

Fiume Mincio

Opere idrauliche di II categoria

MN-E-394-M

CUP: **B64H15000070002**

CIG:



Progetto Definitivo / Esecutivo

Lotto **B**

ELABORATO

RELAZIONE GEOLOGICA GEOTECNICA E SISMICA

UBICAZIONE OPERE
Comune di Mantova
Località Ponte dei Mulini

DATA: Agosto 2018

SCALA:

AGG. -

-

COMMITTENTE

AIPO - Ufficio operativo di Mantova

Vicolo Canove, 26 - 46100 Mantova

tel. + 39 0376320461

fax. + 39 0376320464

e-mail: ufficio-mn@agenziapo.it

Raggruppamento temporaneo d'impresa

POLARIS - STUDIO ASSOCIATO



HYDRODATA S.p.a.



EN GEO S.r.l.



SAP S.r.l.



Responsabile unico del procedimento

Ing. Ivano Galvani

Il Coordinatore alla Progettazione

Ing. Marcello Moretti

Assistente

Dott. Paolo Michelini

Lavori di ripristino funzionale del manufatto a sostegno del Lago Superiore denominato "Vasarone", a seguito degli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012

2.b

MN-E-394-M

1. PREMESSE

La presente relazione descrive lo studio geologico, geotecnico e sismico, redatto su incarico dell'Azienda interregionale per il Fiume Po, relativo ai lavori di ripristino funzionale del manufatto a sostegno del Lago Superiore denominato "Vasarone" a seguito degli eventi sismici del 20 e 29 Maggio 2012, ubicato in località Porta Mulina in Comune di Mantova.

Lo studio è stato effettuato nel rispetto della normativa vigente, richiamata nel paragrafo 1.2, e, in particolare delle "Norme tecniche per le costruzioni", di cui al Decreto ministeriale 17 Gennaio 2018, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 8 del 20 febbraio 2018.

Per verificare le caratteristiche litostratigrafiche e geotecniche dei terreni che saranno interessati dall'intervento, oltre al rilievo diretto e alla ricerca di dati bibliografici, è stata svolta una campagna di indagini geognostiche dalla ditta "Elletipi" di Ferrara, nel Dicembre 2017. Tale campagna ha previsto la realizzazione di n°3 sondaggi a carotaggio continuo, n°2 prove penetrometriche dinamiche e n°2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono, una delle quali attrezzata con cono sismico. E' stata eseguita, inoltre, una prova HVSR per la definizione della frequenza caratteristica dei terreni.

Le analisi effettuate hanno consentito di definire i lineamenti geologici della zona nonché i processi morfogenetici, con la loro tendenza evolutiva. Inoltre, è stato descritto il quadro idrogeologico, con schema della circolazione idrica sotterranea.

Dall'analisi dei dati provenienti dalle indagini, si è proceduto alla ricostruzione dell'assetto litostratigrafico e alla caratterizzazione geotecnica del sottosuolo in esame.

Ai fini della definizione delle azioni sismiche è stata effettuata un'analisi di risposta sismica locale.

A corredo della presente relazione sono stati prodotti i seguenti elaborati:

- 2.b. 1 – Inquadramento geografico (scala 1:10.000)
- 2.b. 2 – Carta geolitologico-morfologica (scala 1:10.000)
- 2.b. 3 – Carta idrogeologica e della vulnerabilità (scala 1:10.000)
- 2.b. 4 – Planimetria con ubicazione indagini (scala 1:2.000)
- 2.b. 5 – Sezione litostratigrafica (scala 1:100)
- 2.b. 6 – Modello geotecnico (scala 1:100)
- 2.b. 7 – Stratigrafia sondaggi a carotaggio continuo
- 2.b. 8 – Prove di laboratorio
- 2.b. 9 – Prove penetrometriche statiche
- 2.b. 10 – Prove penetrometriche dinamiche
- 2.b. 11 – Prova HVSR
- 2.b. 12 – Verifica del rischio di liquefazione

1.1. Motivazioni dell'intervento

Il manufatto di scarico denominato "Vasarone" è l'opera principale di regolazione dei livelli del Lago Superiore (17.50÷17.80 m s.l.m.) e scarico delle acque del Mincio nel Lago di Mezzo e Inferiore (14.20/14.50÷17.50 m s.l.m.) ed è opera strategica per la sicurezza della città di Mantova nel contesto dell'articolato complesso "sistema della difesa idraulica della città di Mantova", opera realizzata dall'ex Genio Civile poi Magistrato per il Po.

Lo sbarramento idraulico denominato "Ponte dei Mulini" fu ideato dall'ingegnere bergamasco A. Pitentino, realizzato inizialmente tra il 1188 e il 1198 conclusosi nel 1230, era dotato di 12 mulini azionati dal salto d'acqua e coperti nel 1417. L'opera generò nelle varici del Mincio il lago Superiore ed i laghi di Mezzo e Inferiore. L'opera, restaurata nel 1600 e tra il 1744-1758 da Maria Teresa d'Austria, sopravvisse fino al 1944 quando un bombardamento aereo distrusse completamente la ferrovia e la parte iniziale e centrale del ponte costituito dai mulini. Il tratto iniziale col "Vasarone" e la ferrovia furono

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

ricostruiti nel dopo guerra con l'intero sbarramento. Il "Vasarone" fu adeguato idraulicamente dopo la grande piena del 1951 nel contesto della succitata realizzazione del "sistema della difesa idraulica della città di Mantova".

Oggi il complesso del "Vasarone" è costituito da tre elementi principali:

a valle, il manufatto idraulico di scarico vero e proprio, costituito da tre luci, con portate dagli ordinari 12÷20 mc/sec fino a 78÷80 mc/sec. Esso ha la configurazione conseguente all'ammodernamento realizzato dopo il bombardamento del 1944 e la piena del 1951 ed è prevalentemente in muratura. Superiormente vi transita la ex S.S. 62 "Cisa", prima ANAS e attualmente di competenza del Comune di Mantova.

centralmente il ponte ferroviario, contiguo al manufatto idraulico, di nuova realizzazione nel dopo guerra. Dalle ricerche storico - documentali emerge che anteriormente al bombardamento del 1944 il tracciato ferroviario, da sponda a sponda, era costituito da un ponte tradizionale in acciaio su pile successivamente sostituito da un tracciato prevalentemente su rilevato con i due ponti a luce singola costituiti rispettivamente dal passaggio sul "Vasarone" e sulla "Vasarina" - competenza Ferrovie dello Stato, compartimento di Verona.

a monte la passerella ciclopedonale di recentissima realizzazione (anni '90).



Fig. 1 – Stralcio manufatto di scarico "Vasarone"

Gli eventi sismici del maggio 2012 hanno evidenziato un quadro fessurativo significativo, un malfunzionamento con blocco parziale dei movimenti delle paratoie delle luci inferiori e un degrado materico elevato soprattutto delle volte e delle strutture murarie.

L'evento sismico, congiuntamente con la nuova sensibilità raggiunta oltre che con il quadro normativo recente e le specificazioni normative regionali sia di settore che relative ai finanziamenti, ha evidenziato l'urgenza di mettere in sicurezza l'opera non solo dal punto di vista conservativo, materico e funzionale delle apparecchiature, ma soprattutto la necessità inderogabile di verificarne la sicurezza sismica tramite una preventiva valutazione di vulnerabilità e classificazione al rischio sismico.

Quindi nell'ambito dei lavori di ripristino funzionale del manufatto a sostegno del Lago Superiore denominato "Vasarone", a seguito degli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012, ubicato in località Ponte dei Mulini in Comune di Mantova (MN-E-394-M), l'Ente gestore si è posto i seguenti obiettivi prioritari:

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

- ristrutturazione dell'opera, le cui condizioni di funzionalità e sicurezza sono state compromesse dagli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012, per renderne possibile la piena funzionalità, il relativo recupero statico, idraulico ed architettonico;
- la messa in sicurezza secondo quanto prescritto dalla normativa vigente rispetto alle sollecitazioni di tipo sismico (adeguamento sismico);
- la perfetta funzionalità idraulica delle paratoie di regolazione, essenziale per il controllo dei livelli idrici del Lago Superiore, a tutela della sicurezza della città rispetto alle condizioni di piena che possono interessare il fiume Mincio e il sistema idrografico minore che in esso recapita.

1.2. Normativa di riferimento

- Decreto ministeriale 17-01-2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni
- Decreto ministeriale 14-01-2008 – Testo unitario – Norme Tecniche per le Costruzioni Allegati A e B
- 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 per la resistenza fisica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- Eurocodice 7.1 (1997) – Progettazione geotecnica –Parte I: Regole Generali – UNI
- Eurocodice 7.2 (2002) – Progettazione geotecnica –Parte I: Progettazione assistita da prove di laboratorio - UNI
- Eurocodice 7.3 (2002) – Progettazione geotecnica –Parte II: Progettazione assistita da prove in sito - UNI
- O.P.C.M. n° 3274 (2003) - "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"
- D.g.r. Lombardia 30 novembre 2011 - n. IX/2616 Aggiornamento dei "Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della l.r. 11 marzo 2005, n. 12", approvati con d.g.r. 22 dicembre 2005, n. 8/1566 e successivamente modificati con d.g.r. 28 maggio 2008, n. 8/7374
- Delibera n. 2129 del 11/07/2014, "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia"
- L.R Lombardia n° 33 del 12/10/2015 "Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zona sismiche"
- D.g.r. Lombardia 30 marzo 2016 - n x/5001 linee di indirizzo costruzioni in zona sismica

1.3. Parametri di progetto

Coerentemente con quanto disposto dalle NTC 2018 (Cap. 2.4) sono stati definiti i parametri di progetto considerando la struttura oggetto di studio "scomposta" in due componenti separate.

Per quanto riguarda l'opera principale, che consiste nella parte in muratura interrata sono stati attribuiti i seguenti parametri:

- VITA NOMINALE: "Costruzioni con livelli di prestazione elevati" la cui vita nominale è $V_n \geq 100$ anni (come definito dalla Tab. 2.4.I delle N.T.C. 01/2018);
- CLASSE D'USO: 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 DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e"

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

geometriche per la costruzione di 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" (come definito dal paragrafo 2.4.2 delle N.T.C. 01/2018).

- PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA: Considerata la classe d'uso IV, il coefficiente d'uso risulta $C_u=2.00$ (cfr. Tab. 2.4.II delle N.T.C. 01/2008), e di conseguenza la Vita di riferimento del fabbricato è $V_R=V_N \cdot C_u=200$ anni.

Per quanto riguarda il fabbricato esterno, invece, sono stati assegnati i seguenti parametri di progetto:

- VITA NOMINALE: "Costruzioni con livelli di prestazioni ordinarie" la cui vita nominale è $V_n \geq 50$ anni (come definito dalla Tab. 2.4.I delle N.T.C. 01/2018);
- CLASSE D'USO: 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 connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica" (come definito dal paragrafo 2.4.2 delle N.T.C. 01/2018).
- PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA: Considerata la classe d'uso II, il coefficiente d'uso risulta $C_u=1.00$ (cfr. Tab. 2.4.II delle N.T.C. 01/2008), e di conseguenza la Vita di riferimento del fabbricato è $V_R=V_N \cdot C_u=50$ anni.

1.4. Riferimenti normativi al PGT

L'area oggetto di studio (cfr. Fig. 2), è inserita in Classe di Fattibilità 4 "Fattibilità con gravi limitazioni", nella "Carta della fattibilità geologica per le azioni di piano su base C.T.R." di Tavola 7, redatta dal Dr. Geol. G. Lamarca a corredo dello "Studio della componente geologica, idrogeologica e sismica" del Piano di Governo del Territorio del Comune di Mantova.

Le norme geologiche del PGT prescrivono:

L'assegnazione della classe 4 è riservata ai luoghi caratterizzati da "alta pericolosità/vulnerabilità che comporta gravi limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso. Deve essere esclusa qualsiasi nuova edificazione, ivi comprese quelle interrato, se non opere tese al consolidamento o alla sistemazione idrogeologica per la messa in sicurezza dei siti. Per gli edifici esistenti sono consentite esclusivamente le opere relative ad interventi di demolizione senza ricostruzione, manutenzione ordinaria e straordinaria, restauro, risanamento conservativo ... Sono consentite le innovazioni necessarie per l'adeguamento alla normativa antisismica." (cfr. D.G.R. n.8 / 7374 del 28 Maggio 2008)

"Le fasce ad alto grado di tutela rivestono altresì vincolo di inedificabilità assoluta, per fabbricati e scavi: per questo motivo, all'interno della Carta di Fattibilità (cfr. 6 e 7) vi è stata assegnata classe 4: tale scelta trova riscontro nell'indicazione di cui alla Tabella 1 D.G.R. n.8 / 7374 del 28 Maggio 2008, con particolare riguardo al caso delle "Aree adiacenti a corsi d'acqua da mantenere a disposizione per consentire l'accessibilità per interventi di manutenzione e per la realizzazione di interventi di difesa" (cfr. "Parte seconda - Norme Geologiche di Piano" PGT).

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

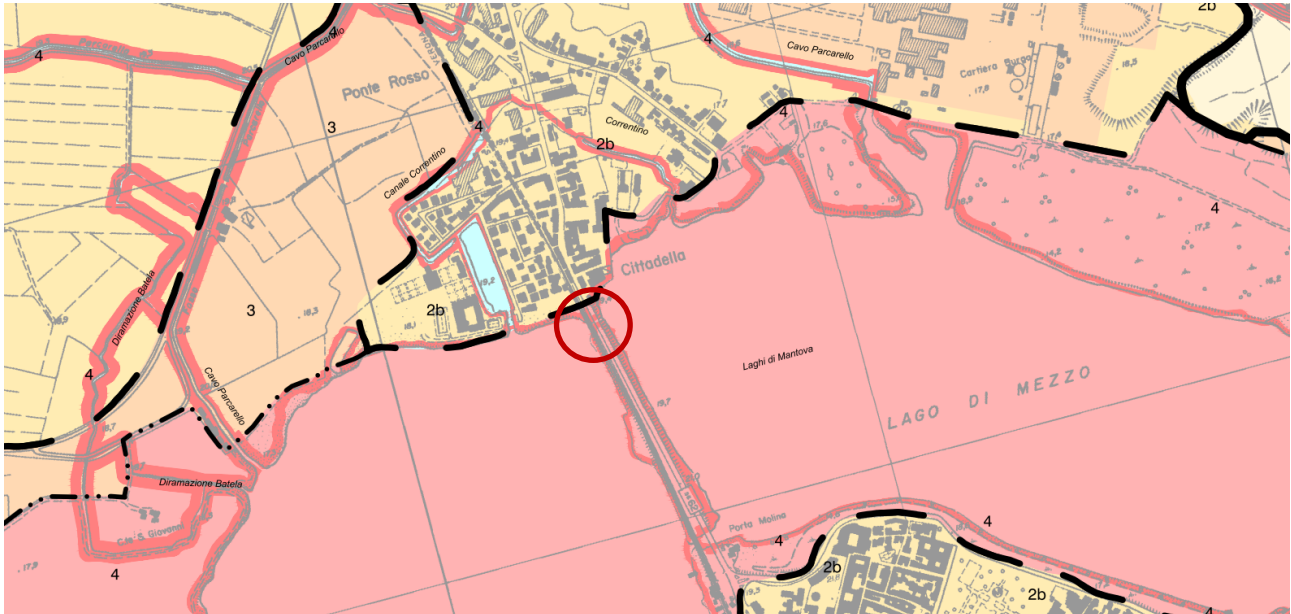


Fig. 2 – Stralcio della "Carta della fattibilità delle azioni di piano" a corredo dello Studio della componente geologico-tecnica del PGT di Mantova.

Per quanto riguarda la pericolosità sismica locale, sempre con riferimento allo studio geologico a corredo del PGT, l'area oggetto di studio risulta suscettibile di amplificazione stratigrafica (zona Z4a della Carta della pericolosità sismica del PGT) mentre non rientra in una zona con terreni di fondazione particolarmente scadenti (zona Z2 della Carta della pericolosità sismica del PGT).

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

2.1. Inquadramento geologico strutturale

Il territorio in esame appartiene al settore centrale della Pianura Padana la cui evoluzione geologica risulta connessa allo sviluppo della catena alpina prima e di quella appenninica nella fase successiva, costituendo l'avanfossa di entrambi i sistemi.

Infatti, il riempimento del bacino marino ed il passaggio alla sedimentazione continentale è il risultato di eventi tettonico-parossistici, separati nel tempo da periodi di forte subsidenza bacinale e attività ridotta delle strutture compressive.

Più in dettaglio, l'area di studio ricade sulla monoclinale pedealpina (*Pedealpine Homocline*) che si presenta limitata a nord dal fronte di sovrascorimento sudalpino, il cui lembo esterno corrisponde alla struttura compressiva di Volta Mantovana, e a sud dal fronte di accavallamento esterno dell'Appennino sepolto (ETF) che, nel settore studiato, corrisponde alla zona di virgazione che l'arco occidentale delle Pieghe Ferraresi forma con il sistema delle Pieghe Emiliane (Fig. 3).

