GEOL.COSTANTINI DARIO
Studio geologia tecnica
Via Bellotto 16d/10 Quiliano (SV)
cosdar@gmail.com
Cell. 349/4006823

REGIONE LIGURIA

COMUNE DI LAVAGNA

PROVINCIA DI GENOVA

INTERVENTI DI REGIMAZIONE IDRAULICA DEL RIO REZZA NEL TRATTO COMPRESO TRA IL POLO OSPEDALIERO E VIA FIESCHI, FINALIZZATI ALLA MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO
AGGIORNAMENTO PROGETTO DEFINITIVO
****

RELAZIONE GEOLOGICA
RELAZIONE DI ANALISI DELLA PERICOLOSITA' SISMICA
ANALISI DI FATTIBILITA' GEOTECNICA

ANNO 2021

IL TECNICO:

Dott. Geol. Dario Costantini

ORDINE REGIONALE DEI GEOLOGI DELLA LIGURIA
Dott. Geol. DARIO COSTANTINI
A.P. n. 466
data iscr. 01-08-2002

GEOL.COSTANTINI DARIO
Studio geologia tecnica
Via Bellotto 16d/10 Quiliano (SV)
cosdar@gmail.com
Cell. 349/4006823

SOMMARIO

1 PREMESSA 3

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 4

3 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO 5

4 ASSETTO GEOLOGICO 6

4.1 ASSETTO GEOLOGICO GENERALE 6
4.2 ASSETTO GEOLOGICO PUNTUALE 9

5 ASSETTO GEOMORFOLOGICO 12

6 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO 13

7 RICOSTRUZIONE STRATIGRAFICA DEL SOTTOSUOLO E PARAMETRI FISICO MECCANICI DEI TERRENI 14

7.1 ELEMENTI DI INDAGINE GEOGNOSTICA RIFERITI A FASI PROGETTUALI PREGRESSE ESEGUITE IN CONTESTI ANALOGHI O LIMITROFI 14
7.1 ELEMENTI DI INDAGINE GEOGNOSTICA ESEGUITE IN SITO 14
7.2 DESCRIZIONE E RISULTATI DELLA CAMPAGNA GEOGNOSTICA PREGRESSA 15
7.2.1 Sondaggi geognostici 15
7.2.1 Prove penetrometriche dinamiche leggere 17
7.2.2 Piezometri e prove di permeabilità 20
7.3 DESCRIZIONE E RISULTATI DELLA CAMPAGNA GEOGNOSTICA ATTUALE 21
7.1 RICOSTRUZIONE SCHEMATICA DELLA STRATIGRAFIA LOCALE 23
7.2 CARATTERIZZAZIONE GEO-STRATIGRAFICA DEI TERRENI 24
7.2.1 Depositi alluvionali quaternari grossolani 25
7.2.2 Cappellaccio di alterazione del bed-rock 25

8 ANALISI DELLA PERICOLOSITA' SISMICA 27

8.1 SISMICITÀ RELATIVA ALLA ZONA DI LAVAGNA 31
8.2 AZIONE SISMICA 31
8.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE 32
8.4 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI 34
8.5 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO 35
8.6 VITA NOMINALE 36
8.7 CLASSI D'USO 36
8.8 PERIODO DI RIFERIMENTO 37
8.9 CALCOLO DEI PARAMETRI SISMICI 38

9 CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE DEGLI INTERVENTI 49

9 NOTE GEOTECNICHE 51

9.1 CARATTERIZZAZIONE GEOSTRATIGRAFICA E GEOTECNICA DEGLI AMBITI 51
9.1.1 Caratterizzazione geotecnica dei terreni e delle rocce 52
9.1.4 Depositi alluvionali quaternari grossolani 53
9.1.5 Cappellaccio di alterazione del bed-rock 54
9.1.6 Definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici 54

9.2.1 Analisi sinottica delle verifiche da eseguirsi *56*
9.3 OPERE DI SOSTEGNO – NUOVE STRUTTURE ARGINALI - CONSOLIDAMENTI 59
10 TERRE E ROCCE DA SCAVO 60
11 PRESCRIZIONI GEOTECNICHE IN FASE REALIZZATIVA 61
12 CONCLUSIONI 62

1 PREMESSA

Le presenti *relazione geologica, di analisi della pericolosità sismica e le correlate note geotecniche,* sono state eseguite nell'ambito della progettazione di livello definitivo (fase di aggiornamento) del programma di mitigazione del rischio idraulico del tratto mediano del rio Rezza, in comune di Lavagna, nel tratto ricompreso tra il polo ospedaliero e via Fieschi.

La presente indagine fa riferimento alle nuove *Norme Tecniche per le Costruzioni* di cui al D.M. 17.01.2018 e relativa circolare esplicativa. Il territorio in esame è riportato nell'elenco regionale dei comuni in zona sismica 3 ai sensi dell'Opcm 3519/06 (nuova classific. sismica reg. Liguria) e della conseguente Dgr. n. 216/2017.

La relazione è finalizzata alla caratterizzazione e alla costruzione del modello geologico e sismico del sito, in relazione alle finalità progettuali e alle peculiarità dello scenario territoriale ed ambientale in cui si opera. Ottenuta la documentazione tecnica necessaria sono stati eseguiti i sopralluoghi e le indagini in sito ritenuti maggiormente opportuni riferiti all'area di sedime allargata ad un intorno dimensionale sufficientemente significativo, in modo da delineare adeguatamente il contesto geologico, in relazione al tipo di intervento previsto, analisi che ha compreso anche un esame della stratigrafia locale e delle caratteristiche fisico meccaniche delle litologie presenti in loco.

Si specifica che la presente stesura ha attinto dai contenuti tecnici delle relazioni geologiche stilate dai colleghi Geol. P. Cascino e dal geol. V. Marsala, redatte nel corso dell'anno 2010 per studi di analoga tipologia e portata sullo stesso ambito geografico.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

Istruzioni per |'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018" -

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007.

Eurocodice 8 (1998)

Indicazioni progettuali perla resistenza fisica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)

Eurocodice 7.1 (1997)

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 7.2 (2002)

Progettazione geotecnica — Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002).

Eurocodice 7.3 (2002)

Progettazione geotecnica — Parte II: Progettazione assistita con prove in sito (2002).

DGR 535/2021

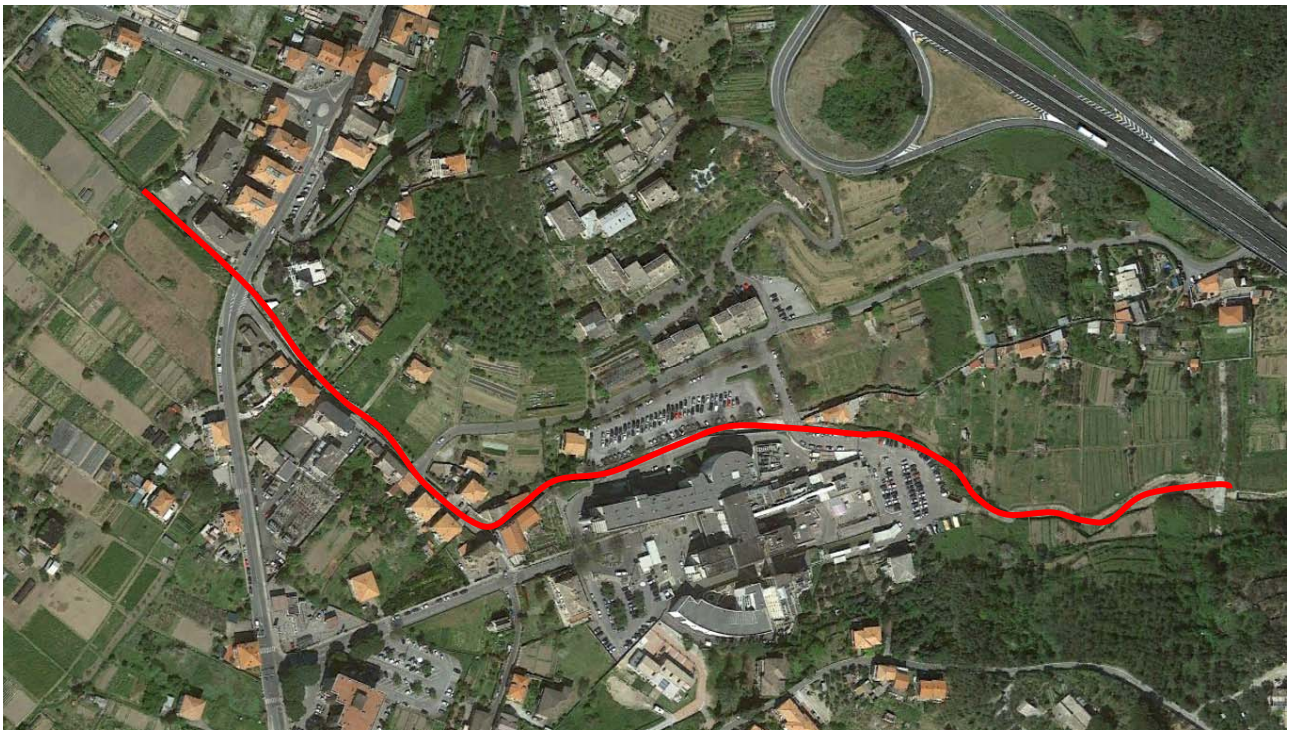
Adozione delle Linee Guida per la Gestione del Territorio in Aree Interessate da Liquefazione (LQ) ed approvazione criteri tecnici integrativi alla DGR 471/2010.

3 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area insediativa oggetto di indagine è localizzata nei pressi del tratto di costa compreso tra il tracciato autostradale e il corso del T. Entella, nei pressi del Polo Ospedaliero comunale.

L'assetto morfologico generale è caratterizzato dagli assetti pianeggianti o a debole pendenza del fondovalle, in un ambito sostanzialmente antropizzato e urbano, nel quale si inserisce il corso del rio Rezza.

Vista area del sedime



4 ASSETTO GEOLOGICO

4.1 Assetto geologico generale

Con riferimento ai sopralluoghi effettuati, con il dettaglio consentito dallo stato attuale dei luoghi e dalle qualità delle esposizioni e degli affioramenti, s'illustrano i caratteri geologici salienti dell'area.

Il sito in esame è caratterizzato geologicamente dall'appartenenza al dominio Ligure, corrispondente ad un'area oceanica evolutasi in facies di flysch ed infine sovrappostasi, nel corso dell'orogenesi, a settori di crosta continentale. Il substrato appartiene alle Argilliti della Val Lavagna (Carta geolitologica – AMBITO 16; Carta geologica regionale - tavoletta Lavagna, Regione Liguria) che includono, oltre alla predominante caratteristica alternanza di argilliti scistose grigio-nerastre, la falda delle Ardesie di Monte Verzi, potenti successioni caratterizzate dalla predominanza di elementi più arenacei. Le litofacies ardesiache sono state isolate e descritte come formazione autonoma da CASELLA & TERRANOVA (1964) e successivamente formalizzate da SONI et alii, (1969). L'età della formazione è riferibile, secondo gli stessi CASELLA & TERRANOVA, all'Albiano-Cenomaniano.

Secondo MARINI (1992) le aree di affioramento nelle quali sono presenti in varia misura associazioni di litofacies simili alle ardesie sono tre, orientate in direzione circa NW-SE:

- una fascia nordorientale che va dall'alta Val Trebbia, per le valli Sturla, Graveglia e Petronio fino alla zona del Bracco;
- una fascia intermedia, che comprende il fianco sinistro della medio-bassa Val Lavagna, parte della Val Graveglia e la zona collinare alle spalle di Lavagna – Cavi.
- una fascia sud-occidentale che va dall'alta Val Bisagno (Bargagli), per l'alta Val Recco (Uscio) fino al fianco destro della Val Lavagna (Tribogna).

Solo per la fascia intermedia MARINI ritiene che debba essere mantenuta la locuzione Ardesie di Monte Verzi, mentre nelle altre due aree le litofacies di tipo ardesiaco si inquadrano, invece come variazioni episodiche (riferibili a membri) all'interno delle unità di piana di bacino alle quali esse sono associate: il complesso scisti zonati – Formazione di Ronco ed i Calcari di Monte Antola. Sovrastante il substrato roccioso è presente una potente fase alluvionale antica e recente integrata da riporti antropici di varia natura e spessore.

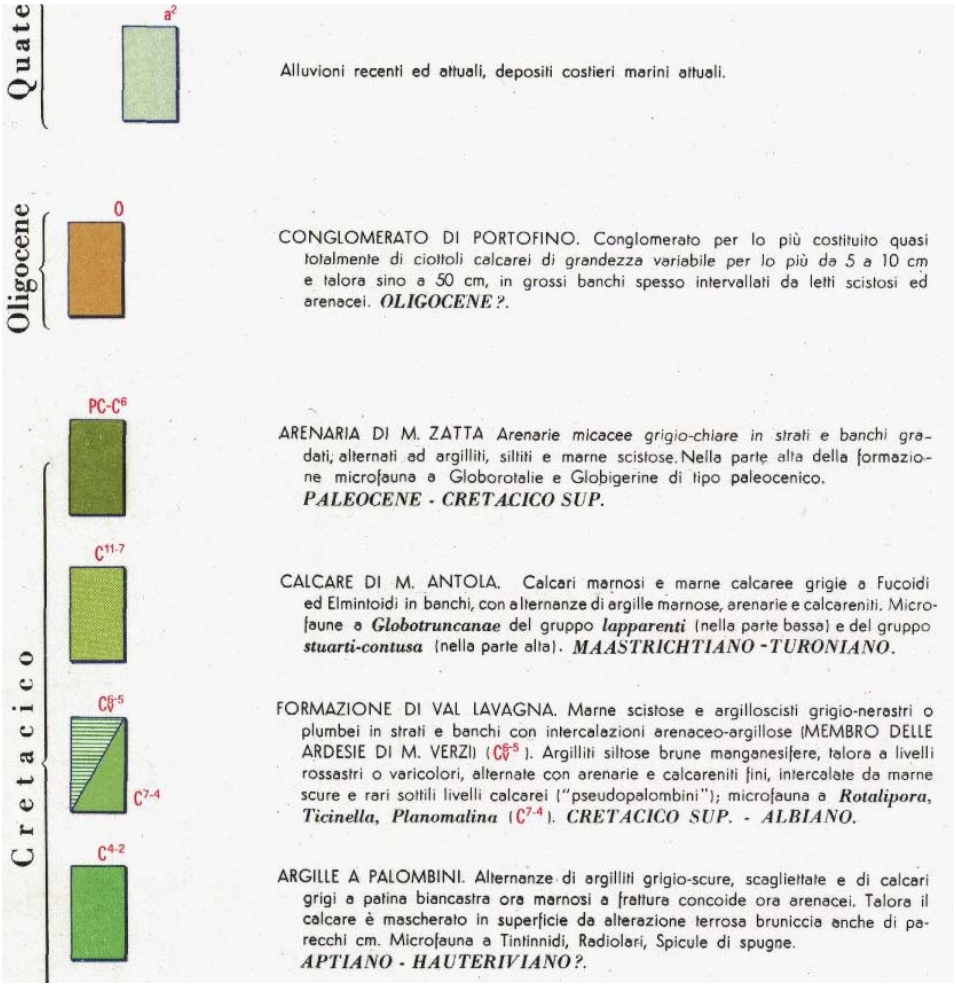
In dettaglio, nel settore in esame, si possono individuare, dal basso verso l'alto, i seguenti

litotipi:

• Argille a Palombini del Lago di Giacopiane: si tratta di un'alternanza di argilliti grigio-scure, fogliettate e lamellari, in strati generalmente sottili, intercalate a calcari silicei grigio-chiari, in strati di potenza variabile ma non superiore ad un metro, con frequente patina di alterazione di colore giallastro. Nell'insieme essi rappresentano l'originario livello di base dell'Unità Gottero; localmente sono presenti olistoliti di Arenarie del M. Gottero, serpentiniti, basalti e calcari a calpionella. Questi litotipi affiorano principalmente in orografica destra del T. Entella, nella porzione mediana dell'area investigata. L'assetto giaciturale medio della stratificazione presenta immersione verso SW con inclinazione di circa 30°-50°, assumendo una disposizione a traverpoggio-reggipoggio rispetto al versante;

• Formazione di Val Lavagna: è costituita da argilliti scistose, più o meno siltose, per lo più grigio-scure o nerastre, a volte varicolori, finemente fogliettate, alternate ad arenarie e calcareniti fini con ossidi di ferro e di manganese diffusi; sono presenti intercalazioni di calcari marnosi, calcari silicei ("pseudopalombini"), marne plumbee scistose ("ardesie"), scisti argillosi ed arenaceo-marnosi zonati. Localmente sono state distinte, come Ardesie di M. Verzi, marne scistose di colore grigio-nero ("ardesie"), con patine di alterazione biancastre sulle superfici esposte, in strati di potenza variabile da pochi centimetri a diversi metri, alternate a strati di argilliti fogliettate: i piani di scistosità sono generalmente obliqui rispetto ai piani di stratificazione con inclinazione di circa 20°-30°. Tale Formazione affiora in gran parte del bacino del T. Entella: in particolare, i termini argilloscistosi costituiscono l'ossatura della porzione mediana e basale dei versanti in sponda sinistra e del versante destro nel tratto meridionale, dove mostrano assetti strutturali rispettivamente a franapoggio e traverpoggio-reggipoggio, mentre le ardesie caratterizzano gli ambiti mediosuperiori e sommitali del pendio in orografica sinistra, con specifico riferimento alle pendici dei monti S. Giacomo e Capenardo, dove sono state oggetto di attività estrattiva storica ed assumono assetto a franapoggio;





Estratto cartografia nazionale scala 1:100000

4.2 Assetto geologico puntuale

L'area è geologicamente riferibile ai depositi alluvionali quaternari del Rio Rezza / T. Entella, costituiti da una frazione ghiaioso-sabbiosa in matrice sabbiosa-limosa-argillosa più o meno abbondante, derivanti dall'alterazione delle formazioni sedimentarie e metamorfiche presenti nella zona. A queste si alternano intercalazioni di lenti limi-argillosi, il tutto a testimoniare l'esistenza di un ambiente di transizione caratterizzato dall'interazione di processi fluviali e marini. In particolare il susseguirsi di periodi d'innalzamento ed abbassamento del livello eustatico, ha prodotto successive fasi di ringiovanimento dei rilievi ed il mutamento del regime erosivo dei versanti, con conseguenti episodi di sedimentazione di materiali aventi caratteristiche granulometriche molto differenti tra loro. La granulometria può variare secondo la posizione rispetto all'alveo ed è quindi funzione della storia della sua evoluzione ed è variabile sia arealmente sia verticalmente, alternandosi in vari cicli sedimentari. Dove le acque meno turbolente hanno consentito la deposizione di materiali fini, sono presenti amigdali a composizione prevalentemente argillosa. Questi sedimenti hanno risentito delle variazioni quaternarie del livello marino, che, facendo variare l'assetto dello sbocco a mare del Fiume Entella, hanno controllato l'apporto solido dei bacini circostanti.

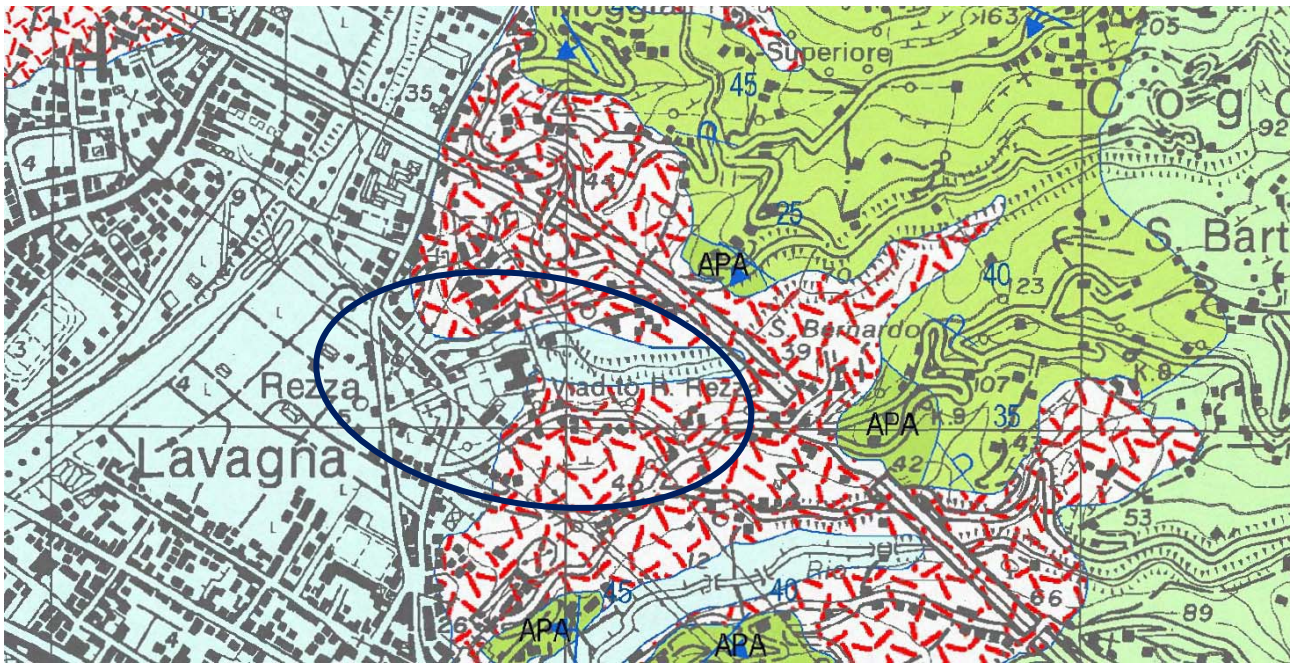
Allo stato attuale si distingue una "potente conoide" costituita da sedimenti misti in facies alluvionale. Il substrato pre-quaternario affiora unicamente sulle spalle vallive, ove le complesse deformazioni che caratterizzano l'assetto strutturale dell'unità portano ad affiorare alternativamente le formazioni a prevalente composizione argillitico-marnoso-siltosa e arenaceo-siltosa. L'assetto strutturale del basamento è definito dal fianco rovesciato di una piega immergente verso SSE con locali pieghe di trascinamento. La Formazione della Val Lavagna (Cretaceo sup. - Albiano) è costituita da argilliti scistose, più o meno siltose, grigio scure o nerastre per la presenza di pigmenti carboniosi e talvolta manganesiferi, a volte varicolori, alternate ad arenarie e calcareniti fini con ossido di ferro e di manganese diffusi; intecalazioni di calcari marnosi con locali livelli conglomeratici, dovuti a frane sottomarine (olistostromi), calcari silicei, marne plumbee scistose (ardesie); scisti argillosi e arenaceo-marnosi zonati.

Il Membro delle Ardesie di Monte Verzi (Albiano - Cenomaniano) distinguibile al loro interno è caratterizzato da marne scistose plumbee, alternate a strati di argilliti fogliettate.

In termini di condizioni di conservazione il litotipo, alterato in superficie, è interessato da

fenomeni di fratturazione e di suddivisione in elementi prismatici principalmente secondo piani di frattura ortogonali alla stratificazione e secondariamente lungo piani di debolezza variamente orientati. Inoltre l'ammasso roccioso subisce fenomeni d'alterazione che derivano essenzialmente dall'azione dell'acqua, e contribuiscono alla creazione di una fascia superficiale che mostra scadenti caratteristiche geotecniche.

Estratto carta geologica CARG - foglio Sestri Levante



Area del sedime

DEPOSITI QUATERNARI

Deposito di frana recente (a1)
Accumuli caotici di materiali eterogenei ed eterometrici con indizi di movimento in atto.

Deposito di frana antica (a1q)
Accumuli caotici di materiali eterogenei ed eterometrici senza indizi di movimento in atto.

Depositi di versante
Depositi eterogenei ed eterometrici dovuti ad alterazione in posto e localmente rimaneggiati per gravita' e/o ruscellamento. Sulla base delle litologie presenti nel substrato sono riconducibili a due tipologie:

depositi costituiti da clasti grossolani spigolosi con matrice sabbiosa, soggetti a fenomeni di dilavamento e flusso tipo debris-flow. (ag)

depositi costituiti da argille e limi argillosi con inclusi eterometrici di calcari, arenarie e argilliti dispersi, soggetti a locali fenomeni di flusso per gravita' (af)

Deposito alluvionale attuale (b)
Depositi alluvionali prevalentemente grossolani, costituiti da ghiaie e ciottolami con limi e sabbie, spesso frammisti a clasti poco elaborati.

Deposito alluvionale terrazzato (bn)
Depositi alluvionali prevalentemente grossolani, costituiti da ghiaie e ciottolami con limi e sabbie, spesso frammisti a clasti poco elaborati, probabilmente distribuiti in un unico ordine con un dislivello massimo di circa dieci metri dall'attuale livello dei corsi d'acqua

GRUPPO DEL LAVAGNA

Comprende le seguenti formazioni: Scisti Zonati, Ardesie di M. Verzi e Scisti Manganesiferi, a composizione argilloso-marnoso-arenacea, con rapporti spaziali di non chiara risoluzione. Rapporti di parziale eteropia sono possibili, oltre che tra le tre formazioni, anche tra Scisti Manganesiferi e Argille a Palombini e tra Scisti Zonati e la porzione inferiore delle Arenarie di Monte Gottero



Scisti Zonati della Forcella (SZO)

Torbiditi siltoso-arenacee in strati sottili con rari strati di marne localmente anche di spessore notevole. Campaniano superiore



Argille a Palombini (APA)

Argilliti grigie e siltiti intercalate a strati di calcare micritico di colore grigio scuro (palombino), raramente a base calcarenitica; verso il tetto gli strati di palombino possono mancare. All'interno della formazione sono presenti olistoliti di Arenarie del M.Gottero (gt), serpentiniti (sr), basalti (bs), calcari a calpionella (cl). Hauteriviano ?superiore - Santoniano superiore

5 ASSETTO GEOMORFOLOGICO

L'area oggetto d'intervento è attestata ad una quota compresa tra 6,0 e 17,0 mt s.l.m.m. in una zona di raccordo tra la piana alluvionale del Fiume Entella ed i versanti che la coronano lungo il margine Est.

Il settore può essere suddiviso in due ambiti che hanno come confine fittizio il polo ospedaliero, in cui l'intervento dell'uomo ha influito in modi differenti: si passa da un'area destinata ad orti e pascoli ad una fortemente antropizzata con numerose superfici impermeabilizzate.

In questa zona il paesaggio è generato dalla combinazione dei seguenti fattori:

- *la costituzione litologica delle rocce;*
- *l'assetto tettonico (disposizione degli strati, pieghe e faglie);*
- *l'azione dell'uomo (attività rurale, costruzione della viabilità e degli insediamenti esistenti).*

Le caratteristiche geomorfologiche dell'area in esame sono collegate direttamente alla sua storia geologica: l'esistenza di una situazione di passaggio fra gli elementi della piana alluvionale e le colline retrostanti segnano con evidenza le diverse situazioni morfologiche del versante. Dal punto di vista geomorfologico i principali processi riguardano forme ed evoluzioni legate all'azione delle acque e all'urbanizzazione: in zone molto antropizzate, come il territorio in esame, l'azione modellatrice dell'uomo è sicuramente una causa rilevante di modificazione del paesaggio.

L'analisi geomorfologica indica come il sedime di progetto si posiziona in una porzione di versante geomorfologicamente complesso con energia di rilevo di grado basso o molto basso, in relazione al fatto di posizionarsi in una zona a pendenza pressochè nulla.

Allo stato attuale, l'assenza di indicatori geomorfologici che indichino uno stato di dissesto in atto o quiescente, consentono di asserire che il sedime denoti una soddisfacente condizione di stabilità geomorfologica. Tale condizione dovrà tuttavia essere attentamente preservata in relazione agli scopi di progetto, predisponendo tutti gli accorgimenti tecnico-esecutivi necessari affinché le procedure di movimento terra non vadano a condizionare in senso geostaticamente negativo gli insediamenti antropici presenti al contorno dell'area di intervento.

6 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

L'idrografia dell'area è regolata dal Rio Rezza, affluente in sponda orografica sinistra del F. Entella (in prossimità del Ponte della Maddalena). Tra i principali affluenti del Rezza si distingue il Rio Beichetta in sponda destra: Il Rio Rezza ha un bacino di 1,61 km2, presenta un tratto iniziale in alveo naturale debolmente inciso ed un tratto terminale plateato ad andamento quasi pianeggiante.

Per quanto riguarda l'assetto idrogeologico sub-superficiale questo è fortemente influenzato dalla presenza di sedimenti permeabili ospitanti una prima falda che risente direttamente degli afflussi meteorici. La presenza di lenti e livelli argillosi interdigitati ad altri sabbiosi, fa sì che questa risulti a tratti libera ed a tratti confinata.

Vi è poi una falda profonda separata dalla prima da un potente spessore di argille ed argille sabbiose, praticamente impermeabile, che ne assicura un completo isolamento. In generale possiamo distinguere i seguenti comportamenti in base alla diversa permeabilità

Coltri detritiche eluvio-colluviali e riporti: le coltri detritiche ed eluvio colluviali, presenti sui versanti con vari spessori e granulometrie, rientrano nelle formazioni permeabili per porosità.

Depositi alluvionali: sono peremabili per porosità.

Argilliti: sono permeabili per fratturazione in corrispondenza delle litofacies arenitiche e calcarenitiche, tuttavia la percolazione delle acque è bloccata dai termini argillo-scistosi impermeabili. Hanno quindi un comportamento globale impermeabile, anche se si può riscontrare una locale permeabilità, dipendente dalla giacitura della stratificazione e dallo stato di degrado della roccia che può favorire l'infiltrazione in profondità dell'acqua attraverso gli interstrati calcareo-areanacei più fratturati.

7 RICOSTRUZIONE STRATIGRAFICA DEL SOTTOSUOLO E PARAMETRI FISICO MECCANICI DEI TERRENI

La ricostruzione della stratigrafia del sottosuolo nonché la definizione dei parametri fisico meccanici dei terreni costituenti il sottosuolo è stata eseguita mediante l'analisi di spaccati naturali/artificiali presso il sedime, dalle informazioni bibliografiche afferenti lo svolgimento di lavori di analoga natura tecnica presso il medesimo ambito geologico (rif. rel geologica geol. Cascino), unito all'esecuzione di ulteriori puntuali indagini geognostiche eseguite in sito.

7.1 Elementi di indagine geognostica riferiti a fasi progettuali pregresse eseguite in contesti analoghi o limitrofi

Le indagini in esame sono rappresentate essenzialmente dagli elaborati geologici attinenti alle pregresse fasi di progettazione della regimazione idraulica del rio Rezza, per la quale è stata programmata una campagna di indagine geognostica che ha indagato alcune parti del sedime di progetto di cui la presente stesura si occupa.

Le indagini di maggior interesse sono rappresentate da:

- *N°1 sondaggio geognostico (carotaggio) a rotazione con recupero del materiale carotato indicato con la sigla S4, ubicato presso l'incrocio tra via Fieschi e via Rezza, presso il quale sono state eseguite n° 5 prove SPT in foro, n°1 prova di permeabilità tipo Lefranc, prelevamento di n° 3 campioni, di cui 1 indisturbato;*
- *N° 3 indagini penetrometriche dinamiche continue eseguite con penetrometro medio-leggero PENNI30 – COMPAC;*

7.1 Elementi di indagine geognostica eseguite in sito

Lo stato dei luoghi, la tipologia del progetto e le necessità di indagine hanno indicato come prove maggiormente significative per gli scopi in essere, l'esecuzione di uno stendimento sismico tomografico a rifrazione e indagine tipo MASW, da porre in accoppiamento e a completamento delle indagini di cui al precedente paragrafo.

L'indagine sismica fornisce infatti una "visione del sottosuolo" per maggiore profondità, offrendo nel contempo un range di valori geotecnici di riferimento da rapportare con i dati ottenuti dalle prove penetrometriche pesanti e leggere.

7.2 Descrizione e risultati della campagna geognostica pregressa

7.2.1 Sondaggi geognostici

Per l'esecuzione del sondaggio geognostico è stata utilizzata una sonda idraulica di perforazione FRASTE montata su carro cingolato, che ha consentito spostamenti in tempi brevi compatibili con la logistica di cantiere. Le operazioni si sono iniziate il 12/05/2010 e concluse il giorno 21/05/2010.

La perforazione è stata condotta per quanto possibile "a secco", fino all'impiego, quando risultato necessario, di fluido di perforazione per l'avanzamento dei rivestimenti, con circolazione forzata di acqua mediante l'utilizzo di una pompa.

