
Litotipo 8:	phi [°] = 24	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 21.5
Litotipo 9:	phi [°] = 28	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 21.5
Litotipo 10:	phi [°] = 26	c [kN/m ²] = 20	gamma [kN/m ³] = 22
Litotipo 11:	phi [°] = 26	c [kN/m ²] = 15	gamma [kN/m ³] = 21.7

Gamma acqua [kN/m³] = 10

Metodo: Sarma



Castelnovo ne' Monti (RE) - loc. Boaro

Bertoletti Legnami s.r.l.

Profilo 3-3'

Verifica Tan2 - stato attuale

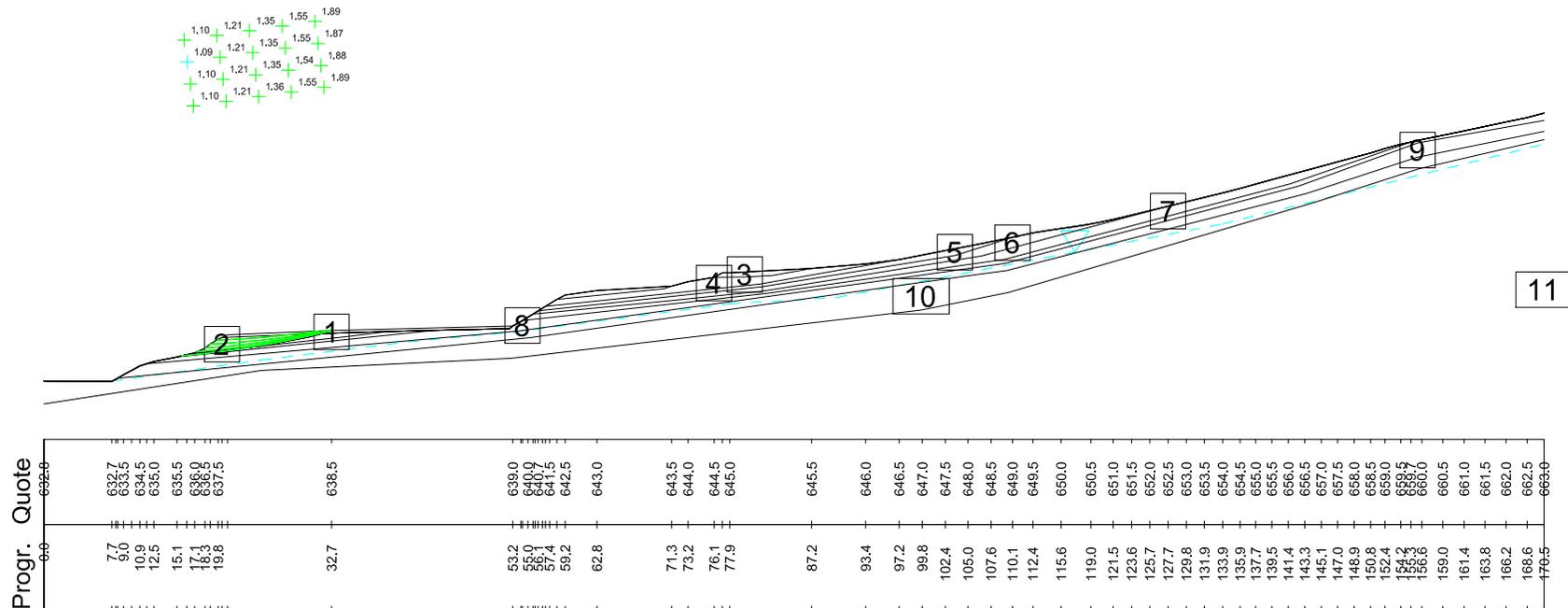
Presenza di falda e sollecitazione sismica

scala 1:800

Litotipo 1:	phi [°] = 19.6	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19
Litotipo 2:	phi [°] = 13.7	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18
Litotipo 3:	phi [°] = 23	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19
Litotipo 4:	phi [°] = 21.3	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19.5
Litotipo 5:	phi [°] = 17.9	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 20
Litotipo 6:	phi [°] = 17.9	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 20
Litotipo 7:	phi [°] = 13.7	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18
Litotipo 8:	phi [°] = 19.6	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 21.5
Litotipo 9:	phi [°] = 23	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 22
Litotipo 10:	phi [°] = 21.3	c [kN/m ²] = 16	gamma [kN/m ³] = 21.7
Litotipo 11:	phi [°] = 21.3	c [kN/m ²] = 12	gamma [kN/m ³] = 22

Gamma acqua [kN/m³] = 10 Comp. sismica orizz. = .055 Comp. sismica vert. = .027

Metodo: Sarma



Castelnovo ne' Monti (RE) - loc. Boaro
 Bertoletti Legnami s.r.l.
 Profilo 3-3'
 Verifica Tan2 - stato attuale
 Presenza di falda assenza sollecitazione sismica
 scala 1:800

Litotipo 1:	phi [°] = 19.6	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19
Litotipo 2:	phi [°] = 13.7	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18
Litotipo 3:	phi [°] = 23	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19
Litotipo 4:	phi [°] = 21.3	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 19.5
Litotipo 5:	phi [°] = 17.9	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 20
Litotipo 6:	phi [°] = 17.9	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 20
Litotipo 7:	phi [°] = 13.7	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 18
Litotipo 8:	phi [°] = 19.6	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 21.5
Litotipo 9:	phi [°] = 23	c [kN/m ²] = 0	gamma [kN/m ³] = 22
Litotipo 10:	phi [°] = 21.3	c [kN/m ²] = 16	gamma [kN/m ³] = 21.7
Litotipo 11:	phi [°] = 21.3	c [kN/m ²] = 12	gamma [kN/m ³] = 22

Gamma acqua [kN/m³] = 10

Metodo: Sarma