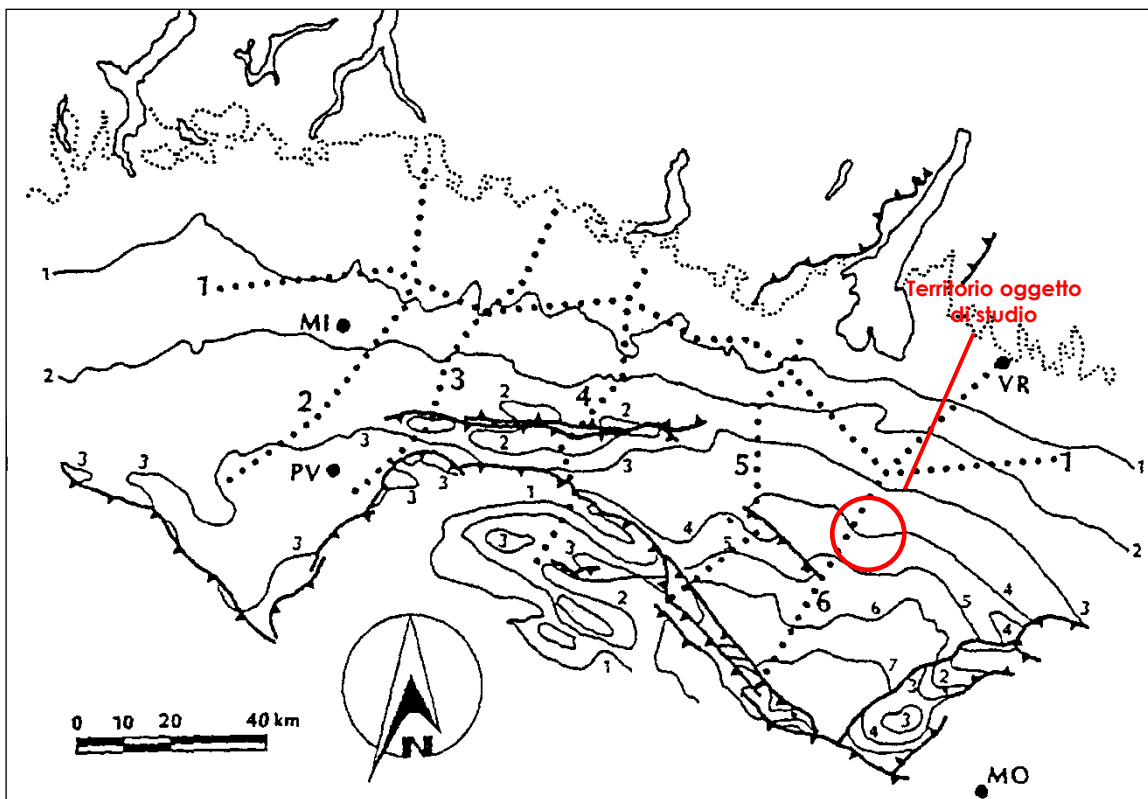


Fig. 3 – Schema tettonico – strutturale della Pianura Padana (da Pieri e Groppi, 1981)

In particolare, nella zona di Mantova è stata individuata la cosiddetta "zona ostacolo" ritenuta responsabile di tale disallineamento dell'ETF e coincidente con una significativa anomalia aereo-magnetica positiva del Basamento Magnetico connessa alla presenza di intrusioni basiche.

A causa del suo comportamento prevalentemente rigido la monoclinale padana non sembra essere stata interessata dalle deformazioni legate alla fase parossistica terziaria sebbene alcuni ricercatori abbiano riconosciuto blandi fenomeni di compressione esercitati dal Fronte Appenninico.

A partire dal Messiniano cessano quasi completamente i movimenti tettonici legati all'edificio alpino. Nel contempo si registra un sensibile spostamento verso Nord-Est del fronte dell'Appennino settentrionale. Da questo momento le geometrie

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

deposizionali del bacino padano sono strettamente legate ai repentini sollevamenti e movimenti in avanti delle falde Nord Appenniniche e dai lunghi periodi di relativa calma e subsidenza isostatica dei bacini. Il margine meridionale del bacino padano, a ridosso del fronte appenninico, risente in modo consistente di tali movimenti. Il margine settentrionale risente invece in modo meno marcato di quanto succede nel bacino. I movimenti sono registrati da superfici di erosione arealmente anche molto estese, dalla riattivazione di strutture mioceniche sepolte e dalla deposizione di livelli detritici fini legati a movimenti eustatici.

Gli studi hanno messo in evidenza il carattere tendenzialmente regressivo della successione sedimentaria plio-pleistocenica padana.

Infatti, i depositi torbiditici di mare profondo, presenti alla base, sono ricoperti da un prisma sedimentario all'interno del quale si distinguono le seguenti *facies*: scarpata, piattaforma esterna, litorale, deltizia/lagunare e fluviale.

I corpi sedimentari presentano due direzioni prevalenti di progradazione: la prima assiale rispetto al bacino Padano, Est vergente, originata dal paleo-delta del Po; la seconda trasversale Sud-Est vergente, originata dai sistemi deltizi ad alimentazione alpina.

Le principali classi di sistemi deposizionali possono essere raggruppate come segue:

- Piana alluvionale ad alimentazione assiale (paleo-Po)
- Conoide alluvionale e piana alluvionale ad alimentazione alpina e appenninica
- Delta ad alimentazione assiale (paleo Po) alpina ed appenninica
- Delta conoide alpino ed appenninico
- Piana costiera
- Piattaforma sommersa
- Scarpate sottomarina
- Piana bacinale.

L'organizzazione verticale delle *facies* all'interno delle prime quattro classi di sistemi deposizionali, ed in particolare nei sistemi di piana alluvionale, di conoide alluvionale e nei sistemi deltizi, è invariabilmente costituita dall'alternanza ciclica di corpi sedimentari a granulometria prevalentemente grossolana con corpi a granulometria fine. Molte volte è possibile distinguere una gerarchia di spessori, con insiemi di cicli di rango inferiori spessi alcuni metri che costituiscono cicli di rango superiore, spessi alcune decine di metri.

Si può ipotizzare che tali unità cicliche rappresentino fasi sedimentarie di alta energia alternate a fasi di bassa energia dovute rispettivamente all'attivazione e alla disattivazione dei sistemi deposizionali.

2.2. Caratteri geolitologico-morfologici locali

L'area di studio si inserisce nella vasta depressione palustre e lacustre di Mantova, il cui assetto è strettamente connesso con la dinamica fluviale, con i fenomeni neotettonici più recenti e con i significativi interventi antropici che hanno interessato la zona.

Dal punto di vista geomorfologico questa porzione di territorio appartiene alla media pianura lombarda, cioè a quel complesso di depositi medio-fini che raccorda l'alta pianura ghiaiosa con la bassa pianura, posta sulla sponda sinistra del Po.

Si tratta di una fascia di terreni pianeggianti, con quote comprese tra i 28 ed 14 m s.l.m., che presenta deboli pendenze (<0,5%) verso S-SE e che in prossimità dei principali corsi d'acqua, appare variamente incisa e terrazzata.

Numerose sono le tracce di antichi percorsi fluviali, con diverso grado di evidenza.

Quest'assetto morfologico è da attribuire all'attività dei principali scaricatori fluvioglaciali Rissiani, Wurmiani e, in parte, anche dei corsi d'acqua attuali.

In corrispondenza di Mantova, il principale elemento di interesse morfologico è rappresentato dalla valle del Mincio, entro cui si riscontrano quote minime prossime ai 14 m s.l.m.

L'incisione prodotta dal fiume è ben evidente lungo tutto il suo percorso ed è delimitata da orli di terrazzo alti 6÷10 m., la cui genesi è da mettere in relazione con l'attività erosiva esercitata dal fiume sulla pianura fluvioglaciale.

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

In particolare, nella zona a Est di Mantova è ben visibile il ciglio del terrazzo che borda il lago di mezzo ed il lago inferiore da Cittadella a Lunetta.

Si tratta di una scarpata alta circa 10 m., che in sommità presenta quote di 27-28 m s.l.m. e che delimita l'ampia depressione valliva oggi occupata da un'area boscata.

L'assetto idraulico, e conseguentemente morfologico, attuale è sostanzialmente di carattere antropico; va ricordato, infatti, che il Mincio ha acquisito il corso attuale solo in epoca storica dopo la rotta dell'Adige del 589 d.C., a seguito della quale il fiume, che prima affluiva direttamente al mare, si congiunse al Po. Il nuovo corso, in concomitanza con un periodo climatologico con temperature basse e precipitazioni intense, fece sì che il territorio in esame assunse un aspetto paludoso.

A partire dal XII secolo, divengono importantissimi gli interventi antropici: infatti il primo progetto di opere di ingegneria idraulica che regolò le acque attorno alla città è dovuto al Pitentino negli anni 1188 e 1190 (cfr. 1.1).

Per meglio regolare il deflusso delle acque fu pure scavato il Rio, che ampliava i confini della città verso sud. Più tardi, venute meno le necessità di difesa, il lago Paiolo, ormai divenuto una palude maleodorante, è stato prosciugato.

L'assetto geolitologico-morfologico è stato raffigurato in 2.b. 2.

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

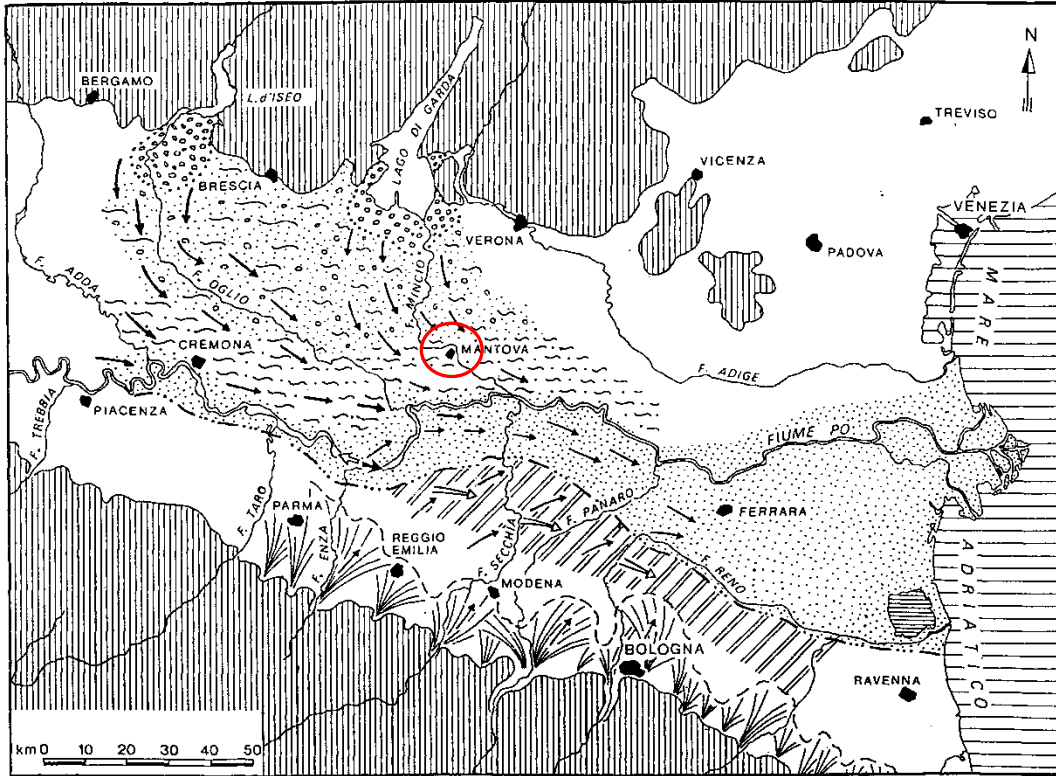
RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

3. IDROGEOLOGIA

3.1. Quadro idrogeologico

Sotto l'aspetto idrogeologico il territorio oggetto di studio va inquadrato nel grande Bacino Padano (cfr. Fig. 4), colmato da depositi Pleistocenici, prima marini, e successivamente continentali descritti nel paragrafo 3.1.



Legenda:

- Campo di esistenza di strati acquiferi profondi (> -300 m s.l.m.), probabilmente alimentati dagli acquiferi sovrastanti e connessi con il F. Po e i corsi d'acqua alpini
- Area dell'acquifero (sabbie di deposito fluviale) con falda alimentata dal F. Po e dagli affluenti alpini
- Area dell'acquifero (sabbie di deposito fluviale) con falda alimentata dai corsi d'acqua alpini
- Area dell'acquifero con ghiaia e sabbie fluvioglaciali, alimentazione alpina
- Depositi morenici del Lago di Garda e del Lago d'Iseo
- Substrato affiorante (rilievi alpini e appenninici)
- Linea di flusso della falda sino a -200/-300 m di profondità s.l.m.
- Linea di flusso della falda a profondità superiori a -300 m s.l.m.
- Limite tra alveo drenante (a) e alveo disperdente (b) del Fiume Po
- Conoidi dei corsi d'acqua appenninici (alternanze di ghiaie, limi e argille)
- Limite nord dell'acquifero appenninico (limi e argille con rare lenti sabbiose)

Fig. 4 – Bacino idrogeologico padano

Il settore in esame, in particolare, ricade nella porzione centrale dell'unità idrogeologica del Medio Mantovano (cfr. Fig. 5). In tale unità gli acquiferi hanno sede in livelli di ghiaie eterometriche in matrice prevalentemente sabbiosa, parzialmente compartimentati per la presenza di lenti discontinue di limi e argille.

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

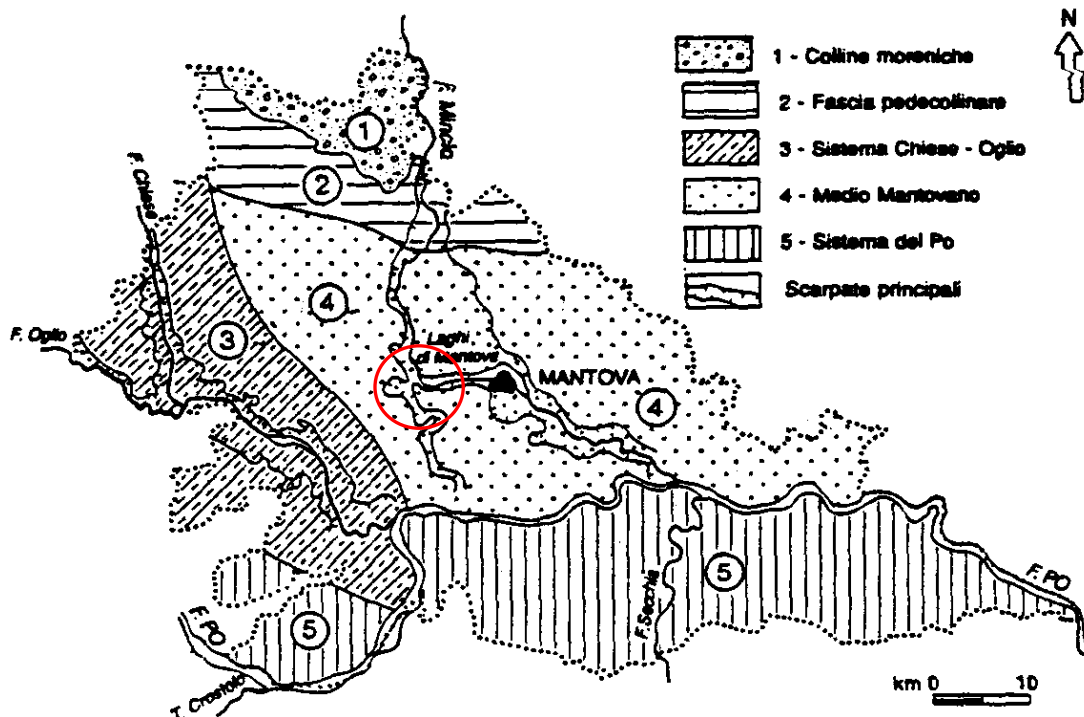


Fig. 5 – Unità idrogeologiche della Provincia di Mantova (Baraldi e Zavatti, 1994)

Le caratteristiche idrogeologiche risultano strettamente dipendenti dalla natura dei depositi fluviali e fluvioglaciali, in quanto le caratteristiche granulometriche condizionano il grado di permeabilità e di conseguenza le modalità della circolazione idrica sotterranea.

La base degli acquiferi potabili è delimitata dall'interfaccia acque dolci-acque salate, che nella zona in questione è posto ad una profondità compresa tra i 500 e i 550 m da p.c..

Secondo i più recenti studi (cfr. "Geologia degli Acquiferi Padani della Regione Lombardia" redatto, nel 2002, dalla Regione Lombardia in collaborazione con l'Esplorazione Italia dell'Eni Divisione Agip), il bacino padano può essere suddiviso in quattro unità idrostratigrafiche (Gruppi Acquiferi A, B, C, D; cfr. Fig. 6) separate da barriere impermeabili che si sviluppano a scala regionale.

Alla luce di tale quadro, risulta importante la conoscenza delle caratteristiche e dei rapporti tra i Gruppi Acquiferi, in particolare dei gruppi più superficiali in quanto oggi sono i più sfruttati per l'approvvigionamento idrico con finalità varie.

Come evidenziato nello studio Regione Lombardia-Eni, nel territorio in esame, il Gruppo Acquifero A, il più superficiale, presenta una superficie basale impermeabile ad una profondità di circa 150 m da piano campagna con uno spessore cumulativo dei livelli poroso-permeabili compreso tra i 40 e i 60 m.

La configurazione dei sedimenti indica che il primo livello acquifero risulta coincidere con un banco sabbioso limitato al tetto da un pacco di depositi fini di spessore variabile e sempre inferiore ai 20.0 m, che va riducendosi verso sud, annullandosi in corrispondenza all'alveo del fiume Po, dove è in diretta comunicazione con le acque superficiali.

La falda ospitata nel primo livello acquifero risulta, generalmente, in pressione nel livello fondamentale della pianura, mentre diviene a pelo libero sui terrazzi in prossimità dei corsi d'acqua, come nel caso in questione.

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

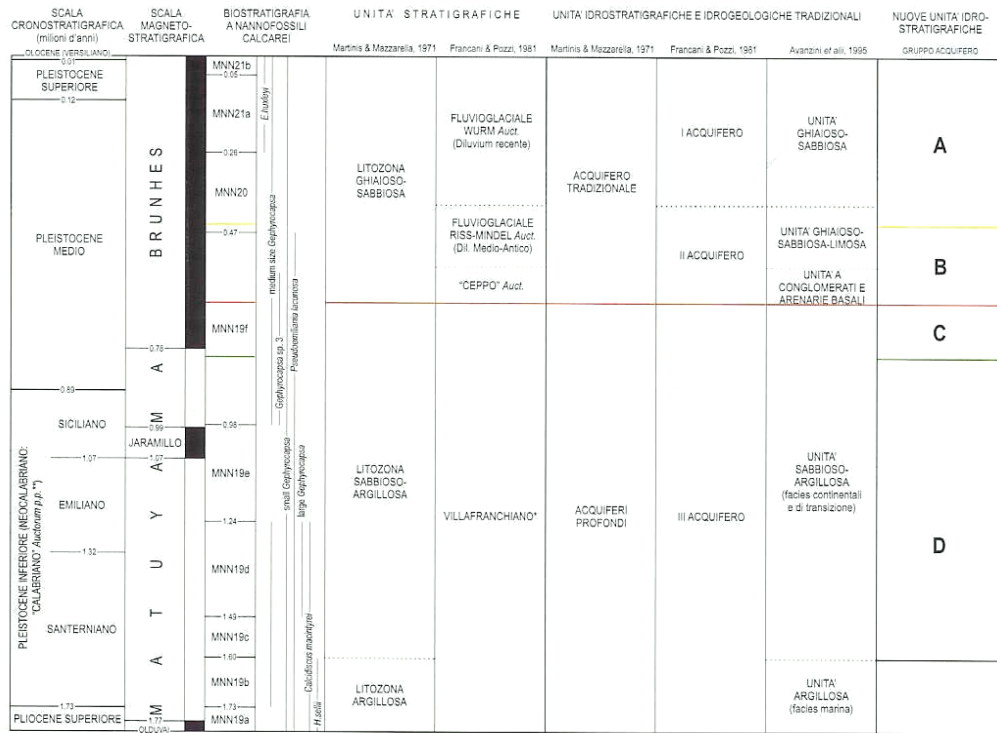


Fig. 6 – Schema dei rapporti stratigrafici (Regione Lombardia-Eni, 2002)

La morfologia delle isopieze (cfr. Fig. 7) presenta, nella zona di interesse, un elemento idrogeologico significativo costituito dall'asse di drenaggio coincidente con il fiume Mincio. Tale corso d'acqua costituisce un limite a potenziale imposto ai cui livelli si deve sempre raccordare la superficie della falda.