L'esecuzione del sondaggio è avvenuta secondo le seguenti modalità

- *carotaggio continuo "a secco" con carotieri semplici 0 101/127 mm;*
- *rivestimento delle pareti del foro con rivestimenti 0 127 mm durante l'avanzamento per garantirne la stabilità;*
- *esecuzione di prove S.P.T. a punta aperta e chiusa durante l'avanzamento;*
- *prelievo di campioni indisturbati;*
- *prelievo di campioni rimaneggiati;*
- *recupero dei rivestimenti 0 127 mm.*
- *Il materiale di perforazione impiegato è:*
- *rivestimenti 0 127 mm in spezzoni da 1,50 mt;*
  - *aste cave in spezzoni da 3,00/1,50/1,00/0,50 mt;*
  - *carotieri semplici 0 101/127 mm da 1,50 mt;*
  - *corone al widia e al diamante;*
  - *vascone in pvc per lo stoccaggio dell'acqua di perforazione;*
  - *rotoli in gomma per acqua per l'approvvigionamento idrico;*
  - *cassette catalogatrici in pvc per l'alloggiamento di 5,00 mt di campione ciascuna;*
  - *martinetto a sganciamento automatico per prove S.P.T. in foro;*
  - *fustella prelievo campioni indisturbati.*

Il sondaggio di riferimento per l'attuale progettazione è quello indicato con la sigla **S4**, che ha raggiunto la profondità di 16,50 mt. dal piano di campagna e del quale si riporta la stratigrafia schematica:

- *dal piano di campagna fino a -2,20 mt -> terreno misto a riporto grossolano in matrice*

terrosa con interclusi resti di Cls;

- *da -2,20 mt fino a -2,80 mt -> depositi limosi con interclusi clasti grossolani colore nocciola;*
- *da -2,80 mt fino a -3,20 mt -> prelievo campione indisturbato n° 1;*
- *da -3,20 mt fino a -3,70 mt -> prelievo campione rimaneggiato n° 2;*
- *da -3, 70 mt fino a -6, 10 mt -> depositi sabbio-limosi - colore ocra;*
- *da -6,10 mt fino a -8,50 mt -> sabbie miste a ciottoli arrotondati - colore ocra;*
- *da -8,50 mt fino a -9,00 mt -> depositi limoso-argillosi con clasti interclusi colore nocciola chiaro;*
- *da -9,00 mt fino a -11,00 mt -> ghiaie miste a sabbia - colore ocra;*
- *da -11,00 mt fino a -12,60 mt -> depositi grossolani arrotondati in matrice sabbiosa con intercalazioni più fini;*
- *da -12,60 mt fino a -14,50 mt -> ghiaie miste ad elementi lapidei grossolani di natura arenacea ed argillitica;*
- *da -14,50 mt fino a -16,50 mt -> brecce poligeniche costituite da ciottoli di diversa dimensione.*

Durante l'esecuzione dei sondaggi geognostici sono state eseguite 14 prove penetrometriche S.P.T. (compatibilmente con la compattezza del materiale indagato).

La prova consiste nel far cadere il maglio di 63,5 kg da un'altezza di 760 mm su una piastra di battuta fissata alla sommità della batteria di aste alla cui estremità è avvitata una punta cava. Il numero di colpi N necessario per una penetrazione di 300 mm a seguito di una penetrazione di 150 mm per il posizionamento viene assunto come indice di resistenza alla penetrazione. Viene determinata la resistenza che il terreno offre alla penetrazione dinamica di un carotiere di forma opportuna a partire dal fondo foro di sondaggio.
Le caratteristiche dello strumento penetrometrico sono le seguenti:

- M (peso del maglio) = 63,5 kg
- h (altezza di caduta) = 76,4 cm
- E (energia teorica) = 48,5 kgf m
- Metodo d'infissione = gravità
- Dispositivo d'infissione = Pilcon automatico

Le quote di fondo foro presso cui sono state eseguire le prove sono state in prima battuta definite a tavolino, in relazione alla necessità di codificare le proprietà geotecniche degli strati di maggiore interesse. Successivamente tali quote sono state verificate e adattate alla "realtà stratigrafica del sito", onde fornire una serie di dati

concretamente utili e che rispecchiassero le effettive proprietà geotecniche del terreno.
I valori di Nspt ottenuti sono stati inseriti in apposito software di calcolo al fine di ricavarne, mediante le opportune correlazioni, una approssimazione dei dati geotecnici propri della tipologia di terreno.

Sondaggio	Prof. (mt.)	Colpi N_1-N_2-N_3	N_{SPT}	Tipo prova	Stratigrafia speditiva
S_4	1,70	7_13_8	21	p. chiusa	Terreno misto a riporto
S_4	4,30	2_4_6	10	p. aperta	Depositi sabbio-limosi
S_4	6,10	3_3_4	7	p. chiusa	Sabbie miste a ciottoli
S_4	8	10_50_R	/	p. chiusa	Depositi limosi con clasti grossolani
S_4	9,7	4_50_R	/	p. chiusa	Ghiaie miste a sabbia

7.2.1 Prove penetrometriche dinamiche leggere

Adottando le indicazioni sugli standard di lavoro per le prove geotecniche in sito (Cestari F., 1990) sono state eseguite n° 3 prove penetrometriche dinamiche continue.
Riguardo all'accessibilità ed alla situazione logistica del sito è stato utilizzato un penetrometro medio-leggero del tipo standardizzato PENNl30 - COMPAC, facilmente trasportabile. La prova consiste nell'infissione di una punta conica a perdere, d'area standard pari a 10 cm^2, attraverso una batteria d'aste che riceve l'energia necessaria tramite l'impatto di un maglio di 30 kg che cade ripetutamente da un 'altezza di 20 cm.
Il conteggio del numero di colpi necessario per l'avanzamento di un tratto di 10 cm, in condizioni di assenza di attrito laterale (controllata tramite la periodica rotazione delle aste), permette una stima della stratigrafia del terreno attraversato e delle sue caratteristiche di resistenza al taglio in funzione delle correlazioni con la prova standard SPT (Standard Penetration Test). Le caratteristiche tecniche strumentali possono essere così riassunte:

MODELLO	PENNI30 - COMPAC
TIPO	DPM
PESO MASSA BATTENTE	30 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	20 cm
PESO SISTEMA DI BATTUTA	12 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	35,70 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	10,00 cmq
ANGOLO APERTURA PUNTA	60°
LUNGHEZZA ASTE	1,00 mt
PESO ASTE PER METRO	2,9 kg
LUNGHEZZA TRATTO DI INFISSIONE	10 cm
PESO GRUPPO MOTORE-CORDA	18 KG

In allegato sono riportate le tabelle ed i diagrammi indicanti il numero di colpi N_{10DL30} per ogni infissione di 10 cm ed anche il valore corrispondente della resistenza dinamica alla punta *Rpd*.

Quest'ultimo valore è ottenuto con una formula empirica detta *"degli olandesi"*, ed è un parametro caratteristico dello stato di addensamento o di consistenza del terreno che può essere utilizzato per correlare prove eseguite con strumentazione differente:

$$R_{Pd} = \frac{M^2 * H}{A * e * (M + P + P_p)}$$

dove: M = peso del maglio = 30 kg

H = altezza di caduta di M = 20 cm

A = sezione della punta conica = 10 cm^2

e = 10/N rifiuto con N corrispondente al n° di colpi per ogni approfondimento di 10 cm

P = peso delle aste = 2,9 kg

P_p = peso dell'incudine = 12 kg

La casa costruttrice dello strumento (COMPAC) fornisce alcune correlazioni che permettono di passare dal numero di colpi del penetrometro Penni30 al numero di colpi della prova SPT, tramite un coefficiente di riferimento (α) che si ricava dalla seguente relazione:

$$\alpha = \frac{Q_1}{Q_2} = \frac{m_1 * h_1 * e_2 * A_2}{m_2 * h_2 * e_1 * A_1}$$ da E. Pasqualini (1983)

in cui:

m_1 - h_1 - e_1 - A_1 = dati penetrometro SPT

m_2 - h_2 - e_2 - A_2 = dati penetrometro PENNI 30

Calcolato il coefficiente αil numero di colpi corrispondente all'SPT (N_{spt}) è dato da:

$$N_{SPT} = \frac{N}{\alpha}$$

in cui N è il numero di colpi del penetrometro Penni 30.

CARATTERISTICHE DELLE PROVE:
SDT, PENNI 30 E LORO RELAZIONE.

denomi-nazione	d diametro punta (m)	A area punta (m)	m peso maglio (kg)	h altezza di caduta (m)	e rifiuto (m)	N	∝ coeff.te di rif.
SPT	0.0510	0.002	63.5	0.75	0.30	NSPT	1.00
Penni 30 (maglio 20 kg)	0.0356	0.001	20.0	0.20	0.10	N20	1.98
Penni 30 (maglio 30 kg)	0.0356	0.001	30.0	0.20	0.10	N30	1.32

Come si evince dalla tabella riportata al penetrometro in uso si può attribuire un valore pari a:

$$\alpha = 1{,}32$$

Le prove sono state condotte fino alla quota del rifiuto strumentale; con questo termine s'intende che il maglio rimbalza ripetutamente con un numero di colpi > 50 senza produrre avanzamenti significativi.

PP1 - profondità raggiunta 4,30 mt. dal p.c.

• dal p.c. fino a - 2,20 mt. -> terreno vegetale soprastante livelli a comportamento coesivo identificati come limi sabbiosi-limi argillosi;

• da - 2,20 a - 4,30 mt. -> orizzonte che mostra caratteristiche tipiche di un terreno granulare, costituito da clasti anche grossolani (pluricentimetrici) immersi in una matrice limosa;

• ad una profondità di 4,30 mt. dal p.c. -> orizzonti di ghiaie grossolane che sfumano al substrato roccioso.

PP2 - profondità raggiunta 4,30 mt. dal p.c.

• dal p. c. fino a - 2,00 mt. -> terreno vegetale soprastante livelli a comportamento coesivo identificati come limi sabbiosi-limi argillosi;

• da - 2,00 a - 4,30 mt. -> coltri granulari in matrice sabbiosa intervallate da livelli più fini;

• ad una profondità di 4,30 mt. dal p.c. -> orizzonti di ghiaie grossolane che sfumano al substrato roccioso.

PP3 - profondità raggiunta 3,80 mt. dal p.c.

• dal p.c. fino a - 1,50 mt.-> terreno vegetale soprastante livelli a comportamento coesivo identificati come limi sabbiosi-limi argillosi;

• da - 1,50 a - 3,80 mt. -> coltri granulari in matrice sabbiosa;

• ad una profondità di 3,80 mt. dal p.c. -> orizzonti di ghiaie grossolane che sfumano al substrato roccioso.

Il rifiuto ottenuto è stato associato alla presenza di un orizzonte costituito da abbondante scheletro ghiaioso che la strumentazione utilizzata non è in grado di oltrepassare.

7.2.2 Piezometri e prove di permeabilità

Durante la campagna di prospezioni sono state eseguite misure dei livelli idrici nei fori di sondaggio e nei fori delle postazioni penetrometriche

Le quote piezometriche misurate sono:

T_{3S} (S_4)		
21/05/10		
-5,8		

Sondaggio

T_1 (P_1)		
13/05/10	17/05/10	20/05/10
-2,6	-2,7	-3,2

T_2 (P_2)		
13/05/10	17/05/10	20/05/10
-1,6	-1,8	-2

Penetrometrie

Il monitoraggio ha mostrato variazioni dei livelli idrici tipiche di terreni granularj molto permeabili che risentono dell'escursione della falda freatica superficiale.

Durante l'esecuzione del sondaggio è stata effettuata 1 prova dì permeabilità in foro ad immissione (prove Lefranc) a carico costante.

Le prove sono state eseguite a quote diverse e su terreni a diversa composizione granulometrica, in modo da avere un quadro completo e rappresentativo del comportamento idrogeologico dei terreni indagati.

Le prove a carico costante consistono nell'immissione di acqua nel foro di sondaggio fino alla determinazione di un carico idraulico costante, a cui corrisponde una portata assorbita dal terreno costante nel tempo e misurata. Nella tabella sono riportati i risultati ottenuti dall'elaborazione delle prove, la profondità del tratto filtrante e la litologia dei terreni presenti nel tratto di prova.

Sondaggio	Tipo prova	profondità	k
4	Lefranc C.C.	6,00 – 6,80	$1,0 * 10^{-5}$ m/s

7.3 Descrizione e risultati della campagna geognostica attuale

Il metodo sismico tomografico costituisce una tecnica geofisica particolarmente utile per la ricostruzione della distribuzione dei valori di velocità di propagazione delle onde elastiche nei terreni e negli ammassi rocciosi. L'elevato potere risolutivo del metodo ne consente l'applicazione in svariati campi, quali:

- *ricostruzione di strutture geologiche complesse in cui sia necessario individuare geometrie ed assetti con elevata precisione*
- *individuazione di anomalie di velocità (cavità, fratture, porzioni ammalorate all'interno di ammassi rocciosi)*
- *indagini archeologiche*
- *valutazione delle condizioni strutturali di manufatti*

L'apporto significativo di informazioni ottenibili attraverso la metodologia di prospezione sismica tomografica non trova riscontro nelle tecniche di elaborazione tradizionali dell'indagine sismica, il cui utilizzo resta comunque di importanza cruciale per una corretta definizione dei parametri di input, e costituisce un elemento integrativo di grande importanza per la ricostruzione di dettaglio di strutture complesse.

Il metodo consiste in una particolare e complessa modalità di acquisizione, trattamento e rappresentazione grafica di dati di carattere sismico, il cui risultato finale fornisce una mappatura dettagliata della variazione dei valori di velocità sismica in una sezione piana contenente sia le sorgenti energizzanti che i sensori (geofoni).

Poiché le caratteristiche meccaniche di un materiale influenzano in modo determinante la velocità con cui un'onda elastica si propaga al suo interno, ne consegue che tanto più è dettagliata e precisa la conoscenza della distribuzione dei valori di velocità, tanto più definita è la caratterizzazione fisico-meccanica del materiale indagato. Le velocità di propagazione delle onde elastiche vengono valutate attraverso la misura dei tempi di percorrenza necessari alle onde stesse per propagarsi dalle sorgenti (posizionate in superficie e/o in foro) ai sensori (geofoni da foro e/o da superficie). Il piano verticale che interseca la superficie topografica lungo lo stendimento sismico viene suddiviso dal software di elaborazione, fino alla massima profondità di investigazione e limitatamente al campo coperto dai "ray – paths" (si rimanda, nello specifico, alle tavole allegate relative alla distribuzione di raggi sismici), in celle elementari le cui dimensioni sono condizionate dalla spaziatura tra i sensori e dalla quantità di sorgenti di energizzazione disponibili.

Il processo prevede normalmente l'assunzione di un "modello sintetico" di partenza (pseudosezione) che viene confrontato in termini di velocità delle singole celle con i dati acquisiti.

Il software utilizzato è Rayfract, ovvero il software di tomografia sismica che impiega le soluzioni "Eikonali" per il calcolo dei tempi di percorso e per la modellazione della diffrazione, la rifrazione e la trasmissione delle onde sismiche.

7.3.1 Descrizione dello stendimento sismico

Gli stendimenti,sono stati registrati utilizzando sensori verticali SunFul con frequenza centrale di 40 Hz.

Lo sviluppo e l'ubicazione degli stendimenti sismici tomografici a rifrazione SS1, SS2, SS3 (ai cui array sono stati sovrapposti gli stendimenti MASW, di cui si scriverà nel seguito) è riscontrabile negli stralci planimetrici allegati. Lo sviluppo longitudinale e l'ubicazione dei tre stendimenti doppi (rifrazione + MASW) sono stati vincolati dalle complesse condizioni logistiche riscontrate in loco. Per la generazione delle onde di pressione (onde "p") è stata utilizza una massa battente (mazza con testa da 8.0 kg) accelerata a mano. Lo strumento di contrasto è costituito da una piastra in ghisa poggiata al suolo. Il tempo zero è comunicato via cortocircuito tra testa della mazza e piastra al suolo.

Presso ogni stazione di energizzazione lungo gli array a rifrazione sono state effettuate operazioni di stacking (sommatoria incrementale del segnale proveniente da più energizzazioni) al fine di ottimizzare il rapporto tra il segnale utile ed il disturbo.

Le caratteristiche specifiche degli stendimenti sono riportate nella tabella seguente.

Stendimento	Copertura geofoni (m)	Offset (m)	Lunghezza totale (m)	n° shot points	g spacing (m)	n° geofoni
SS1 SS2 SS3	33.0	3.0 - 3.0	39.0	7	3.0	12

La registrazione dei dati è stata effettuata mediante un'unità Seismic Source "DaqLink III" dotata di convertitore A/D a 24 bit e corredata di pc portatile, cavo multipolare a 24 take-out e geofoni verticali SunFul 40 Hz.

Il rapporto segnale - disturbo ambientale è risultato soddisfacente. I valori "RMS ERROR", pari a 1.4% per SS1, 1.9% per SS2, 1.7% per SS3, indicano convergenze estremamente soddisfacenti tra i modelli sintetici ideali ed i dati reali acquisiti in loco.

7.3.2 Risultati dell'indagine sismica

In SS1 non è stato possibile individuare il bedrock mediante la prospezione sismica a rifrazione tomografica, ma le condizioni di acquisizione particolari (solettone in cls sottostante i geofoni e muri d'argine in prossimità) lasciano aperti ampi margini di indeterminazione. La prospezione MASW, consente di ipotizzare la presenza del bedrock non rigido (ex NTC 2018) alla profondità di circa 8.0 m e quella del bedrock rigido alla profondità di quasi 11.0 m.

In SS2 si individua il probabile contatto tra i depositi eterogenei e il tetto del bedrock non rigido a profondità comprese tra 3.5 m e 4.0 m, ed il probabile tetto del bedrock rigido (Vs>800 m/s) a profondità comprese tra 5.0 m e 6.0 m.

Sempre in SS2, grazie alle prospezioni MASW, si individua un'inversione di velocità a carico delle onde di taglio in corrispondenza del livello basale dei depositi eterogenei: tale fenomeno potrebbe essere associato alla costante presenza di fenomeni di saturazione (compatibili anche con i valori di Vp) che potrebbero aver indotto una degradazione delle caratteristiche fisico - meccaniche dei terreni.

Presso SS3 (area parcheggio dell'ospedale adiacente alle camere mortuarie) si riscontra invece una situazione decisamente differente, siamo probabilmente in presenza di una potenza maggiore di depositi detritici eterogenei in loco (segnalati anche nella carta geologica Foglio Sestri Levante del progetto CARG), e a questi è verosimile che siano sovrapposti riporti di potenza significativa messi a dimora in occasione della realizzazione del centro ospedaliero.

A partire da profondità intorno ai 6.0 m dal piano campagna la prospezione MASW_3 evidenzia nuovamente un'inversione di velocità potenzialmente associabile alla presenza di fenomeni di saturazione (ancora compatibili con i valori di Vp) che potrebbero aver indotto una degradazione delle caratteristiche fisico - meccaniche dei terreni al di sotto di tali quote.

La tomografia a rifrazione SS3, così come la SS1, non giunge a individuare il bedrock, mentre la MASW_3 consente di ipotizzare la presenza dello stesso (in condizioni francamente litoidi ma non rigido) a partire dalla profondità di circa 14 m dal piano campagna.

7.1 Ricostruzione schematica della stratigrafia locale

In base alle risultanze delle suddette indagini è stato possibile definire per linee generali la

stratigrafia locale schematica del sottosuolo investigato che viene di seguito brevemente descritta, accorpando le classi litologiche omologhe presenti in sito ma suddividendo il sedime in due distinte porzioni, ovvero l'"**ambito di valle**", compreso tra via Fieschi e via degli Ulivi, e l'"**ambito di monte**" collocato presso e a monte del piazzale ospedaliero.

Stratigrafia "ambito di valle"

- *da P.C. a -1.0 / -2.0 mt -> terreni pedogenici e di riporto di natura eterogenea;*
- *da -1.0 / -2.0 a -6.0 / -8.0 mt -> depositi alluvionali quaternari costituiti da una frazione a granulometria sabbioso-ghiaiosa con ampie intercalazioni di argille e limi, a indicare un ambiente deposizionale a differente energia di trasporto.*
- *da -6.0 / -8.0 mt a -10.0 / -14.0 -> depositi grossolani ghiaioso ciottolosi in matrice sabbiosa con rade intercalazioni sabbiose;*
- *oltre -10.0/ -14.0 mt -> alterazione superficiale del substrato roccioso conglomeratico arenaceo, costituito con tutta probabilità dal membro delle Ardesie di Monte Verzi, con forte variabilità del grado di alterazione e fratturazione, che solo localmente tende a decrescere con la profondità;*

Stratigrafia "ambito di monte"

- *da P.C. a -3.0 / -4.0 mt -> terreni pedogenici e di riporto di natura eterogenea;*
- *da -3.0 / -4.0 a -12.0 / -14.0 mt -> depositi alluvionali quaternari costituiti da una frazione a granulometria sabbioso-ghiaiosa con ampie intercalazioni di argille e limi, a indicare un ambiente deposizionale a differente energia di trasporto.*
- *oltre -14.0/-16.0 mt -> alterazione superficiale del substrato roccioso conglomeratico arenaceo, costituito con tutta probabilità dalle "Argilliti a Palombini" con forte variabilità del grado di alterazione e fratturazione, che solo localmente tende a decrescere con la profondità;*

7.2 Caratterizzazione geo-stratigrafica dei terreni

7.2.1 Terreni pedogenici e di riporto

Materiali granulari, miscele di elementi naturali e antropici, caratterizzati da forte eterogeneità granulometrica. Nonostante una certa variabilità composizionale possono esserne definiti i seguenti parametri litotecnici:

- *Peso di Volume* $= \gamma = 16.0 – 18.0\ kN/m^3$
- *Coesione* $= c = 0\ kpa$

- *Angolo di Attr. Int. = ϕ = 25°-27°*

7.2.2 Depositi alluvionali quaternari

Materiali granulari e coesivi, costituiti da una frazione a granulometria sabbioso-ghiaiosa con ampie intercalazioni di argille e limi, caratterizzati da forte eterogeneità granulometrica.

i terreni sopraindicati possono essere inseribili nella classifica funzionale U.S.C.S. nei gruppi GM - SM - ML (ghiaie e sabbie limose e limi scarsamente plastici) e nonostante una certa variabilità composizionale possono esserne definiti i seguenti parametri litotecnici:

- *Peso di Volume = γ = 18.0 – 20.0 kN/m^3*
- *Coesione = c = 5 - 15 kpa*
- *Angolo di Attr. Int. = ϕ = 26°-28°*

7.2.1 Depositi alluvionali quaternari grossolani

Materiali prettamente granulari, costituiti da una frazione a granulometria ciottoloso-ghiaiosa con ampie intercalazioni di livelli sabbiosi, caratterizzati da forte eterogeneità granulometrica.

i terreni sopraindicati possono essere inseribili nella classifica funzionale U.S.C.S. nei gruppi GW - SW (ghiaie e sabbie ben gradate scarsamente plastiche) e nonostante una certa variabilità composizionale possono esserne definiti i seguenti parametri litotecnici:

- *Peso di Volume = γ = 18.0 – 20.0 kN/m^3*
- *Coesione = c = 0 - 10 kpa*
- *Angolo di Attr. Int. = ϕ = 30°-34°*

7.2.2 Cappellaccio di alterazione del bed-rock

Materiali prettamente granulari, costituiti da una frazione a granulometria ciottoloso-ghiaiosa, con elementi disarticolati del substrato roccioso arenaceo.

Nonostante una certa variabilità composizionale possono esserne definiti i seguenti parametri litotecnici:

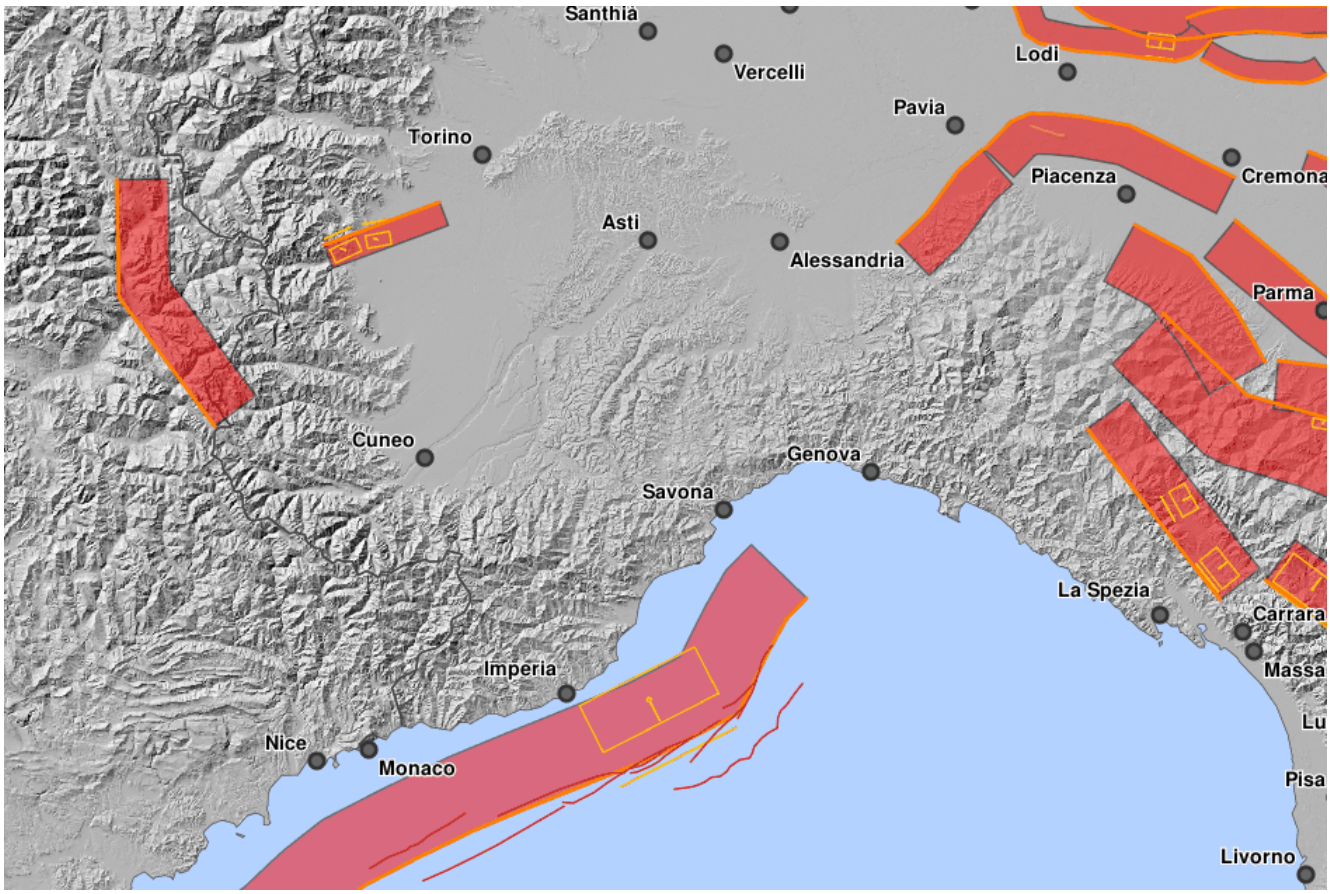
- *Peso di Volume = γ = 22.0 – 24.0 kN/m^3*
- *Coesione = c = 10 - 30 kpa*
- *Angolo di Attr. Int. = ϕ = 33°-35°*

Precedentemente alle fasi di progettazione esecutiva sarà necessaria l'esecuzione di una campagna geognostica di maggior dettaglio nei punti di maggiore criticità progettuale, il cui capitolato sarà definito dalla componente geologica incaricata della gestione della stessa fase di progettazione esecutiva.

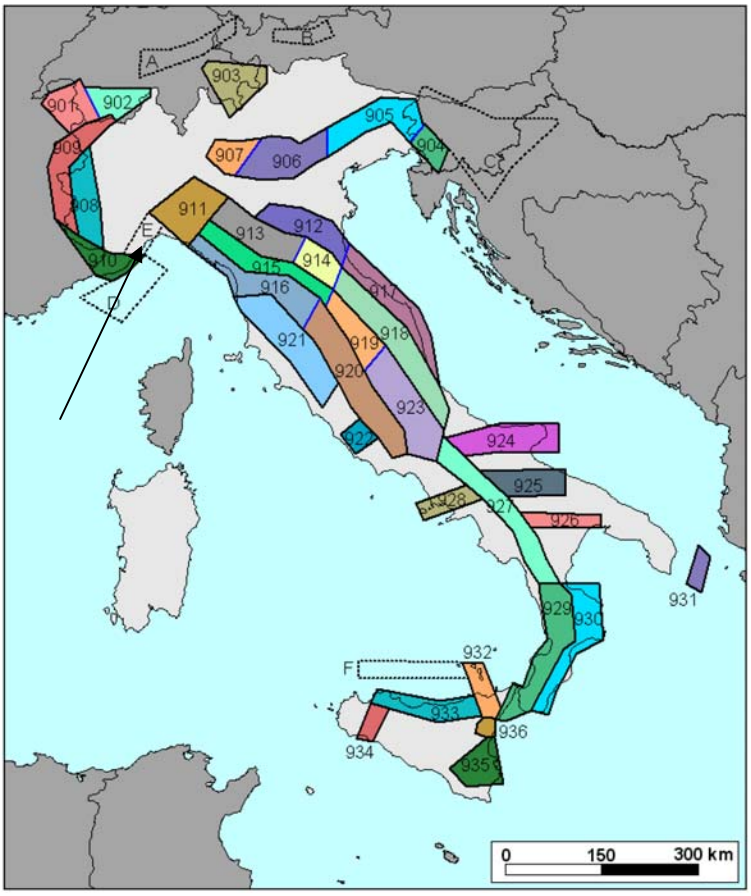
N.B. i valori caratteristici dei parametri geotecnici e geomeccanici sono calcolati e riportati nelle collegate note geotecniche, i valori sopra indicati hanno unicamente funzione indicativa.

8 ANALISI DELLA PERICOLOSITA' SISMICA

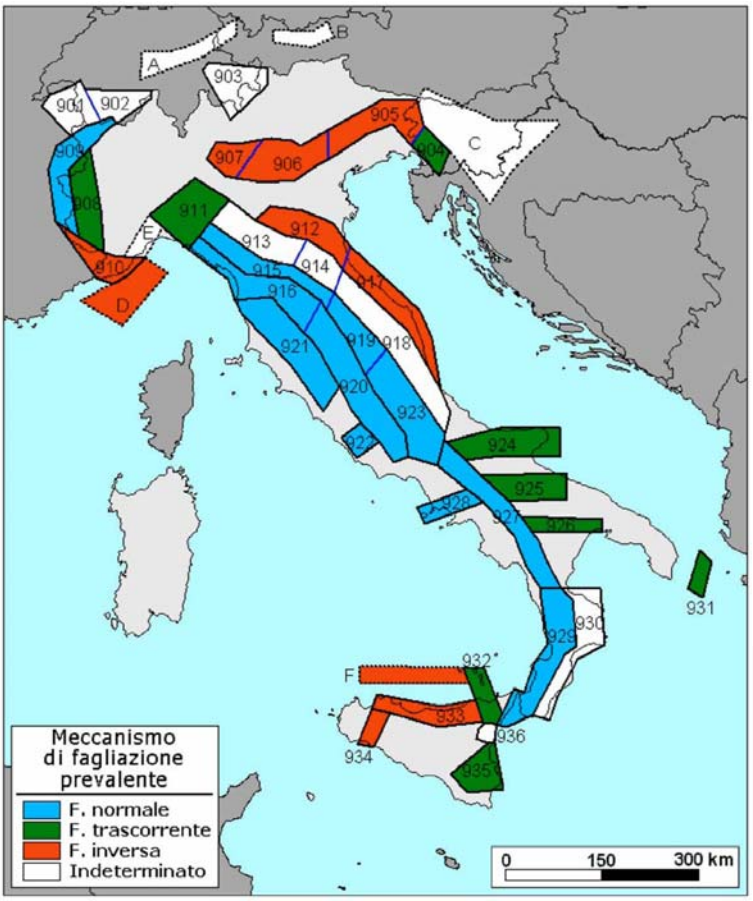
La pericolosità sismica regionale è basata sullo schema proposto dal Gruppo Nazionale Difesa Terremoti (G.N.D.T.), considerando i terremoti che ricadono nella zona sismogenetica di competenza. Si fa riferimento per quanto attiene per quanto attiene al quadro sismotettonico della Liguria occidentale alle analisi eseguite dall'INGV che individuano la presenza di faglie considerate attive e possibili sorgenti sismo genetiche. Nell'immagine satellitare riportata sono indicate, con fasce di colore arancione, le zone sismo genetiche riconosciute dell' Italia Nord Occidentale.



Le zone sismogenetiche s'individuano sulla base dell'omogeneità delle caratteristiche geologiche, geofisiche e di sismicità storica. Ciascuna zona è caratterizzata da un sistema di strutture sismogenetiche consistente in uno o più sistemi di faglie maggiori, responsabili degli eventi a più alta energia, e numerose faglie minori, responsabili degli eventi a più bassa energia.

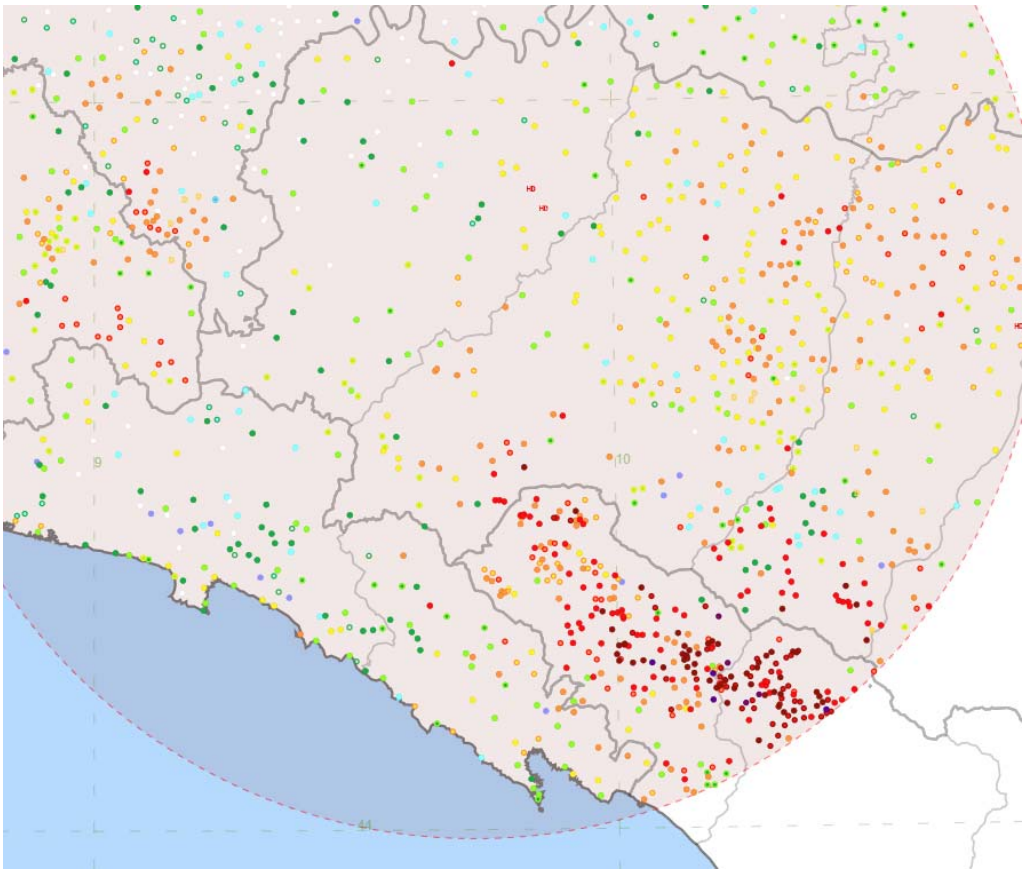


Zonazione sismogenetica ZS9 del territorio italiano – (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia - 2004)



Meccanismo di fagliazione prevalente atteso per le diverse zone sismogenetiche che compongono la zonazione sismogenetica ZS9. L'assegnazione è stata fatta su una combinazione dei meccanismi focali osservati con dati geologici a varie scale (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia - 2004)

Le aree di maggiore attività sismica della Liguria Orientale sono circoscritte alla parte centrale del Mar Ligure e ad una o più fasce in corrispondenza della scarpata continentale e del suo piede. In terra, il più significativo allineamento, con andamento NW-SE, si estende dalla costa sino al limite meridionale dell'appennino tosco-emiliano.



Sismicità dell'area nel periodo 1060-2004. La gran maggioranza dei meccanismi focali noti è di natura compressiva, trascorrente o transpressiva.

La provincia di Genova è considerata sin dai tempi storici un'area con attività sismica non particolarmente significativa. I due eventi principali che hanno interessato la Liguria sono il terremoto del Nizzardo del 1564 e quello del Mar Ligure del 1887. Questo ultimo evento, di magnitudine Mw = 6,9 (GUIDOBONI et alii, 2007), ha determinato gravi danni (legati anche a fenomeni di amplificazione sismica locale) nella provincia di Imperia e nella parte più occidentale della provincia di Savona. Per quanto riguarda l'analisi della sismicità attuale, si può fare riferimento ai lavori dell'Università di Genova (Eva et alii, 2003), in cui sono stati considerati tutti i dati rilevati nel periodo 1983 - 1999 dalla rete sismica regionale (e da quelle francesi localizzate lungo il margine occidentale delle Alpi Occidentali). In totale per l'area della Liguria Orientale, sono stati localizzati oltre 1000 eventi con $1.5 \leq M \leq 5.0$.

La sismicità è generalmente bassa ma con scosse di una certa frequenza, ad esempio si

ricordano le sequenze recenti:



Località	Prov	Imax	EQs
Canevale	GE	F	1
Carasco	GE	3-4	4
Certenoli	GE	4	7
Chiavari	GE	6	81
Cicagna	GE	6	11
Cogorno (San Salvatore dei Fieschi)	GE	F	6
Convento di Cervara	GE	5	1
Coreglia Ligure	GE	4	3
Cornia	GE	2	1
Lavagna	GE	6	17
Leivi (Solaro)	GE	2	3
Moconesi (Ferrada)	GE	3	3
Ne (Conscenti)	GE	4-5	4
Orero	GE	NF	4
Portofino	GE	4	8
Rapallo	GE	6	26
Riva Trigoso	GE	5	3
San Bartolomeo	GE	2	1
San Colombano Certenoli (Chiesa Nuova)	GE	4	2
San Pietro di Novella	GE	5	2
Santa Margherita Ligure	GE	6	18
Santa Maria di Sturla	GE	5	2
Santa Vittoria di Libiola	GE	3	1
Sestri Levante	GE	7	22
Soglio	GE	4	1
Tribogna (Garbarini)	GE	4	4
Vignolo	GE	4	1
Zoagli	GE	5	5

8.1 Sismicità relativa alla zona di Lavagna

Ai fini della caratterizzazione sismica di un'area, la distribuzione spazio-temporale dei terremoti per ciascuna zona sismo-tettonica riveste un ruolo di notevole importanza. Per la definizione della storia sismica sono stati consultati i cataloghi sismici pubblicati dall'Istituto Nazione di Geofisica e Vulcanologia (INGV) disponibili in rete; nello specifico si è fatto riferimento al:

- CPTI11 - Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (ROVIDA et alii, 2011);
- DBMI11 - Database Macrosismico Italiano (LOCATI et alii, 2011).

Ai fini dell'analisi della sismicità recente dell'area sono stati presi in considerazione anche gli eventi registrati dalle reti di monitoraggio delle Alpi Sud Occidentali sia italiane che francesi distribuite in prossimità del confine italo-francese (es. Dipteris, LDG, ReNaSS).

In sostanza, in tutta la Riviera di Levante le notizie sulla sismicità storica riguardano terremoti di elevata magnitudo con epicentro a mare. La massima energia degli eventi sismici viene liberata a mare, sul margine e entro il Bacino.

In conclusione si può affermare che una sismicità di varia intensità interessa tutto il margine ligure alpino e gran parte della piana bacinale del Mar Ligure, con una certa concentrazione nell'area in esame. I meccanismi focali noti sono, prevalentemente, di tipo compressivo o transpressivo. Associando questi dati ai dati sulla tettonica dell'area del ponente ligure si può prendere in considerazione uno scenario di riattivazione in compressione (serraggio) di tutto il Bacino Ligure p.d., senza peraltro escludere l'importanza di altri meccanismi geodinamici agenti sulla catena e sulla costa. Il quadro sismotettonico secondo le analisi dell'INGV individuano quindi, per il territorio di parte della provincia di Genova nel settore di Ponente, un livello di rischio basso, tuttavia non possono escludersi terremoti anche di una certa intensità.

8.2 Azione sismica

Con l'entrata in vigore del D.M. 17 gennaio 2018, la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio legato al "sito" di costruzione. Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo "periodo di riferimento" V_R (espresso in anni), in un specifico sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata "Probabilità di eccedenza o di superamento nel

periodo di riferimento" ***PVR***.

La pericolosità sismica è definita in termini di:

- $\mathbf{a_g}$ = accelerazione orizzontale massima al sito;
- $\mathbf{F_o}$ = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- $\mathbf{T^*_C}$ = valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nelle NTC la stima della pericolosità sismica basata su una griglia di 10751 punti ove viene fornita la terna di valori $\mathbf{a_g}$, $\mathbf{F_o}$ e $\mathbf{T^*_C}$ per nove distinti periodi di ritorno $\mathbf{T_R}$; tale calcolo viene determinato via software, conosciute le coordinate geografiche in gradi decimali.

8.3 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

È necessario tenere conto delle condizioni topografiche e delle condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera, poiché entrambi questi fattori concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie topografica orizzontale. Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della risposta sismica locale.

Si definiscono:

Effetti stratigrafici Legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni,alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno;

Effetti topografici Legati alla configurazione topografica del piano campagna.

Considerando le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni come chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_S.

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

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^{N} \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

con:

h_i = spessore dell'i-esimo strato;

$V_{S,i}$ = velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N = numero di strati;

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido,

caratterizzata da VS non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio VS,eq è definita dal parametro VS,30, ottenuto ponendo H=30 m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Viene attribuito al sito la pertinente categoria di sottosuolo come definita nella Tabella 3.2 II e ad una delle categorie topografiche definite nella Tabella 3.2 III.

Tab. 3.2.II (NTC) Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Descrizione
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s,* eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m..
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti,* caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti,* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	*Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D,* con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Il substrato geologico locale è caratterizzato da litotipi terziaria che si presentano in facies conglomeratico-arenacea destrutturata, sottoposto ad uno strato di depositi alluvionali di media potenza compreso tra 6 e 12 mt. Il valore di Vs_{eq} è stato determinato analiticamente mediante esecuzione in loco di diverse prove sismiche di tipo MASW ubicate in altrettanti punti di intervento.

Sulla base di tali informazioni si può inserire il sottosuolo fondazione lungo tutto il corso del rio Rezza, nella **categoria B** "*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s.*

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

Per configurazioni morfologiche superficiali semplici come quella in esame si può adottare la seguente classificazione:

Tab.3.2.III (NTC) Categorie topografiche

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

Sulla base dei dati morfologici del sito si può inserire la superficie topografica nella **categoria T1** "*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤15°* ".

8.4 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

La categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche incidono sullo spettro elastico di risposta. Specificamente, l'accelerazione spettrale massima dipende dal coefficiente $\mathbf{S = S_S \times S_T}$ dove:

- $\mathbf{S_S}$ = coefficiente amplificazione stratigrafica (vedi Tab.3.2.II-III-NTC)
- $\mathbf{S_T}$ = coefficiente amplificazione topografica (vedi Tab.3.2.VI- NTC)

Per le varie categorie di sottosuolo i coefficienti $\mathbf{S_S}$ e $\mathbf{C_C}$ possono essere calcolati, in funzione dei valori di $\mathbf{F_o}$ e **T** x **C** relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.V, nella quale **g** è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi. Per tener conto delle condizioni topografiche si utilizzano i valori del coefficiente topografico $\mathbf{S_T}$ riportati nella Tab. 3.2.VI (NTC), in funzione della categoria topografica precedentemente definita in relazione dell'ubicazione dell'intervento.

Tab. 3.2.IV NTC - Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \le 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \le 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \le 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,80 \cdot$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \le 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tab. 3.2.V NTC - Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

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

8.5 Stati limite e relative probabilità di superamento

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

Stati limite in generale:

SLU: stato limite ultimo -> il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso;

SLE: stati limite di esercizio -> il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile;

In condizioni sismiche/dinamiche gli stati limite di cui sopra si suddividono ulteriormente come di seguito indicato:

SLU stato limite ultimo dinamico -> SLV , SLC

SLE stato limite di esercizio dinamico -> SLO, SLD

Dove:

SLV = Stato Limite di salvaguardia della Vita

SLC = Stato Limite di prevenzione del Collasso

SLO = Stato Limite di Operatività

SLD = Stato Limite di Danno

8.6 Vita nominale

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I (NTC).

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

	TIPI DI COSTRUZIONI	Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Sulla base dei dati in esame i manufatti in oggetto (ampliamento opere idrauliche e rifacimento attraversamenti in alveo) sono classificabili come *"costruzioni con livelli di prestazioni ordinari"* ovvero nella seconda casistica di tipologia d'opera e pertanto **la V_N è definibile come = a 50 anni.**

8.7 Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I:	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
Classe II:	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III:	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV:	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n.6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Sulla base dei dati in esame il progetto ha come fine la mitigazione dell'attuale grado di rischio idraulico che caratterizza il rio Rezza, mediante una serie di mirate opere di ampliamento e adeguamento idraulico, quali nuove arginature e attraversamenti. La tipologia ricade pertanto nella **classe d'uso II.**

8.8 Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R. Il periodo di riferimento si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella sottostante tabella:

Valori del coefficiente d'uso CU

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

La tabella sottostante consente l'interpolazione diretta per il ricavo di V_R, partendo dalla conoscenza di V_N, della classe d'uso e quindi di C_U

Intervalli di valori attribuiti a V_R al variare di V_N e C_U

VITA NOMINALE V_N	VALORI DI V_R			
	CLASSE D'USO			
	I	II	III	IV
≤10	35	35	35	35
≥50	≥35	≥50	≥75	≥100
≥100	≥70	≥100	≥150	≥200

Tabella C8.1 Periodo di riferimento dell'azione sismica $V_R = V_N C_U$ (anni)

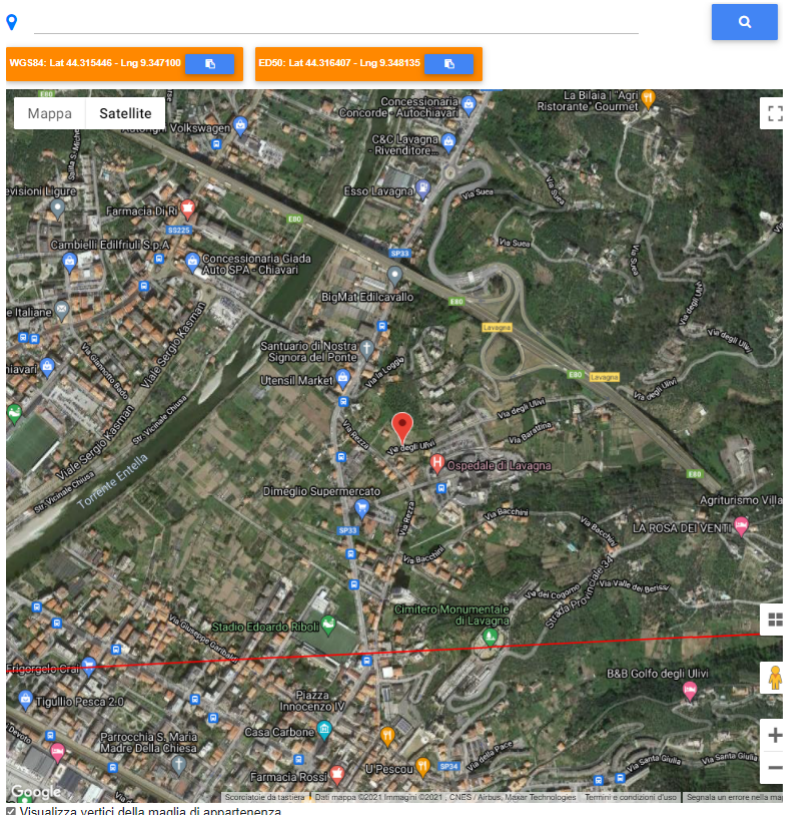
	Classe d'uso →	I	II	III	IV
	Coeff. C_U →	0,70	1,00	1,50	2,00
TIPI DI COSTRUZIONE	V_N	V_R			
Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	10	35	35	35	35
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	50	35	50	75	100
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	100	70	100	150	200

Nel caso in esame l'interpolazione dei dati consente di definire ***VR* = 50 anni.**

8.9 Calcolo dei parametri sismici

Il calcolo dei parametri sismici si basa sui dati generali di cui ai precedenti paragrafi e utilizza il software di calcolo gratuito e online messo a disposizione dalla società GEO.STRU. Di seguito si riporta la maschera finale di calcolazione, nella quale sono contenuti i valori caratteristici di $\mathbf{a_g}$, $\mathbf{F_o}$ e **T** x **C** nonché i valori dei coefficienti **kh**, **kv**, **Amax** e **Beta** per l'area di sedime, calcolate sia per le strutture di fondazione che per le opere di sostegno.

Restituzione schermata di calcolo software ondine GEO.STRU - (opere dei pendii e fondazioni)



Stati limite

Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Vita Nominale 50

Interpolazione Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0.033	2.507	0.206
Danno (SLD)	50	0.041	2.533	0.229
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.104	2.436	0.285
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.138	2.391	0.290
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Coefficienti sismici

Tipo Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m) 1 us (m) 0.1

Cat. Sottosuolo B

Cat. Topografica T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz categoria	1,51	1,48	1,41	1,41
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²] 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.008	0.010	0.030	0.040
kv	0.004	0.005	0.015	0.020
Amax [m/s²]	0.393	0.485	1.229	1.628
Beta	0.200	0.200	0.240	0.240

ESPORTA IN TXT SALVA SU GEODROPBOX

PDF SPETTRI

Carica file

PARAMETRI SISMICI

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii

Sito in esame.

latitudine: 44,316407
longitudine: 9,348135
Classe: 2
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 17367 Lat: 44,3107 Lon: 9,2982
Distanza: 4020,379
Sito 2 ID: 17368 Lat: 44,3132 Lon: 9,3680
Distanza: 1617,294
Sito 3 ID: 17146 Lat: 44,3631 Lon: 9,3646
Distanza: 5356,044
Sito 4 ID: 17145 Lat: 44,3607 Lon: 9,2949
Distanza: 6492,926

PARAMETRI SISMICI

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50anni

Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

Tr: 30 [anni]

ag: 0,033 g

Fo: 2,507

Tc*: 0,206 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

Tr: 50 [anni]

ag: 0,041 g

Fo: 2,533

Tc*: 0,229 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

Tr: 475 [anni]

ag: 0,104 g

Fo: 2,436

Tc*: 0,285 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %

Tr: 975 [anni]

ag: 0,138 g

Fo: 2,391

Tc*: 0,290 [s]

Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii

SLO:

Ss:	1,200
Cc:	1,510
St:	1,000
Kh:	0,008
Kv:	0,004
Amax:	0,393
Beta:	0,200

SLD:

Ss:	1,200
Cc:	1,480
St:	1,000
Kh:	0,010
Kv:	0,005
Amax:	0,485
Beta:	0,200

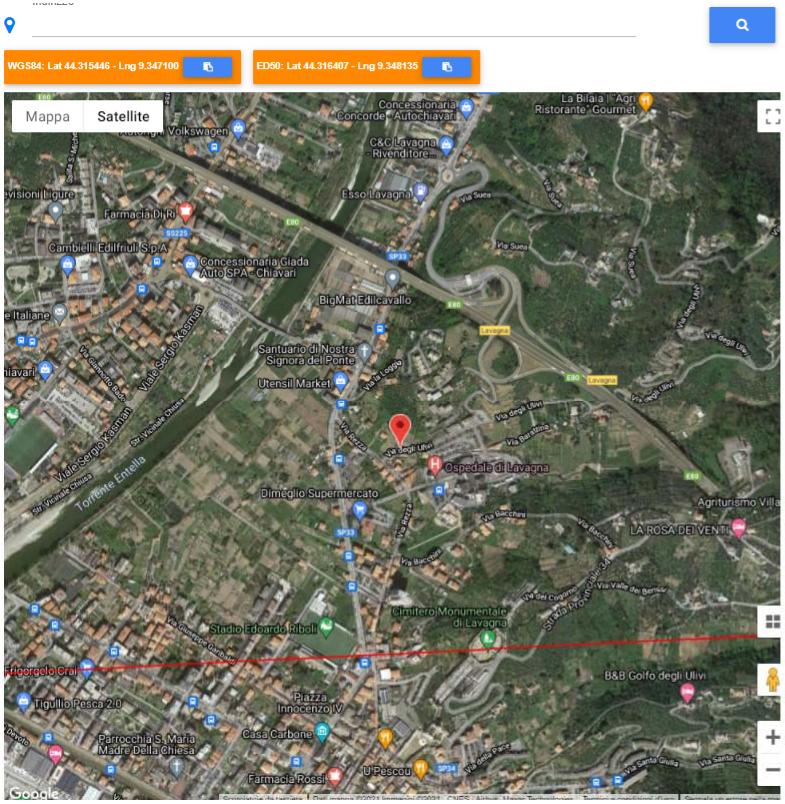
SLV:

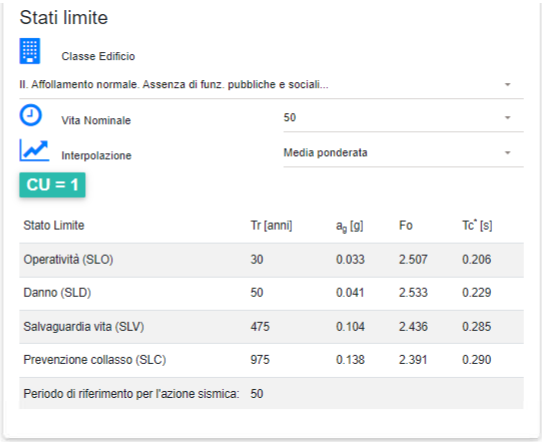
Ss:	1,200
Cc:	1,410
St:	1,000
Kh:	0,030
Kv:	0,015
Amax:	1,229
Beta:	0,240

SLC:

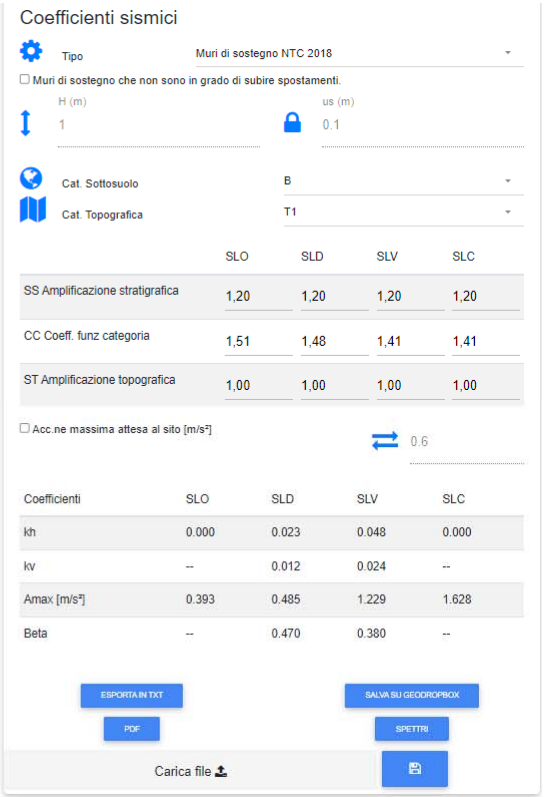
Ss:	1,200
Cc:	1,410
St:	1,000
Kh:	0,040
Kv:	0,020
Amax:	1,628
Beta:	0,240

Restituzione schermata di calcolo software ondine GEO.STRU - (Muri NCT 2018)





Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0.033	2.507	0.206
Danno (SLD)	50	0.041	2.533	0.229
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.104	2.436	0.285
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.138	2.391	0.290
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			



	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz categoria	1,51	1,48	1,41	1,41
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.000	0.023	0.048	0.000
kv	--	0.012	0.024	--
Amax [m/s²]	0.393	0.485	1.229	1.628
Beta	--	0.470	0.380	--

PARAMETRI SISMICI

Tipo di elaborazione: Opere di sostegno NTC 2018
Muro rigido: 0

Sito in esame.
latitudine: 44,316407
longitudine: 9,348135
Classe: 2
Vita nominale: 50

Siti di riferimento
Sito 1 ID: 17367 Lat: 44,3107 Lon: 9,2982 Distanza: 4020,379
Sito 2 ID: 17368 Lat: 44,3132 Lon: 9,3680 Distanza: 1617,294
Sito 3 ID: 17146 Lat: 44,3631 Lon: 9,3646 Distanza: 5356,044
Sito 4 ID: 17145 Lat: 44,3607 Lon: 9,2949 Distanza: 6492,926

PARAMETRI SISMICI

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

Operatività (SLO):
Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 30 [anni]
ag: 0,033 g
Fo: 2,507
Tc: 0,206 [s]*

Danno (SLD):
Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 50 [anni]
ag: 0,041 g
Fo: 2,533
Tc: 0,229 [s]*

Salvaguardia della vita (SLV):
Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 475 [anni]
ag: 0,104 g
Fo: 2,436
Tc: 0,285 [s]*

Prevenzione dal collasso (SLC):
Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 975 [anni]
ag: 0,138 g
Fo: 2,391
Tc: 0,290 [s]*

Coefficienti Sismici Opere di sostegno NTC 2018

SLO:
Ss: 1,200
Cc: 1,510
St: 1,000
Kh: 0,000
Kv: 0,000
Amax: 0,393
Beta: 0,000

SLD:
Ss: 1,200
Cc: 1,480
St: 1,000
Kh: 0,023
Kv: 0,012
Amax: 0,485
Beta: 0,470

SLV:
Ss: 1,200
Cc: 1,410
St: 1,000
Kh: 0,048
Kv: 0,024
Amax: 1,229
Beta: 0,380

SLC:
Ss: 1,200
Cc: 1,410
St: 1,000
Kh: 0,000
Kv: 0,000
Amax: 1,628
Beta: 0,000

8.10 Classificazione sismica regione Liguria

L'area di sedime ricade nel comune di Lavagna e, ai sensi della DGR n.216/2017, risulta inserito nella **Classe Sismica 3** (p.g.a. = 0.150 g).

Si riporta la tabella ove ciascuna zona è individuata secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo ag, con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

ZONA 3 Pga = 0,15 g			
n° progress.	nr. ID del Comune su mappa	Provincia	Comune
1	2	GENOVA	AVEGNO
2	3	GENOVA	BARGAGLI
3	4	GENOVA	BOGLIASCO
4	5	GENOVA	BORZONASCA
5	6	GENOVA	BUSALLA
6	7	GENOVA	CAMOGLI
7	8	GENOVA	CAMPO LIGURE
8	9	GENOVA	CAMPOMORONE
9	10	GENOVA	CARASCO
10	11	GENOVA	CASARZA LIGURE
11	12	GENOVA	CASELLA
12	13	GENOVA	CASTIGLIONE CHIAVARESE
13	14	GENOVA	CERANESI
14	15	GENOVA	CHIAVARI
15	16	GENOVA	CICAGNA
16	18	GENOVA	COGORNO
17	19	GENOVA	COREGLIA LIGURE
18	20	GENOVA	CROCEFIESCHI
19	21	GENOVA	DAVAGNA
20	22	GENOVA	FASCIA
21	23	GENOVA	FAVALE DI MALVARO
22	24	GENOVA	FONTANIGORDA
23	25	GENOVA	GENOVA
24	26	GENOVA	GORRETO
25	27	GENOVA	ISOLA DEL CANTONE
26	28	GENOVA	LAVAGNA

8.11 Analisi del rischio liquefazione ai sensi delle DGR 535/2021

La presente analisi viene redatta in l'applicazione delle "Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da liquefazione (LQ)" e rappresentano un documento operativo finalizzato alla prevenzione e gestione dei rischi connessi al fenomeno della liquefazione.

"Con il termine "liquefazione" si indicano diversi fenomeni fisici che si verificano nei terreni sabbiosi saturi durante i terremoti di elevata intensità, che hanno come elemento comune una drastica caduta della resistenza al taglio ed una temporanea fluidificazione degli stessi.

l potenziale di liquefazione dei terreni viene, pertanto, valutato comparando gli effetti dell'azione sismica legata al terremoto con la resistenza alla liquefazione propria di ciascun suolo. Convenzionalmente si considera, quindi, un fattore di sicurezza rispetto al fenomeno della liquefazione sulla base del rapporto tra la resistenza di taglio ciclica del terreno (CRR), legata alle caratteristiche geotecniche del suolo e lo sforzo di taglio indotto dal terremoto (CSR), legato alle caratteristiche sismiche dell'area.".

8.11.1 Recepimento delle linee guida nei comuni liguri

a) **il Comune di interesse è dotato[10] di uno studio di Microzonazione simica di livello 1, a corredo della strumentazione urbanistica comunale, nel quale sono state identificate le zone interessate da potenziale instabilità per liquefazione**, ai sensi della DGR 471/2010 ovvero degli "Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica (ICMS08)" secondo gli studi di MS di cui all'art.11 della L.77/2009.

b) **il Comune di interesse è dotato di uno studio di Microzonazione simica di livello 1 a corredo della strumentazione urbanistica comunale ma, in fase di studio, non è stata accerta l'esclusione della potenzialità al fenomeno della liquefazione ovvero non presenta analisi riferite al fenomeno di instabilità per effetto della liquefazione**,

oppure

c) **il Comune di interesse NON è dotato di uno studio di Microzonazione simica di livello 1, a corredo della strumentazione urbanistica comunale,**

8.11.2 Analisi del rischio liquefazione in riferimento alla localizzazione del sito in termini geologici e geomorfologici

Il rischio liquefazione si localizza in determinati ambiti con precise caratteristiche sia geologiche che geomorfologiche, che permettono di escludere dalle zone a rischio determinate porzioni di territorio.

Termini geologici

Età del deposito	Profondità della falda (metri)		
	< 9	Da 9 a 15	>15
Olocene recente	Elevata	Bassa	Molto bassa
Olocene antico	Moderata	Bassa	Molto bassa
Pleistocene recente	Bassa	Bassa	Molto bassa
Pleistocene antico	Molto bassa	Molto bassa	Molto bassa

Tab. A - Probabilità alla liquefazione di depositi sedimentari (Facciorusso, 2011)

Termini geomorfologici

Classe	Geomorfologia	Suscettibilità
A	Letti di fiume recenti e antichi; paludi; zone di bonifica; zone interdunari	Liquefazione probabile
B	Conoidi; argini naturali; dune di sabbia; pianure di esondazione; spiagge; altre pianure	Liquefazione possibile
C	Terrazzi; colline; montagne	Liquefazione non probabile

Tab. B - Classi di suscettività alla liquefazione in funzione della geomorfologia (Iwasaki et al., 1982)

Report analisi geologica → probabilità elevata

Report analisi geomorfologica --→ liquefazione possibile

8.11.3 Descrizione delle caratteristiche tipologiche e strutturali dell'intervento

L'intervento consiste nella realizzazione di opere di miglioria e adeguamento idraulico del rio Rezza, mediante un insieme organizzato di interventi mirati a rettificare, allargare e modificare il corso del rio Rezza e di un suo affluente (rio Beichetta), vista la inadeguatezza idraulica dello stesso al corretto smaltimento delle portate di riferimento con tempi di ritorno 50-200 anni.

Sono quindi previste sistemazioni arginali mediante spostamento e ricostruzione degli stessi, rifacimento di attraversamenti carrabili anche di rilevante importanza, parziali modifiche al tracciato attuale del corso d'acqua mediante creazione di canale scolmatore.

Trattasi di imponenti opere in cemento armato, micropali e in massi naturali (scogliere) che si configurano essenzialmente come interventi di nuova costruzione.