A scala provinciale si osserva che il flusso idrico sotterraneo subisce un cambiamento proprio in corrispondenza dei laghi di Mantova: infatti, fino all'altezza dei laghi presenta direzione N-S e NNW-SSE, mentre tra questi e il fiume Po assume un andamento verso W-E per gli effetti di richiamo esercitati dai fiumi Mincio e Po.

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

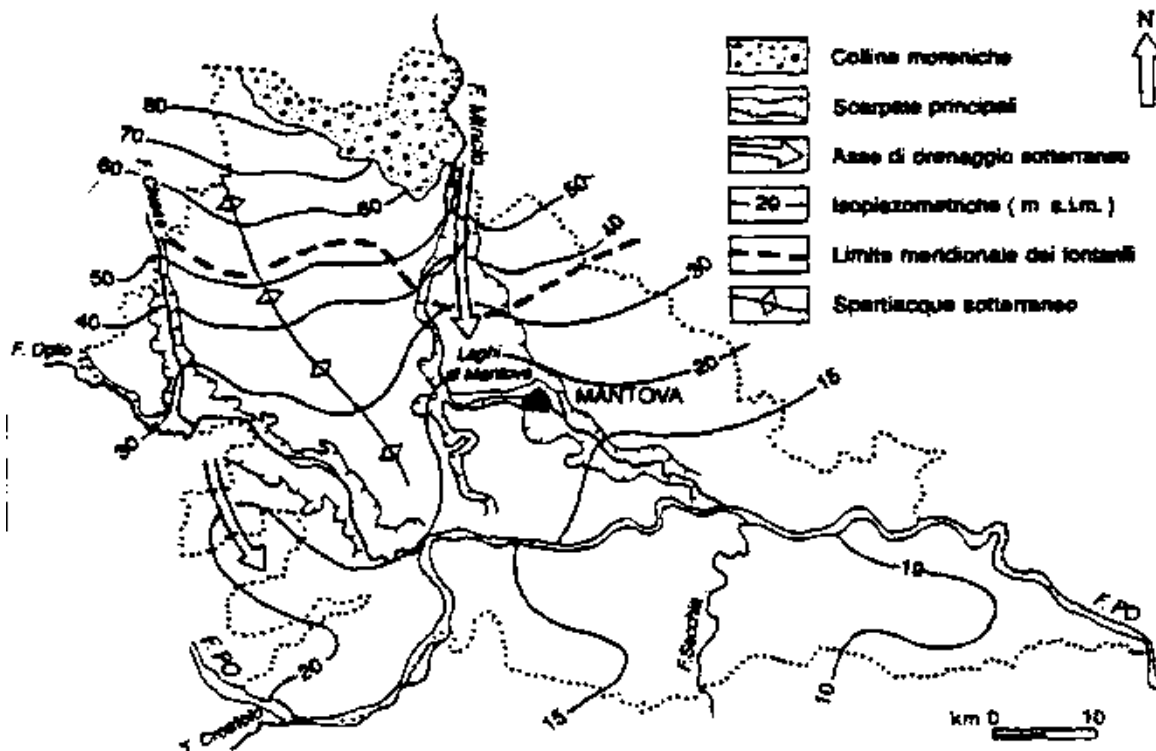


Fig. 7 – Morfologia del tetto della falda del primo acquifero (Baraldi e Zavatti, 1994)

3.2. Assetto idrogeologico locale

La morfologia della superficie della prima falda è stata raffigurata, in condizioni di piena, tramite curve ad ugual livello, nella Carta idrogeologica di Tav. 2.b. 3.

Come si può osservare nella Carta idrogeologica la falda freatica superficiale, che ha sede nei livelli sabbiosi eterometrici, risulta fortemente influenzata dal sistema idraulico dei laghi di Mantova. Infatti, la direzione di deflusso delle acque sotterranee, nel settore a nord dei laghi, mostra un generale andamento verso S, in contrasto con l'andamento generale della falda descritto nel paragrafo precedente, verso SE. Di fatto, come già evidenziato, l'asse fluviale costituisce un importante asse di drenaggio.

Dati bibliografici indicano che l'escursione freatica annua è modesta (50÷60 cm) lungo le sponde dell'area terrazzata. Di fatto nell'area terrazzata i livelli idrici corrispondono con i livelli dei laghi, con cui sono in comunicazione diretta.

A maggior ragione la spinta idraulica sotto il manufatto del Vasarone direttamente appoggiato sull'acquifero superficiale, coincide con il livello del lago.

3.3. Vulnerabilità dell'acquifero superficiale

In Tav. 2.b. 3 è stata riportata anche una valutazione della vulnerabilità idrogeologica intrinseca del primo acquifero, dove per vulnerabilità intrinseca si intende l'insieme delle caratteristiche dei complessi idrogeologici che costituiscono la loro suscettività specifica ad ingerire e diffondere un inquinante idrico o idroveicolato. Essa rappresenta certamente uno dei più importanti strumenti di protezione ambientale.

Per la valutazione della vulnerabilità intrinseca degli acquiferi si considerano essenzialmente le caratteristiche litostrukturali, idrogeologiche e idrodinamiche del sottosuolo e degli acquiferi presenti. Essa, è riferita a inquinanti generici e non considera le caratteristiche chemiodinamiche delle sostanze.

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

Tra i possibili approcci alla valutazione e cartografia della vulnerabilità intrinseca degli acquiferi (metodi qualitativi, metodi parametrici e numerici), nello studio sopraccitato si è utilizzato un metodo qualitativo, che prevede la zonizzazione per aree omogenee, attraverso la tecnica della sovrapposizione cartografica.

In particolare, si è seguito il metodo elaborato dal GNDCI-CNR che valuta la vulnerabilità intrinseca, per intervalli preordinati e situazioni tipo, mediante la classificazione di alcune caratteristiche litostrutturali delle formazioni acquifere e delle condizioni di circolazione idrica sotterranea.

Alla luce della situazione idrostratigrafica dell'area in esame, precedentemente descritta, la definizione delle classi di vulnerabilità è stata effettuata facendo riferimento ai seguenti tre parametri:

- *Litologia di superficie*
- *Profondità del tetto dell'acquifero*
- *Caratteristiche dell'acquifero*

La combinazione delle diverse suscettività all'inquinamento che caratterizzano la variabilità di ognuno dei fattori sopra richiamati, ha permesso di definire che l'area d'intervento ricade totalmente in una zona urbanizzata che funge da "spartiacque" tra un'area a Ovest con rischio di vulnerabilità elevato e la parte ad Est a vulnerabilità media.

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA**RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:**

MN-E-394-M

4. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Come detto in precedenza, per verificare le caratteristiche litostratigrafiche e geologiche dei terreni interessati dall'intervento, sono stati utilizzati i dati della campagna di indagini geognostiche effettuata nel Dicembre 2017 da Elletipi S.r.l. di Ferrara.

L'ubicazione di tutte le indagini è riportata nella planimetria di Tav. 2.b. 4.

4.1. Sondaggi a carotaggio continuo

Le stratigrafie dei sondaggi geognostici sono riportate nell'2.b. 7.

Nelle litostratigrafie allegare sono presenti:

- le suddivisioni stratigrafiche con relative quote e le descrizioni litologiche effettuate direttamente in campagna con metodi speditivi;
- la quota di prelievo del campione indisturbato ed ambientale;
- le quote di esecuzione delle *Standard Penetration Test* con il numero di colpi risultanti ogni 15 cm di avanzamento della punta.

4.1.1. Prove di laboratorio

I campioni prelevati durante l'esecuzione del sondaggio a carotaggio continuo S1 sono stati inviati al Laboratorio Elletipi S.r.l. di Ferrara per le analisi geotecniche.

Per ogni campione prelevato sono state eseguite le seguenti prove di caratterizzazione:

- Descrizione geotecnica;
- Determinazione dei limiti di Atterberg,
- Determinazione delle caratteristiche granulometriche.

Inoltre sono state eseguite le seguenti analisi:

- N°2 prove edometriche
- N°2 prove triassiali non consolidata non drenata
- N°1 prova di taglio diretto (SH1)

Il riepilogo dei risultati delle prove di laboratorio è riportato in Tab. 1 e Tab. 2. I certificati delle analisi sono riportati in 2.b. 8.

Sondaggio	Campione	Prof. (m)	Descrizione	Peso di volume			Umidità	
				LL	LP	IP	γ_{nat}	W
				%	%	%	(Mg/m ³)	%
S1	SH1	1.50-2.00	Limo sabbioso argilloso	31	19	12	2.00	15.1
	SH2	22.00-22.60	Limo con argilla debolmente sabbioso	39	26	13	1.86	24.9

Tab. 1 – Analisi di laboratorio – Prove di classificazione

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

Sondaggio	Campione	Prof. (m)	Descrizione	Analisi granulometrica UNI				Coesione non drenata	Modulo edometrico
				Ghiaie	Sabbie	Limo	Argilli a	TX-UU	Edometrica
								Cu	Eed
%	%	%	%	kPa	MPa				
S1	SH1	1.50-2.00	Limo sabbioso argilloso	2.1	25.0	60.8	12.1	18.77	20.67
	SH2	22.00-22.60	Limo con argilla debolmente sabbioso	3.8	5.8	46.5	43.9	55.17	11.80

Tab. 2 – Analisi di laboratorio – Granulometria e prove di taglio

Come si può constatare si tratta di depositi a bassa plasticità con un'umidità ridotta (sempre inferiore al 20%).

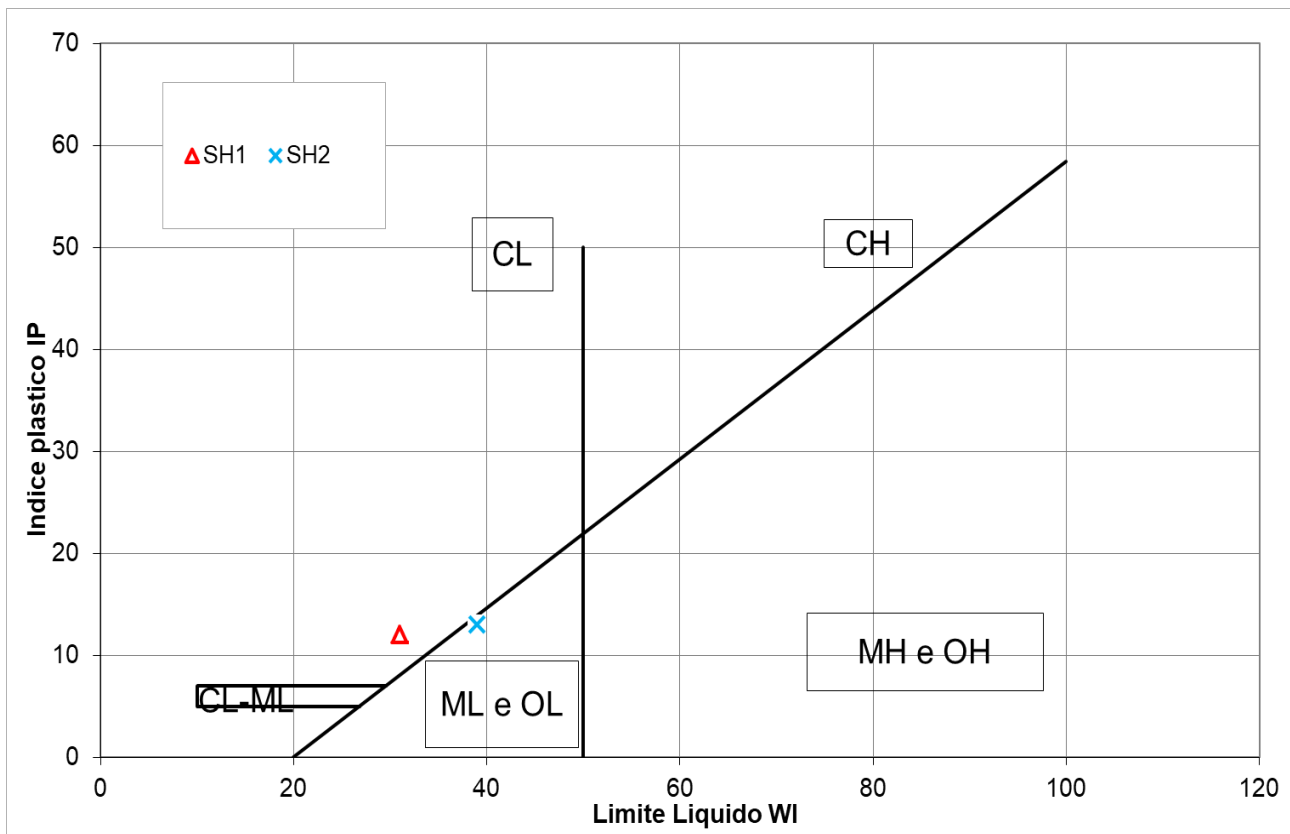


Fig. 8 – Carta della plasticità

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

4.1.2. Standard penetration Test (S.P.T)

Nel corso del sondaggio S1 nei terreni incoerenti sono state effettuate un totale di 12 prove *Standard Penetration Test*, eseguite secondo le norme A.S.T.M. con maglio da 140 libbre a sganciamento automatico, con altezza di caduta di 2.50 piedi.

Le quote di esecuzione delle prove S.P.T. ed il valore di N_{SPT} è riportato in Tab. 3.

Sondaggio	Prova	Profondità (m da p.c.)	N_{SPT} (colpi/piede)
S1	1	2.20 – 2.65	6
	2	3.00 – 3.45	7
	3	4.50 – 4.95	22
	4	6.00 – 6.45	3
	5	7.50 – 7.95	7
	6	9.00 – 9.45	25
	7	10.50 – 10.95	8
	8	12.00 – 12.45	11
	9	13.50 – 13.95	43
	10	15.00 – 15.45	24
	11	18.00 – 18.45	45
	12	23.00 – 23.45	37

Tab. 3 – Risultati delle prove S.P.T. eseguite nel foro di sondaggio S1

4.2. Prove penetrometriche

Sono state inoltre realizzate n°2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono e n°2 prove penetrometriche dinamiche.

I relativi risultati sono riportati in allegato 2.b. 9 e 2.b. 10 e rappresentati graficamente in 2.b. 5 e 2.b. 6.

Le prove penetrometriche statiche con punta elettrica, denominate CPTU, e dinamiche, definite con l'acronimo DPSH, sono state spinte a diverse profondità.

4.2.1. Prove penetrometriche statiche

Le prove penetrometriche statiche sono state eseguite utilizzando un penetrometro GeoMill da 200 kN di spinta massima (con punta Tecnopenta G1-CPL2IN), montato su autocarro Mercedes Unimog 4 X 4.

Ciascuna prova è consistita nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta elettrica dotata di piezocono, di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($V = 2 \text{ cm/s} \pm 0.5 \text{ cm/s}$). La penetrazione avviene attraverso un dispositivo di spinta, che agisce su una batteria di aste (aste cave con cavo di trasmissione dati dall'interno), alla cui estremità inferiore è collegata la punta con piezocono.

Lo sforzo necessario per l'infissione viene determinato per mezzo di un opportuno sistema di misura estensimetrico collegato alla punta ed al manicotto dell'attrito laterale, e da un trasduttore di pressione per la misura della pressione interstiziale dei pori, cioè il carico idraulico istantaneo presente nell'intorno della punta, attraverso un setto poroso opportunamente saturato e disareato.

I dati delle resistenze alla punta, al manicotto laterale, della pressione dei pori e dell'inclinazione della punta vengono registrati su supporti magnetici e successivamente elaborati.

Le dimensioni della punta/manicotto sono standardizzate, e precisamente:

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

- Diametro di base del cono $\Phi = 35.7$ mm;
- Area della punta conica $A_p = 10$ cm²;
- Angolo apertura del cono $B = 60^\circ$.

Nei diagrammi e nelle tabelle riportate in allegato sono definiti i seguenti valori di resistenza (rilevati dalle letture di campagna, durante l'infissione dello strumento):

- q_c (MPa) = resistenza alla punta (conica);
- f_s (kPa) = resistenza laterale (manicotto);
- U (kPa) = pressione dei pori (setto poroso).

I parametri sopra descritti sono rilevati ad intervalli regolari di 2 cm.

In Fig. 9 e Fig. 10 sono rappresentati i grafici che rappresentano le variazioni della resistenza alla punta (R_p) e del coefficiente di attrito laterale (F_s) con la profondità rispetto alla quota 0 da p.c.