8.11.4 Analisi territoriale della suscettività a liquefazione dei suoli sulla base dei dati di pericolosità sismica di base

Elenco dei Comuni caratterizzati da un valor modale della distribuzione della magnitudo attesa maggiore o uguale a 5 e un'accelerazione in superficie di riferimento maggiore o uguale a 0.1g, considerando il periodo di ritorno pari a 475 - 975 - 2475 anni.			
Tr =	475	975	2475
ALASSIO			
ALBENGA			
ALTARE			
ANDORA			
ARNASCO			
BALESTRINO			
BARDINETO			
BERGEGGI			
BOISSANO			
BORGHETTO SANTO SPIRITO			
BORGIO VEREZZI			
BORMIDA			
CALICE LIGURE			
CALIZZANO			
CARCARE			
CASTELBIANCO			
CENGIO			
CERIALE			
CISANO SUL NEVA			
COSSERIA			
ERLI			
FINALE LIGURE			
GARLENDA			
GENOVA			
GIUSTENICE			
LAIGUEGLIA			
LOANO			
MAGLIOLO			
MALLARE			
MILLESIMO			
MURIALDO			
NASINO			
NOLI			
ONZO			
ORCO FEGLINO			
ORTOVERO			
OSIGLIA			
PALLARE			
PIETRA LIGURE			
QUILIANO			
RIALTO			
SAVONA			
SPOTORNO			
TOIRANO			
TOVO SAN GIACOMO			
VADO LIGURE			
VENDONE			
VEZZI PORTIO			
VILLANOVA D'ALBENGA			

Comune di **LAVAGNA** → Tr (SLV) = __475__ anni

Il comune **NON** rientra nella tabella e presenta valore modale magnitudo attesa minore di 5

8.11.5 Verifica compatibilità previsioni urbanistico- edilizie nei Comuni non dotati di analisi liquefazione a corredo dello strumento urbanistico comunale

In relazione alle particolarità del sito di cui ai precedenti paragrafi ovvero:

- l'analisi dei termini geologici e geomorfologici locali;
- la verifica del valore modale della distribuzione della magnitudo attesa - accelerazione in superficie di riferimento, in rapporto al periodo di ritorno (475-975-2475 anni);

secondo i dettami delle NTC 2018 e relativa circ. applicativa n°7/2019, pur ricadendo in un ambito geologico potenzialmente vulnerabile ***NON risulta necessaria la conduzione l'accertamento delle "condizioni di esclusione", ai punti 2, 3 e 4 del § 7.11.3.4.2 delle NTC2018.***

Tuttavia in considerazione della particolare tipologia di intervento, che è ricompreso tra quelli per i quali devono essere condotte specifiche analisi sulla liquefazione dei terreni in quanto trattasi di importanti interventi di nuova costruzione, *si riportano le seguenti considerazioni.*

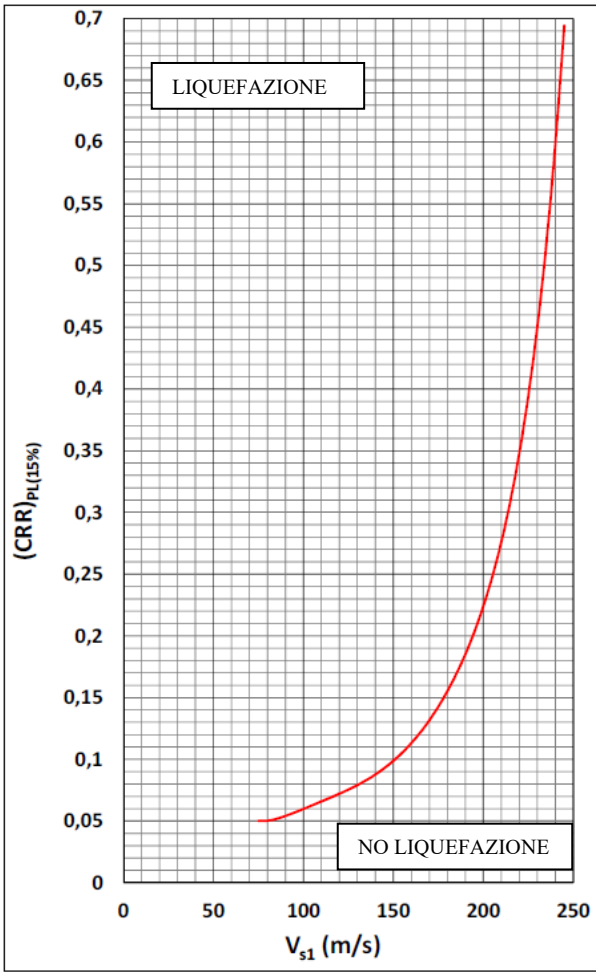
Al fine di definire l'effettiva potenzialità a liquefarsi del terreno su cui si intende realizzare l'intervento, si utilizzano i dati provenienti dalle indagini indirette di tipo sismico, tese alla verifica della velocità delle onde S nel sottosuolo (MASW).

L'analisi delle velocità sismiche in sito desunte dall'analisi delle prove indirette in onde S, denotano tutte **un parametro Vs comunque maggiore di 250 m/s**. Dalle evidenze della letteratura specifica in materia si evince che a prescindere dal rapporto CSR / CRR (Coeff. Resistenza Tensionale Ciclica / Coeff. Resistenza Ciclica), per velocità di Vs superiori a 250 m/s ***decade di fatto il rischio liquefazione***.

Pertanto basandosi sui dati a disposizione inerenti la stratigrafia locale, le caratteristiche granulometriche e idrologiche dei terreni che costituiscono il substrato su cui si pone il sedime, si evidenza che lungo tutta la verticale delle colonne di terreno interessate dalle opere in previsione, il valore di Vs è costantemente superiore a 250 mt/sec e pertanto si può asserire che il sedime stesso ***non sia suscettibile di liquefazione.***

velocità onde di taglio Vs

GRAFICI DI RIFERIMENTO
RAPPORTO CRR – V_{s1}



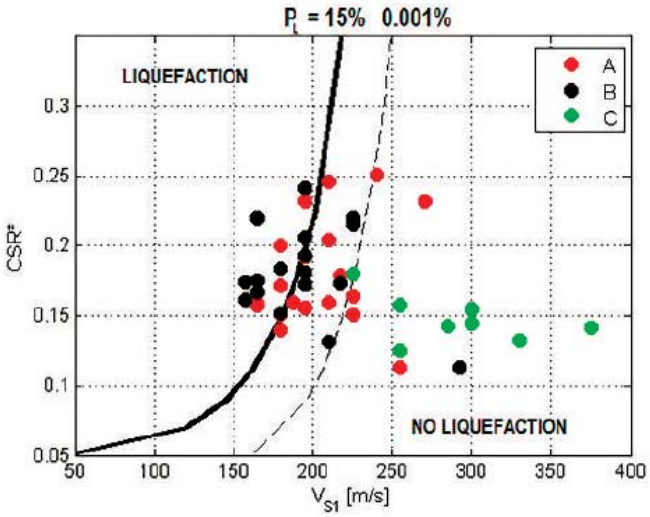


Fig. 6 - Rapporto di sforzo ciclico corretto (CSR) contro velocità delle onde di taglio corretta (V_{s1}) per i livelli sabbiosi studiati in questo lavoro. Le linee nere dividono lo spazio in zone di liquefazione e non liquefazione secondo diversi livelli di probabilità (15%, linea continua; 0.001%, linea a tratteggio, secondo le espressioni di Kayen et al., 2013).*

Abaco di liquefazione nei quali in ordinata è riportata la sollecitazione ciclica CSR e in ascissa una proprietà del terreno stimata dalle prove in sito

9 CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE DEGLI INTERVENTI

Il progetto prevede le seguenti opere idrauliche e strutturali, descritte in modo schematico.

- adeguamento dell'alveo del rio Rezza nel tratto che costeggia via Rezza mediante allargamento in sponda destra

La sponda sinistra del rio Rezza rimarrà sostanzialmente inalterata rispetto all'andamento attuale. Al fine di consentire l'abbassamento del fondo alveo senza il rischio di cedimenti del muro di sponda attuale (costituito da una muratura in pietrame di scarsa qualità, poco approfondita rispetto all'attuale fondo alveo) si propone la realizzazione di un placcaggio in calcestruzzo fondato su micropali, in modo da garantire la realizzazione degli scavi in sicurezza. L'adeguamento del tratto di rio lungo via Rezza richiederà necessariamente il rifacimento dei tre attraversamenti presenti, due privati e uno comunale.

- intervento posto a protezione degli edifici posti in corrispondenza della confluenza tra il rio Rezza e il rio Beichetta

Realizzazione di un muro in calcestruzzo armato lungo la sponda destra del rio di altezza tale da consentire il confinamento della portata 200-ennale con il franco di sicurezza richiesto dalla vigente normativa.

- realizzazione del nuovo attraversamento sul rio Rezza a monte del parcheggio delle camere mortuarie destinato alla manutenzione della cassa di espansione

Opera, costituita da 8 scatolari prefabbricati in calcestruzzo (misure 5 m x 3 m) affiancati e avrà lunghezza complessiva pari a 8 m

- realizzazione interventi di sistemazione a carico dell'alveo del rio Rezza nel tratto compreso tra il parcheggio delle camere mortuarie e la cassa di espansione

Creazione di un alveo a sezione trapezia, avente larghezza minima pari a 5 m ed altezza minima pari a circa 2,60 m, delimitato su entrambe le sponde da scogliere in massi naturali di seconda categoria che andranno a raccordarsi con le scogliere già realizzate a valle della cassa di espansione

- modifica del tracciato terminale del by-pass del rio Beichetta

- allargamento in sponda sinistra dell'alveo con realizzazione di nuova scogliera e adeguamento del muro in calcestruzzo armato in sponda destra nel tratto

d'alveo a valle di via Fieschi

Adeguamento della larghezza d'alveo a 7,5 m mediante allargamento in sponda sinistra e realizzazione di una nuova difesa spondale costituita da una scogliera in massi naturali, unitamente all'abbassamento del fondo alveo

- adeguamento dell'attraversamento di via Fieschi

L'attraversamento stradale sarà oggetto di demolizione e successiva ricostruzione, sempre con larghezza interna netta pari a 7,5 m

- realizzazione del by-pass a supporto del tratto di alveo compreso tra gli edifici nel tratto terminale di via Rezza presso l'innesto su via Bobbio

Realizzazione di un canale scolmatore in grado di consentire lo smaltimento delle portate di piena. Il by-pass sarà realizzato in scatolari prefabbricati in calcestruzzo armato, di dimensioni nette interne pari a 4,5 m x 2,5 m. L'imbocco sarà costituito da uno scivolo in calcestruzzo che consentirà il raccordo tra le quote di fondo alveo del nuovo canale a valle e dell'alveo originario a monte. Il collegamento tra l'alveo a monte del by-pass e lo scivolo di raccordo richiederà la realizzazione di nuovi muri di sponda in calcestruzzo

- adeguamento della passerella pedonale di collegamento tra il polo ospedaliero e il parcheggio

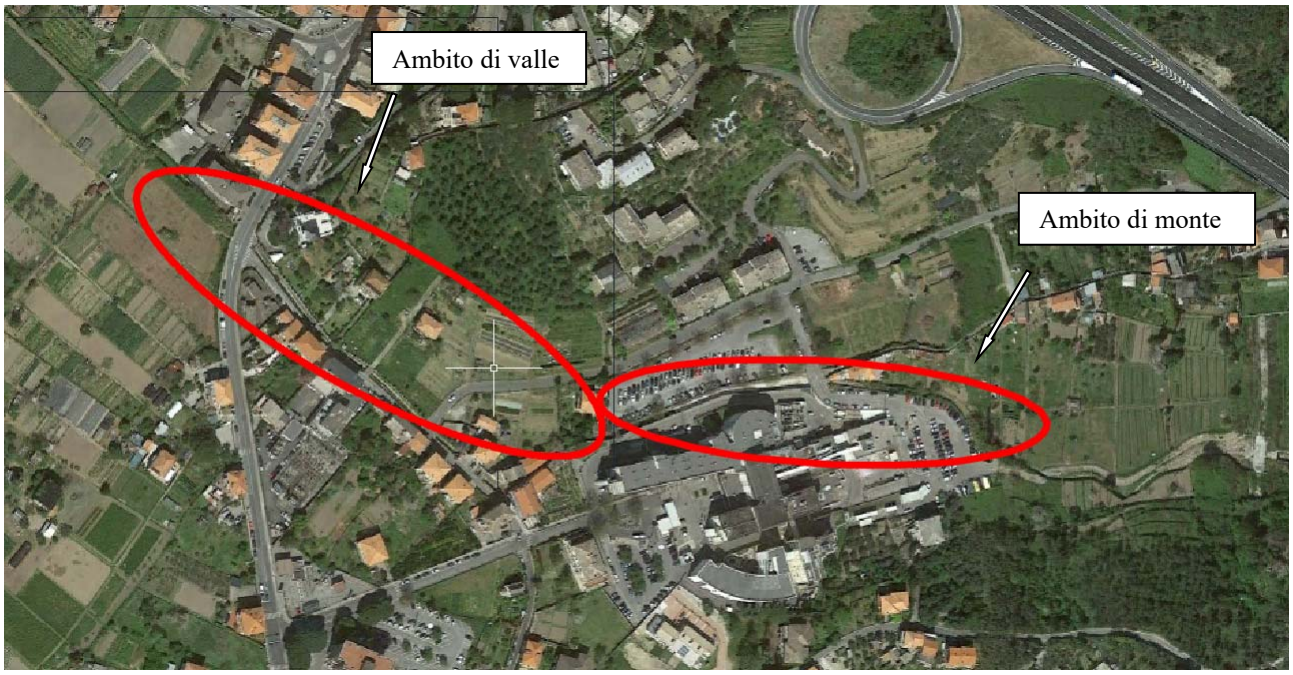
- allargamento dell'alveo del rio Rezza a monte della confluenza con il rio Beichetta

Allargamento in sponda sinistra dell'alveo con realizzazione di un nuovo muro di sponda in calcestruzzo armato, di altezza tale da garantire il contenimento della portata 200-ennale con adeguato franco di sicurezza idraulico.

Per tutti i dettagli al riguardo delle tecniche architettoniche e progettuali utilizzate e per una maggiore comprensione delle stesse si rimanda di fatto agli elaborati tecnici e grafici a firma del progettista incaricato.

9 NOTE GEOTECNICHE

Al fine di determinare con maggiore precisione l'andamento stratigrafico del sottosuolo, si è suddivisa l'area di intervento in due macrozone circa omogenee per caratteristiche geostratigrafiche e geotecniche, nominate rispettivamente "ambito di valle" e " ambito di monte".



9.1 Caratterizzazione geostratigrafica e geotecnica degli ambiti

In base alle risultanze delle informazioni ricavate dai sondaggi/penetrometrie correlate con le informazioni desunte dal "modello geologico" ricostruibile tramite le indagini geofisiche tomografiche eseguite durante le fasi di progettazione di livello definitivo, è stato possibile ricostruire con sufficiente grado di precisione la stratigrafia schematica del sottosuolo nell'ambito dell'intervento, che viene di seguito riportata raggruppando i terreni per classi omogenee.

Stratigrafia "ambito di valle"

- *da P.C. a -1.0 / -2.0 mt -> terreni pedogenici e di riporto di natura eterogenea;*
- *da -1.0 / -2.0 a -6.0 / -8.0 mt -> depositi alluvionali quaternari costituiti da una frazione a granulometria sabbioso-ghiaiosa con ampie intercalazioni di argille e limi, a indicare un ambiente deposizionale a differente energia di trasporto.*
- *da -6.0 / -8.0 mt a -10.0 / -14.0 -> depositi alluvionali quaternari grossolani*

ghiaioso ciottolosi in matrice sabbiosa con rade intercalazioni sabbiose;

- *oltre -10.0/--14.0 mt -> alterazione superficiale del substrato roccioso conglomeratico arenaceo, costituito con tutta probabilità dal membro delle Ardesie di Monte Verzi, con forte variabilità del grado di alterazione e fratturazione, che solo localmente tende a decrescere con la profondità;*

Stratigrafia "ambito di monte"

- *da P.C. a -3.0 / -4.0 mt -> terreni pedogenici e di riporto di natura eterogenea;*
- *da -3.0 / -4.0 a -12.0 / -14.0 mt -> depositi alluvionali quaternari costituiti da una frazione a granulometria sabbioso-ghiaiosa con ampie intercalazioni di argille e limi, a indicare un ambiente deposizionale a differente energia di trasporto.*
- *oltre -14.0/-16.0 mt -> alterazione superficiale del substrato roccioso conglomeratico arenaceo, costituito con tutta probabilità dalle Argilliti a Palombini, con forte variabilità del grado di alterazione e fratturazione, che solo localmente tende a decrescere con la profondità;*

9.1.1 Caratterizzazione geotecnica dei terreni e delle rocce

Il confronto tra le evidenze mostrate dal sondaggio geognostico avente sigla S4 in sinergia con le prove SPT eseguite in foro, le prove penetrometriche leggere e i risultati delle indagini geofisiche, ha consentito la definizione sufficientemente precisa dei principali parametri fisico meccanici dei terreni costituenti il sottosuolo.

9.1.2 Terreni pedogenici e di riporto

Materiali granulari, miscele di elementi naturali e antropici, caratterizzati da forte eterogeneità granulometrica.

Nonostante una forte variabilità composizionale possono esserne definiti i seguenti parametri litotecnici:

- *Peso volume γ = 16.0 – 18.0 kN/mc (valore magg. attendibile 17.0 kN/mc)*
- *Peso volume saturo γ_{sat} = 17.0 – 19.0 kN/mc (valore magg. attendibile 18.0 kN/mc)*
- *Angolo di attrito interno ϕ (stimato per la componente granulare) = 25° - 27° (valore magg. attendibile 26°)*
- *Coesione C (stimata) = 0 kPa*
- *Modulo elastico o di Young Y= 200 – 400 Mpa (valore magg. attendibile 300 MPa)*

- *Densità relativa Dr = 30 – 50 % (valore magg. attendibile 40 %)*

9.1.3 Depositi alluvionali quaternari

Materiali granulari e coesivi, costituiti da una frazione a granulometria sabbioso-ghiaiosa con ampie intercalazioni di argille e limi, caratterizzati da forte eterogeneità granulometrica.

i terreni sopraindicati possono essere inseribili nella classifica funzionale U.S.C.S. nei gruppi GM - SM - ML (ghiaie e sabbie limose e limi scarsamente plastici) e nonostante una certa variabilità composizionale possono esserne definiti i seguenti parametri litotecnici:

- *Peso volume γ = 18.0 – 20.0 kN/mc (valore magg. attendibile 19.0 kN/mc)*
- *Peso volume saturo γ_{sat} = 19.0 – 21.0 kN/mc (valore magg. attendibile 20.0 kN/mc)*
- *Angolo di attrito interno ϕ (stimato per la componente granulare) = 26° - 28° (valore magg. attendibile 27°)*
- *Coesione C (stimata) = 5 – 15 kPa (valore magg. attendibile 10 kPa)*
- *Modulo elastico o di Young Y= 500 - 1000 Mpa (valore magg. attendibile 600 MPa)*
- *Densità relativa Dr = 40 – 60 % (valore magg. attendibile 50 %)*

9.1.4 Depositi alluvionali quaternari grossolani

Materiali prettamente granulari, costituiti da una frazione a granulometria ciottoloso-ghiaiosa con ampie intercalazioni di livelli sabbiosi, caratterizzati da forte eterogeneità granulometrica.

i terreni sopraindicati possono essere inseribili nella classifica funzionale U.S.C.S. nei gruppi GW - SW (ghiaie e sabbie ben gradate scarsamente plastiche) e nonostante una certa variabilità composizionale possono esserne definiti i seguenti parametri litotecnici:

- *Peso volume γ = 18.0 – 20.0 kN/mc (valore magg. attendibile 19.0 kN/mc)*
- *Peso volume saturo γ_{sat} = 19.0 – 21.0 kN/mc (valore magg. attendibile 20.0 kN/mc)*
- *Angolo di attrito interno ϕ (stimato per la componente granulare) = 30° - 34° (valore magg. attendibile 32°)*
- *Coesione C (stimata) = 0 – 10 kPa (valore magg. attendibile 5 kPa)*
- *Modulo elastico o di Young Y= 1000 - 1500 Mpa (valore magg. attendibile 1200*

MPa)

- *Densità relativa Dr = 70 – 80 % (valore magg. attendibile 75 %)*

9.1.5 Cappellaccio di alterazione del bed-rock

Materiali scagliosi e granulari, costituiti da una frazione a granulometria ciottoloso-ghiaiosa mista a debole frazione fine, con elementi disarticolati del substrato argillitico /arenaceo
Nonostante una certa variabilità composizionale possono esserne definiti i seguenti parametri litotecnici:

- *Peso volume γ = 22.0 – 24.0 kN/mc (valore magg. attendibile 23.0 kN/mc)*
- *Peso volume saturo γ_{sat} = 23.0 – 25.0 kN/mc (valore magg. attendibile 24.0 kN/mc)*
- *Angolo di attrito interno ϕ = 33° - 35° (valore magg. attendibile 34°)*
- *Coesione C (stimata) = 10 – 30 kPa (valore magg. attendibile 20 kPa)*
- *Modulo elastico o di Young Y= 2000 Mpa*
- *Modulo di Taglio E = 700 Mpa*
- *Coefficiente di Poisson ν = 0.35*

9.1.6 Definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici

Per valore caratteristico (Vk) di un parametro geotecnico si intende una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato; nello specifico quel valore quale è associata una prefissata probabilità di non superamento (non più del 5% dei valori desumibili da una serie teoricamente illimitata di prove).
Secondo le Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (CSLP) sulle NTC (comma C.6.2.2) si possono utilizzare le seguenti combinazioni:
A) Valori caratteristici circa uguali ai valori medi;
B) Valori caratteristici circa uguali ai valori minimi.
Secondo l'Eurocodice 7 e le NTC, i valori caratteristici "Xk" consistono in una stima cautelativa del valore che influenza l'insorgere dello stato limite. Il comma. C6.2.2.4 della Circolare LL.OO. 7/2019 illustra chiaramente come tali valori debbano essere scelti.
In particolare:

"Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidezza sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono

più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidezza. La scelta di valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei terreni; basti pensare, ad esempio, all'effetto delle discontinuità sul valore operativo della resistenza non drenata. Una migliore approssimazione nella valutazione dei valori caratteristici può essere ottenuta operando le opportune medie dei valori dei parametri geotecnici nell'ambito di piccoli volumi di terreno, quando questi assumano importanza per lo stato limite considerato"

Nel caso in esame tenuto conto che la analisi sono riferite alla sistemazione di un ampio tratto di sedime e quindi coinvolgono grandi volumi di terreno, si può fare riferimento ai "valori medi".

In sintesi i valori geotecnici caratteristici dei terreni sono di seguito riportati:

Terreni pedogenici e di riporto

➢ *Peso volume*	***$\gamma_k \approx 17.0$ kN/mc***
➢ *Peso volume saturo*	***$\gamma_k \approx 18.0$ kN/mc***
➢ *Angolo di attrito interno*	***$\phi_k \approx 26°$***
➢ *Coesione*	***$C_k \approx 0$ kPa***
➢ *Densità relativa*	***$Dr_k \approx 40$ %***

Depositi alluvionali quaternari

➢ *Peso volume*	***$\gamma_k \approx 19.0$ kN/mc***
➢ *Peso volume saturo*	***$\gamma_k \approx 20.0$ kN/mc***
➢ *Angolo di attrito interno*	***$\phi_k \approx 27°$***
➢ *Coesione*	***$C_k \approx 10$ kPa***
➢ *Densità relativa*	***$Dr_k \approx 50$ %***
➢ *Modulo di Young*	***E = 600 Mpa***

Depositi alluvionali quaternari grossolani

➢ *Peso di Volume*	***$\gamma_k \approx 19.0$ kN/mc***
➢ *Peso volume saturo*	***$\gamma_k \approx 20.0$ kN/mc***
➢ *Angolo di Attr. Int.*	***$\phi_k \approx 32°$***
➢ *Coesione*	***$C_k \approx 5$ kPa***
➢ *Densità relativa*	***$Dr_k \approx 70$ %***
➢ *Modulo di Young*	***E = 1200 Mpa***

Alterazione del substrato roccioso arenaceo/argillitico destrutturato

➢ *Peso di Volume*	***$\gamma_k \approx 23.0$ kN/mc***
➢ *Peso volume saturo*	***$\gamma_k \approx 24.0$ kN/mc***

➢	*Angolo di Attr. Int.*	$\phi_k \approx 34°$
➢	*Coesione*	$C_k \approx 20\ kPa$
➢	*Modulo di Young*	$E = 2000\ Mpa$
➢	*Modulo di Taglio*	$E = 700\ Mpa$
➢	*Coefficiente di Poisson*	$\nu = 0.35$

9.2 Determinazione degli stati limite di progetto

Le presenti note geotecniche rappresentano le linee guida che dovranno essere adottate durante le fasi progettuali esecutive e di cantiere e accompagnano l'analisi di fattibilità del progetto.

9.2.1 Analisi sinottica delle verifiche da eseguirsi

In relazione allo schema di progetto proposto, si propone in forma tabellare l'elenco delle verifiche e analisi che si prevede dovranno attuarsi a corredo delle fasi esecutive.
Questo schematismo permette di verificare speditamente quali siano le necessarie indagini ed analisi (caratterizzazioni idrogeologiche, modellazioni geologiche e geotecniche del sito, ecc) atte a soddisfare i criteri previsti dal capitolo 6 delle N.T.C., le quali verranno riprese nella relazione geotecnica esecutiva. Si demanda alle fasi esecutive la calcolazione agli S.L.U. della stabilità dei fronti di scavo e delle collegate opere di sostegno, provvisionali e non.

ELENCO GENERALE DELLA TIPOLOGIA DELLE OPERE	RIFERIMENTI ALLA CIRC. C.S.L.P DEL 2/2/09 N.617 N.T.C.	OPERE PREVISTE IN PROGETTO
STABILITÀ DEI PENDII NATURALI	**C 6.3**	☐
OPERE DI FONDAZIONE	**C 6.4**	☑
FONDAZIONI SUPERFICIALI	**C 6.4.2**	☐
FONDAZIONI SU PALI	**C 6.4.3**	☑
OPERE DI SOSTEGNO	**C 6.5**	☐
TIRANTI DI ANCORAGGIO	**C 6.6**	☑
OPERE IN SOTTERRANEO	**C 6.7**	☐
OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO	**C 6.8**	☑
DISCARICHE CONTROLLATE DI RIFIUTI E DEPOSITI DI INERTI	**C 6.11**	☐
FATTIBILITÀ DI OPERE SU GRANDI AREE	**C 6.12**	☐

9.2.2 Stabilità dei versanti naturali

Il versante, lungo tutto l'areale in esame presenta pendenze di grado basso o molto basso data la localizzazione in prossimità dell'ambito di pianura alluvionale. Pertanto si ritengono non significative le verifiche di sicurezza e l'elaborazione numerica per la determinazione della generale stabilità del pendio.

9.2.3 Opere di materiali sciolti e fronti di scavo

Analizzando gli elaborati di progetto in comparazione con la morfologia attuale, si osserva come l'altezza massima effettiva prevista risulta pari a circa 3-4 mt. Il fronte di scavo si giustifica correlando il posizionamento altimetrico dei manufatti di maggiore rilevanza a livello geologico e geotecnico ovvero il nuovo canale artificiale, nella sua sistemazione morfologica mediana del sito, rispetto al piano campagna attuale. In considerazione della stratigrafia presente in loco gli sbancamenti vanno ad interessare sia i terreni superficiali pedogenici e di riporto che i livelli alluvionali quaternari.

Considerando i valori geotecnici caratteristici dei terreni, la presenza di falda superficiale e l'altezza reale del fronte da raggiungersi in fase di sbancamento, si evince facilmente che i fronti stessi (dal punto di vista teorico e con l'applicazione delle NTC) *non risultino* in condizioni di sufficiente stabilità.

Pertanto durante tutte le fasi di scavo si dovrà adottare delle procedure atte a diminuire l'altezza dei singoli fronti o loro pendenza o a incrementarne artificialmente la resistenza alle spinte laterali secondo le indicazioni di seguito riportate:

- *Le scarpate dei fronti di scavo di altezza maggiore di 1.5 mt dovranno essere accuratamente sagomate con superficie inclinata e compresa tra 30° e 40°, onde aumentare in fase provvisionale la stabilità degli scavi stessi;*
- *Dove tale procedura non sia comunque possibile, sia per limiti legati alla morfologia locale o in relazione alla necessità di preservare l'assetto stati di eventuali strutture poste in fregio allo scavo, preventivamente all'esecuzione degli sbancamenti dovranno essere eseguite opere provvisionali di sostegno e rinforzo, quali cortine di micropali, ecc;*
- *Gli scavi dovranno essere eseguiti adottando la tecnica operativa della campionatura in senso longitudinale progressivo e sequenziale;*

Prescrizioni generali inerenti le tecniche di scavo

- per tutti i fronti di scavo dovrà essere attentamente verificato stato di consistenza

del tratto di versante immediatamente soprastante al fronte di scavo teorico, al fine di evitare la presenza di manufatti o fronti di elevata altezza e/o particolarmente aggettanti (anche se sostenuti da muri di terrazzamenti a secco). La verifica ha la funzione ridurre al minimo la possibilità di scoscendimenti legati alla presenza di carichi insistenti anche indirettamente sul fronte di scavo. Nel caso in cui la verifica mostri le problematiche succitate, i sovraccarichi dovranno essere provvisoriamente rimossi (almeno fino alla messa in opera delle murature di contenimento dei sottostanti fronti di scavo) o in caso contrario si dovranno realizzare adeguate opere provvisionali di contrasto;

- non si dovrà accatastare il materiale di scavo sul bordo o nelle immediate circostanze dei cigli delle scarpate di sbancamento;
- nel caso di problemi geostatici locali inerenti ogni singola pozione di sbancamento non prevedibili allo stato attuale e/o afferenti opere poste attorno agli scavi, si provvederà alla preventiva messa in sicurezza delle opere stesse, anche con l'uso di opere provvisionali speciali;
- nel caso in cui gli sbancamenti risultino in stretta adiacenza con strutture esistenti si dovrà porre particolare cura a non alterare gli equilibri statici al contorno, provvedendo ove necessario alle eventuali opere di sotto murazione e consolidamento o alla rimozione preventiva dei manufatti (laddove possibile);
- nel caso di necessità di sbancamento a piena sezione verticale antecedentemente all'esecuzione degli scavi si dovrà necessariamente provvedere alla messa in opera di opere di sostegno provvisionali atte a sostenere il fronte di scavo durante le fasi di cantiere (il dimensionamento dell'opera sarà a carico del progettista strutturale e della D.L. geologica se nominata);
- in caso di forte imbibizioni di acqua nel terreno dopo forti o prolungate piogge il direttore dei lavori dovrà verificare la situazione degli scavi aperti. Si ricorda infatti che la saturazione del terreno porta ad un veloce scadimento delle caratteristiche del materiale (*in particolare della coesione del terreno, del regolite e della roccia alterata che tende rapidamente a zero rendendo non utilizzabili le calcolazioni e le verifiche di cui al paragrafo precedente*) con possibili franamenti o colamenti del terreno e conseguenti instabilità locali dei fronti aperti;
- in caso di previsioni di forti piogge o di procedure di allarme ai fini di protezione civile non si dovranno eseguire scavi e realizzare anche provvisionalmente tutte le

cautele per evitare qualunque fenomeno di dilavamento o peggio erosivi sugli scavi aperti, si dovranno accelerare le procedure per la messa in opera dei muri di sostegno;

Le soluzioni sopra proposte risultano atte a garantire un sufficiente margine di sicurezza allo scavo nel contesto idro-geomorfologico considerato ma dovrà essere monitorato e controllato lo scavo adattando le scelte operative consone al reale stato del sottosuolo verificato "in grande" durante le operazioni di sbancamento.

9.3 Opere di sostegno – nuove strutture arginali - consolidamenti

Il progetto prevede la realizzazione di numerose opere a carico delle strutture arginali lungo lo sviluppo del rio Rezza, quali placcaggi mediante cordolature di micropali e nuove opere murarie arginali, il cui dimensionamento effettivo avverrà durante la progettazione esecutiva delle opere in C.A.. In tal senso si rimanda alla relazione di calcolo e verifica a firma del tecnico strutturista incaricato.

A livello di prescrizioni generali, le opere di sostegno in previsione dovranno comunque essere appoggiate su terreno saldo e geotecnicamente omogeneo. Vista la stratigrafia locale, che rende impossibile l'appoggio su regolite/roccia, il piano di appoggio sarà su sedimenti alluvionali che dovranno essere adeguatamente compattati e puntualmente approfonditi anche mediante opere di fondazione profonda, al fine di by-passare eventuali strati di materiale a maggiore granulometria fine. Il piano di posa dovrà essere adeguatamente spianato e sagomato in leggera contropendenza, con posa preventiva di un adeguato strato di magrone.

Le procedure di realizzazione dell'intervento dovranno essere compatibili con le condizioni al contorno in termini di vibrazioni, rumore e polveri e protezione della pubblica e privata incolumità.

Dato il posizionamento del cantiere in alveo attivo, si raccomanda di eseguire le lavorazioni in accordo con le fasi di allerta metereologica, ovvero di verificare costantemente l'evolversi della situazione meteo in modo da poter sospendere prontamente le lavorazioni in caso di allerta meteo arancione o rossa, provvedendo nel contempo alla messa in sicurezza del cantiere (maestranze e mezzi d'opera). Tale verifica sarà compiuta dalla D.L., di concerto con il responsabile di cantiere della ditta incaricata.

10 TERRE E ROCCE DA SCAVO

Alla luce della natura del suolo derivante dal rilevamento geologico si può affermare che lo scavo NON ricade all'interno di siti di produzione interessati da attività potenzialmente contaminanti o affioramenti delle Pietre Verdi, così come definiti dai criteri regionali allegati alla ex-DGR 859/08.

Nel caso il materiale sia riutilizzato a fini di costruzione allo stato naturale e nello stesso sito in cui è stato escavato o nel caso di riutilizzo in altro sito in qualità di "terra e roccia da scavo" si dovrà fare riferimento ai contenuti del D.P.R. n.120 del 13 giugno 2017 "*Regolamento recante la disciplina semplificata della gestione delle terre e rocce da scavo, ai sensi dell'articolo 8 del decreto-legge 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla legge 11 novembre 2014, n. 164".*

N.B. Si specifica che ai sensi del succitato D.P.R. le analisi di caratterizzazione chimico-fisiche tese alla verifica di eventuali superi delle CSC delle colonne A/B di cui all'allegato 5 al titolo V della parte quarta del D.Lgs 152/06, sono sempre dovute, anche in caso di riutilizzo nello stesso sito.

11 PRESCRIZIONI GEOTECNICHE IN FASE REALIZZATIVA

Sarà opportuno provvedere alla designazione con apposito incarico di un geologo che svolga la direzione e la sorveglianza sotto l'aspetto geotecnico dei lavori in corso, tramite visite periodiche al cantiere, emanando, in collaborazione con la direzione dei lavori, le disposizioni e gli ordini per l'attuazione della parte geologica e geotecnica dell'opera progettata nelle sue varie fasi esecutive e sorvegliandone la buona riuscita.

In particolare dovrà:

- assicurare l'applicazione delle disposizioni contenute nella presente relazione geotecnica, con le relative procedure di lavoro previste;
- adeguare le lavorazioni alla situazione geo-stratigrafica puntuale in relazione alla reale evoluzione dei lavori e alle eventuali modifiche intervenute;
- sospendere, in accordo con la D.L., in caso di pericolo grave ed imminente, le singole lavorazioni e provvedere a fornire alle imprese interessate le soluzioni adeguate da attuarsi.

La **presente relazione** risulta redatta quale allegato al permesso di costruire e dovrà essere integrata:

- per le parti specifiche relative alla denuncia delle costruzioni in c.a. e zona sismica ai sensi della normativa vigente;
- a seguito delle ispezioni e dei sopralluoghi in fase di cantiere con accertamenti di maggior dettaglio e durante le lavorazioni nel caso di situazioni non prevedibili nella fase attuale previo conferimento incarico relativo alla direzione e sorveglianza sotto l'aspetto geologico dei lavori.

12 CONCLUSIONI

Le presenti relazione geologica, di analisi della pericolosità sismica e le correlate note geotecniche, sono state eseguite nell'ambito della progettazione di livello definitivo (fase di aggiornamento) del programma di mitigazione del rischio idraulico del tratto mediano del rio Rezza, in comune di Lavagna, nel tratto ricompreso tra il polo ospedaliero e via Fieschi.

La relazione ha permesso la caratterizzazione e la modellazione geologica e sismica del sito con sufficiente approssimazione e la definizione di massima del modello geotecnico necessario al congruente sviluppo del progetto nelle sue diverse e successive articolazioni progettuali, secondo le *"Norme tecniche per le Costruzioni"* di cui D.M. 17.01.2018.

Alla luce delle indagini fino ad oggi eseguite, l'intervento in progetto risulta *compatibile con le peculiarità geologiche e geomorfologiche del sito e se correttamente eseguito non altera negativamente il grado di attuale stabilità degli assetti idro–geomorfologici locali.*
Tale assunto non può prescindere però dal fatto che durante le fasi di progettazione esecutiva dovranno essere eseguite ulteriori indagini geognostiche in sito atte a confermare la funzionalità dell'impianto geostrutturale descritto dalla presente stesura, e dovranno essere necessariamente adottate le scelte tecnologiche ed esecutive adeguate al contesto morfologico locale densamente antropizzato, atte a preservare il grado di stabilità di tutte le strutture ed opere presenti in sito.

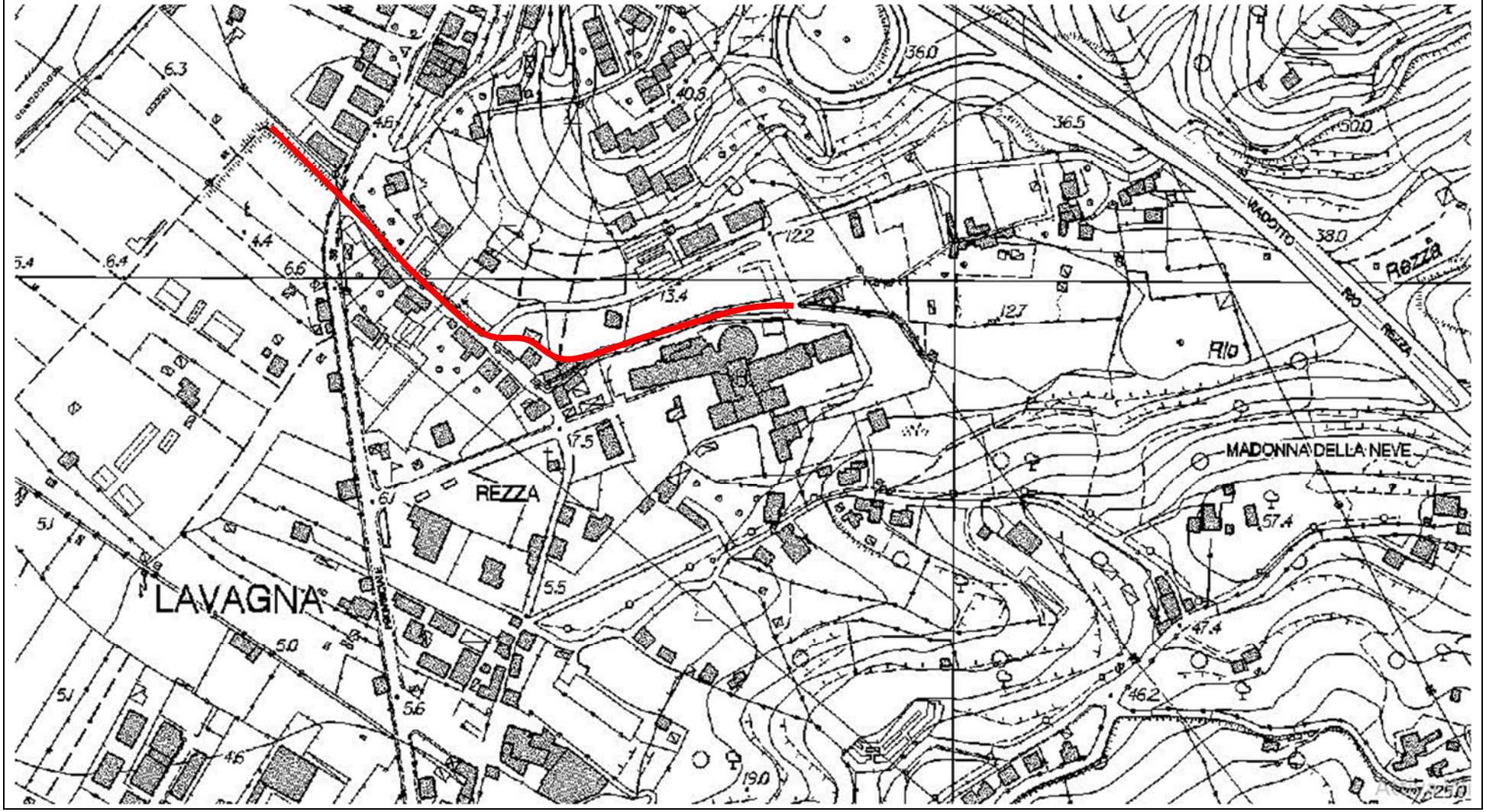
Quiliano ottobre 2021

il tecnico

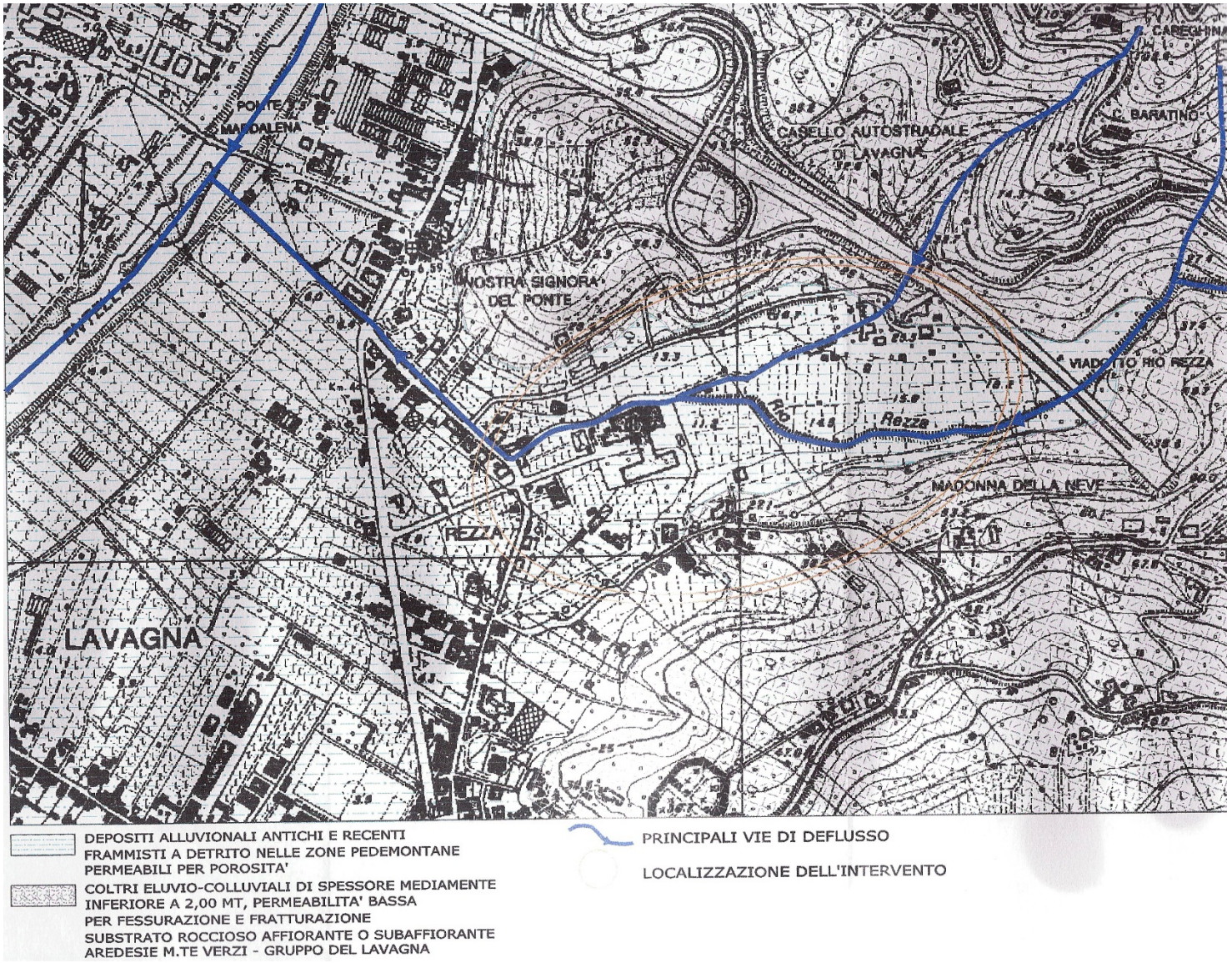
Dott. Geol. Dario Costantini

ORDINE REGIONALE DEI GEOLOGI DELLA LIGURIA
Dott. Geol.
DARIO COSTANTINI
A.P. n. 466
data iscr. 01-08-2002

COROGRAFIA C.T.R. REGIONALE SCALA 1:10000

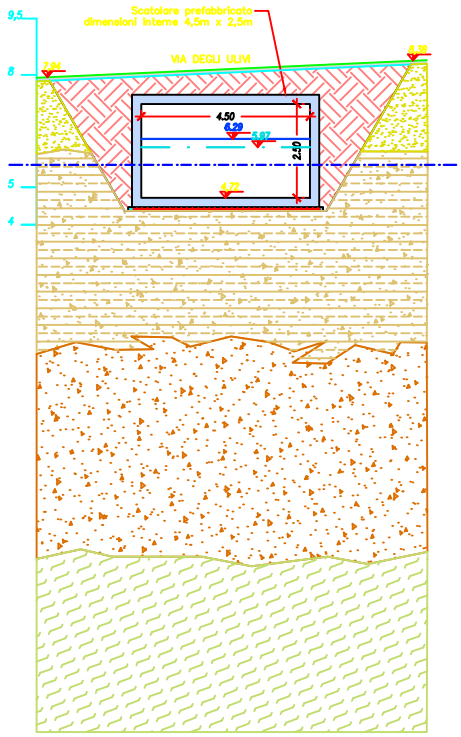


CARTA GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICA

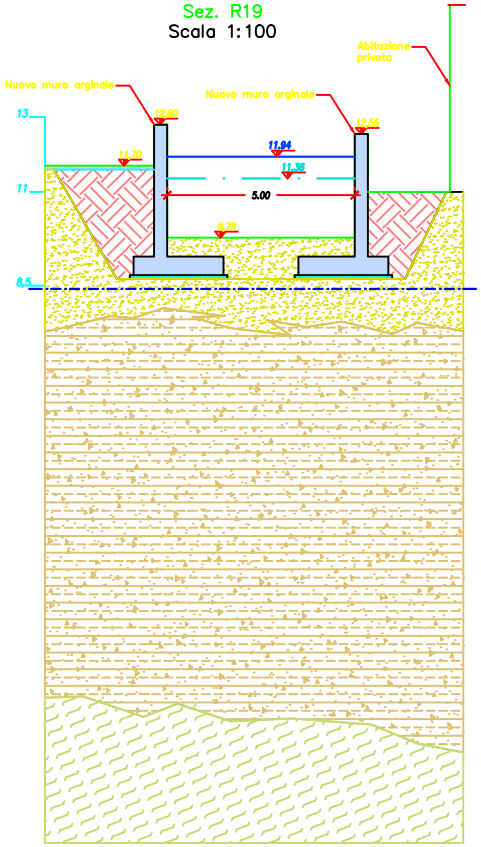


SEZIONI GEOLOGICHE SCHEMATICHE ESEMPLIFICATIVE

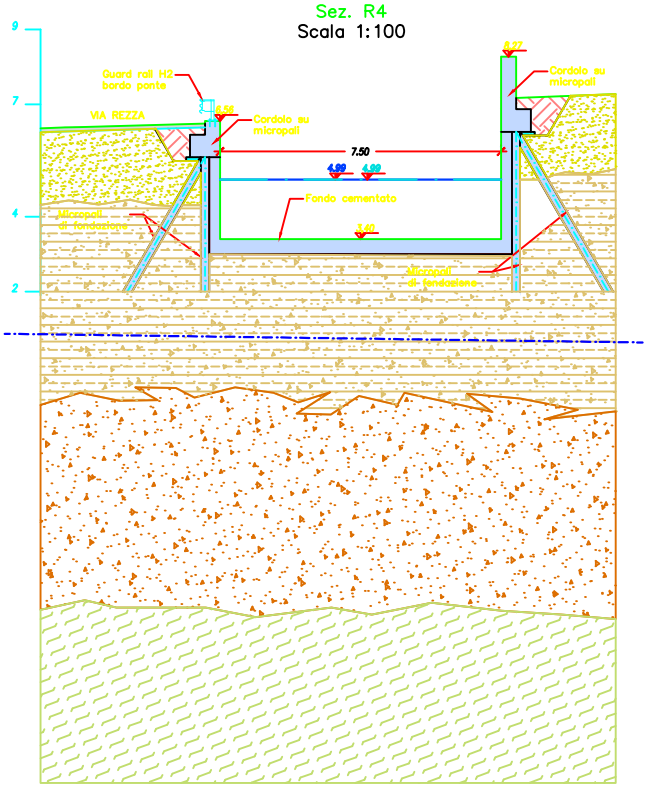
Sez. R12.1
Scala 1:100



Sez. R19
Scala 1:100



Sez. R4
Scala 1:100



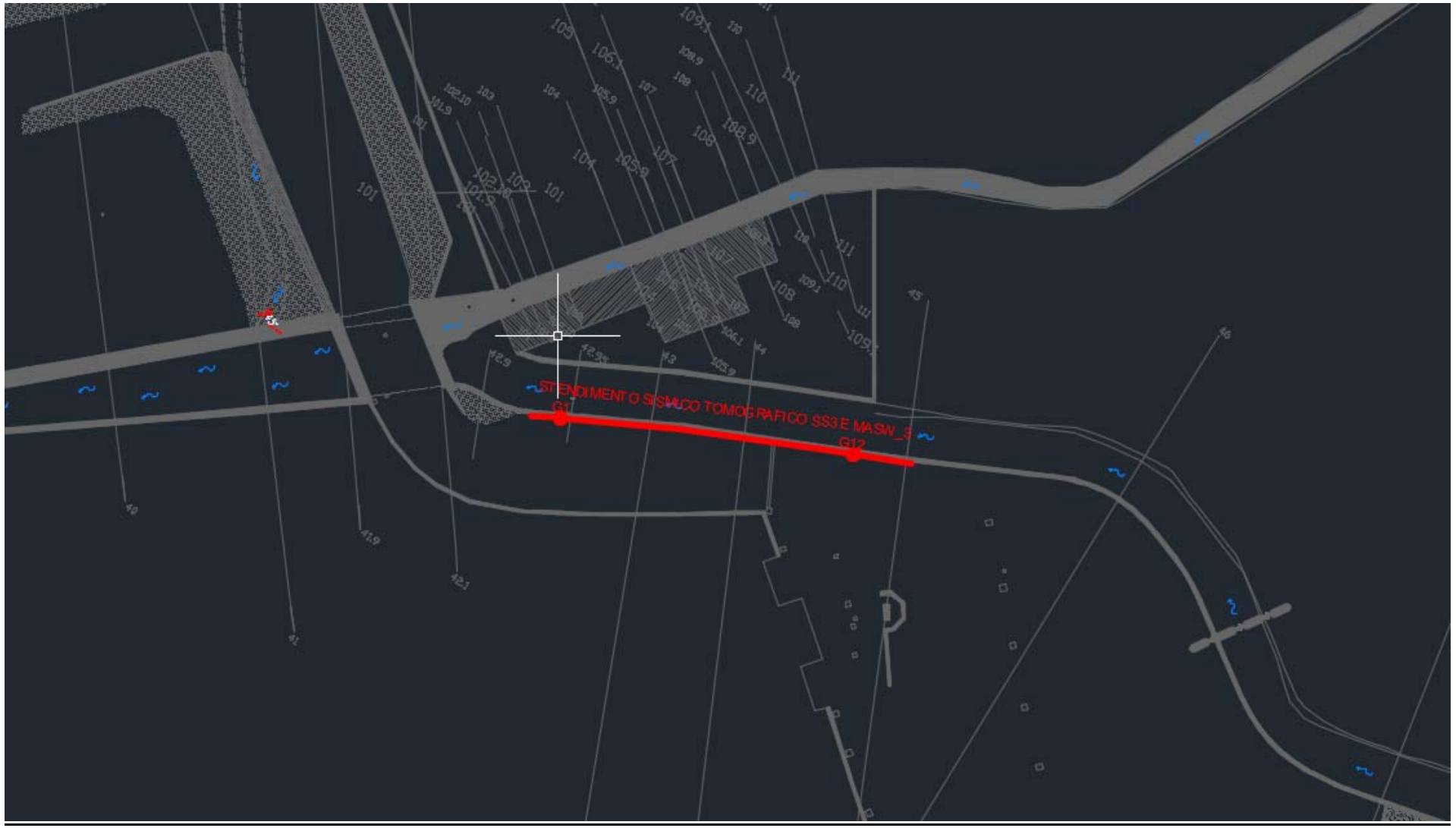
LEGENDA

- *Riporti a progetto*
- *Terreno superficiale pedogenico e riporti*
- *Alluvioni a granulometria sabbioso-limosa*
- *Alluvioni a granulometria ghiaioso-ciottolosa*
- *Substrato roccioso destrutturato e milonitizzato (regolite)*
- *Profondità stimata della falda freatica*

RESTITUZIONE DATI E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA DELLE CAMPAGNE DI INDAGINE GEOGNOSTICA ESEGUITE IN SITO NEL CORSO DELLO SVILUPPO DELL'ATTIVITÀ PROGETTUALE

UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE ESEGUITE IN SITO




STENDIMENTO SISMICO TOMOGRAFICO SS3 E MASW_3
G1
G12

ommittente:	COMUNE DI LAVAGNA	SONDAGGIO
ocalità:	RIO REZZA	
ntervento:	REGIMAZIONE IDRAULICA RIO REZZA	N. 4
cala:	1:100	
ata:	INIZIO: 20-05-2010 FINE: 21-05-2010	
itta esecutrice:	BORGHI DRILL S.R.L. - C.SO BUENOS AIRES 114/A CHIAVARI	
Professionista:	DOTT. GEOL. PAOLO CASCINO	

QUOTA RIF.	PROFONDITA'	SPESSORI	STRATIGRAFIA	CAMPIONI	DESCRIZIONE LITOLOGICA	PIEZOMETRO	PR. PERMEAB. LEFRANC	ACQUA	PROFONDITA'	S.P.T.	CAROTAGGIO %
mt m.m.	0,10	0,10			MANTO BITUMINOSO						
		2,10		da 2,8 a 3,2 (40 cm) n° 1	TERRENO MISTO A RIPORTO GROSSOLANO IN MATRICE TERROSA CON INTERCLUSI RESTI DI CLS				1,70 punta chiusa	7 8 13	
	2,20	0,60			DEPOSITI LIMOSI CON INTERCLUSI CLASTI GROSSOLANI COLORE NOCCIOLA						
	2,80	0,90		n° 2(R) da 3,2 a 3,7 (60 cm)	CAMPIONE INDISTURBATO N. 1 CAMPIONE RIMANEGGIATO N .2						
	3,70	2,40			DEPOSITI SABBIOSO-LIMOSI COLORE OCRA				4,30 punta aperta	2 6 4	100
	6,10	2,40			SABBIE MISTE A CIOTTOLI ARROTONDATI COLORE OCRA	PIEZOMETRO D2" IN PVC FENESTRATO DA - 1,50 A - 16,50 MT	da 6,00 a 6,80	5,80	6,10 punta chiusa	3 4 3	
	8,50	0,50			DEPOSITI LIMOSI CON INTERCLUSI CLASTI GROSSOLANI COLORE NOCCIOLA				8,00 punta chiusa	10 R 50	
	9,00	2,00			GHIAIE MISTE A SABBIA COLORE OCRA				9,70 punta chiusa	4 R 50	
	11,00	1,60			DEPOSITI GROSSOLANI ARROTONDATI IN MATRICE SABBIOSA CON INTERCALAZIONI SABBIOSE PIU' FINI						100
	12,60	1,90			GHIAIE MISTE AD ELEMENTI LAPIDEI GROSSOLANI DI NATURA ARENACEA ED ARGILLITICA						
	14,50	2,00			BRECCE CONGLOMERATICHE COSTITUITE DA CIOTTOLI DI DIVERSA DIMENSIONE E TIPOLOGIA						
	16,50										



PERFORAZIONE: A ROTAZIONE
CAROTAGGIO: P.C. fino a - 1,50 diam. 127,00 mm carotiere semplice widia
da - 1,50 fino a - 15,00 diam. 101,00 mm carotiere semplice widia
da - 15,00 fino a - 16,50 diam. 101,00 mm carotiere T2 diamante
RIVESTIMENTI: P.C. fino a - 15,00 diam. 127,00 mm widia

PIEZOMETRO: diam. 2" - cieco 1,50 / microf. 15,00 / Ltot. 16,50 mt.
LIVELLO FALDA: 5,80 mt
CASSETTE CATALOGATRICI: n° 4
S.P.T.: n° 5 (1 a punta aperta - 4 p. chiusa)
SONDA FRASTE PL



FOTO 15: ubicazione sondaggio S4



FOTO 16: cassetta S4 tra 0,0 e 5,0 mt.



FOTO 17: cassetta S4 tra 5,0 e 10,0 mt.



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA n°1
Tabella valori di resistenza

GENERALITA'

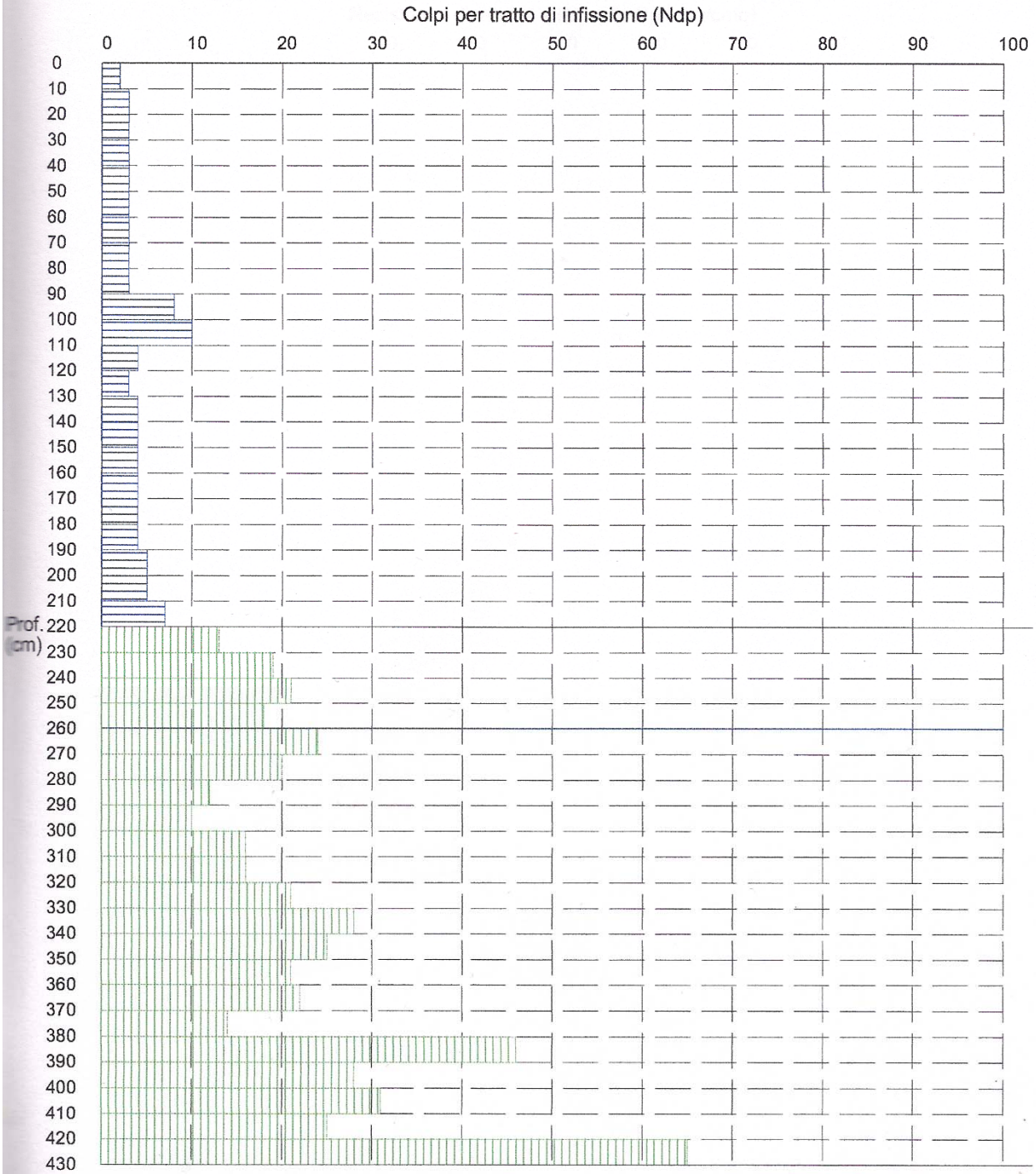
Committente:	Comune di Lavagna	Data:	13-5-2010
Cantiere:	Regimazione idraulica Rio Rezza	Prof.tà prova:	430 cm
Località:	Lavagna (GE)	Prof.tà falda:	260 cm dal p.c.

Prof. (cm)	Ndp	Ndp norm.	Rpd (kg/cmq)	aste
da 0 a 10	2	12	8,02	1
da 10 a 20	3	13	12,03	1
da 20 a 30	3	11	12,03	1
da 30 a 40	3	9	12,03	1
da 40 a 50	3	8	12,03	1
da 50 a 60	3	7	12,03	1
da 60 a 70	3	7	12,03	1
da 70 a 80	3	6	12,03	1
da 80 a 90	3	6	12,03	1
da 90 a 100	8	16	30,13	2
da 100 a 110	10	18	37,66	2
da 110 a 120	4	7	15,06	2
da 120 a 130	3	5	11,30	2
da 130 a 140	4	6	15,06	2
da 140 a 150	4	6	15,06	2
da 150 a 160	4	6	15,06	2
da 160 a 170	4	6	15,06	2
da 170 a 180	4	5	15,06	2
da 180 a 190	4	5	15,06	2
da 190 a 200	5	7	17,75	3
da 200 a 210	5	6	17,75	3
da 210 a 220	7	9	24,85	3
da 220 a 230	13	17	46,15	3
da 230 a 240	19	24	67,46	3
da 240 a 250	21	26	74,56	3
da 250 a 260	18	21	63,91	3
da 260 a 270	24	28	85,21	3
da 270 a 280	20	23	71,01	3
da 280 a 290	12	13	42,60	3
da 290 a 300	10	11	33,58	4
da 300 a 310	16	17	53,73	4
da 310 a 320	16	17	53,73	4
da 320 a 330	21	22	70,52	4
da 330 a 340	28	29	94,03	4
da 340 a 350	25	25	83,96	4
da 350 a 360	21	21	70,52	4
da 360 a 370	22	21	73,88	4
da 370 a 380	14	13	47,01	4
da 380 a 390	46	44	154,48	4
da 390 a 400	28	26	89,20	5
da 400 a 410	31	29	98,76	5
da 410 a 420	25	23	79,65	5
da 420 a 430	65	59	207,08	5

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA n°1
Grafico Ndp - Profondità

GENERALITA'

Committente:	Comune di Lavagna	Data:	13-5-2010
Cantiere:	Regimazione idraulica Rio Rezza	Prof.tà prova:	430 cm
Località:	Lavagna (GE)	Prof.tà falda:	260 cm dal p.c.



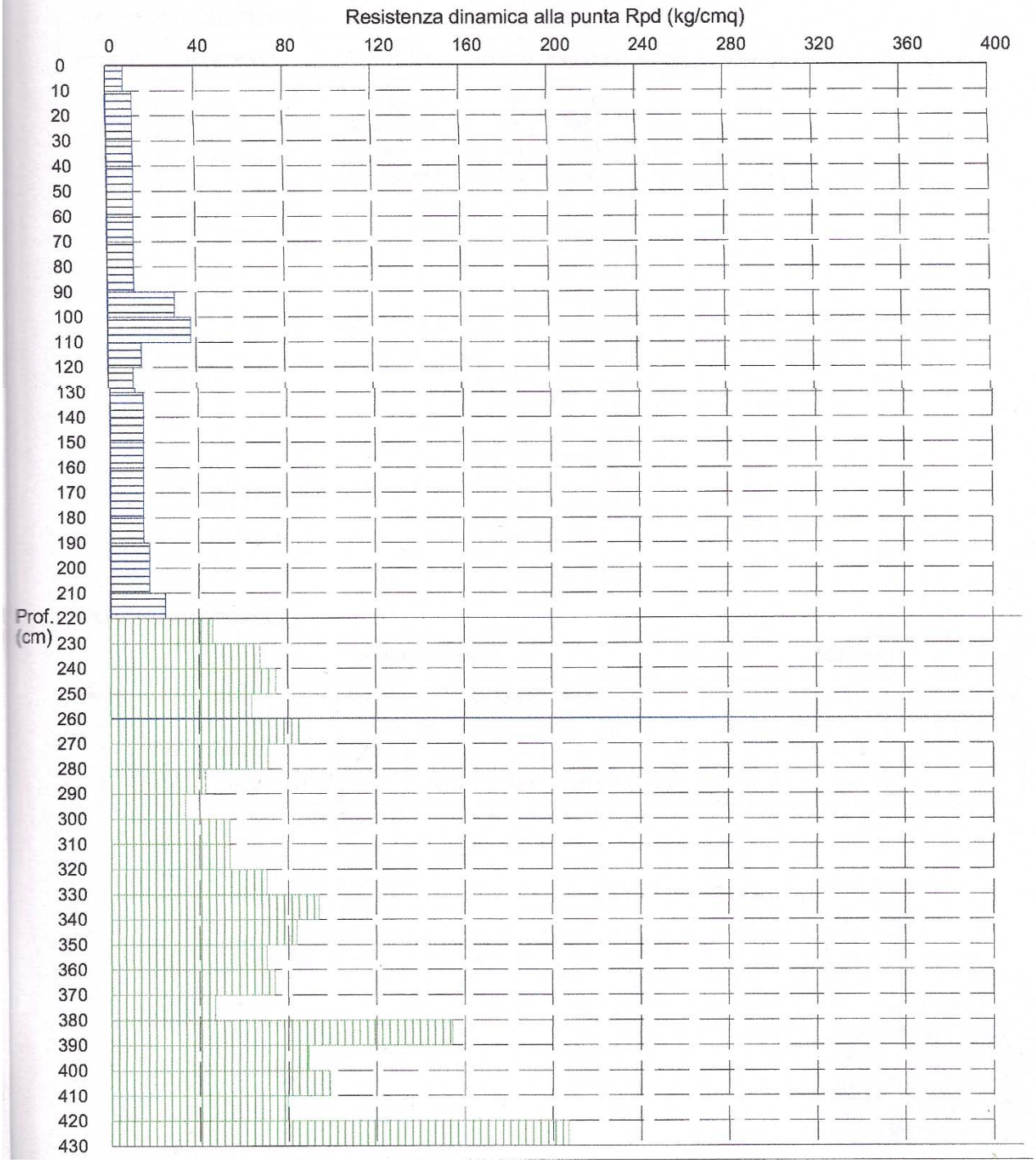
DYNAMICA 2.0 by www.softrock.it

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA n°1

Grafico Rpd - Profondità

GENERALITA'

Committente:	Comune di Lavagna	Data:	13-5-2010
Cantiere:	Regimazione idraulica Rio Rezza	Prof.tà prova:	430 cm
Località:	Lavagna (GE)	Prof.tà falda:	260 cm dal p.c.