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

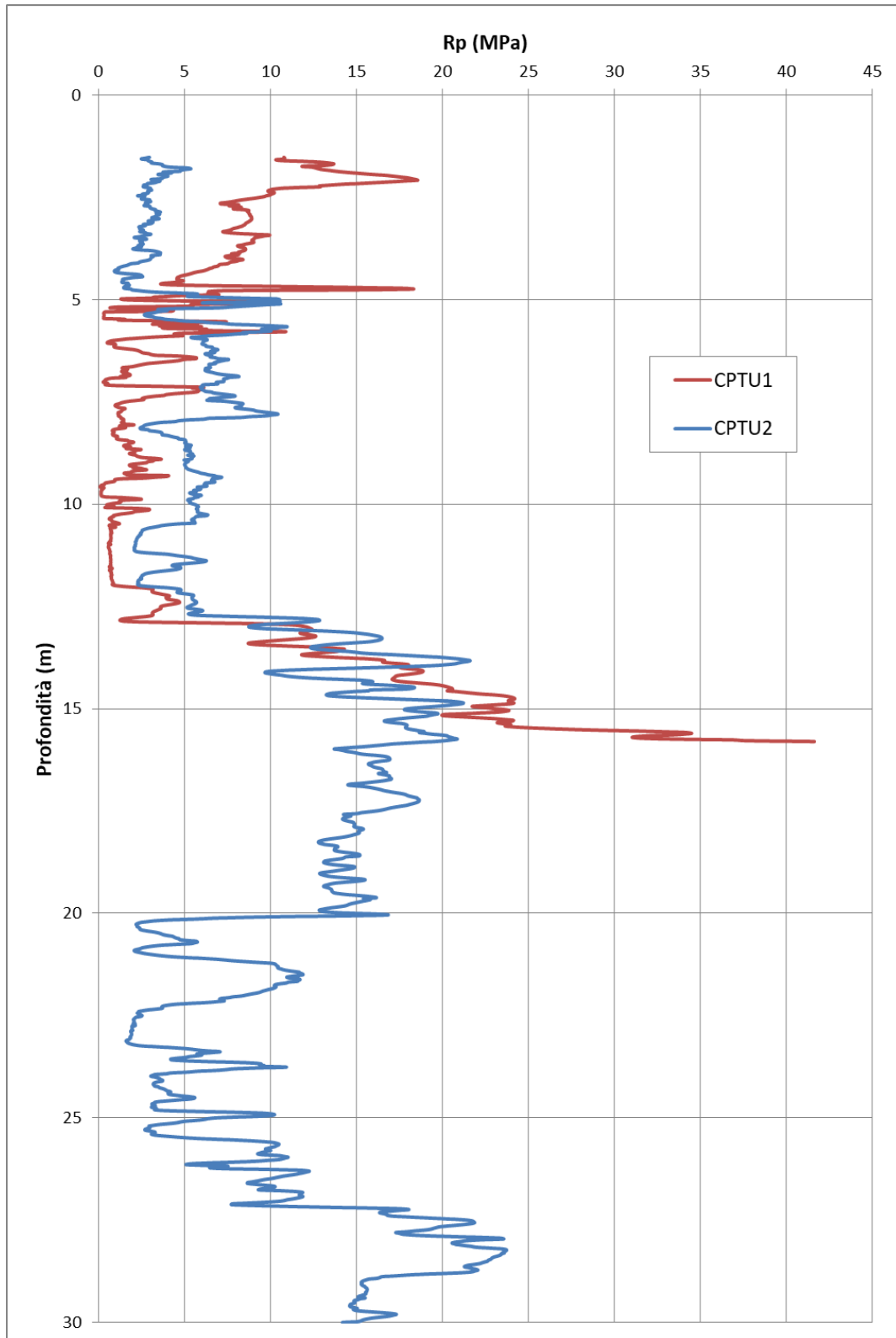


Fig. 9 - Rappresentazione grafica della resistenza alla punta per le prove penetrometriche statiche

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

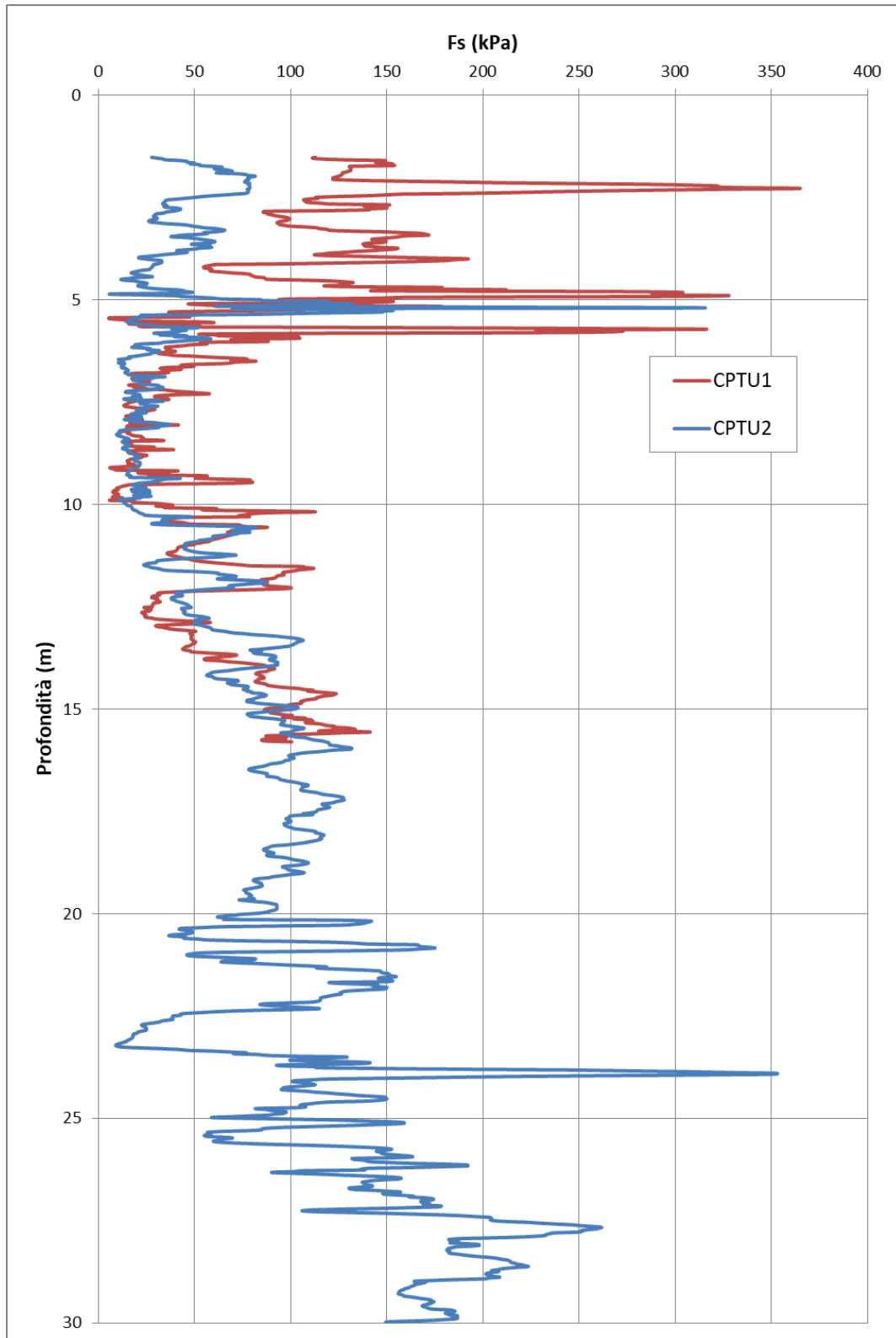


Fig. 10 - Rappresentazione grafica del coefficiente di attrito laterale per le prove penetrometriche statiche

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

4.2.2. Prove penetrometriche dinamiche

Le prove penetrometriche dinamiche sono state effettuate utilizzando un penetrometro tipo Super Pesante (DPSH). Tali prove sono state realizzate da pontone nella zona a monte della passerella ciclopedonale. La scelta della tipologia di prova è stata condizionata dalla difficoltà di realizzazione.

Tali prove consistono nell'infissione nel terreno di una punta conica tramite battitura con un maglio di massa pari a 63.5 kg e con altezza di caduta di 75 cm e la conseguente determinazione del numero di colpi necessari ad infiggere la punta conica (area della punta 20.02 cm²) e le aste ad essa collegate, per una profondità di 20 cm.

Nella successiva Fig. 11 viene proposto un grafico in cui sono rappresentati i valori di N₂₀ registrati nel corso delle 2 prove in funzione della profondità.

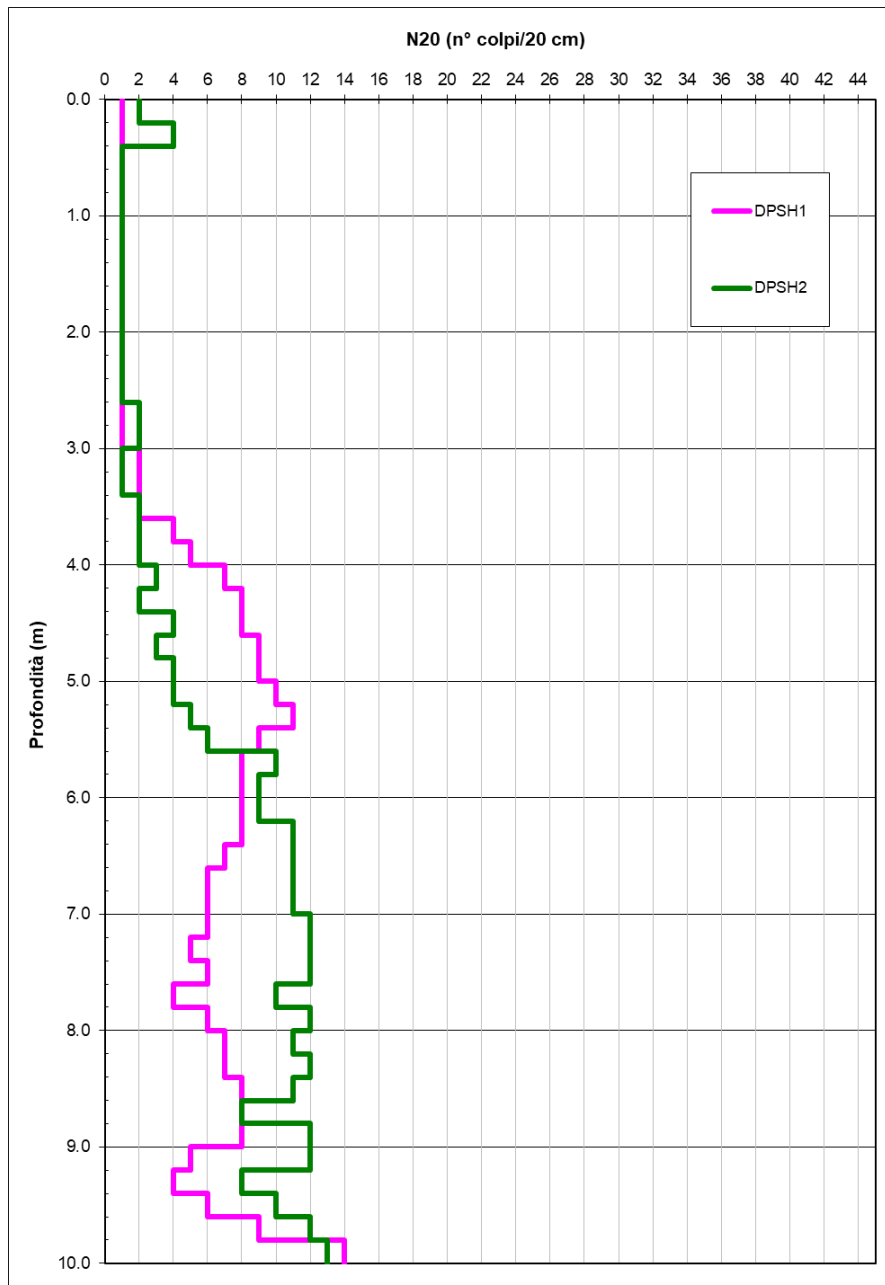


Fig. 11 - Valore di N₂₀ in funzione della profondità per le prove penetrometriche dinamiche

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

4.2.3. Indagine mediante sismocono

Per verificare le caratteristiche sismiche dei terreni interessati dai lavori di ripristino è stata realizzata una prova mediante sismocono eseguita durante la realizzazione della prova penetrometrica, denominata SCPTU1, attrezzando lo strumento con una punta con piezocono e geofoni.

Oltre ai normali parametri della prova CPTU registrati ogni 2 cm, nella prova con sismocono, ad ogni metro di profondità, viene sospesa l'infissione, e, a piano campagna, vengono generate delle onde di taglio (onde S) percuotendo orizzontalmente, con una mazza, una trave vincolata al terreno, per avere un sismogramma con una prevalente fase S.

Tramite sensori sismici, presenti all'interno della punta penetrometrica, e adeguato acquisitore dinamico, è possibile rilevare e registrare i segnali prodotti in superficie e, di conseguenza, determinare i tempi necessari alle onde S per percorrere il tratto da piano campagna fino alla profondità a cui si trova il geofono (tempi di arrivo).



Fig. 12 – Punta del penetrometro elettrico e sismocono

Attraverso il rapporto distanza/tempo di percorrenza, è possibile determinare, direttamente e con grande precisione, le velocità delle onde S, caratterizzando i vari strati di terreno attraversati, fino alla definizione del parametro caratteristico per la classificazione sismica dei suoli, la $V_{s,30}$ laddove la prova raggiunga tale profondità.

In pratica la prova con sismocono è da considerare una prova *Down-Hole* a tutti gli effetti.

In Fig. 14 viene riportato il grafico, in funzione della profondità della velocità delle sole onde S.

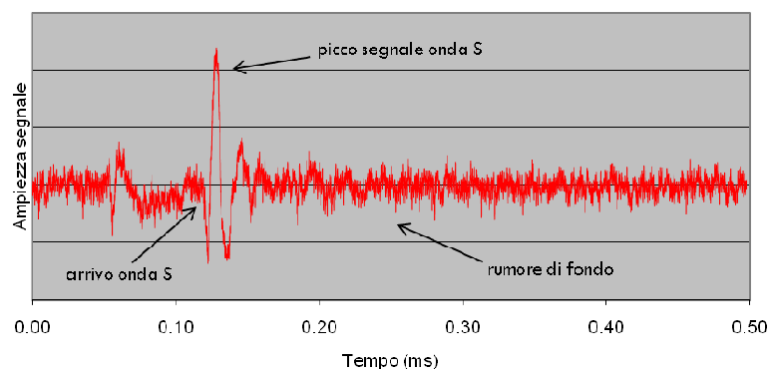


Fig. 13 – Esempio di sismogramma del segnale registrato a 10 m di profondità

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

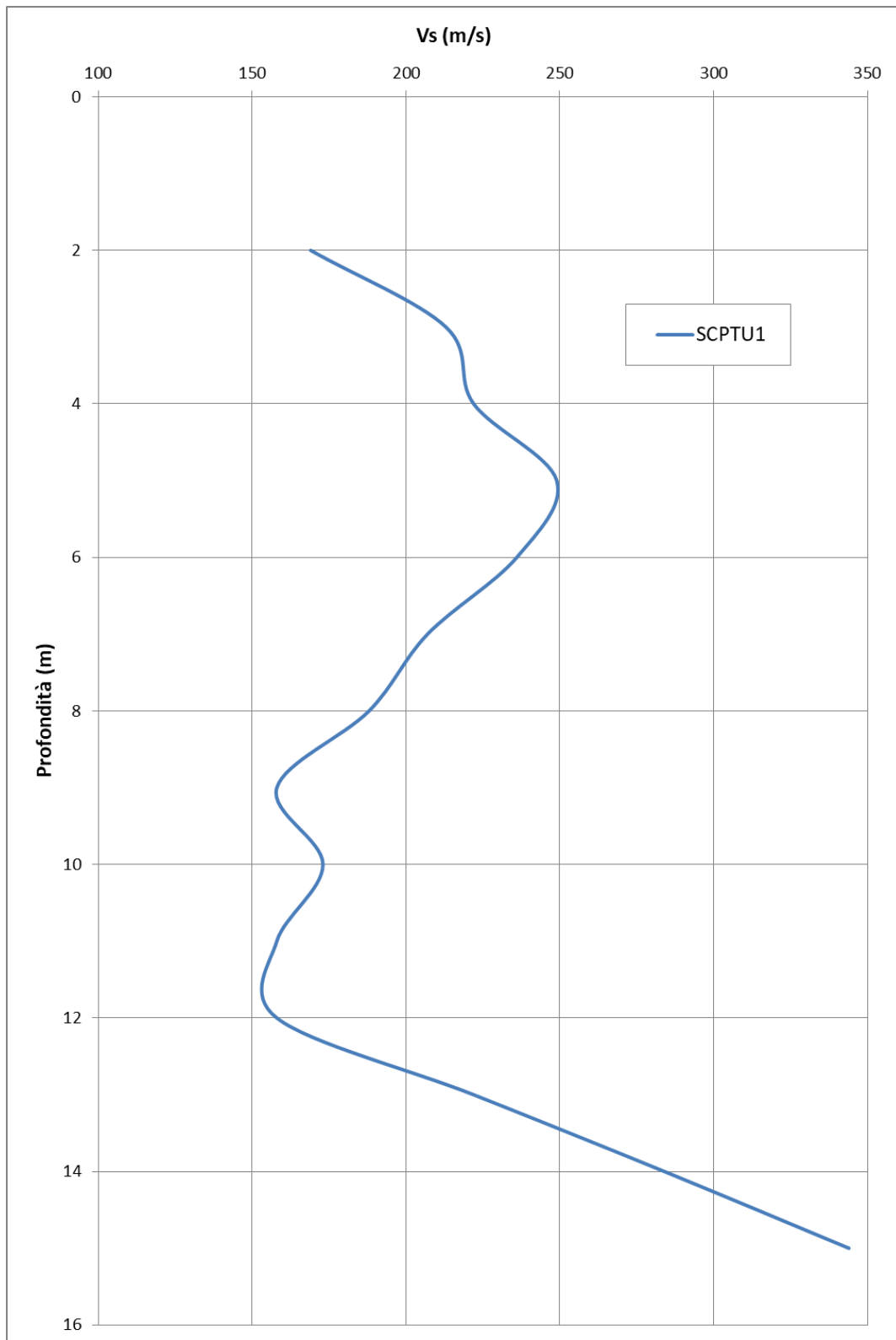


Fig. 14 – Andamento delle onde S in funzione della profondità nella prova SCPTU1

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

4.3. Rilievo sismico mediante tromografo digitale (HVSR)

Ai fini della caratterizzazione sismica dei suoli di fondazione, è stata effettuata un'indagine geofisica in sito che ha previsto l'esecuzione di una prova tramite tromografo digitale.

I risultati del rilievo sismico sono riportati in 2.b. 11. La caratterizzazione dei terreni è stata effettuata tramite la tecnica sismica passiva (tecnica dei rapporti spettrali) o HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio).

La prova, denominata T1, è stata condotta attraverso l'utilizzo di un sismometro a stazione singola (tromografo digitale) in grado di registrare i microtremori lungo le due direzioni orizzontali (X, Y) e lungo quella verticale (Z), di un ampio intervallo di frequenze (0.1-100 Hz) e per una durata sufficientemente lunga (20 minuti). Il moto indotto nel terreno è stato misurato dallo strumento in termini di velocità attraverso tre velocimetri, uno per ogni direzione di misura (X, Y e Z). Le misure registrate sono state poi elaborate e restituite graficamente in forma di spettri H/V (rapporto H/V in funzione della frequenza - Fig. 15) e spettri delle singole componenti (velocità in funzione della frequenza per ognuna delle tre direzioni - Fig. 16).

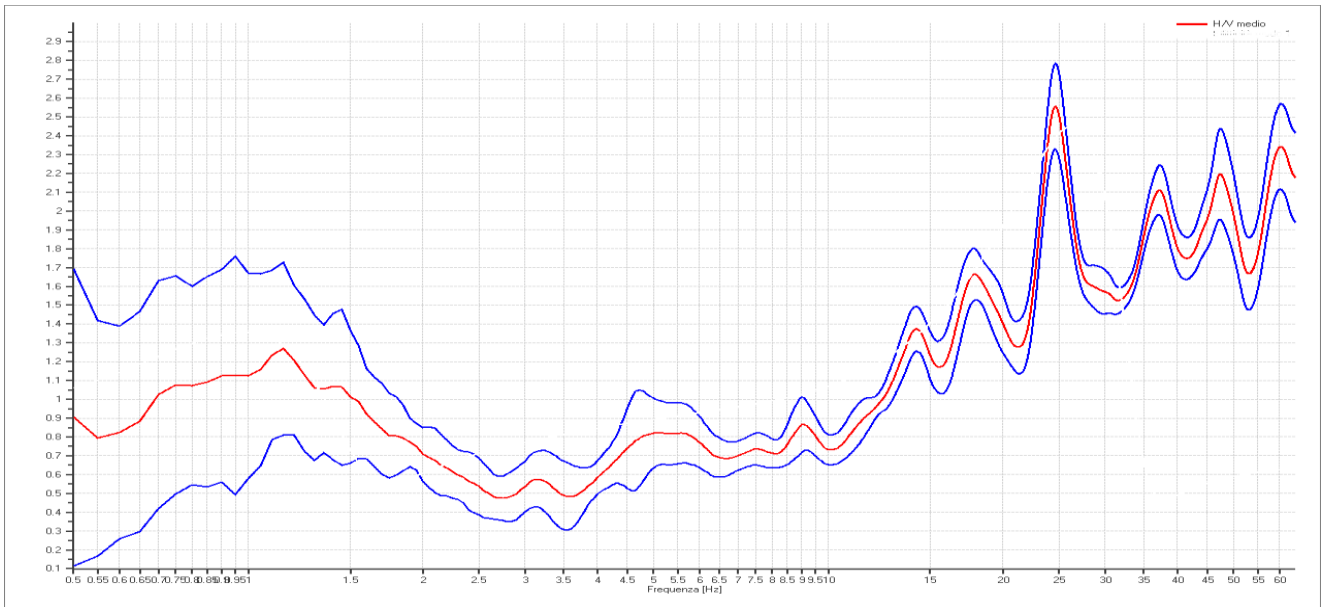


Fig. 15 – Rapporto spettrale orizzontale su verticale

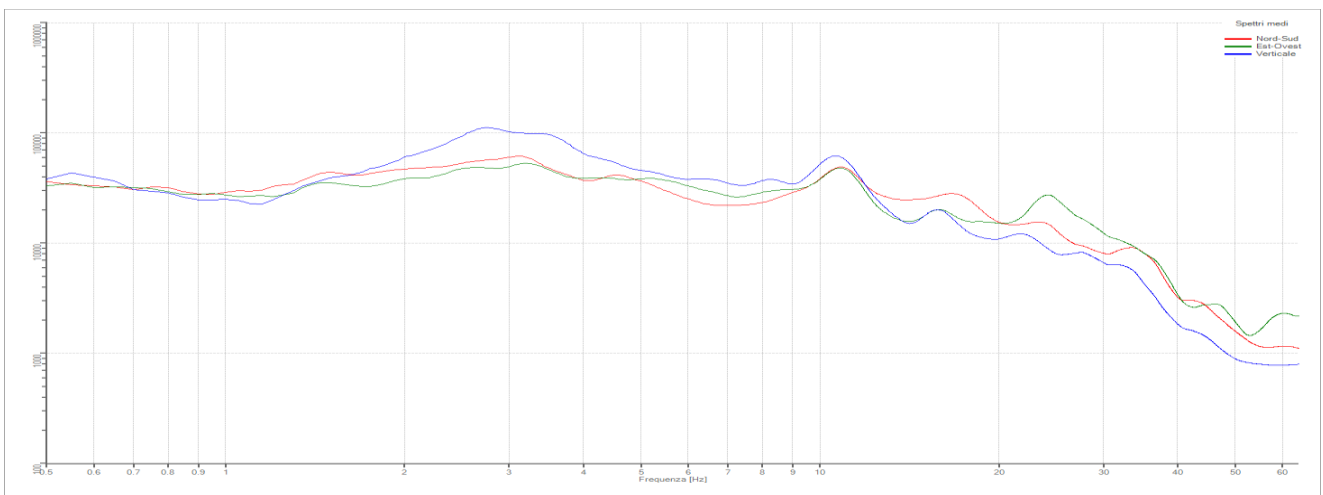


Fig. 16- Spettri delle singole componenti

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

Dalla prova tromografica è possibile ottenere due tipi di informazioni: la frequenza di risonanza caratteristica del sito (Nakamura Y., 1989) e la velocità media delle onde di taglio Vs (Castellaro S. e Mulargia F., 2009).

Per determinare la velocità delle onde di taglio Vs è stata utilizzata l'inversione vincolata dello spettro H/V ricavato attraverso il rilievo tromografico.

La relazione seguente lega tra di loro parametri quali la frequenza di risonanza del terreno (f), la velocità delle onde S (Vs) e la profondità della base dello strato (H):

$$f(\text{Hz}) = \frac{Vs}{4H}$$

Nota la profondità di un singolo livello stratigrafico, ottenuta attraverso l'esecuzione delle indagini geognostiche, è possibile procedere all'inversione dello spettro H/V, modellando una curva sintetica la quale ha la funzione di approssimare, nel miglior modo possibile, i picchi di frequenza registrati dal tromografo, in modo da ricavare la Vs media per ogni singolo strato. Per taratura di tale metodo, oltre alla stratigrafia a cui è agganciata la prova, sono stati utilizzati i valori di Vs misurati nella prova SCPTU.

Sulla base di tali elaborazioni sono state ottenute le curve della Vs in funzione della profondità.

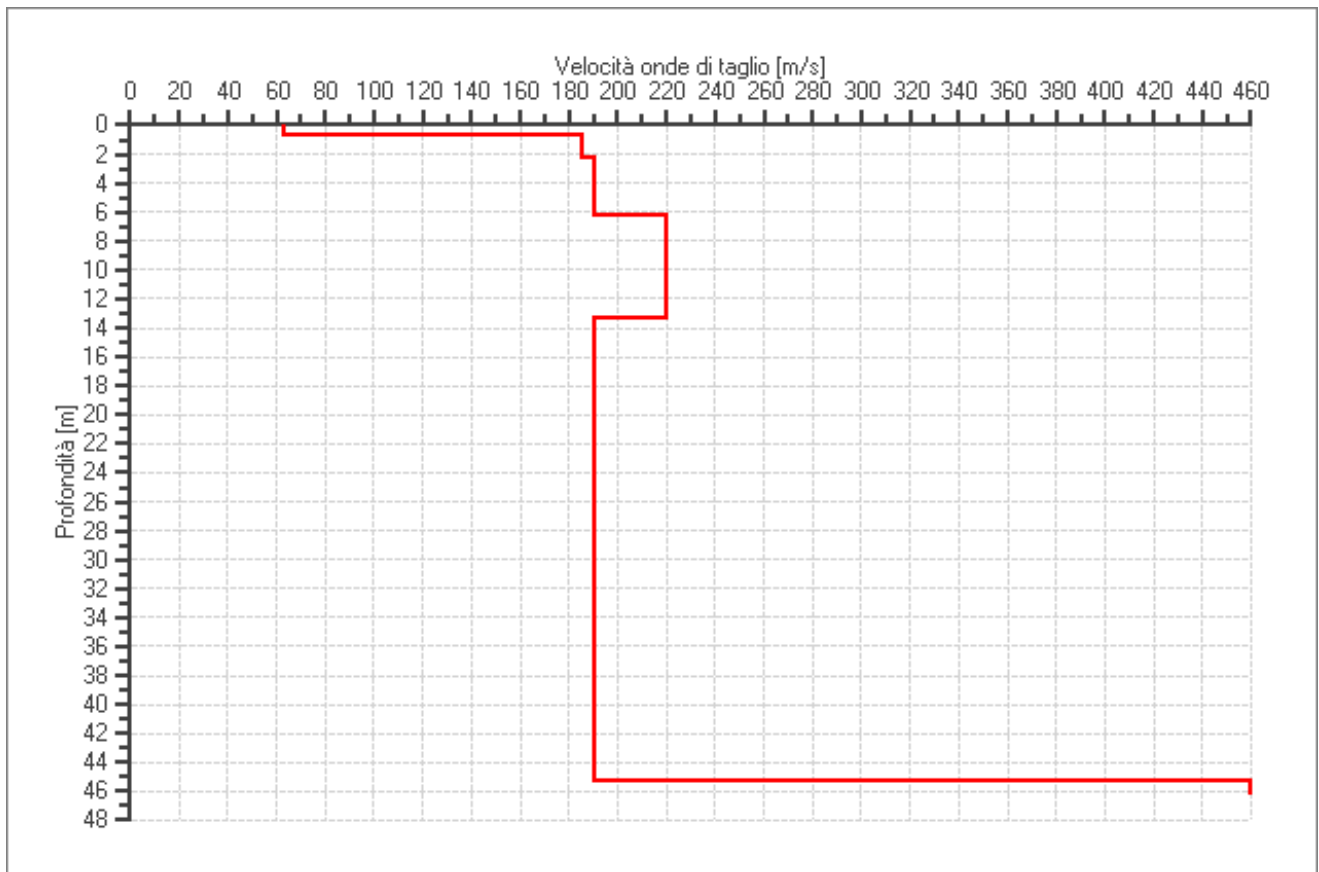


Fig. 17 – Grafico della Vs in funzione della profondità

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

I valori di V_s definiti per i diversi intervalli di profondità, sono riportati nella successiva Tab. 4.

Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	V_s [m/s]
0	0.7	63
0.7	1.6	185
2.3	4	190
6.3	7	220
13.3	32	190
45.3	-	460

Tab. 4 – Valori di V_s a diversi intervalli di profondità

In conclusione, la velocità equivalente delle onde sismiche di taglio nei primi 30 m di terreno, a partire dalla quota di fondazione, definita come:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_1^n \frac{h_i}{V_i}}$$

risulta pari a **187 m/s**. Da tale valore consegue che il sottosuolo in esame è classificabile in **Categoria C:** "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.".

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

5. CARATTERI LITOSTRATIMETRICI

Le indagini eseguite hanno consentito di ricostruire le n°2 sezioni geologiche, riportate in 2.b. 5 (e di cui in Fig. 18 si riporta uno stralcio), che forniscono un adeguato quadro dell'assetto litostratimetrico dei terreni dell'area oggetto d'indagine.

Le sezioni presentano un assetto molto variabile, sia in senso verticale che laterale.

Nel primo sottosuolo, si osserva che, al di sotto dei materiali di riporto del rilevato stradale/arginale (laddove presenti) costituiti da alternanze limoso sabbiose e sabbiose con frammenti di laterizi e ciottoli, è presente un livello di torbe intercettato da tutte le prove, dallo spessore variabile tra i 4 m e il 1.5 m. Lo spessore maggiore è presente nel Lago Superiore, dove, evidentemente non è mai stato "compresso" dall'intervento antropico, mentre gli spessori minimi si rinvennero sotto le strutture. Evidentemente la realizzazione delle opere non è stata preceduta da opere di bonifica del fondo del lago, ma, semplicemente, si sono "caricati" i depositi esistenti determinandone lo schiacciamento.

La presenza di legname nel sondaggio S3 ha fatto ritenere che il manufatto in muratura possa essere stato appoggiato anche su pali infissi nel fondo del lago.

Alla base delle torbe è presente un altro strato di sabbie fini e/o medie spesso tra i 6 m e il 1 m circa, sotto al quale si rinviene un banco di sabbie, talora con presenza di ghiaietto, di notevole consistenza (max 7 m) che si presenta con alternanze di lenti limose o limoso sabbiose e sabbie.

La ghiaia è intercettata dalla sola prova SCPTU1 ad una profondità da quota stradale di circa 15.50 m.

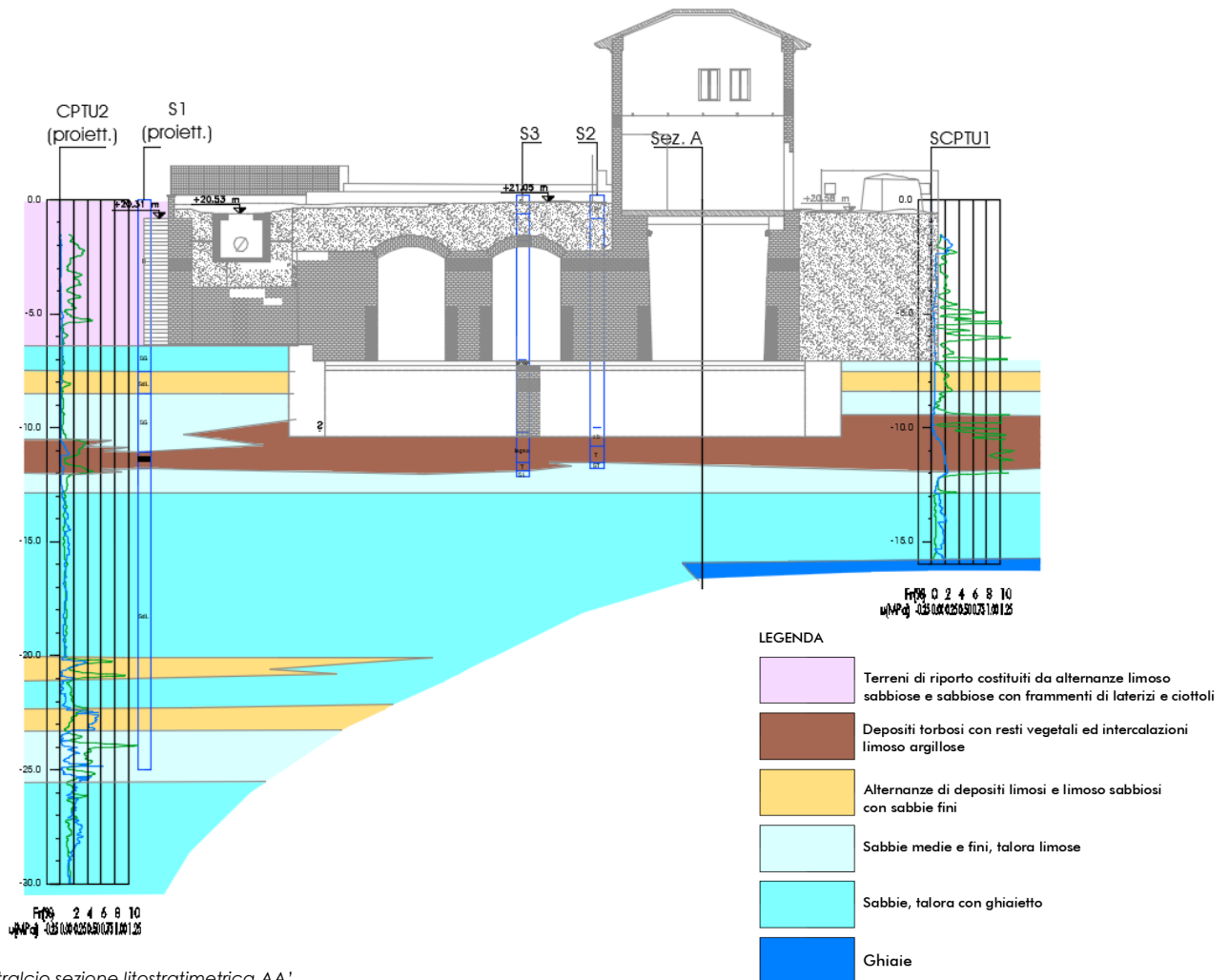


Fig. 18 – Stralcio sezione litostratimetrica AA'

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

6. SISMICITÀ

6.1. Sismicità del territorio

La storia sismica del territorio del comune di Mantova è stata desunta da "DBMI15"¹, il database delle osservazioni macrosismiche dei terremoti italiani utilizzate per la compilazione del catalogo parametrico CPTI15. Il database è stato realizzato nell'ambito della linea di attività INGV T3 "Pericolosità sismica e contributi alla definizione del rischio".

La storia sismica è riassunta in Tab. 5, dove sono elencate le osservazioni relative ai sismi aventi la maggiore intensità nel territorio del comune di Mantova, indicando per ciascuna di esse, oltre alla stessa intensità al sito (Is), l'anno, il mese (Me), il giorno (Gi), l'ora (Or) in cui si è verificato, l'intensità massima epicentrale in scala MCS (Io), e la magnitudo momento (Mw).

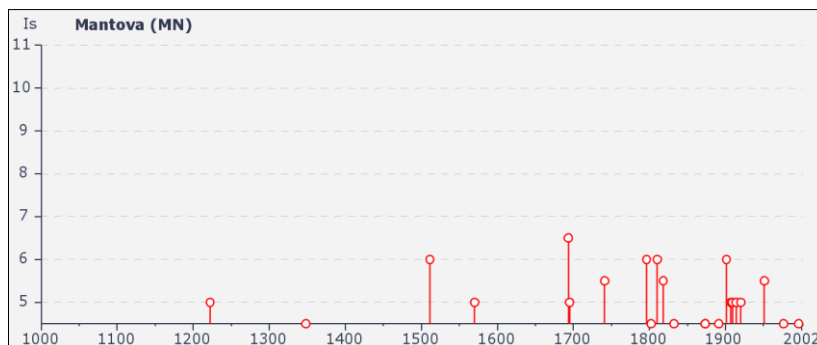


Fig. 19 – Storia sismica del comune di Mantova

Is	Anno Mese Giorno Ora	Area epicentrale	Io	Mw
NR	1234 03 20	FERRARA	7	5.14 ±0.34
NR	1323 02 25 19:00	Bologna	5	4.30 ±0.34
F	1348 01 25 15:30	Carinzia	9-10	7.02 ±0.18
NR	1438 06 11 02:00	Parmense	8	5.57 ±0.34
4	1455 12 20 20:45	Media valle del Reno		
NR	1474 03 11 20:30	MODENA	5	4.30 ±0.34
NR	1501 06 05 10:00	Appennino modenese	9	5.98 ±0.32
6	1511 03 26 14:40	Slovenia	9	6.98 ±0.17
5	1570 11 17 19:10	Ferrara	7-8	5.46 ±0.25
6	1642 06 13	Bergamo	6	5.04 ±0.72
4-5	1653 04 19 04:40	Pianura Padana	5	4.30 ±0.72
6-7	1693 07 06 09:15	GOITO	7	5.22 ±0.72
5	1695 02 25 05:30	Asolano	10	6.48 ±0.18
3	1738 11 05 00:30	PARMA	7	5.14 ±0.34
4	1741 04 24 09:00	FABRIANESE	9	6.21 ±0.13
3-4	1743 02 20 16:30	Basso Ionio	9	7.13 ±0.19
F	1779 07 14 19:30	Bolognese		
F	1779 11 23 18:30	Bolognese	5	4.99 ±0.31

¹ Locati M., Camassi R., Rovida A., Ercolani E., Bernardini F., Castelli V., Caracciolo C.H., Tertulliani A., Rossi A., Azzaro R., D'Amico S., Conte S., Rocchetti E. (2016). DBMI15, the 2015 version of the Italian Macroseismic Database. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi: <http://doi.org/10.6092/INGV.IT-DBMI15>.