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA n°2
Tabella valori di resistenza

GENERALITA'

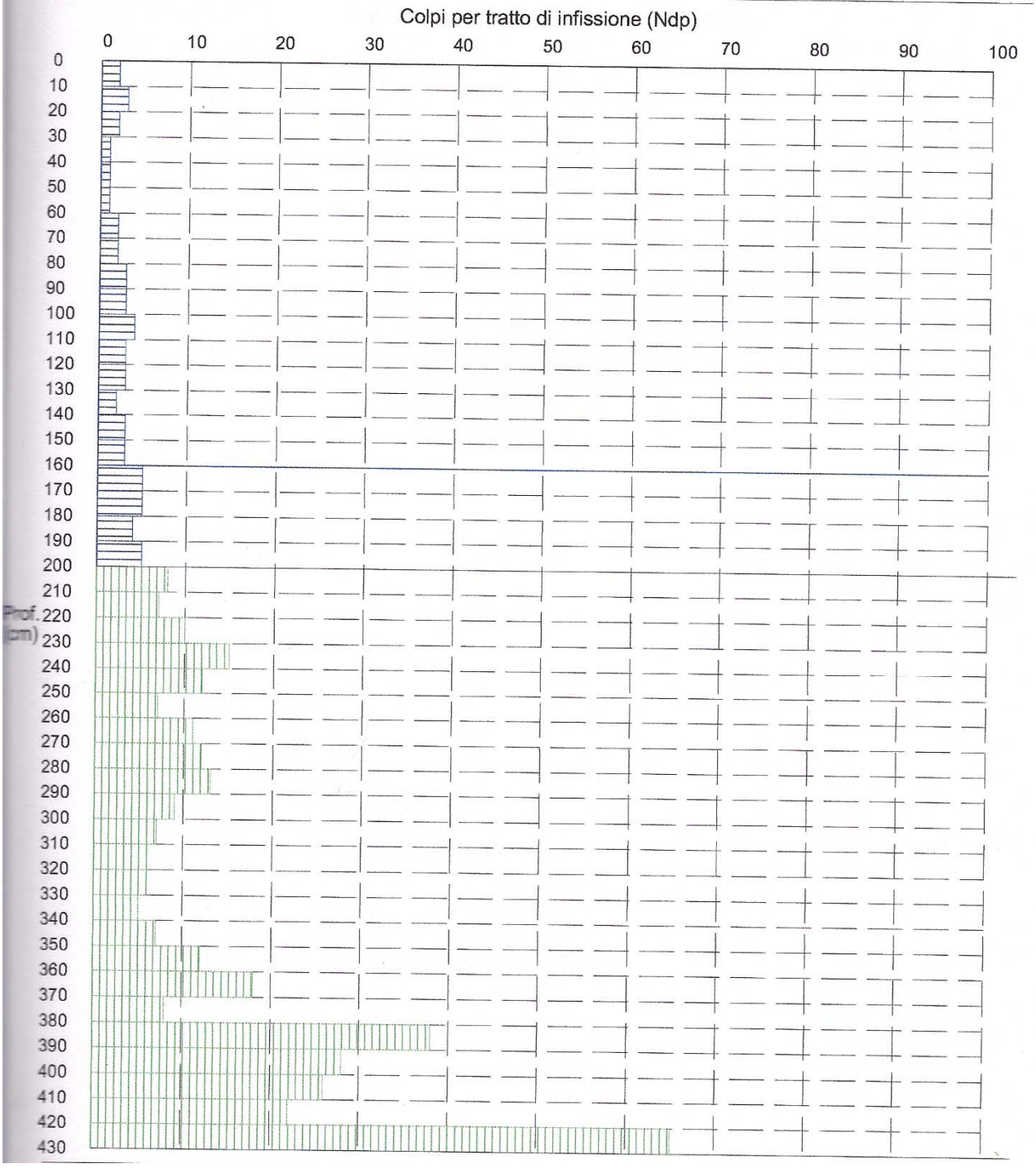
Committente:	Comune di Lavagna	Data:	13-5-2010
Cantiere:	Regimazione idraulica Rio Rezza	Prof.tà prova:	430 cm
Località:	Lavagna (GE)	Prof.tà falda:	160 cm dal p.c.

Prof. (cm)	Ndp	Ndp norm.	Rpd (kg/cmq)	aste
da 0 a 10	2	12	8,02	1
da 10 a 20	3	13	12,03	1
da 20 a 30	2	7	8,02	1
da 30 a 40	1	3	4,01	1
da 40 a 50	1	2	4,01	1
da 50 a 60	1	2	4,01	1
da 60 a 70	2	4	8,02	1
da 70 a 80	2	4	8,02	1
da 80 a 90	3	6	12,03	1
da 90 a 100	3	6	11,30	2
da 100 a 110	4	7	15,06	2
da 110 a 120	3	5	11,30	2
da 120 a 130	3	5	11,30	2
da 130 a 140	2	3	7,53	2
da 140 a 150	3	4	11,30	2
da 150 a 160	3	4	11,30	2
da 160 a 170	5	7	18,83	2
da 170 a 180	5	7	18,83	2
da 180 a 190	4	5	15,06	2
da 190 a 200	5	7	17,75	3
da 200 a 210	8	11	28,40	3
da 210 a 220	7	9	24,85	3
da 220 a 230	10	13	35,50	3
da 230 a 240	15	19	53,25	3
da 240 a 250	12	15	42,60	3
da 250 a 260	7	8	24,85	3
da 260 a 270	11	13	39,05	3
da 270 a 280	12	14	42,60	3
da 280 a 290	13	15	46,15	3
da 290 a 300	9	10	30,22	4
da 300 a 310	7	7	23,51	4
da 310 a 320	6	6	20,15	4
da 320 a 330	6	6	20,15	4
da 330 a 340	5	5	16,79	4
da 340 a 350	7	7	23,51	4
da 350 a 360	12	12	40,30	4
da 360 a 370	18	18	60,45	4
da 370 a 380	8	8	26,87	4
da 380 a 390	38	37	127,61	4
da 390 a 400	28	27	89,20	5
da 400 a 410	26	24	82,83	5
da 410 a 420	22	20	70,09	5
da 420 a 430	65	60	207,08	5

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA n°2
Grafico Ndp - Profondità

GENERALITA'

Committente:	Comune di Lavagna	Data:	13-5-2010
Cantiere:	Regimazione idraulica Rio Rezza	Prof.tà prova:	430 cm
Località:	Lavagna (GE)	Prof.tà falda:	160 cm dal p.c.

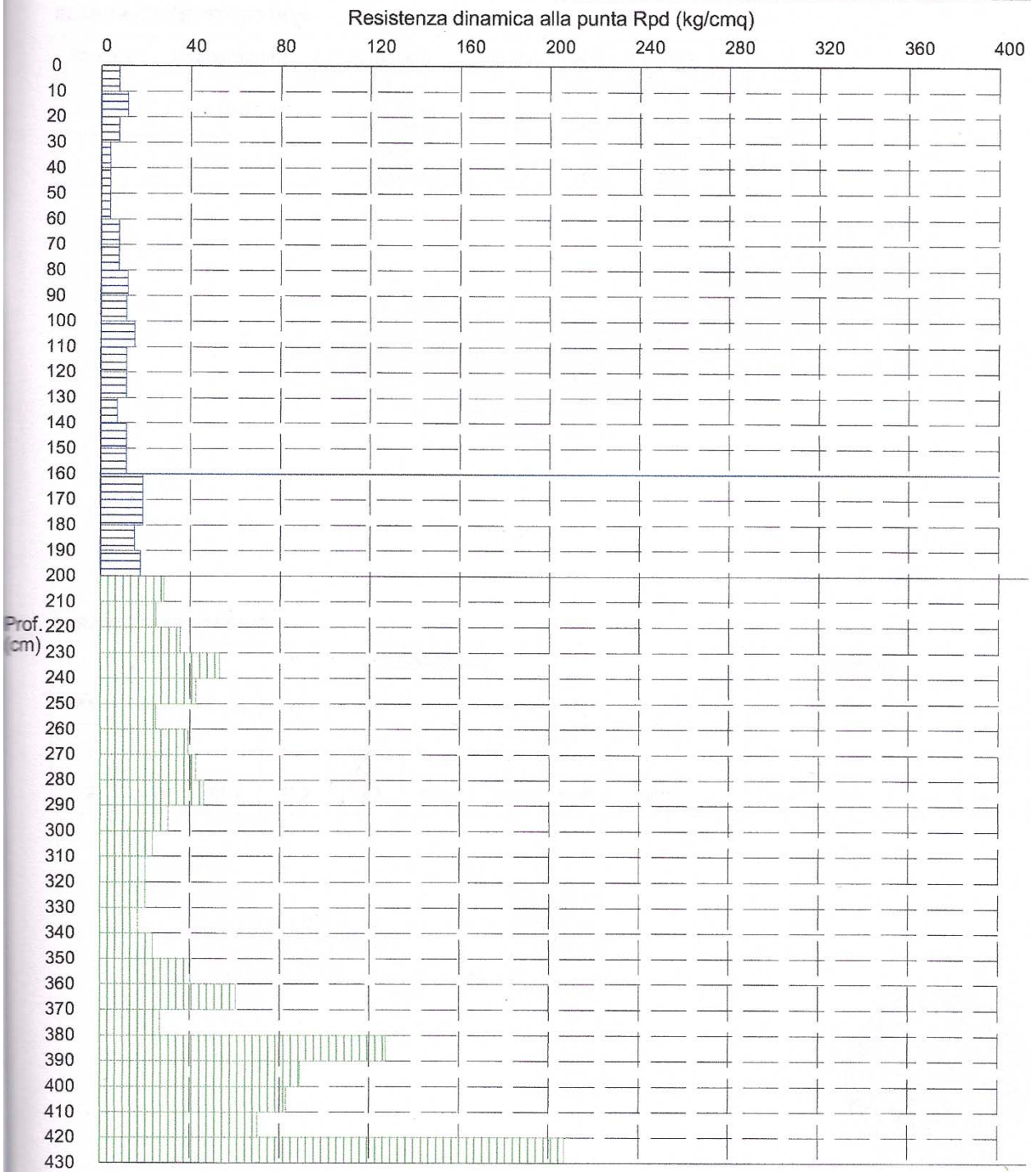


DYNAMICA 2.0 by www.softrock.it

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA n°2
Grafico Rpd - Profondità

GENERALITA'

Committente:	Comune di Lavagna	Data:	13-5-2010
Cantiere:	Regimazione idraulica Rio Rezza	Prof.tà prova:	430 cm
Località:	Lavagna (GE)	Prof.tà falda:	160 cm dal p.c.



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA n°3

Tabella valori di resistenza

GENERALITA'

Committente:	Comune di Lavagna	Data:	13-5-2010
Cantiere:	Regimazione idraulica Rio Rezza	Prof.tà prova:	380 cm
Località:	Lavagna (GE)	Prof.tà falda:	150 cm dal p.c.

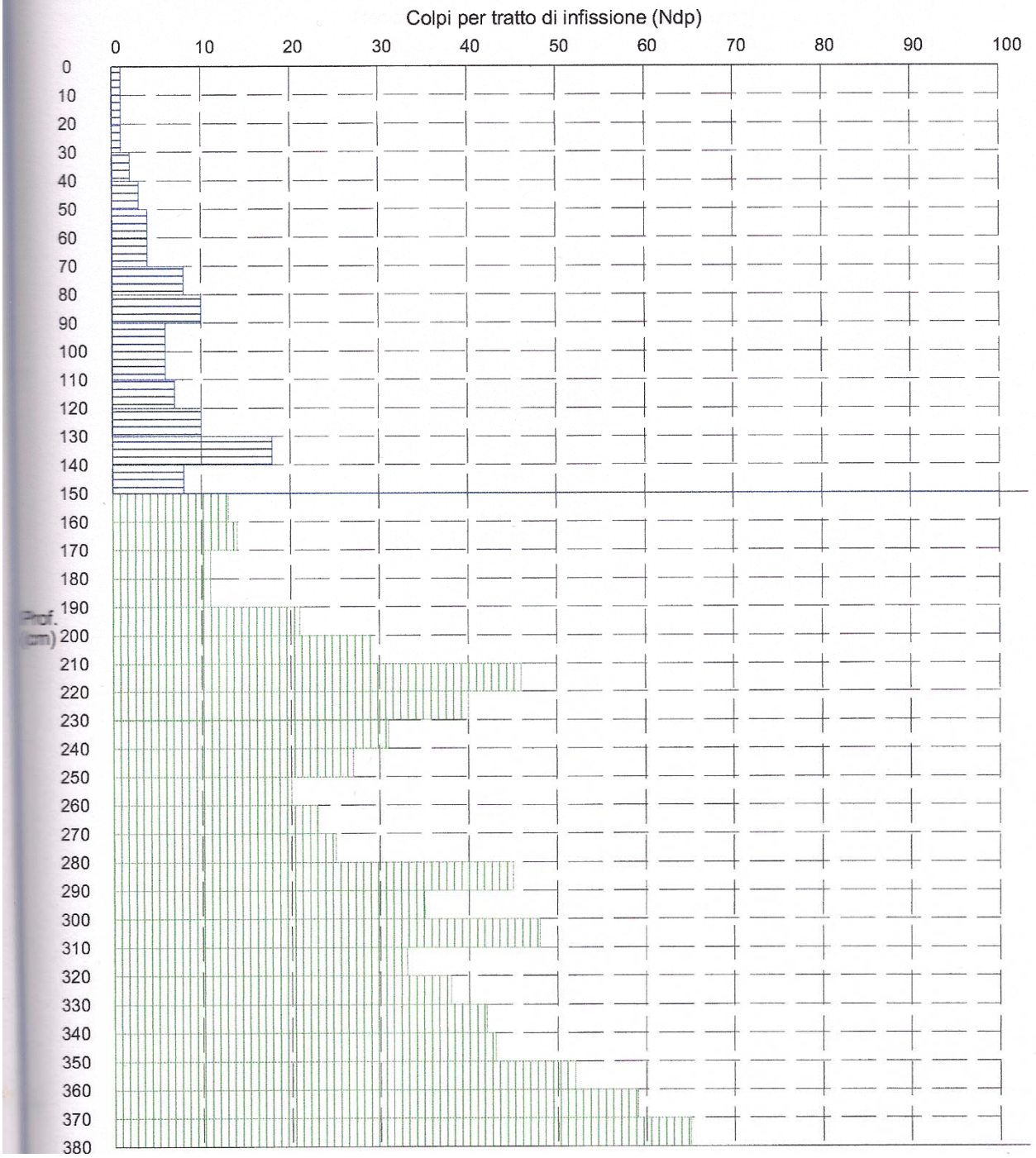
Prof. (cm)	Ndp	Ndp norm.	Rpd (kg/cmq)	aste
da 0 a 10	1	6	4,01	1
da 10 a 20	1	4	4,01	1
da 20 a 30	1	3	4,01	1
da 30 a 40	2	6	8,02	1
da 40 a 50	3	8	12,03	1
da 50 a 60	4	10	16,04	1
da 60 a 70	4	9	16,04	1
da 70 a 80	8	17	32,07	1
da 80 a 90	10	20	40,09	1
da 90 a 100	6	11	22,59	2
da 100 a 110	6	11	22,59	2
da 110 a 120	7	12	26,36	2
da 120 a 130	10	17	37,66	2
da 130 a 140	18	29	67,78	2
da 140 a 150	8	12	30,13	2
da 150 a 160	13	20	48,95	2
da 160 a 170	14	20	52,72	2
da 170 a 180	11	15	41,42	2
da 180 a 190	11	15	41,42	2
da 190 a 200	21	28	74,56	3
da 200 a 210	29	38	102,96	3
da 210 a 220	46	59	163,31	3
da 220 a 230	40	50	142,01	3
da 230 a 240	31	38	110,06	3
da 240 a 250	27	32	95,86	3
da 250 a 260	20	23	71,01	3
da 260 a 270	23	26	81,66	3
da 270 a 280	25	28	88,76	3
da 280 a 290	45	49	159,76	3
da 290 a 300	35	37	117,54	4
da 300 a 310	48	50	161,19	4
da 310 a 320	33	34	110,82	4
da 320 a 330	38	38	127,61	4
da 330 a 340	42	42	141,04	4
da 340 a 350	43	42	144,40	4
da 350 a 360	52	50	174,63	4
da 360 a 370	59	56	198,13	4
da 370 a 380	65	61	218,28	4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA n°3

Grafico Ndp - Profondità

GENERALITA'

Committente:	Comune di Lavagna	Data:	13-5-2010
Cantiere:	Regimazione idraulica Rio Rezza	Prof.tà prova:	380 cm
Località:	Lavagna (GE)	Prof.tà falda:	150 cm dal p.c.

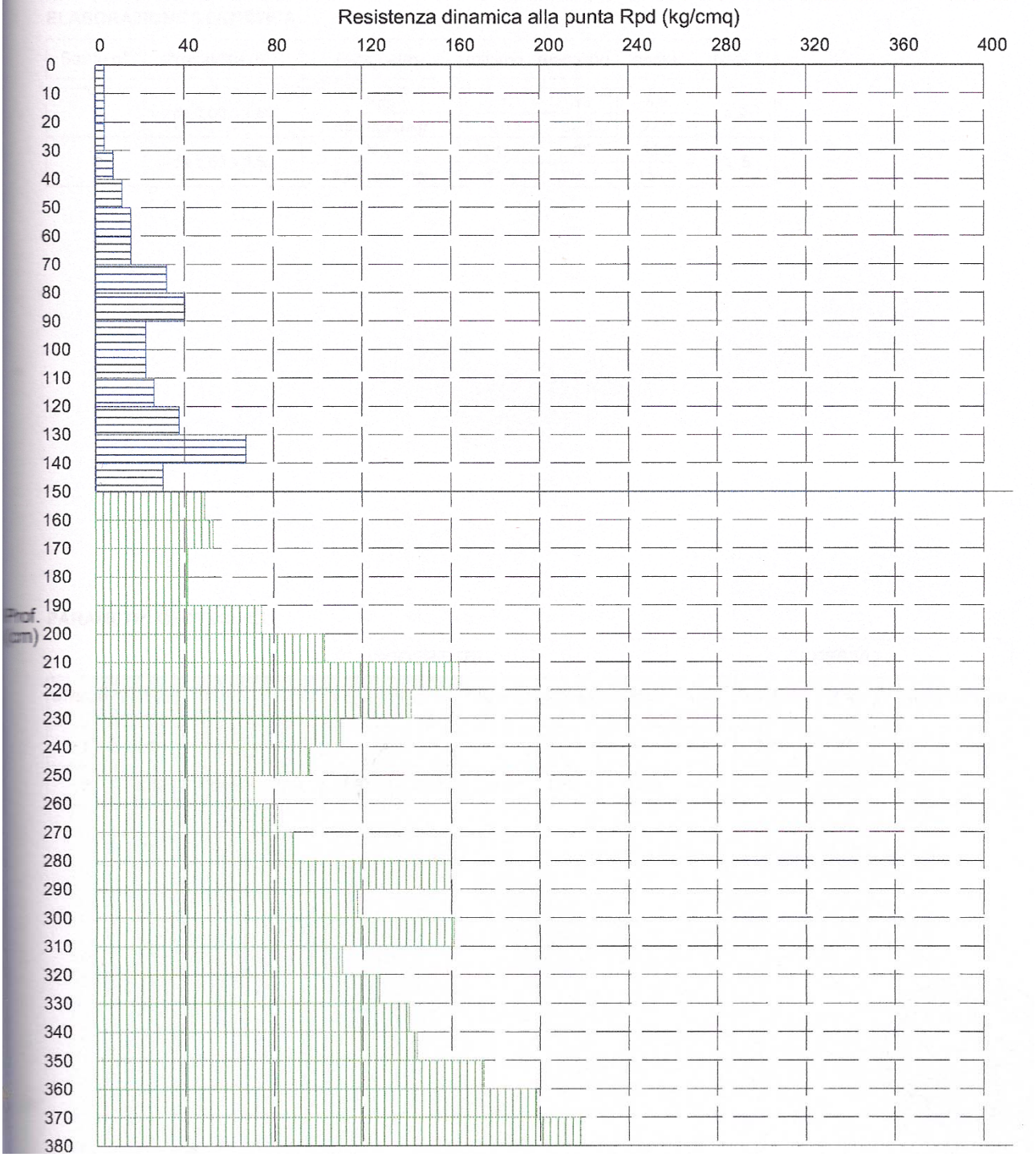


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA n°3

Grafico Rpd - Profondità

GENERALITA'

Committente:	Comune di Lavagna	Data:	13-5-2010
Cantiere:	Regimazione idraulica Rio Rezza	Prof.tà prova:	380 cm
Località:	Lavagna (GE)	Prof.tà falda:	150 cm dal p.c.



COMUNE DI LAVAGNA (GE)

PROSPEZIONI GEOFISICHE
(TOMOGRAFIE SISMICHE IN ONDE "P" E IN ONDE "S")

INTERVENTI DI REGIMAZIONE IDRAULICA DEL RIO REZZA NEL TRATTO COMPRESO TRA IL POLO OSPEDALIERO E VIA FIESCHI, FINALIZZATI ALLA MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO
AGGIORNAMENTO PROGETTO DEFINITIVO



1. PROSPEZIONI SISMICHE MEDIANTE STENDIMENTI TOMOGRAFICI: CENNI TEORICI

1.1. METODOLOGIA D'INDAGINE SISMICA DA SUPERFICIE

Nel metodo in questione viene considerata la rifrazione, in corrispondenza di interfacce sepolte che separano mezzi in differenti condizioni di densità, di onde elastiche generate artificialmente in superficie.
Sempre presso la superficie vengono disposti - a distanza reciproca nota e normalmente costante - particolari sensori (geofoni) in grado di avvertire la perturbazione propagatasi nel volume solido sottostante a seguito della generazione di un'onda elastica ad un istante noto; i geofoni traducono la sollecitazione in un segnale elettrico ed attraverso un cavo multipolare trasferiscono quest'ultimo ad uno strumento di registrazione (sismografo multicanale). Il sismografo digitalizza i segnali ricevuti dai geofoni e registra i "sismogrammi" sotto forma di files.
I sismogrammi sono visualizzabili in un grafico binario nel quale vengono rappresentati per ogni canale (ognuno corrispondente ad un geofono) il dominio dei tempi sull'asse orizzontale (nell'ambito della "finestra di campionamento" scelta) e l'ampiezza del segnale elettrico (± mV) sull'asse verticale.
La prima perturbazione elastica ricevuta da ogni geofono a seguito della generazione dell'impulso può avere seguito un percorso "diretto" (ossia il tragitto più breve tra sorgente e ricevitore) oppure avere subito una o più "total-rifrazioni" presso superfici di discontinuità tra materiali caratterizzati da differenti stati di addensamento (nel presente metodo le riflessioni, sebbene spesso ben riconoscibili, non vengono considerate). Oltre una certa distanza definita "critica" i raggi rifratti raggiungeranno i geofoni in superficie prima dei raggi diretti, nonostante il tragitto percorso sia più lungo, in virtù del tratto percorso a velocità più elevata presso l'interfaccia. La trattazione teorica che sta alla base del metodo si basa sui principi e sulle leggi dell'ottica.
La configurazione ottimale dei parametri di acquisizione (distanza intergeofonica, numero di energizzazioni, geometria dello stendimento, lunghezza temporale della registrazione, ecc.) è necessariamente definita in sito in funzione delle condizioni logistiche, della presenza o meno di fonti di disturbo nei pressi e delle finalità dell'indagine. Le velocità sismiche sono proporzionali al grado di addensamento dei materiali entro i quali la perturbazione elastica si propaga e, nel caso di ammassi rocciosi, possono essere indicative delle condizioni geomeccaniche degli stessi.

1.2. CENNI SULLA TECNICA DI MODELLIZZAZIONE TOMOGRAFICA DEI DATI SISMICI

Il metodo sismico tomografico costituisce una tecnica geofisica particolarmente utile per la ricostruzione della distribuzione dei valori di velocità di propagazione delle onde elastiche nei terreni e negli ammassi rocciosi. L'elevato potere risolutivo del metodo ne consente l'applicazione in svariati campi, quali:

- ricostruzione di strutture geologiche complesse in cui sia necessario individuare geometrie ed assetti con elevata precisione
- individuazione di anomalie di velocità (cavità, fratture, porzioni ammalorate all'interno di ammassi rocciosi)
- indagini archeologiche
- valutazione delle condizioni strutturali di manufatti

L'apporto significativo di informazioni ottenibili attraverso la metodologia di prospezione sismica tomografica non trova riscontro nelle tecniche di elaborazione tradizionali dell'indagine sismica, il cui utilizzo resta comunque di importanza cruciale per una corretta definizione dei parametri di input, e costituisce un elemento integrativo di grande importanza per la ricostruzione di dettaglio di strutture complesse.

Il metodo consiste in una particolare e complessa modalità di acquisizione, trattamento e rappresentazione grafica di dati di carattere sismico, il cui risultato finale fornisce una mappatura dettagliata della variazione dei valori di velocità sismica in una sezione piana contenente sia le sorgenti energizzanti che i sensori (geofoni). Poiché le caratteristiche meccaniche di un materiale influenzano in modo determinante la velocità con cui un'onda elastica si propaga al suo interno, ne consegue che tanto più è dettagliata e precisa la conoscenza della distribuzione dei valori di velocità, tanto più definita è la caratterizzazione fisico - meccanica del materiale indagato. Le velocità di propagazione delle onde elastiche vengono valutate attraverso la misura dei tempi di percorrenza necessari alle onde stesse per propagarsi dalle sorgenti (posizionate in superficie e/o in foro) ai sensori (geofoni da foro e/o da superficie).

Il piano verticale che interseca la superficie topografica lungo lo stendimento sismico viene suddiviso dal software di elaborazione, fino alla massima profondità di investigazione e limitatamente al campo coperto dai "*ray – paths*" (si rimanda, nello specifico, alle tavole allegate relative alla distribuzione di raggi sismici), in celle elementari le cui dimensioni sono condizionate dalla spaziatura tra i sensori e dalla quantità di sorgenti di energizzazione disponibili. Il processo prevede normalmente l'assunzione di un "modello sintetico" di partenza (*pseudosezione*) che viene confrontato in termini di velocità delle singole celle con i dati acquisiti.

Rayfract, ovvero il software di tomografia sismica utilizzato nello specifico, impiega le soluzioni "Eikonali" per il calcolo dei tempi di percorso e per la modellazione della diffrazione, la rifrazione e la trasmissione delle onde sismiche. Il modello sintetico iniziale o "modello di primo tentativo" ("*1D gradient initial model*": gradiente monodimensionale di velocità) è generato su richiesta dal software partendo dalle dromocrone: queste, nota la geometria di acquisizione, vengono ricostruite punto per punto manualmente (evitando le funzioni di "*picking* automatico") individuando il primo arrivo del fronte d'onda di pressione ad ogni geofono generato attraverso ogni energizzazione. Il modello di primo tentativo viene utilizzato come modello sintetico di partenza sul quale si procede con le inversioni tomografiche attraverso l'algoritmo di calcolo "*Wavepath Eikonal Traveltime tomography"*, (Schuster 1993; Watanabe 1999).

Le inversioni numeriche, attraverso vincoli impostati dall'utente, procedono fino a raggiungere la miglior convergenza possibile tra i primi arrivi di campagna e quelli sintetici.

Il grado di convergenza (sovrapponibilità tra il modello sintetico raffinato ed il dato misurato) è quantitativamente apprezzabile attraverso il valore "*RMS Error %*" associato ad ogni modello tomografico, consultabile negli allegati sotto forma di stringa di testo individuabile a fondo pagina insieme al numero di iterazioni di calcolo eseguite ("*# WET iterations*") ed alla tipologia di modello di partenza utilizzato ("*1D-Gradient smooth initial model*"): sul piano teorico, minore è il valore "*RMS Error %*" maggiore è la "bontà" del modello finale fornito e di conseguenza il grado di affidabilità dello stesso.

La tecnica tomografica "*Wavepath Eikonal Traveltime tomography"* modella i percorsi multipli della propagazione del segnale che contribuiscono ad un primo arrivo. Il procedimento "*Eikonal*", utilizzato per il calcolo dei tempi di percorso, è in grado di modellare sia la diffrazione che la rifrazione e la trasmissione diretta delle onde sismiche. Di conseguenza la capacità di *Rayfract* di fornire l'immagine di un'anomalia di

velocità è normalmente superiore rispetto a quella degli altri codici di calcolo tomografici presenti sul mercato, che trattano il percorso di un raggio sismico in modalità convenzionale.
La registrazione dei dati è stata effettuata mediante un'unità Seismic Source “DaqLink III” dotata di convertitore A/D a 24 bit e corredata di pc portatile, cavo multipolare a 24 take-out e geofoni verticali SunFul 40 Hz.



Sistema di acquisizione Seismic Source Daq Link III

La copertura del semipiano investigato attraverso la propagazione dei raggi sismici presso gli stendimenti tomografici è visibile in allegato (“*Ray coverage*”, Tav. 1). Nello stesso allegato è stato riportato il diagramma dromocronico.
Per la generazione delle onde di pressione (onde "p") è stata utilizza una massa battente (mazza con testa da 8.0 kg) accelerata a mano. Lo strumento di contrasto è costituito da una piastra circolare in ghisa poggiata al suolo. Il tempo zero è comunicato via cortocircuito tra testa della mazza e piastra al suolo.
Presso ogni stazione di energizzazione sono state effettuate operazioni di *stacking* (sommatoria incrementale del segnale proveniente da più energizzazioni) al fine di ottimizzare il rapporto tra il segnale utile ed il disturbo.

1.3. MODALITÀ OPERATIVE PER LA REGISTRAZIONE DEGLI STENDIMENTI SISMICI

Lo stendimento sismico è stato registrato utilizzando geofoni verticali SunFul con frequenza centrale di 40 Hz. Lo sviluppo e l'ubicazione dello stendimento sismico tomografico a rifrazione SS1 (così come dello stendimento MASW, di cui si scriverà nel seguito) è riscontrabile nello stralcio di rilievo

Stendimento	Copertura geofoni (m)	Offset (m)	Lunghezza totale (m)	n° shot points	g spacing (m)	n° geofoni
SS1 SS2 SS3	33.0	3.0 - 3.0	39.0	7	3.0	12

I valori "RMS ERROR", pari a 1.4% per SS1, 1.9% per SS2, 1.7% per SS3, indicano convergenze estremamente soddisfacenti tra i modelli sintetici ideali ed i dati reali acquisiti in loco.

1.4. RISULTATI OTTENUTI

In SS1 non è stato possibile individuare il bedrock mediante la prospezione sismica a rifrazione tomografica, ma le condizioni di acquisizione particolari (solettone in cls sottostante i geofoni e muri d'argine in prossimità) lasciano aperti ampi margini di indeterminazione. La prospezione MASW, consente di ipotizzare la presenza del bedrock non rigido (ex NTC 2018) alla profondità di circa 8.0 m e quella del bedrock rigido alla profondità di quasi 11.0 m.

In SS2 si individua il probabile contatto tra i depositi eterogenei e il tetto del bedrock non rigido a profondità comprese tra 3.5 m e 4.0 m, ed il probabile tetto del bedrock rigido (Vs>800 m/s) a profondità comprese tra 5.0 m e 6.0 m.

Sempre in SS2, grazie alle prospezioni MASW, si individua un'inversione di velocità a carico delle onde di taglio in corrispondenza del livello basale dei depositi eterogenei: tale fenomeno potrebbe essere associato alla costante presenza di fenomeni di saturazione (compatibili anche con i valori di Vp) che potrebbero aver indotto una degradazione delle caratteristiche fisico - meccaniche dei terreni.

Presso SS3 (area parcheggio dell'ospedale adiacente alle camere mortuarie) si riscontra invece una situazione decisamente differente, siamo probabilmente in presenza di una potenza maggiore di depositi detritici eterogenei in loco (segnalati anche nella carta geologica Foglio Sestri Levante del progetto CARG), e a questi è verosimile che siano sovrapposti riporti di potenza significativa messi a dimora in occasione della realizzazione del centro ospedaliero.