MN-E-394-M

Is	Anno Mese Giorno Ora	Area apicentrale	Io	Mw
4	1780 02 06 04:00	Bolognese	6	5.13 ±0.57
3-4	1781 09 10 11:30	Media valle dell'Adda	6-7	4.90 ±0.67
3	1786 12 25 01:00	Riminese	8	5.62 ±0.17
6	1796 10 22 04:00	Emilia orientale	7	5.61 ±0.36
3	1799 05 29 19:00	CASTENEDOLO	6-7	5.01 ±0.51
4	1802 05 12 09:00	VALLE DELL'OGLIO	8	5.64 ±0.22
4	1806 02 12	NOVELLARA	7	5.19 ±0.39
6	1810 12 25 00:45	NOVELLARA	6	5.29 ±0.22
5-6	1818 12 09 18:55	Parmense	7	5.28 ±0.35
3	1826 06 24 12:15	SALO'		
3-4	1828 10 09 02:20	Valle Staffora	8	5.76 ±0.15
F	1831 09 11 18:15	Reggiano	7-8	5.54 ±0.32
4-5	1832 03 13 03:30	Reggiano	7-8	5.53 ±0.18
3	1834 02 14 13:15	Valle del Taro-Lunigiana	9	5.83 ±0.15
3-4	1836 06 12 02:30	BASSANO	8	5.50 ±0.32
3	1851 08 03	GIUDICARIE	6	5.12 ±0.47
F	1857 02 01	PARMENSE	6-7	5.09 ±0.25
3	1859 01 20 07:55	COLLALTO	6	4.98 ±0.32
2-3	1864 03 15	ZOCCA	6-7	4.90 ±0.71
3	1868 05 22 21:15	Alto Garda	5	4.45 ±0.55
3	1873 03 12 20:04	Marche meridionali	8	5.95 ±0.10
4-5	1873 06 29 03:58	Bellunese	9-10	6.32 ±0.11
3-4	1873 09 17	LIGURIA ORIENTALE	6-7	5.43 ±0.15
4	1875 03 17 23:51	Romagna sud-orientale		5.93 ±0.16
3	1878 03 12 21:36	Bolognese	6	5.06 ±0.30
F	1881 01 24 16:14	Bolognese	7	5.16 ±0.30
NF	1884 09 12 07:23	Bassa valle del Serio	6	4.85 ±0.35
RS	1885 02 26 20:48	SCANDIANO	6	5.19 ±0.15
2	1885 12 29	VITTORIO VENETO	6	5.18 ±0.19
3	1887 02 23 05:21:50	Liguria occidentale		6.97 ±0.15
F	1889 03 08 02:57:04	Bolognese	5	4.73 ±0.22
4-5	1891 06 07 01:06:14	Valle d'Ilasi	8-9	5.86 ±0.06
3	1894 11 27 05:07	FRANCIACORTA	6	5.07 ±0.10
3-4	1895 04 14 22:17	Slovenia	8	6.23 ±0.08
4	1898 03 04 21:05	Valle del Parma	7-8	5.41 ±0.09
3-4	1900 03 04 16:55	VALDOBBIADENE	6-7	5.13 ±0.14
6	1901 10 30 14:49:58	Salò	8	5.70 ±0.10
5	1907 04 25 04:52	Veronese	6	4.91 ±0.15
5	1909 01 13 00:45	BASSA PADANA	6-7	5.53 ±0.09
NF	1911 02 19 07:18	Romagna meridionale	7	5.28 ±0.11
5	1914 10 27 09:22:36	Garfagnana	7	5.76 ±0.09

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

Is	Anno Mese Giorno Ora	Area apicentrale	Io	Mw
4	1916 05 17 12:49:50	Alto Adriatico		5.95 ±0.14
NF	1918 05 06 08:05	Reggiano	5-6	4.52 ±0.69
3	1918 07 19 19:03	SALO'	4	4.62 ±0.28
3	1919 06 29 15:06:12	Mugello	10	6.29 ±0.09
4-5	1920 09 07 05:55:40	Garfagnana	10	6.48 ±0.09
4	1926 01 01 18:04:06	Slovenia	7-8	5.85 ±0.18
3	1929 04 10 05:43:12	Bolognese	7	5.03 ±0.13
4	1929 04 19 04:15:22	Bolognese		
4	1929 04 20 01:09:46	Bolognese	7	5.34 ±0.13
3	1929 04 22 08:25:33	Bolognese		
3	1929 04 29 18:35:59	Bolognese		
4	1929 05 11 19:22:48	Bolognese		
3	1935 06 05 11:48:02	Faentino	6	5.16 ±0.25
2	1936 10 18 03:10:12	BOSCO CANSIGLIO	9	6.12 ±0.09
5	1951 05 15 22:54	LODIGIANO	6-7	5.39 ±0.14
3	1967 04 03 16:36:18	Reggiano	5-6	4.69 ±0.19
3-4	1967 12 30 04:19:20	BASSA PADANA	6	5.24 ±0.19
3	1971 07 15 01:33:23	Parmense	8	5.64 ±0.09
3	1971 09 11 23:18:12	Correggio	5	4.23 ±0.31
4-5	1976 05 06 20:00:12	Friuli	9-10	6.46 ±0.09
4	1978 12 25 22:53:42	Bassa mantovana	5	4.22 ±0.22
4	1983 11 09 16:29:52	Parmense	6-7	5.06 ±0.09
NF	1984 04 29 05:02:60	GUBBIO/VALFABBRICA	7	5.65 ±0.09
NF	1986 12 06 17:07:20	BONDENO	6	4.61 ±0.10
4	1987 05 02 20:43:53	Reggiano	6	4.74 ±0.09
3-4	1988 03 15 12:03:18	Reggiano	6	4.66 ±0.12
4-5	1996 10 15 09:56:02	Correggio	7	5.41 ±0.09
NF	2000 06 18 07:42:08	Parmense	5-6	4.43 ±0.09
F	2004 11 24 22:59:38	Lago di Garda	7-8	5.06 ±0.09

Tab. 5 - Massimi eventi sismici censiti nel territorio del comune di Mantova

Dalla lettura di Tab. 5 si evidenzia che il massimo evento sismico censito a Mantova si è verificato il 6 Luglio del 1693 con un'intensità del VI-VII grado della scala MCS. L'epicentro viene indicato nella località di Goito.

Studi più recenti² hanno individuato nell'area della piana dell'Adige una "potenziale sorgente sismogenetica composta" (ITCS076 – Agide Plain), con magnitudo massima attesa pari a 6.7 della scala Richter, che interessa anche la zona oggetto di studio (cfr. Fig. 16).

² Basili R., G. Valensise, P. Vannoli, P. Burrato, U. Fracassi, S. Mariano, M.M. Tiberti, E. Boschi (2008), The Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), version 3.2.1: summarizing 20 years of research on Italy's earthquake geology

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

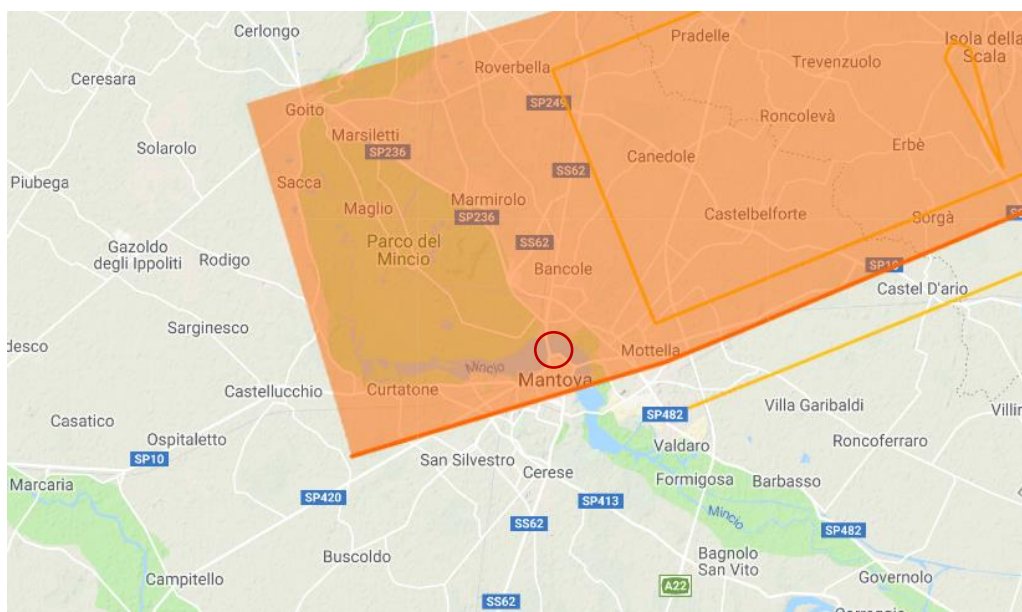


Fig. 20 - DISS 3.2.1 – Potenziale sorgente sismogenetica ITCS076 Adige Plain

6.2. Classificazione sismica

L'Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003, suddivide il territorio italiano in 4 zone sismiche con diversi livelli di accelerazione sismica di progetto. Secondo tale ordinanza il Comune di Mantova, che prima risultava "non classificato", nella sopra citata classificazione è stato identificato in zona 4 (a sismicità molto bassa), cui corrispondono valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, minori di $0,05 \cdot g$ (dove g è l'accelerazione di gravità).

La Delibera X/2129 del 11/07/2014 della Regione Lombardia ha modificato tale classificazione, inserendo il Comune di Mantova in zona 3, cioè con accelerazione compresa tra $0,05g$ e $0,15g$ (Fig. 21).

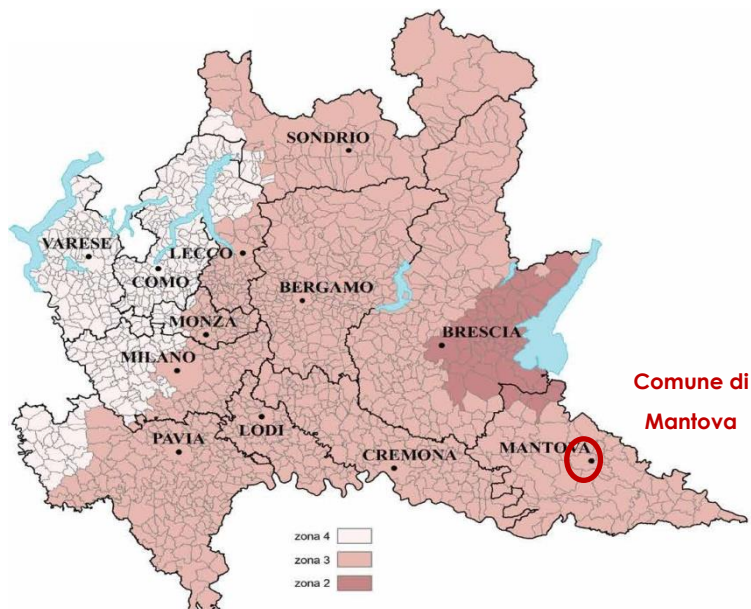


Fig. 21 - Classificazione sismica dei Comuni della Regione Lombardia a seguito della Delibera X/2129 del 2014

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

Tale classificazione ha tuttavia esclusivo valore amministrativo; infatti alle Norme Tecniche per le costruzioni del D.M. 14-01-2008, è allegato un documento sulla pericolosità sismica (Allegato A), in cui l'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base, più semplicemente chiamata pericolosità sismica che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle N.T.C., dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Questi tre parametri sono definiti in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento), i cui nodi non distano fra loro più di 10 km, per diverse probabilità di superamento in 50 anni e per diversi periodi di ritorno (variabili tra 30 e 2475 anni).

Per determinare il tempo di ritorno sono stati forniti i parametri delle opere oggetto di studio (cfr. § 1.3) quali:

- Opera principale:
VITA NOMINALE $V_n \geq 100$ ANNI, CLASSE D'USO IV
Da cui $V_R = V_N * C_U = 100 * 2.0 = 200$ anni
- Fabbricato esterno:
VITA NOMINALE $V_n \geq 50$ ANNI, CLASSE D'USO II
Da cui $V_R = V_N * C_U = 50 * 1.0 = 50$ anni

Inoltre, sono stati definiti gli stati limite che forniscono le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} (ved. Paragrafo 3.2.1 e Tab. 3.2.I delle N.T.C. 01/2018).

Dato che il sito in esame non ricade nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* possono essere ricavati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici. Qualora l'attuale pericolosità sismica su reticolo di riferimento non contempli il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e alla P_{VR} fissate, il valore del generico parametro a_g , F_0 , T_c^* ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione.

Alla luce dei dati descritti sopra i valori dei tre parametri necessari per la determinazione delle azioni sismiche per le due differenti strutture sono riportati nella Tab. 6 e Tab. 7 seguente.

Stato Limite	Tempo di ritorno T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T_c^* (s)
SLO	120	0.056	2.555	0.283
SLD	201	0.068	2.592	0.285
SLV	1898	0.152	2.522	0.307
SLC	2475	0.167	2.510	0.309

Tab. 6 – Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i tempi di ritorno associati a ciascun stato limite- Opera principale

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

Stato Limite	Tempo di ritorno T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T_c^* (s)
SLO	30	0.034	2.524	0.217
SLD	50	0.040	2.568	0.257
SLV	475	0.094	2.558	0.301
SLC	975	0.121	2.554	0.302

Tab. 7 - Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i tempi di ritorno associati a ciascun stato limite- *Fabbricato esterno*

6.3. Categoria di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, il D.M. 17-01-2018 definisce 5 categorie in cui suddividere i terreni d'imposta in base ai valori di velocità delle onde sismiche trasversali fino al substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Nel presente caso non è stato rinvenuto il substrato sismico entro i 30 m di profondità, per cui la V_s considerata è la $V_{s,30}$.

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 graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositati 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	Depositati 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.

Tab. 8 - Categorie sismiche dei terreni

La velocità equivalente delle onde sismiche di taglio nei primi 30 m sotto il piano di posa della fondazione ($V_{s,eq}$) è definita come:

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

dove h_i e $V_{s,i}$ sono lo spessore e la velocità delle onde dello strato i -esimo entro i 30 m dalla fondazione, N il numero degli strati e H la profondità del substrato.

Sulla base dei risultati della prova HVSR descritta nel paragrafo 4.3, si constata che i terreni presentano **categoria sismica C**.

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

6.4. Coefficienti sismici di progetto

Sulla base della categoria di appartenenza del terreno, il D.M. 17-01-2018 introduce i coefficienti S_s (coefficiente di amplificazione stratigrafica) e C_c (coefficiente funzione della categoria di sottosuolo) per tener conto dell'amplificazione stratigrafica del valore dell'azione sismica di progetto.

Per le categorie B, C, D e E, questi due parametri possono essere calcolati attraverso le espressioni riportate in Tab. 9, dove i valori di F_0 e T_c^* sono relativi al sottosuolo di categoria A, g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Categoria	S_s	C_c
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_c^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_c^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_c^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_c^*)^{-0.40}$

Tab. 9 - Valori dei parametri S_s e C_c

Altro parametro introdotto dal D.M. 17-01-2018 è il coefficiente di amplificazione topografica S_t , per tener conto delle condizioni topografiche del territorio. In assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_t riportati nella Tab. 3.2.III³, in funzione delle categorie topografiche definite nel paragrafo 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Essendo l'intervento in progetto ubicato in pianura, la categoria topografica corrispondente per entrambe le opere è la T1: "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ", che corrisponde ad un valore del coefficiente S_t pari a **1.00**.

Con i valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* riportati in Tab. 6 e Tab. 7 per i vari stati limite, si ottengono i valori dei coefficienti sismici, per le due differenti strutture, riportati nelle Tab. 10 e Tab. 11 seguenti, rispettivamente corrispondenti a opera principale e fabbricato esterno.

	S_s	C_c	S_t	A_{max} (m/s ²)	Beta	Kh	Kv
SLO	1.50	1.59	1.00	0.826	0.18	0.015	0.008
SLD	1.50	1.59	1.00	1.003	0.18	0.018	0.009
SLV	1.47	1.55	1.00	2.196	0.24	0.054	0.027
SLC	1.5	1.55	1.00	2.372	0.24	0.058	0.029

Tab. 10 - Coefficienti sismici di progetto – Opera principale

³ Capitolo 3 – Azioni sulle costruzioni, paragrafo 3.2 Azione sismica, del D.M. 17-01-2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

	Ss	Cc	St	Amax (m/s ²)	Beta	Kh	Kv
SLO	1.50	1.74	1.00	0.493	0.18	0.009	0.005
SLD	1.50	1.64	1.00	0.586	0.18	0.011	0.005
SLV	1.50	1.56	1.00	1.386	0.18	0.025	0.013
SLC	1.50	1.56	1.00	1.785	0.24	0.044	0.022

 Tab. 11 – Coefficienti sismici di progetto – Fabbricato esterno

I coefficienti sismici di progetto vengono utilizzati nell'analisi della pericolosità sismica per la definizione degli spettri di risposta elastica ai diversi stati limite in condizioni "semplificate". Nel presente studio, che prevede uno studio completo di risposta sismica locale gli spettri di risposta "semplificati" verranno utilizzati esclusivamente per confronto con gli spettri da RSL.