A partire da profondità intorno ai 6.0 m dal piano campagna la prospezione MASW_3 evidenzia nuovamente un'inversione di velocità potenzialmente associabile alla presenza di fenomeni di saturazione (ancora compatibili con i valori di Vp) che potrebbero aver indotto una degradazione delle caratteristiche fisico - meccaniche dei terreni al di sotto di tali quote.

La tomografia a rifrazione SS3, così come la SS1, non giunge a individuare il bedrock, mentre la MASW_3 consente di ipotizzare la presenza dello stesso (in condizioni francamente litoidi ma non rigido) a partire dalla profondità di circa 14 m dal piano campagna.

1.5 RISULTATI DELLE INDAGINI IN ONDE S

Con l'entrata in vigore del D.M. 17.01.18, che sostituisce il D.M. 14.01.08 la stima della pericolosità sismica viene sempre definita mediante un approccio "**sito dipendente**": l'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite "ultimi" e "di esercizio" presi in considerazione (SLO: Stato Limite di Operatività; SLD: Stato Limite di Danno; SLV: Stato Limite di salvaguardia della Vita; SLC: Stato Limite di prevenzione del Collasso) viene definita partendo dalla **PERICOLOSITA' DI BASE** del sito di costruzione, che è l'elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica.

Rispetto al precedente D.M. è stata però ridefinita la tabella delle CATEGORIE DI SOTTOSUOLO valida in caso sia possibile l'approccio "semplificato" . Da essa sono state escluse le categorie S1 e S2:

Inoltre il parametro "V_{seq}" coincide con il "vecchio" parametro "V_{s30}" solo in caso di presenza di depositi di potenza superiore a 30 m. In tutti gli altri casi il parametro "$Vs,_{eq}$" è definito dall'espressione seguente:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^{N} \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

con

h_i = spessore dello stato isesimo
$V_{s,i}$ = velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato
N = numero di strati
H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da Vs non inferiore a 800 m/sec

Quindi la "velocità equivalente" riguarda esclusivamente gli orizzonti di terreno soprastanti il bedrock rigido con Vs>800 m/s.

La "$V_{s,eq}$" e la conseguente CATEGORIA DI SOTTOSUOLO sono state definite, nel rispetto dei contenuti della Normativa vigente (che non consente più di ricavare la categoria di sottosuolo mediante $N_{SPT,30}$ o $C_{u,30}$, attraverso l'acquisizione di uno stendimento sismico MASW.

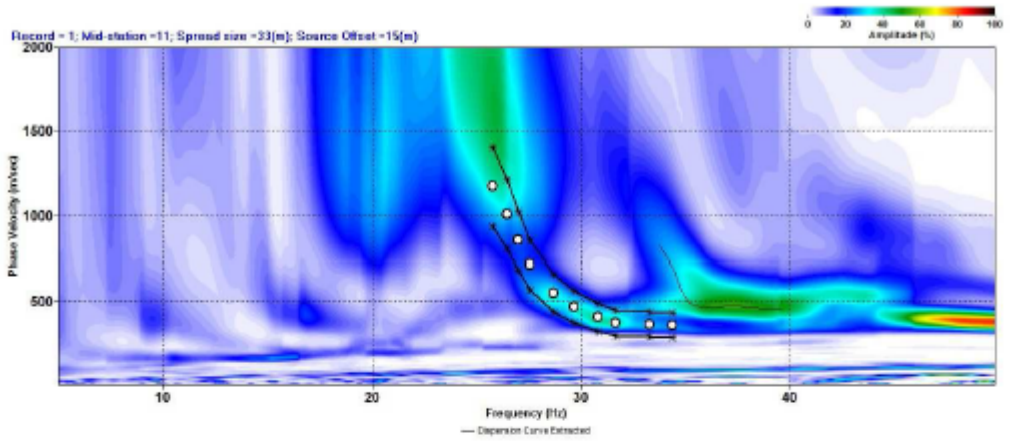
1.5 CLASSIFICAZIONE SISMICA – RISULTATI DELL'INDAGINE MASW

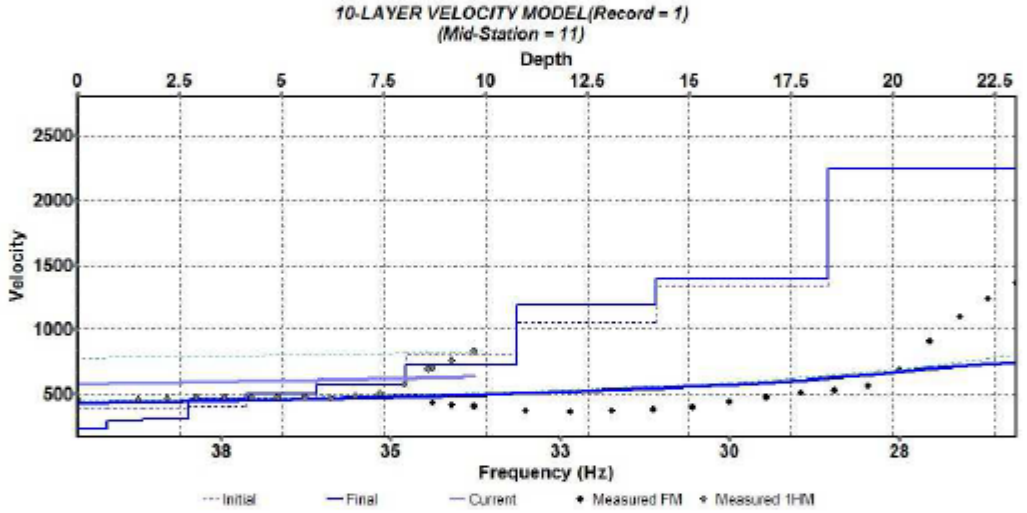
La curva di dispersione è risultata ben definita.
Il *picking* definitivo scelto dopo vari tentativi ungo i punti di massima ampiezza della curva di dispersione è illustrato nell'immagine seguente.

Nell'immagine seguente si illustra il profilo verticale delle onde di taglio ottenuto a seguito delle inversioni, impostando un modello di riferimento a sette strati. L'asse orizzontale indica le profondità dal piano campagna, l'asse verticale le velocità equivalenti delle onde di taglio.

La verticale di rigidità di riferimento è ubicata indicativamente a centro array.
A seguire la tabella numerica delle velocità delle onde di taglio Vs (m/s) riferite alle profondità di interfaccia (m). La quota di riferimento di progetto per le fondazioni dei manufatti è pari a 1.0 m dal piano campagna.

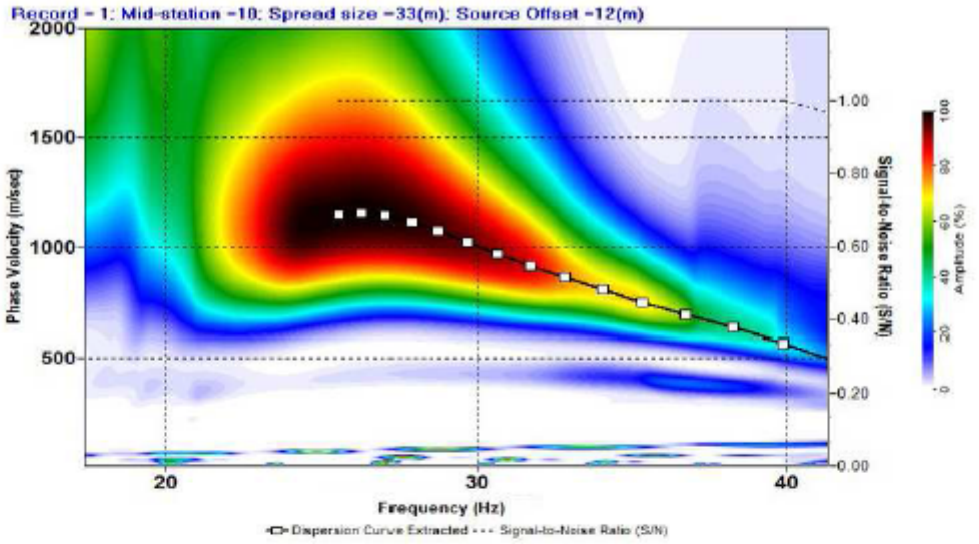
STENDIMENTO MASW_1: CURVA DI DISPERSIONE F-K E PROFILO IN Vs, SCALA GRAFICA

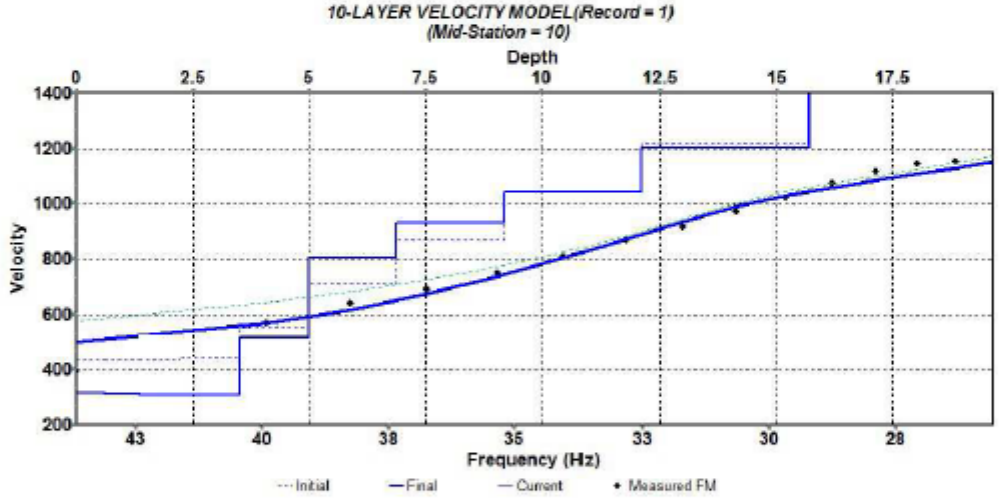




PROF. (m)	Vs (m/s)
-0.713	228.010
-1.605	288.861
-2.720	311.602
-4.113	464.275
-5.855	499.122
-8.032	570.360
-10.753	727.796
-14.155	1194.955
-18.407	1390.168
-23.009	2242.861

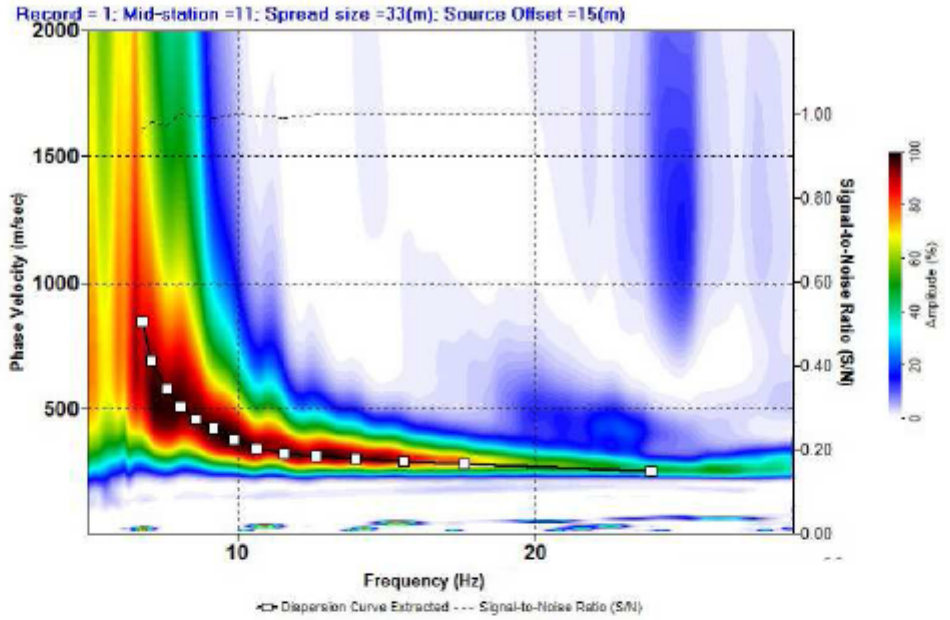
STENDIMENTO MASW_2: CURVA DI DISPERSIONE F-K E PROFILO IN Vs SCALA GRAFICA

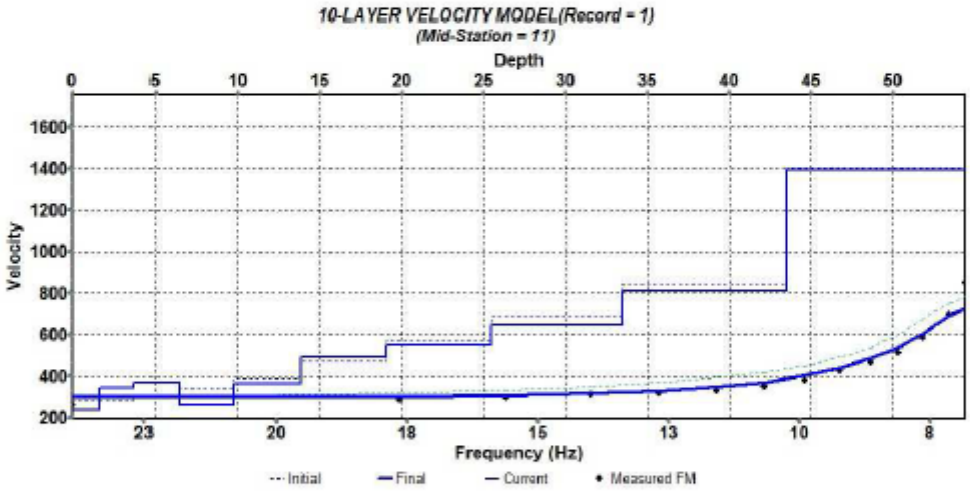




PROF. (m)	Vs (m/s)
-0.609	537.846
-1.371	533.594
-2.323	521.276
-3.513	305.463
-5.000	514.943
-6.859	803.473
-9.183	929.421
-12.088	1042.220
-15.719	1200.693
-19.649	1904.044

STENDIMENTO MASW_3: CURVA DI DISPERSIONE F-K E PROFILO IN Vs, SCALA GRAFICA





PROF. (m)	Vs (m/s)
-1.687	233.816
-3.796	341.202
-6.432	368.006
-9.727	260.259
-13.845	360.050
-18.993	488.861
-25.428	548.118
-33.471	642.446
-43.525	808.517
-54.406	1392.956

La velocità equivalente calcolata dal piano di riferimento al tetto del bedrock rigido risulta per tutti e tre i siti compatibile con una categoria di sottosuolo di riferimento secondo le NTC 2018 (approccio semplificato) **B**.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	*Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D*, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

documentazione fotografica indagini

indagini tomografica in onde "P"

Stendimento SS1-SS2-SS3



Stendimento sismico tomografico SS1, estremo iniziale (battuta in offset lato geofono G1)



Stendimento sismico tomografico SS1, estremo finale (battuta in offset lato geofono G12)



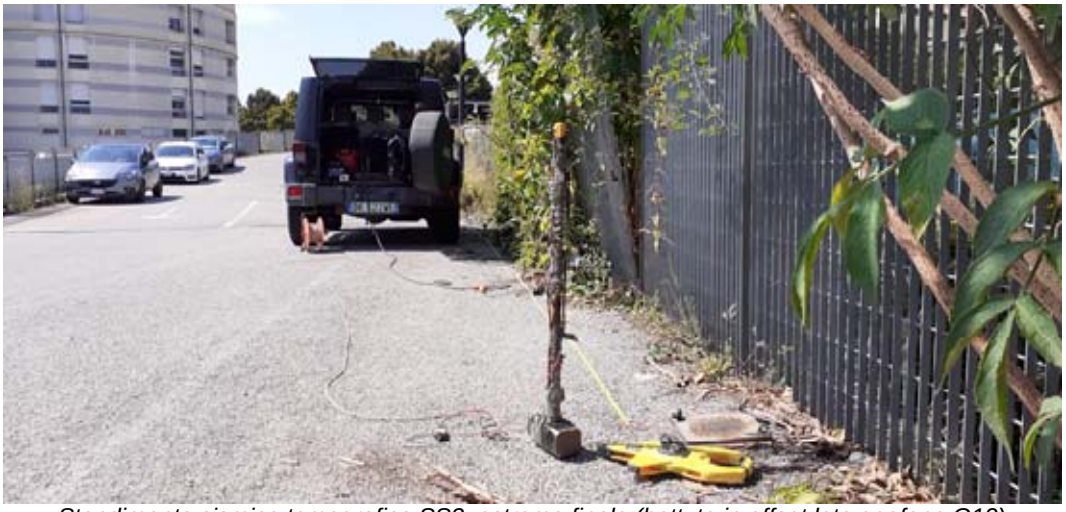
Stendimento sismico tomografico SS2, estremo iniziale (battuta in offset lato geofono G1)



Stendimento sismico tomografico SS2, estremo finale (battuta in offset lato geofono G12)



Stendimento sismico tomografico SS3, estremo iniziale (battuta in offset lato geofono G1)



Stendimento sismico tomografico SS3, estremo finale (battuta in offset lato geofono G12)

indagini MASW

Stendimenti MASW1 – MASW2 – MASW3



Indagine MASW_1: prima energizzazione in offset (D = 15.0 m da geofono G1)



Indagine MASW_1: ultima energizzazione in offset (D = 3.0 m da geofono G1)



Indagine MASW_2: prima energizzazione in offset (D = 12.0 m da geofono G1)



Indagine MASW_2: ultima energizzazione in offset (D = 3.0 m da geofono G1)

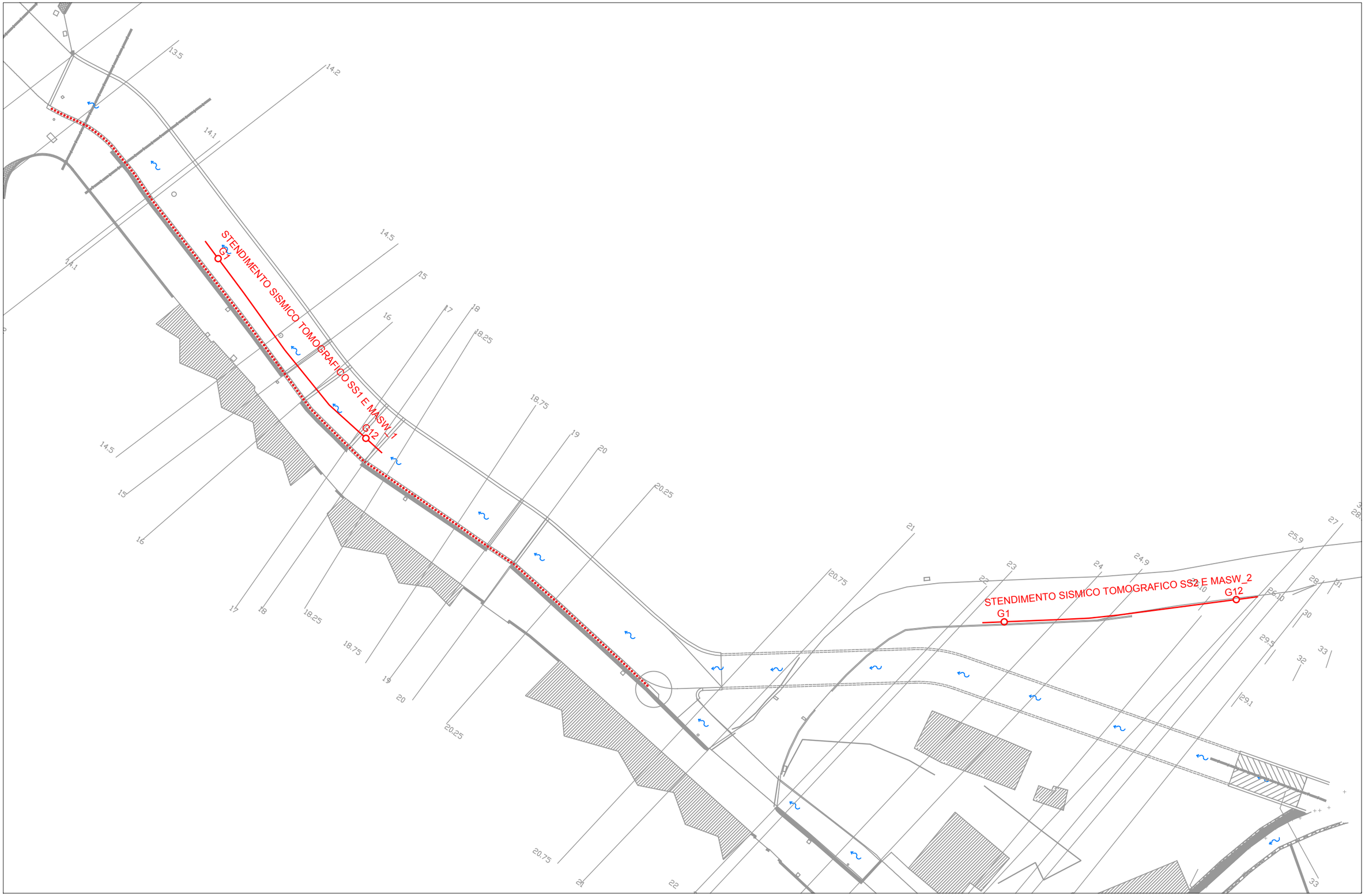


Indagine MASW_3: prima energizzazione in offset (D = 15.0 m da geofono G1)

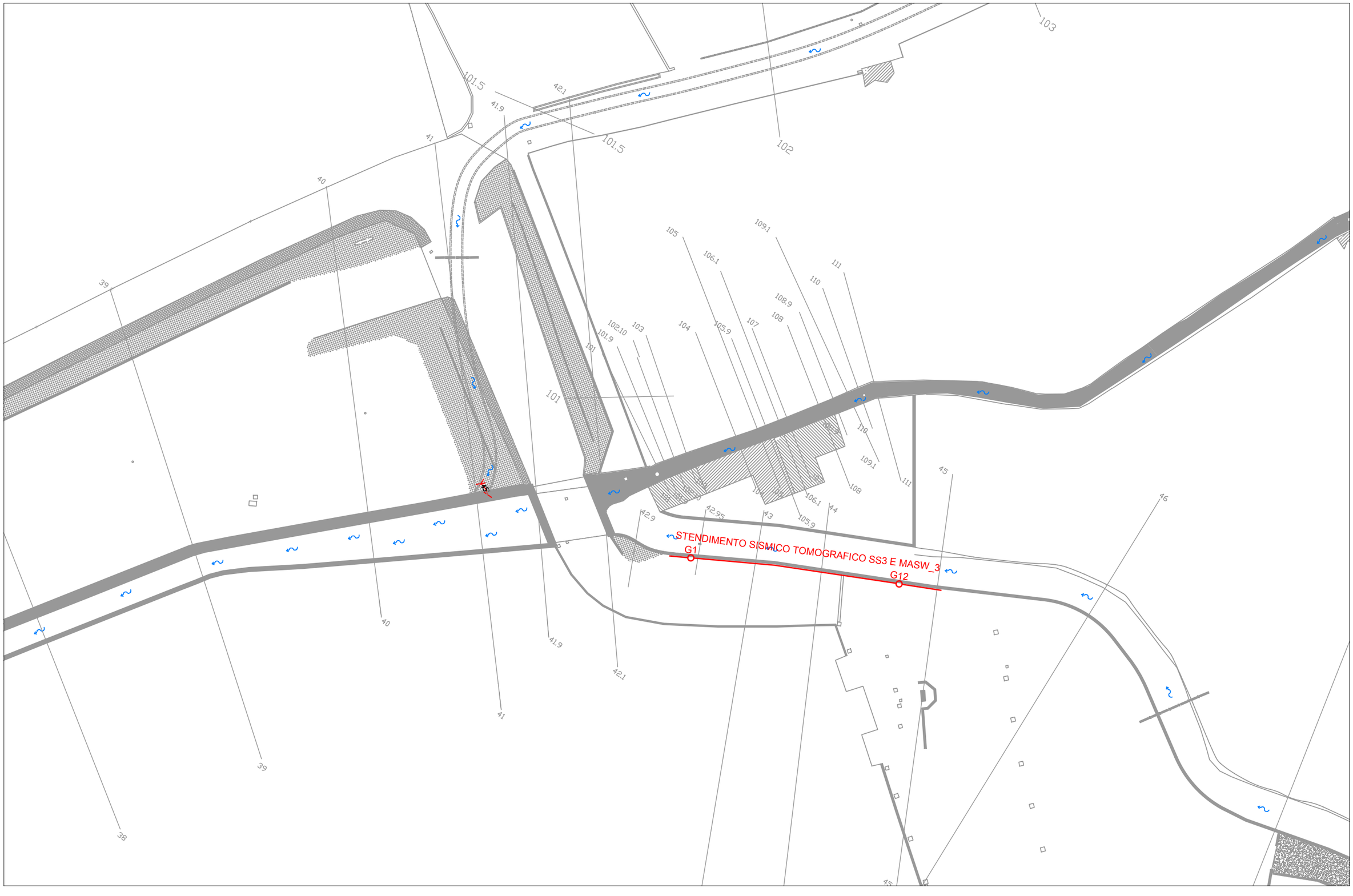


Indagine MASW_3: ultima energizzazione in offset (D = 3.0 m da geofono G1)

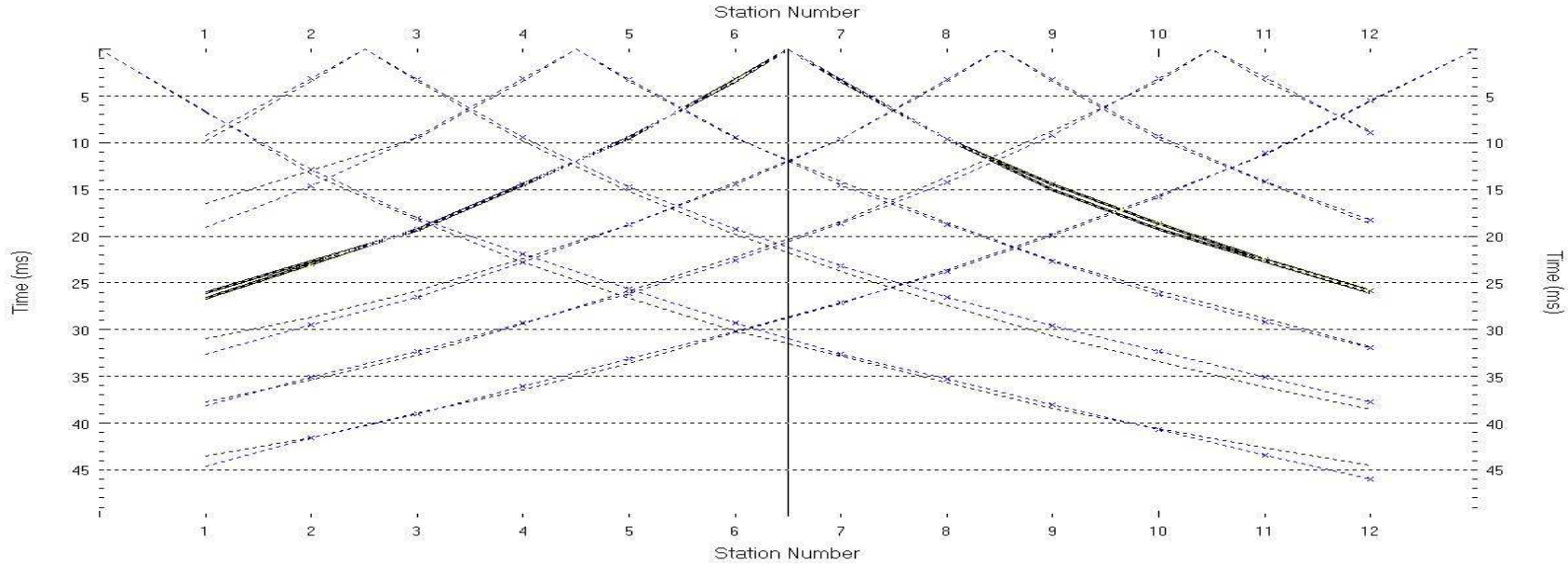
STRALCIO PLANIMETRICO 1 CON UBICAZIONE PROSPEZIONI SISMICHE (TOMOGRAFIE A RIFRAZIONE E MASW), SCALA 1:500

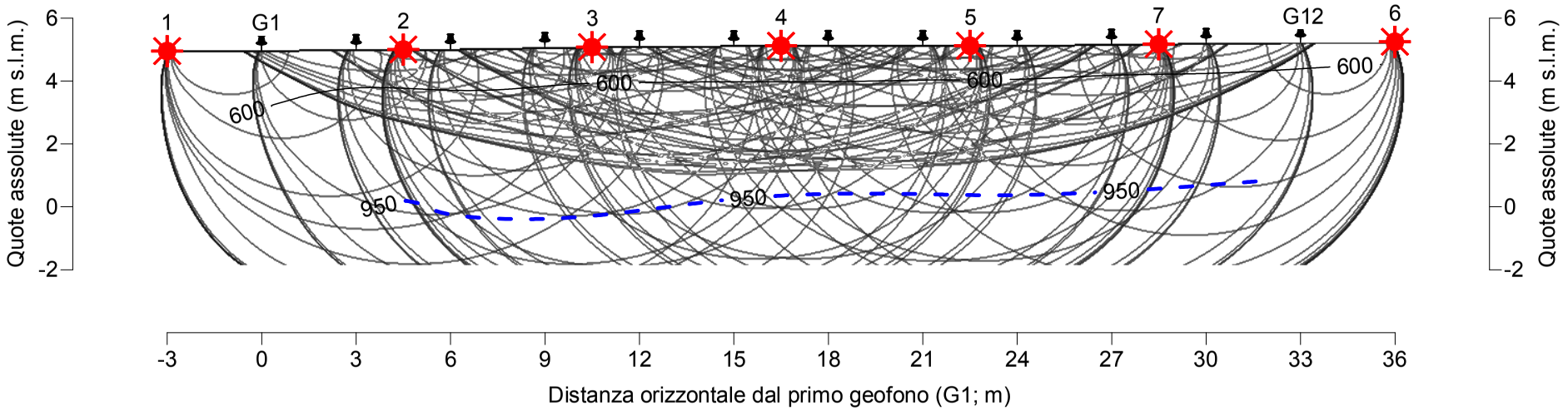


STRALCIO PLANIMETRICO 2 CON UBICAZIONE PROSPEZIONI SISMICHE (TOMOGRAFIE A RIFRAZIONE E MASW), SCALA 1:500



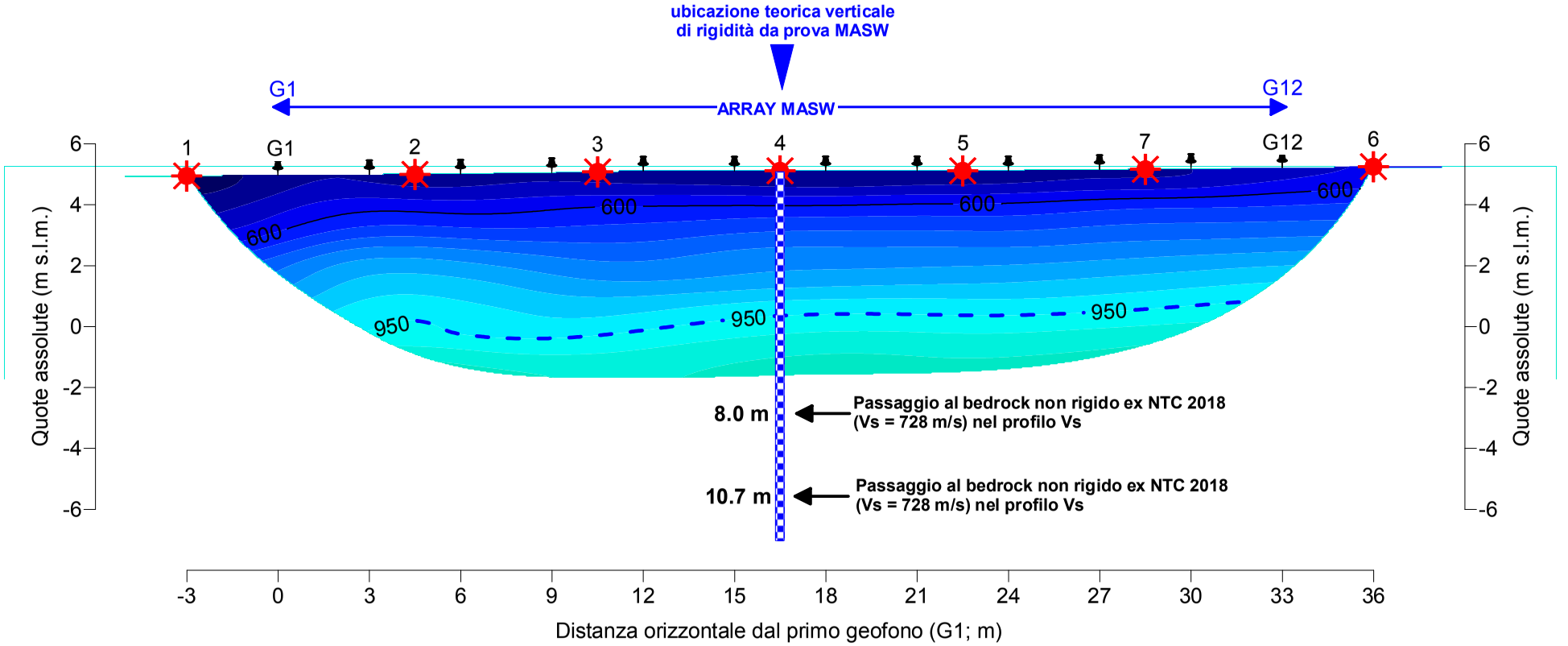
STENDIMENTO SISMICO SS1: DROMOCRONE E RAY COVERAGE, SCALA 1:200





Tav. 3

STENDIMENTO SISMICO SS1: ELABORAZIONE TOMOGRAFICA IMPLEMENTATA DA RISULTATI PROVA MASW, SCALA 1:200



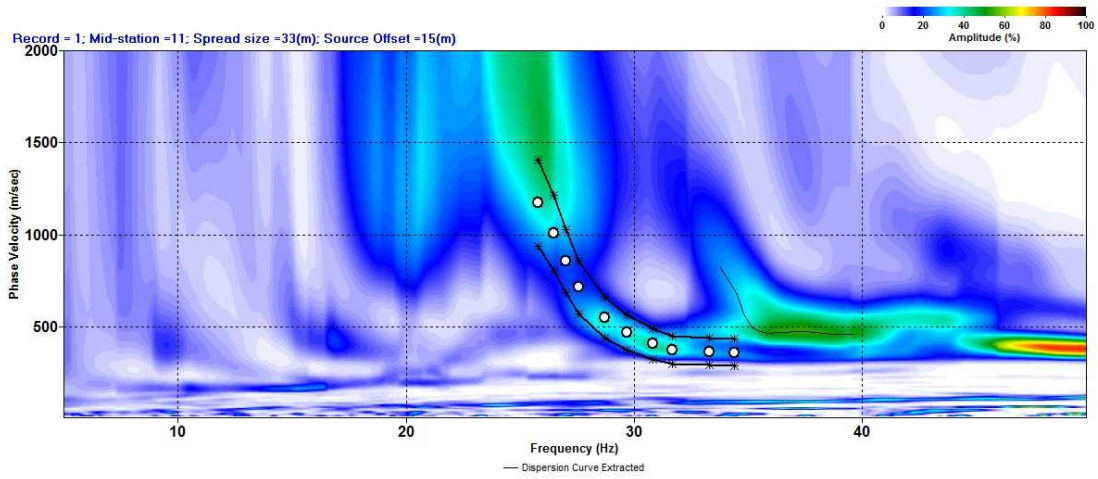
SS1, 30 WET iterations, RMS error 1.4 %, 1D-Gradient smooth initial model, Version 3.20

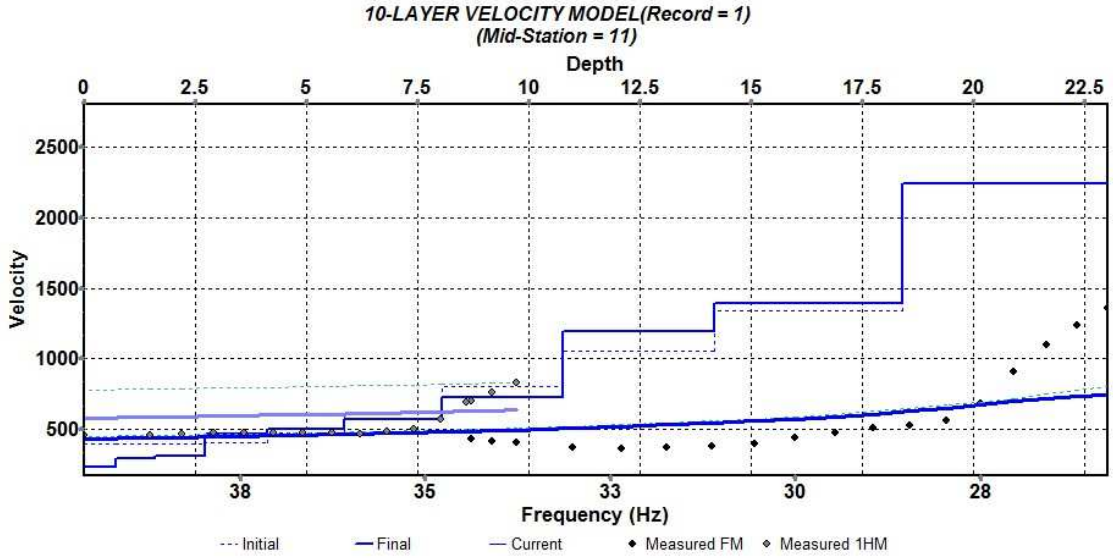


IPOTESI INTERPRETATIVA

Vp = 413 (min vel riscontrata) - 600 m/s: riportii, depositi detritici in condizioni di densità bassa-media.
Vp = 600 - 950 m/s: depositi detritici in condizioni di densità da media ad elevata, asciutti o poco umidi.
Vp > 950 m/s: depositi detritici in probabili condizioni di elevata umidità o saturi.

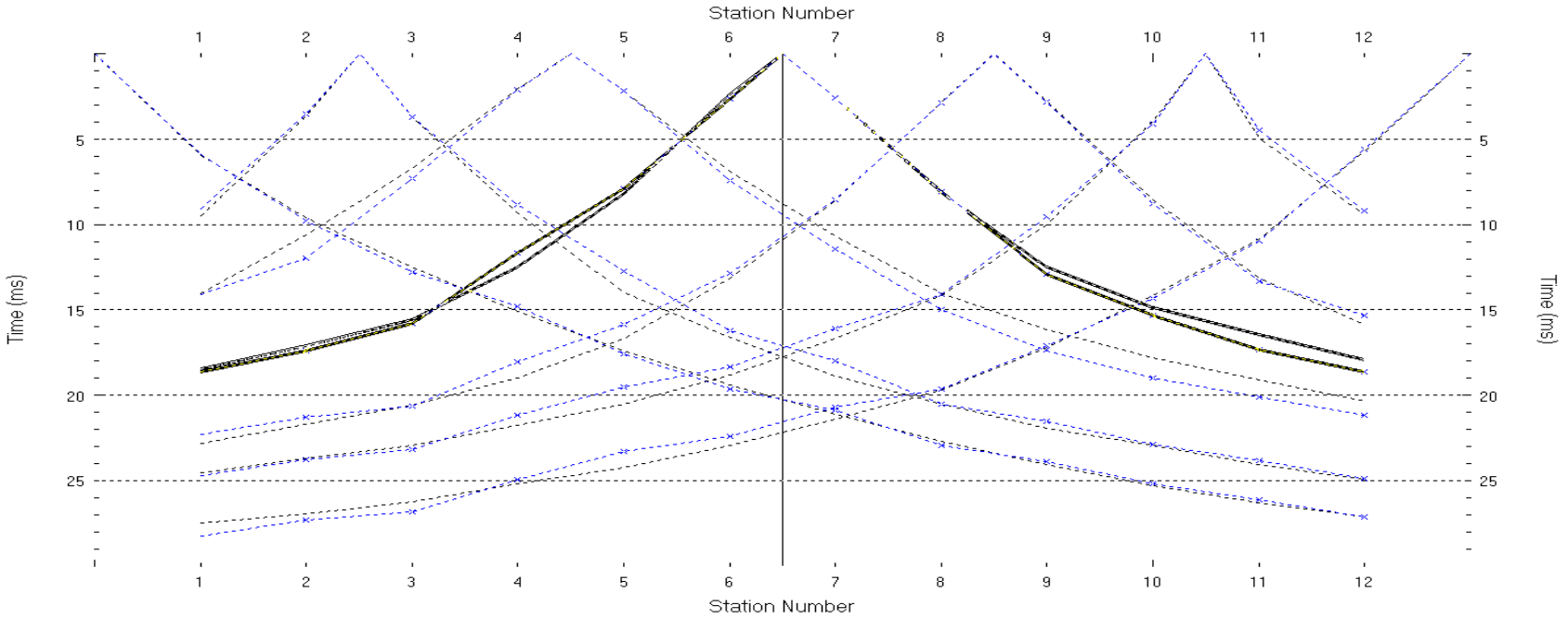
STENDIMENTO MASW_1: CURVA DI DISPERSIONE F-K E PROFILO IN Vs, SCALA GRAFICA

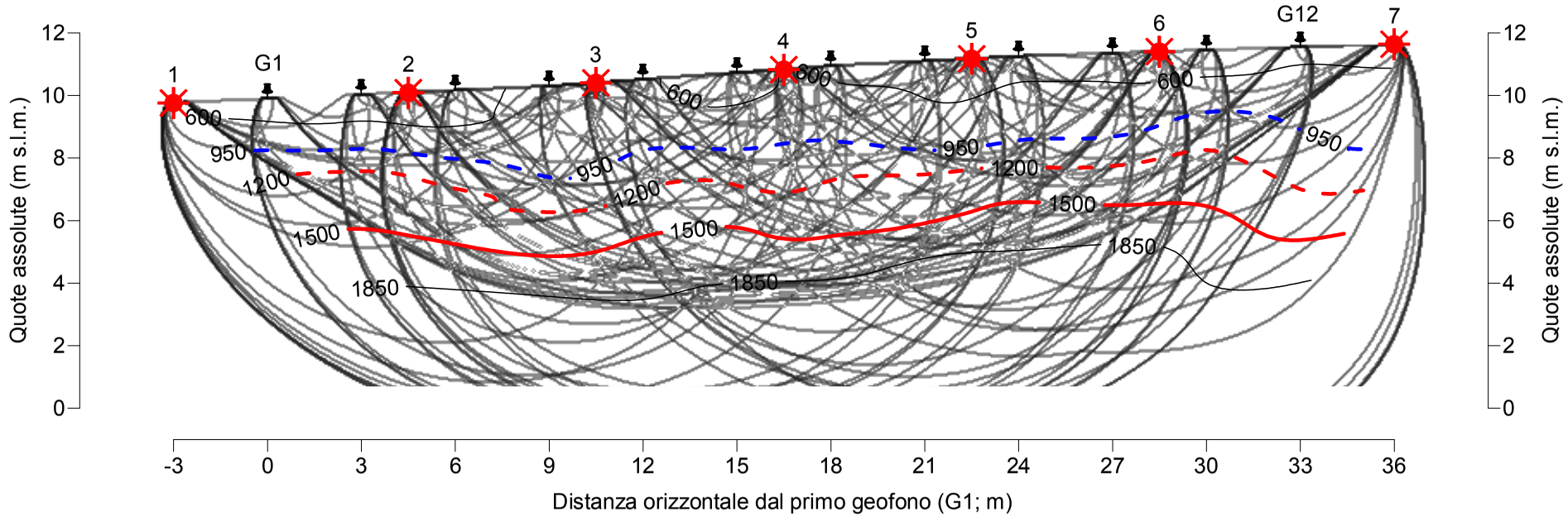




PROF. (m)	Vs (m/s)
-0.713	228.010
-1.605	288.861
-2.720	311.602
-4.113	464.275
-5.855	499.122
-8.032	570.360
-10.753	727.796
-14.155	1194.955
-18.407	1390.168
-23.009	2242.861

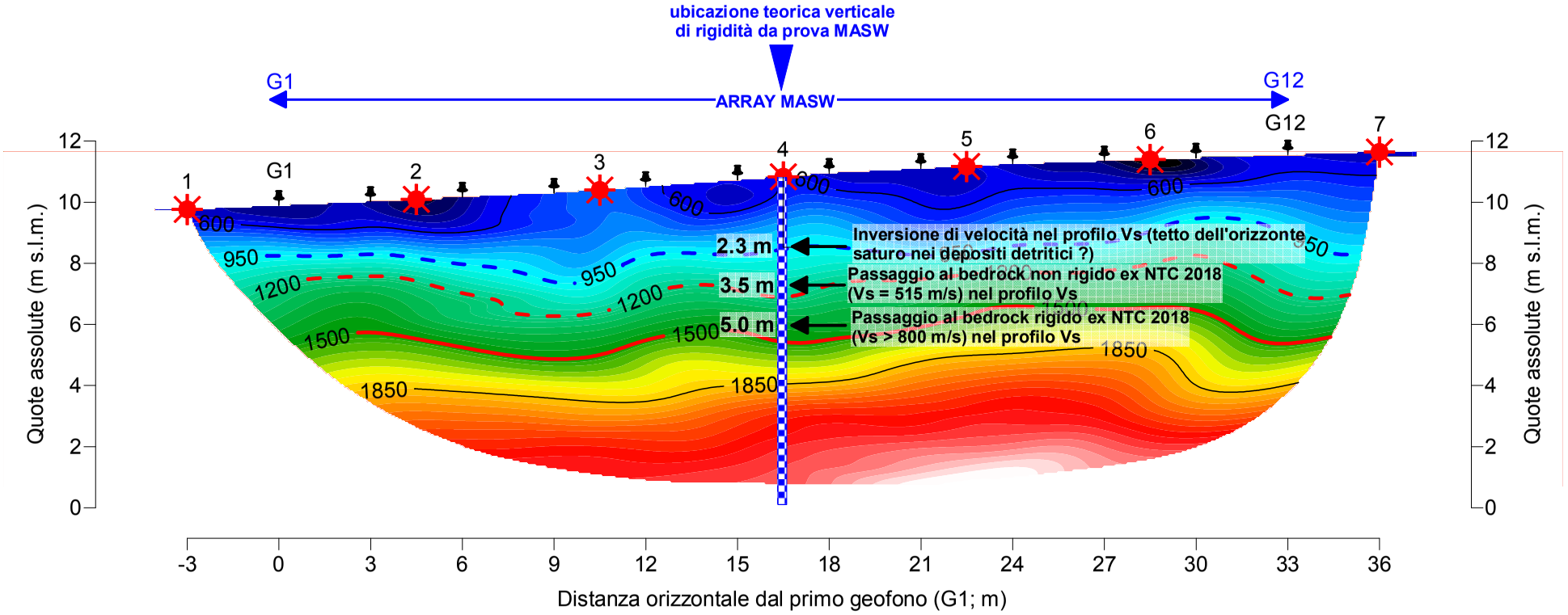
STENDIMENTO SISMICO SS2: DROMOCRONE E RAY COVERAGE, SCALA 1:200





Tav. 6

STENDIMENTO SISMICO SS2: ELABORAZIONE TOMOGRAFICA IMPLEMENTATA DA RISULTATI PROVA MASW,



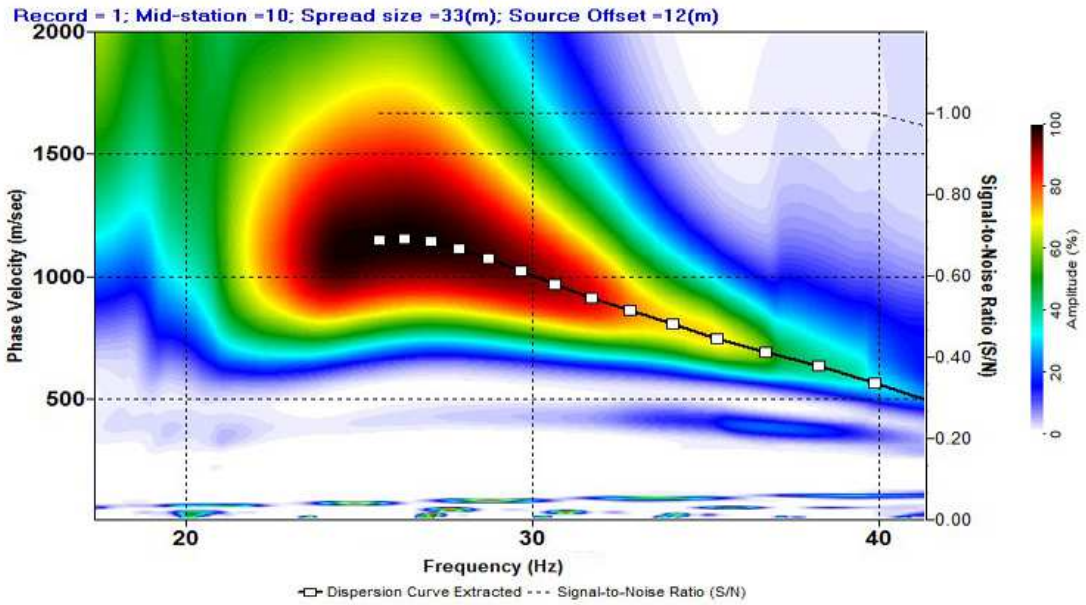
SS2, 30 WET iterations, RMS error 1.9 %, 1D-Gradient smooth initial model, Version 3.20

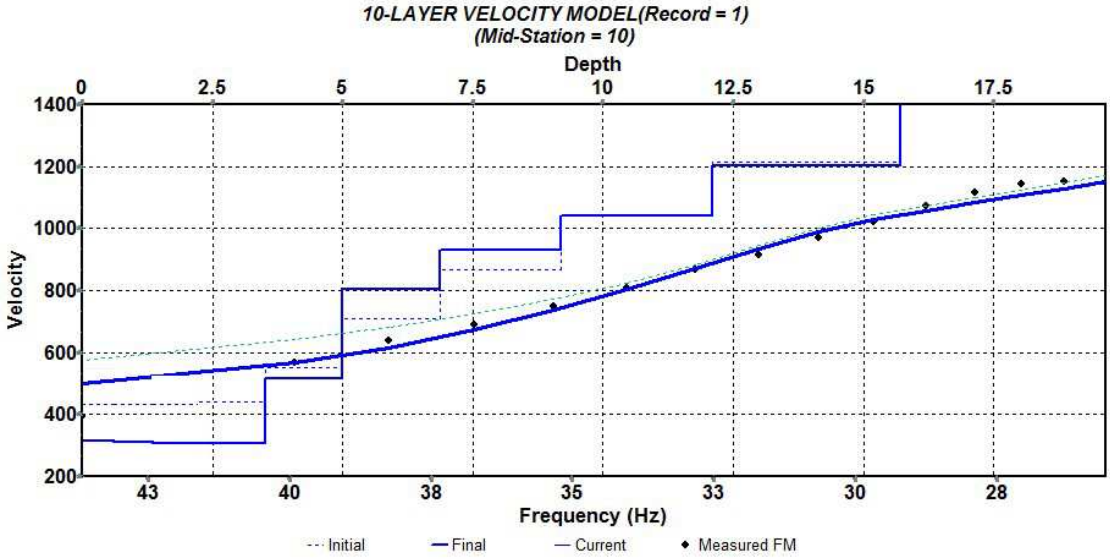


IPOTESI INTERPRETATIVA

Vp = 305 (min vel riscontrata) - 600 m/s: riportii, depositi detritici in condizioni di densità bassa-media.
Vp = 600 - 950 m/s: depositi detritici in condizioni di densità da media ad elevata, asciutti o poco umidi.
Vp = 950 - 1200 m/s: depositi detritici in probabili condizioni di elevata umidità o saturi.
Vp = 1200 - 1500 m/s: probabile tetto del bedrock intensamente alterato - destrutturato (V-IV classe Bieniawski).
Vp = 1500 - 1850 m/s: bedrock rigido ex NTC 2018, in condizioni geomeccaniche medie discrete (III classe Bieniawski).
Vp > 1850 m/s: bedrock rigido ex NTC 2018, in condizioni geomeccaniche medie discrete-buone (III-II classe Bieniawski).

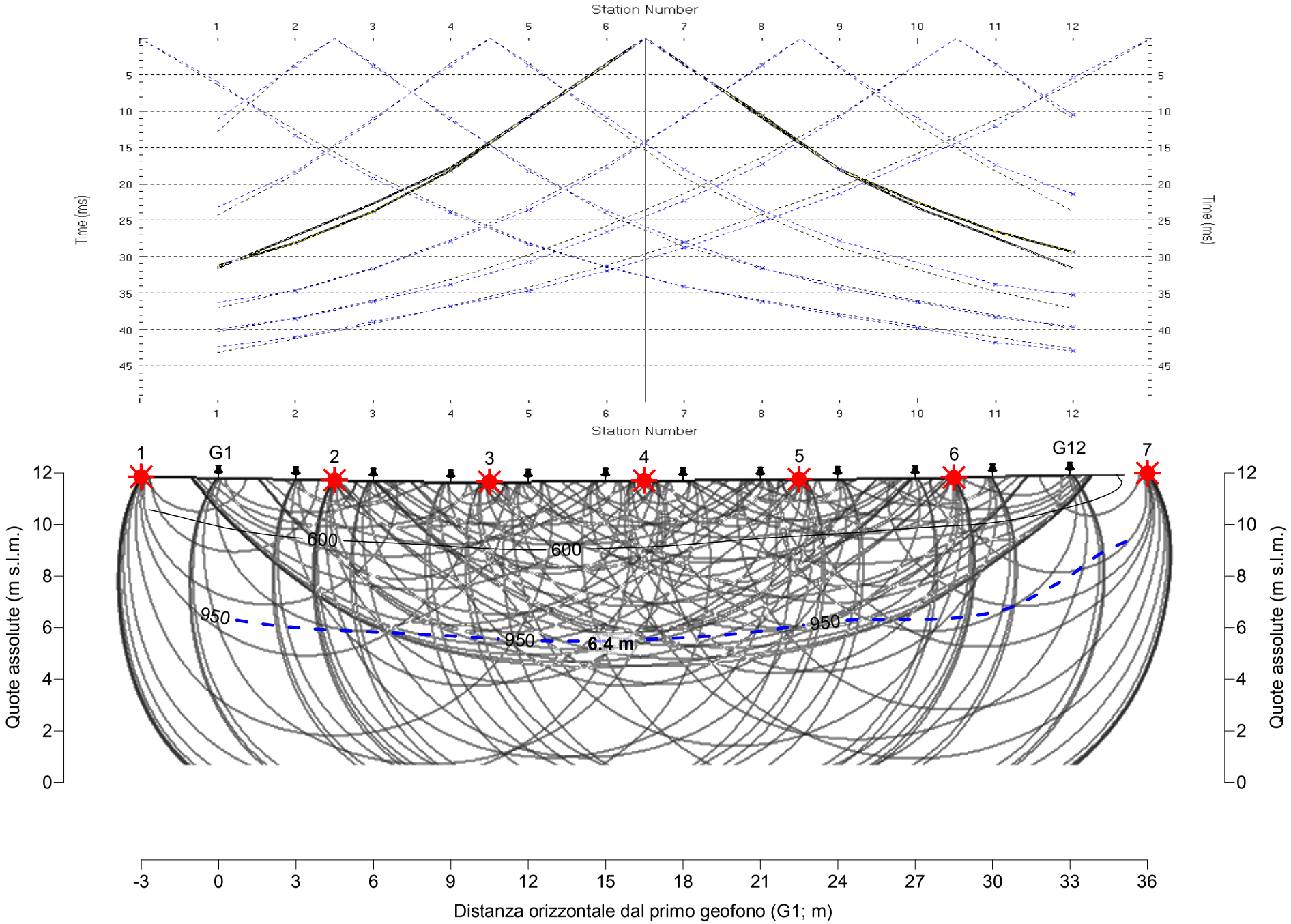
STENDIMENTO MASW_2: CURVA DI DISPERSIONE F-K E PROFILO IN Vs SCALA GRAFICA





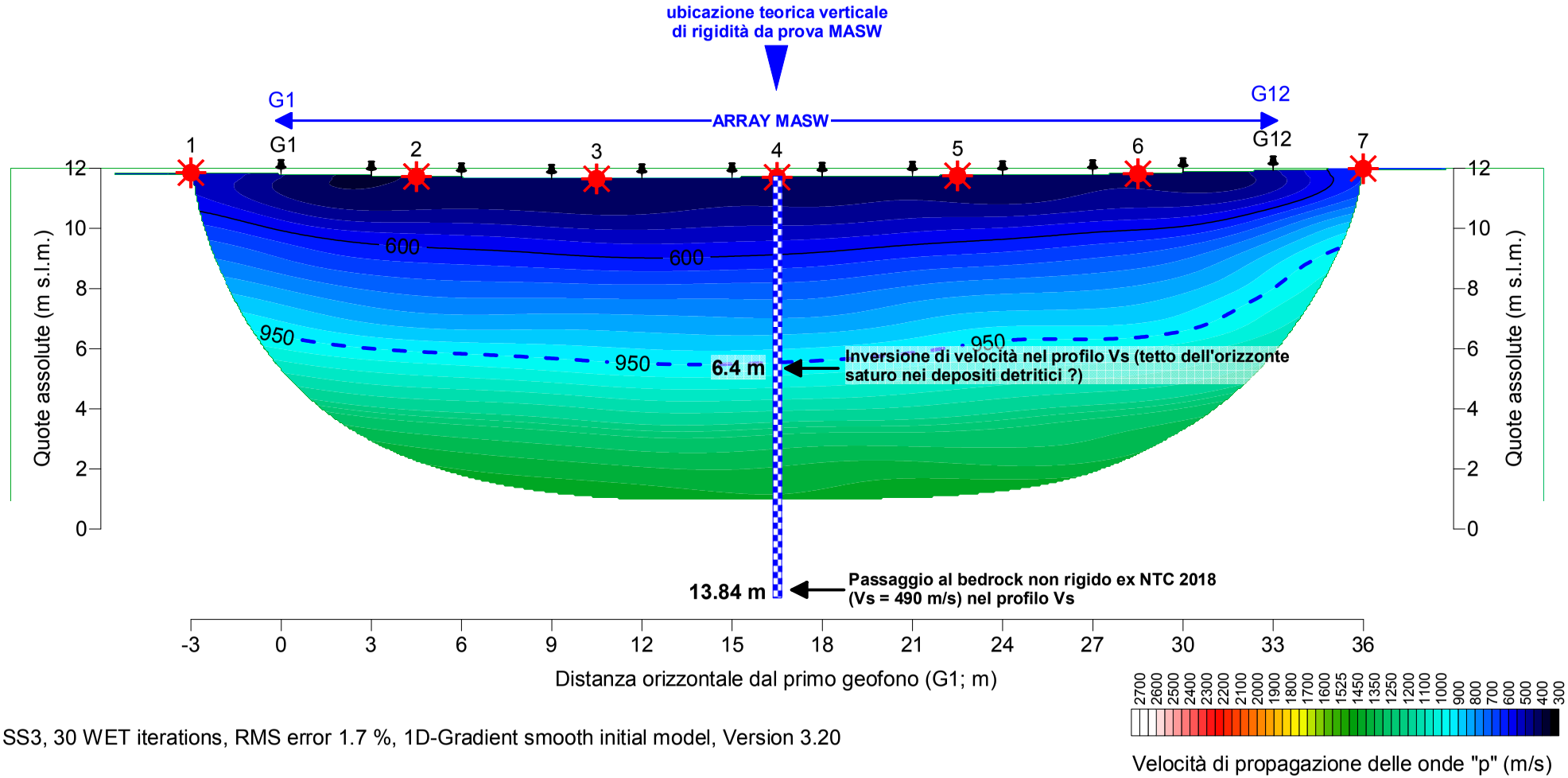
PROF. (m)	Vs (m/s)
-0.609	537.846
-1.371	533.594
-2.323	521.276
-3.513	305.463
-5.000	514.943
-6.859	803.473
-9.183	929.421
-12.088	1042.220
-15.719	1200.693
-19.649	1904.044

STENDIMENTO SISMICO SS3: DROMOCRONE E RAY COVERAGE, SCALA 1:200



Tav. 9

STENDIMENTO SISMICO SS3: ELABORAZIONE TOMOGRAFICA IMPLEMENTATA DA RISULTATI PROVA MASW, SCALA 1:200



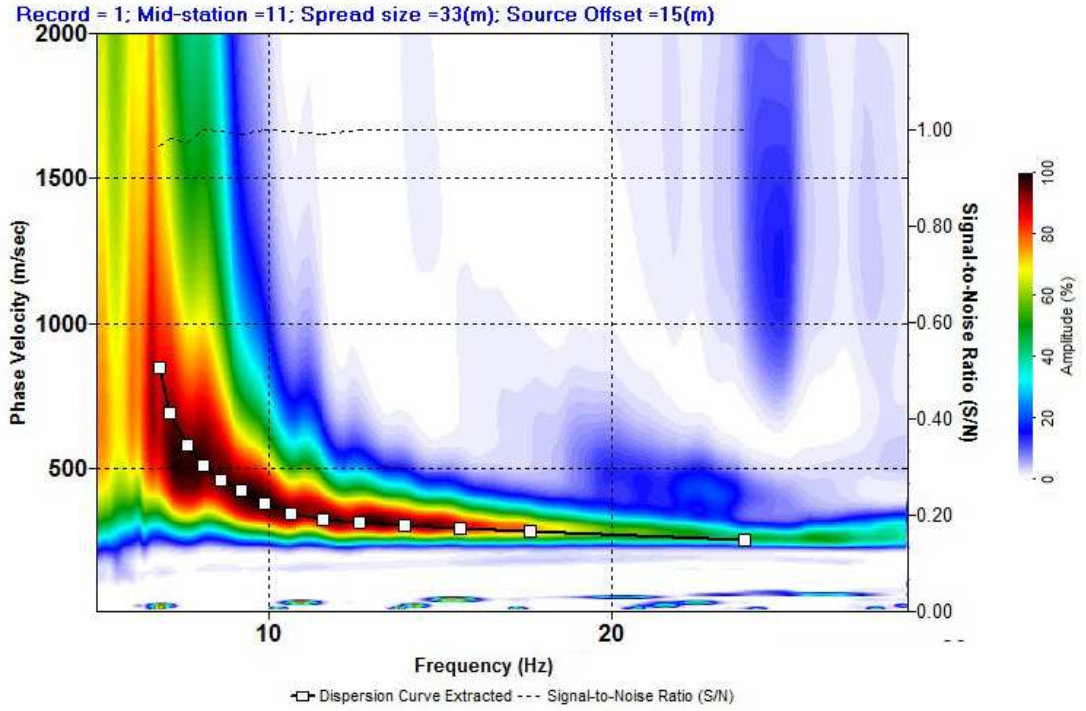
SS3, 30 WET iterations, RMS error 1.7 %, 1D-Gradient smooth initial model, Version 3.20

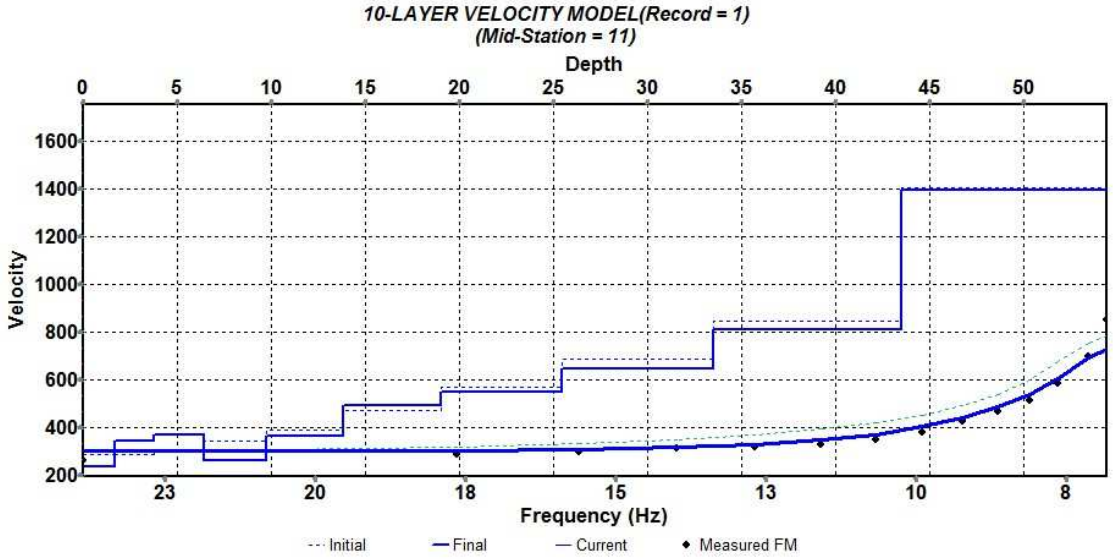
IPOTESI INTERPRETATIVA

Vp = 390 (min vel riscontrata) - 600 m/s: riportii, depositi detritici in condizioni di densità bassa-media.
Vp = 600 - 950 m/s: depositi detritici in condizioni di densità da media ad elevata.
Vp > 950 m/s: depositi detritici in probabili condizioni di elevata umidità o saturi.

Tav. 10

STENDIMENTO MASW_3: CURVA DI DISPERSIONE F-K E PROFILO IN Vs, SCALA GRAFICA





PROF. (m)	Vs (m/s)
-1.687	233.816
-3.796	341.202
-6.432	368.006
-9.727	260.259
-13.845	360.050
-18.993	488.861
-25.428	548.118
-33.471	642.446
-43.525	808.517
-54.406	1392.956