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

7. ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

7.1. Modello geofisico del sottosuolo

La valutazione della risposta sismica locale richiede un'accurata modellazione delle caratteristiche geofisiche del sottosuolo, principalmente basata sui seguenti parametri:

- litologia;
- velocità delle onde sismiche di taglio (V_s);
- curve di variazione dello smorzamento (D) e della rigidezza (G/G_0) in funzione della deformazione e densità.

Tale modellazione è stata spinta in profondità fino a raggiungere il *Bedrock* sismico, che teoricamente dovrebbe essere uno strato con velocità $V_s \geq 800$ m/s, oppure un passaggio tra due materiali caratterizzato da un elevato contrasto di impedenza sismica.

7.1.1. Litologia

Per la determinazione delle caratteristiche litologiche sono stati utilizzati i dati stratigrafici descritti nel Cap. 4.

La semplificazione stratigrafica utilizzata nell'analisi per la definizione del modello geofisico del sottosuolo è la seguente:

- da p.c. a -2.0 m: Argilla superficiale;
- da -2.0 m a 10.0 m: Sabbia superficiale;
- da -10.0 m. a -30. m: Argilla profonda;
- da -30.0 m: Bedrock sismico

Considerando che lo studio di risposta sismica locale inizia a circa -10.0 m da piano campagna, dove iniziano i terreni di fondazione, lo zero di riferimento per tale analisi coincide con la quota -10.0 m da p.c.

7.1.2. Determinazione della V_s e bedrock sismico

La definizione della profondità del *bedrock* sismico e la determinazione delle velocità delle onde S nei terreni sovrastanti costituiscono elementi di fondamentale importanza nell'ambito delle valutazioni di risposta sismica locale.

Nel presente studio, i valori di V_s sono derivati dalla prova mediante sismocono e dalla prova HVSR, descritte in precedenza.

La definizione della profondità del *bedrock* sismico, invece, è stata effettuata mediante un processo iterativo che ha tenuto conto della frequenza principale dei terreni registrata nel corso della prova HVSR e delle velocità media delle onde S.

Considerata, infatti, la relazione tra la frequenza, la profondità e la velocità delle onde S:

$$f = \frac{V_s}{4H}$$

dove:

f = frequenza del terreno

H = profondità

V_s = velocità delle onde S

è possibile ricostruire il grafico di Fig. 22, per velocità V_s crescenti. Nota la frequenza caratteristica del terreno (rappresentata con linee verticali in Fig. 22) e valutata la velocità media in funzione della profondità (cfr. Fig. 23), è possibile una prima stima della profondità della superficie risonante individuata dalle prove HVSR.

Nel caso in oggetto, la superficie riflettente più profonda presenta una frequenza di circa 1.2 Hz (cfr. Fig. 15), mentre la V_s è di circa 190 m/s, da cui si deduce che la sua profondità è di circa 40 m

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

Va chiarito che tale superficie, in genere, come meglio illustrato in seguito, non costituisce il vero e proprio *bedrock*, in quanto non raggiunge mai la velocità di 800 m/s.

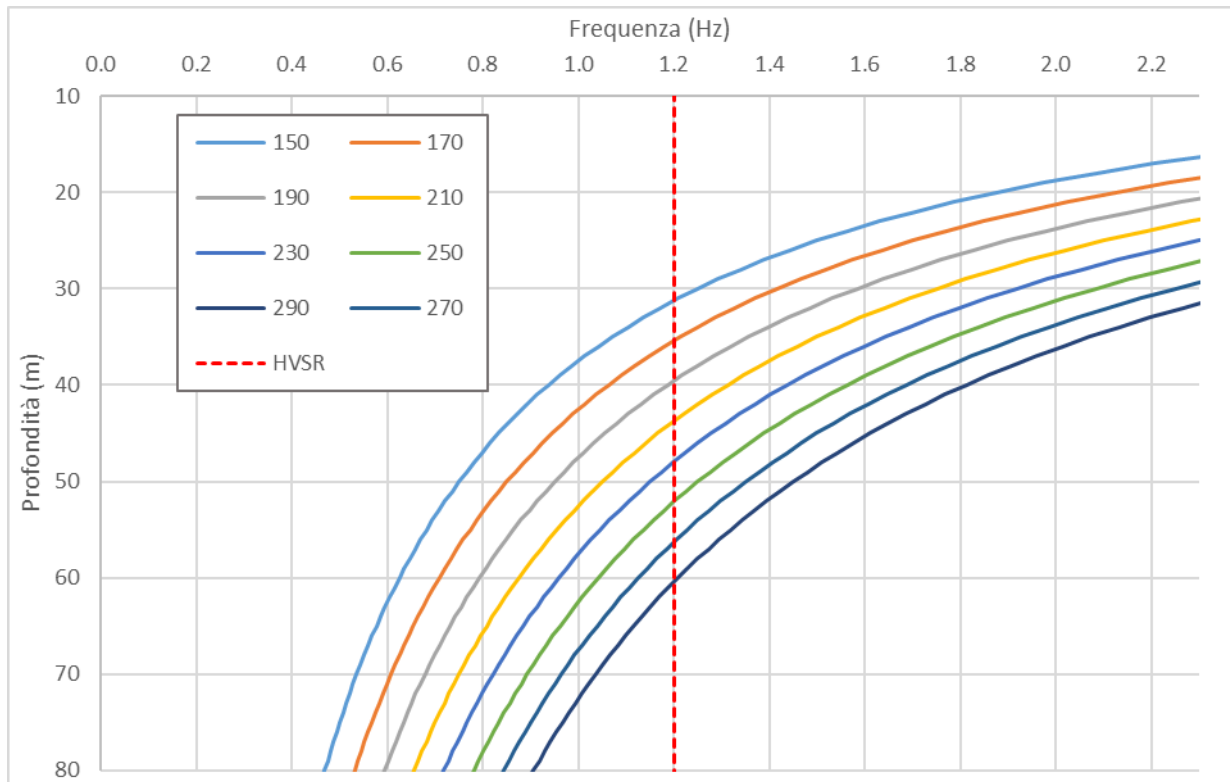


Fig. 22 – Curve frequenza-profondità tracciate per diverse velocità delle onde S

Mediante il processo sopra descritto si giunge alla discretizzazione della Vs in funzione della profondità, sinteticamente illustrata in Fig. 23.

Va chiarito che, una volta definito il modello da inserire nel programma di valutazione della RSL, la profondità del *bedrock* viene fatta variare, rispetto a quella calcolata con il metodo sopra descritto, in modo che la funzione di trasferimento dal *bedrock* alla superficie sia compatibile, almeno nella frequenza fondamentale, con la curva H/V registrata nelle prove HVSr. In genere, tuttavia, si tratta di modifiche modeste, confermando la bontà del metodo adottato.

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

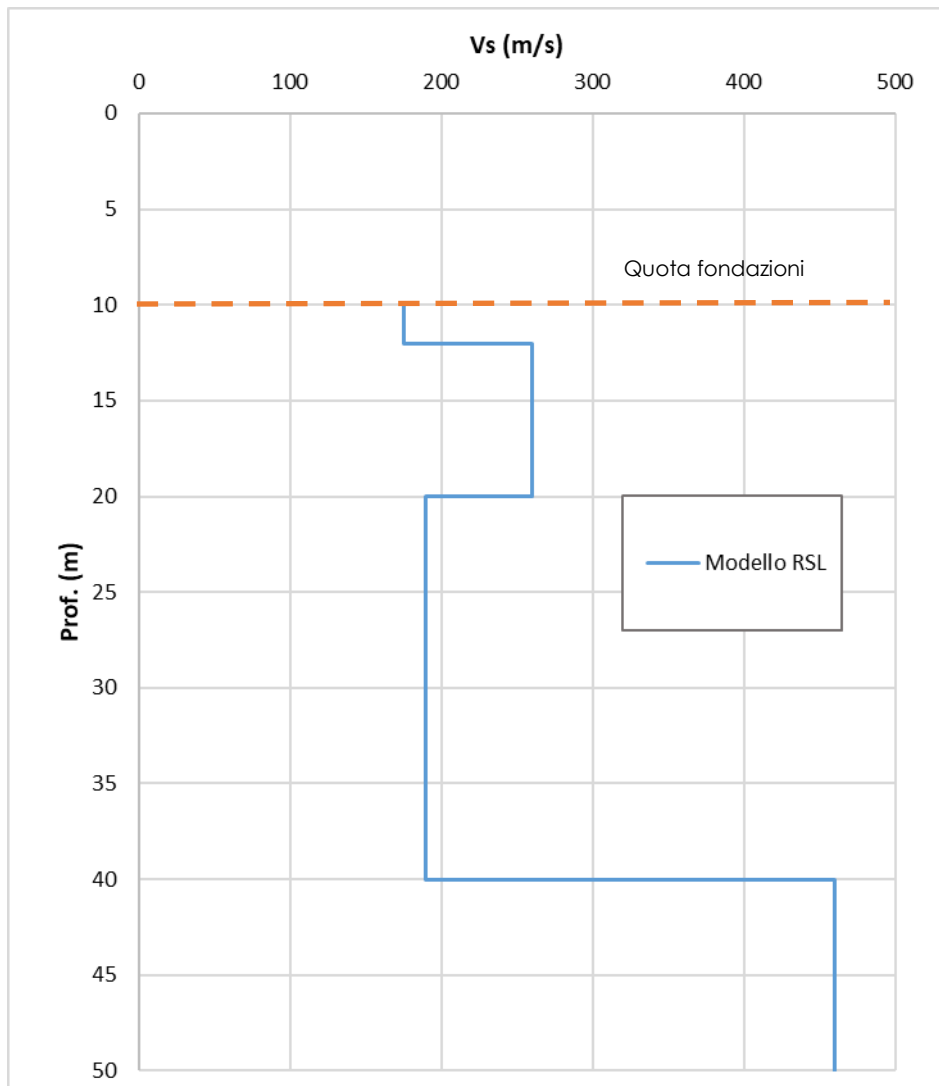


Fig. 23- Discretizzazione della Vs per il sito in analisi e modello geofisico in Strata

7.1.3. Curve di variazione del rapporto di smorzamento e decadimento del modulo di taglio

Ulteriori parametri necessari per la valutazione della RSL sono la curva di variazione del rapporto di smorzamento (D) e la curva del decadimento del modulo di taglio normalizzato (rigidezza G/G_0) in funzione della deformazione di taglio γ .

In assenza di campioni indisturbati, non prelevabili nelle sabbie, i parametri caratteristici di queste due curve sono stati derivati da dati bibliografici per terreni consimili

Per tutti gli strati individuati, la caratterizzazione è avvenuta utilizzando dati ottenuti sperimentalmente in siti limitrofi l'area interessata dallo studio. Tale ricerca ha reso possibile definire le leggi di variazione dei parametri D e G/G_0 mediante il modello iperbolico di Yokota (1981).

Le leggi di variazione proposte da Yokota sono le seguenti:

MN-E-394-M

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \alpha \gamma^\beta}$$

$$D = \eta e^{-\lambda \frac{G}{G_0}}$$

dove:

G/G_0 = modulo di taglio normalizzato

D = rapporto di smorzamento

γ = deformazione di taglio

$\alpha, \beta, \eta, \lambda$ = parametri sperimentali del modello

In Fig. 24 e Fig. 25 sono riportate le diverse curve sintetiche ottenute utilizzando i fattori caratteristici α, β, η e λ (riassunti sinteticamente in Tab. 12) utili all'applicazione delle formule espresse sopra.

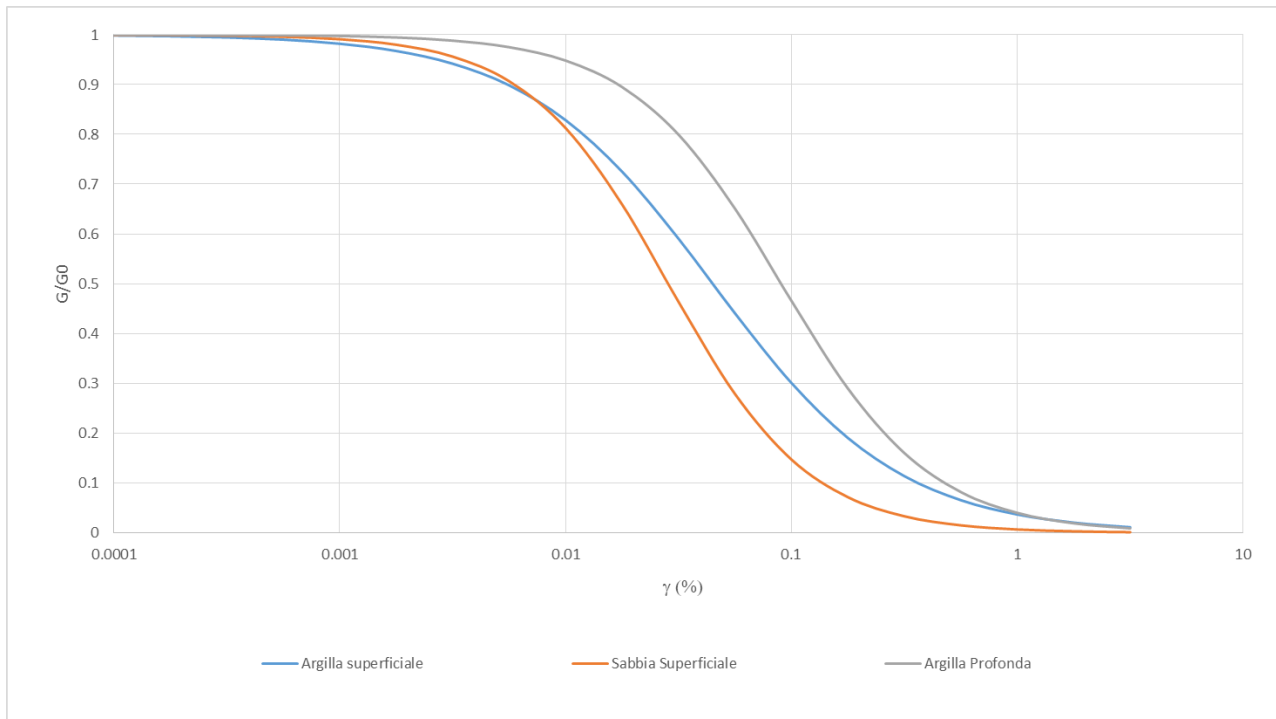


Fig. 24 - Grafico delle curve di interpolazione G/G_0 per i terreni in esame

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

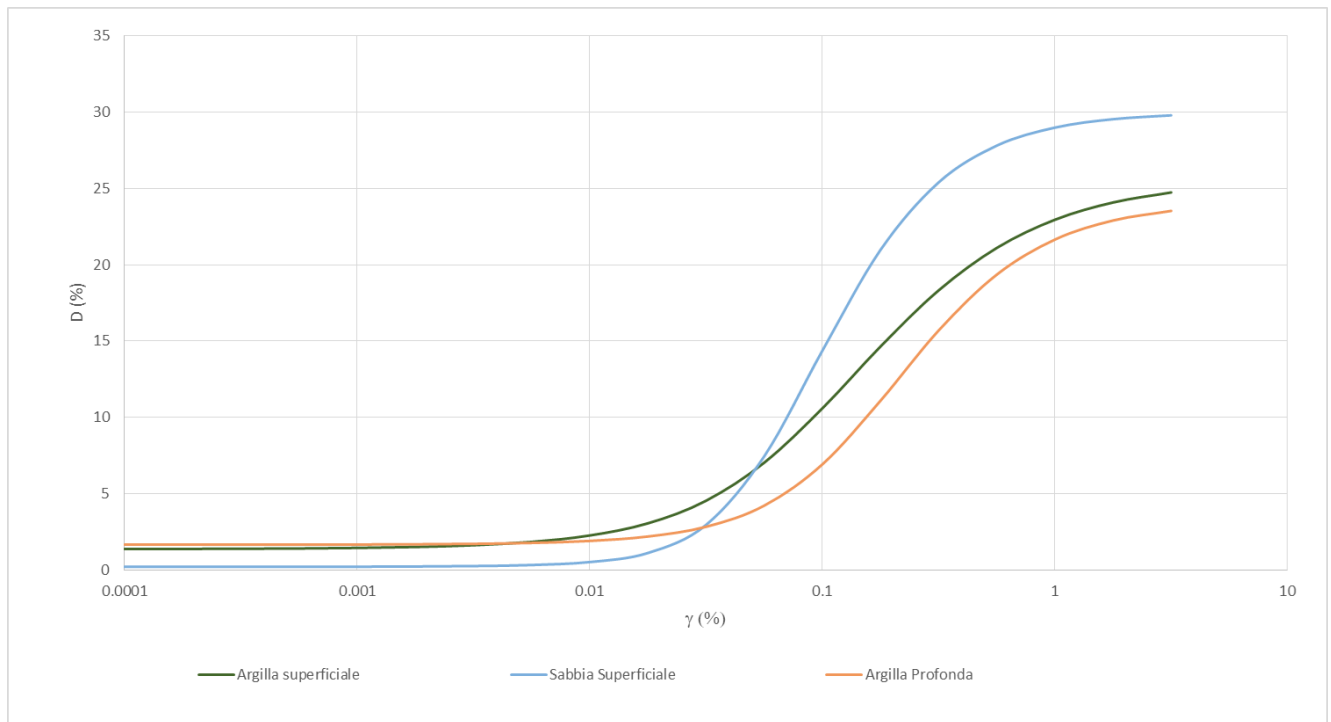


Fig. 25 - Grafico delle curve di interpolazione D per i terreni in esame

Camp.	Litologia	α	β	η	λ
Bibliografia	Argilla superficiale	26.06	1.05	25.58	2.93
Bibliografia	Sabbia superficiale	145.5	1.40	30.0	5.0
Bibliografia	Argilla profonda	23.96	1.32	24.11	2.68

Tab. 12- Riepilogo dei dati bibliografici

7.1.4. Riepilogo del modello geofisico adottato

In sintesi, il modello geofisico⁴ adottato nella presente analisi di risposta sismica locale è il seguente:

- Orizzonte 1: da -10.0 m da p.c. a - 12.0 m da p.c.: Argilla superficiale
 - $V_s = 175$ m/s
 - $\gamma = 18.0$ kN/m³
 - Curva tipo G/G_0 e $D =$ Argilla superficiale di Tab. 12
- Orizzonte 2: da -12.0 m da p.c. a - 20.0 m da p.c.: Sabbia superficiale
 - $V_s = 260$ m/s
 - $\gamma = 19.0$ kN/m³
 - Curva tipo G/G_0 e $D =$ Sabbia superficiale di Tab. 12
- Orizzonte 3: da -20.0 m da p.c. a -40.0 m da p.c.: Argilla profonda

⁴ Come già evidenziato in Fig. 23, il modello geotecnico parte da quota -10 m da p.c., che è la profondità delle fondazioni, utilizzando come quota di riferimento della strada.

MN-E-394-M

- $V_s = 190$ m/s
 - $\gamma = 18.5$ kN/m³
 - Curva tipo G/G₀ e D = Argilla profonda di Tab. 12
- Orizzonte 4: Bedrock Sismico a -40.0 m
- $V_s = 460$ m/s
 - $\gamma = 21.0$ kN/m³

7.2. Disaggregazione e magnitudo

Per poter selezionare i terremoti naturali da un catalogo, da utilizzare come base per le successive elaborazioni di RSL, è necessario dapprima definire le caratteristiche sismogenetiche del sito, cioè definire la coppia di dati magnitudo-distanza che meglio caratterizzano il sito stesso. Tale operazione, nota come disaggregazione, consiste nell'individuazione, a partire da uno studio di pericolosità sismica con metodo probabilistico, delle coppie di dati (appunto magnitudo e distanza) che maggiormente concorrono alla sismicità di un sito.

A tale scopo, si sono utilizzati i dati dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) che fornisce i valori disaggregati magnitudo-distanza, ovvero, il contributo percentuale delle diverse coppie di dati magnitudo-distanza alla pericolosità di base con riferimento ai nodi del reticolo di riferimento, individuato dall'Allegato A delle NTC 2008 (nel caso in esame, si è considerato il nodo 13837, in quanto è il più prossimo al sito in esame).

Considerato che opera principale e manufatto esterno verranno valutati per i seguenti stati limite:

- STATO LIMITE OPERATIVO (SLO);
- STATO LIMITE DI DANNO (SLD) (solo per il fabbricato esterno);
- STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV);
- STATO LIMITI DI COLLASSO,

la valutazione della disaggregazione è stata effettuata per i corrispondenti tempi di ritorno (cfr. Tab. 6 e Tab. 7). Nella figura seguente (Fig. 32) si riporta, a titolo esemplificativo la disaggregazione relativa al $T_r=1898$ anni (SLV) per l'opera principale (che verrà utilizzata anche nelle verifiche del rischio di liquefazione cfr. 7.6).

Per il sito in questione si constata che il massimo contributo percentuale alla pericolosità sismica di base è fornita per terremoti di magnitudo compresa tra 5.0 e 6.0 nel range di distanza tra 20 e 30 Km. Importanti contributi sono però forniti anche da sismi con magnitudo tra 4.5-6.5 nel range 10-40 Km.

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

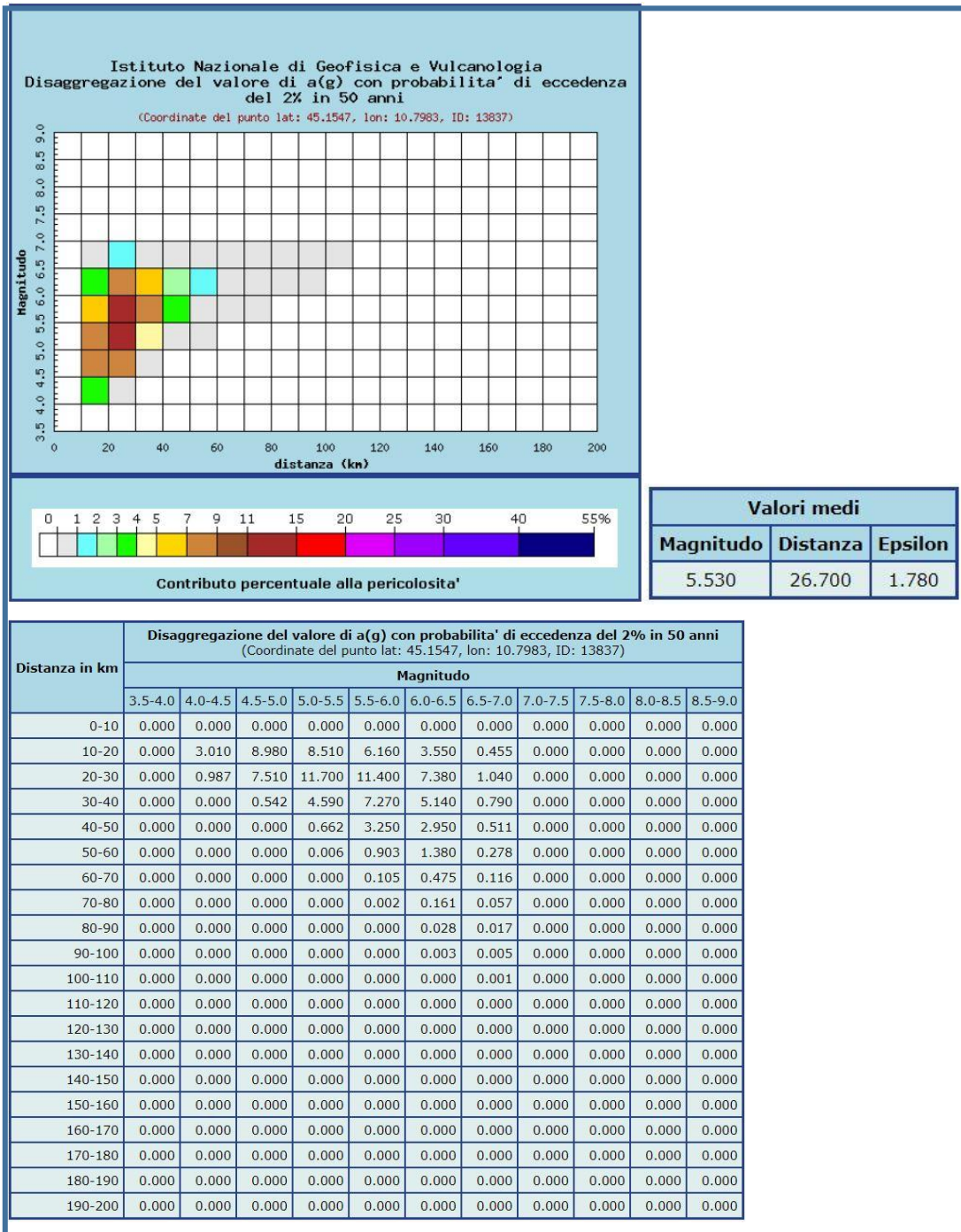


Fig. 26 – Disaggregazione magnitudo-distanza per il nodo 13837 da INGV – SLV Opera principale

Sulla base dei dati disponibili si possono ricostruire le curve di probabilità che consentono di tener conto delle diverse probabilità di accadimento di un evento con diversi tempi di ritorno (Fig. 27). Esaminando questa curva si osserva che il valore di magnitudo (Mw) corrispondente al 95° percentile è pari a 6.45, dato di fondamentale rilevanza per l'analisi del rischio di liquefazione.

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

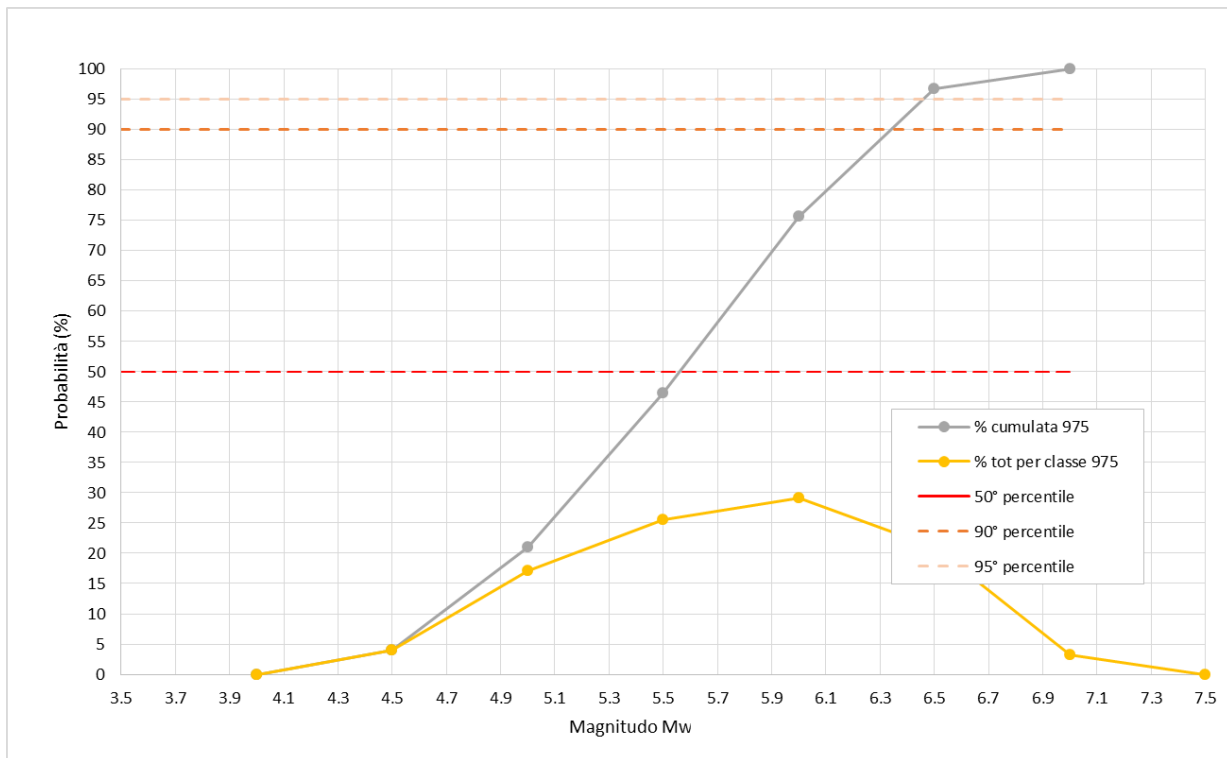


Fig. 27 – Calcolo della magnitudo di riferimento sulla base dei dati di Fig. 26

7.3. Azioni sismiche in ingresso

Una volta definite le caratteristiche sismogenetiche del sito, per la scelta degli accelerogrammi naturali di riferimento si è utilizzato il programma Rexel⁵, che consente di individuare un numero a scelta di accelerogrammi spettro compatibili con il sito di riferimento, in relazione alla disaggregazione magnitudo-distanza discussa nel paragrafo precedente.

Sebbene le NTC2018 non forniscano indicazioni per quanto riguarda il numero di accelerogrammi da utilizzare per la RSL, in accordo con le indicazioni fornite per le analisi dinamiche con integrazione al passo (Cap. 7.3.5 delle NTC) si è scelto di utilizzare un minimo di 7 accelerogrammi.

La ricerca è stata fatta, mediante REXEL nel database European Strong-Motion Data⁶ impostando come condizioni iniziali i parametri di progetto.

⁵ Iervolino, I., Galasso, C., Cosenza, E. (2010) "REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis". Bulletin of Earthquake Engineering, 8:339-362, 2010 DOI 10.1007/s10518-009-9146-1

⁶ Ambraseys, N., Smit, P., Sigbjornsson, R., Suhadolc, P. and Margaris, B. (2002) "Internet-Site for European Strong-Motion Data", European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme

MN-E-394-M

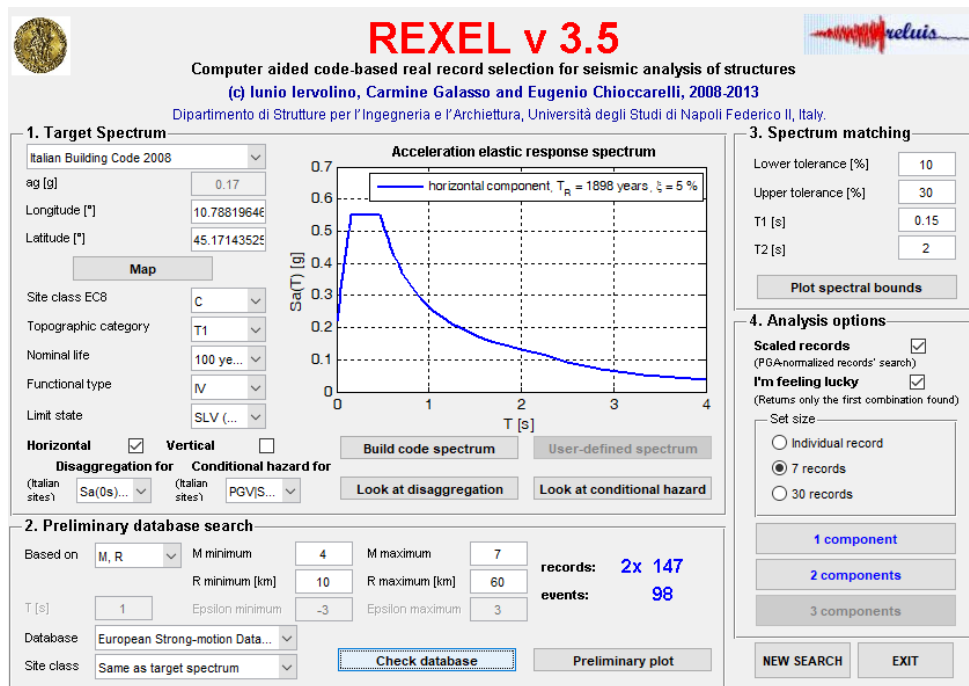


Fig. 28 – Esempio schermata di impostazione della ricerca dei sismi con Rexel – SLV Opera principale

Anche in questo caso la ricerca è stata effettuata per le quattro coppie magnitudo-distanza riferite agli stati limite SLO, SLD, SLV e SLC sia per l'opera principale, sia per il fabbricato esterno.

La ricerca ha fornito minimo 7 massimo 10 accelerogrammi per ogni stato limite che hanno soddisfatto i criteri di spettro-compatibilità. A titolo esemplificativo, per lo stato limite di operatività, considerando classe IV e $V_n \geq 100$, in Fig. 29. si riporta la verifica di spettro-compatibilità, mentre in Tab. 13 sono descritte le caratteristiche principali degli accelerogrammi utilizzati per l'analisi di RSL.

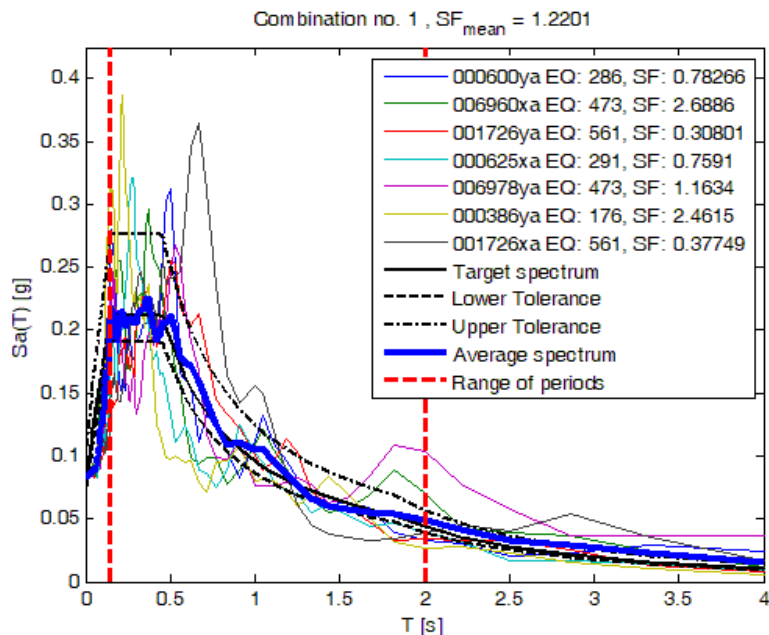


Fig. 29 – Dimostrazione della spettro-compatibilità degli accelerogrammi selezionati - SLO Opera principale (step 1)

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mechanism	Epicentral Distance [km]	PGA_X [m/s ²]	PGA_Y [m/s ²]	PGV_X [m/s]	PGV_Y [m/s]
1726	561	ST549	Adana	5973	6.3	strike slip	30	2.1575	2.6442	0.2778	0.2032
625	291	ST223	Umbria Marche (aftershock)	5709	5.5	normal	20	1.0729	0.779	0.0754	0.05
6978	473	ST3273	Izmit (aftershock)	6416	5.8	oblique	25	1.3873	0.7001	0.0889	0.0944
386	176	ST152	Lazio Abruzzo (aftershock)	0813	5.5	normal	24	0.3654	0.3309	0.026	0.0249
571 (x2)	276	ST215	Patras	4164	5.6	strike slip	37	0.2	0.3087	0.0215	0.0181
7104 (x2)	2296	ST856	Ishakli (aftershock)	7290	5.8	normal	35	0.394	0.5069	0.0308	0.0527
1794	587	ST65	Cubuklu	2253	5.5	oblique	34	0.4095	0.4439	0.0509	0.0712
6963	473	ST3268	Izmit (aftershock)	6416	5.8	oblique	38	0.3975	0.426	0.0328	0.0335

Tab. 13 - Identificazione dei terremoti di riferimento estratti mediante Rexel – SLO Opera principale

7.4. Procedura di analisi RSL

Per la valutazione della risposta sismica locale, è stato utilizzato il codice di calcolo Strata⁷ sviluppato da A. Kottke e E. Rathje⁸. Validazioni indipendenti di Strata sono riportate in letteratura (Graizer⁹, 2001), con esito soddisfacente.

Strata calcola la risposta dinamica monodimensionale (1D) di una colonna di terreno utilizzando un modello di propagazione lineare delle onde, con proprietà dinamiche del terreno (proprietà elastiche e smorzamento) variabili in funzione del livello deformativo.

Il programma adotta le seguenti convenzioni:

- La risposta del deposito è causata da onde di taglio polarizzate orizzontalmente che si propagano verticalmente nel Bedrock verso la superficie lungo una colonna verticale monodimensionale di terreno;
- Le superfici di stratificazione sono orizzontali;
- Le superfici del Bedrock e delle stratificazioni si estendono lateralmente all'infinito;
- La stratificazione è lateralmente omogenea;
- La superficie topografica è priva di irregolarità.

La valutazione della RSL è stata effettuata utilizzando il modello "lineare equivalente" (EQL), che considera la variazione dei parametri di rigidezza e smorzamento dei terreni in funzione della deformazione indotta dal sisma.

⁷ Ellen M. Rathje; Albert Kottke (2010), "Strata," <https://nees.org/resources/strata>.

⁸ Kottke, Albert R., and Rathje, Ellen M. (2008) *Technical Manual for Strata*. PEER Report 2008/10. University of California, Berkeley, California

⁹ Treasure island geotechnical array – case study for site response analysis. 4th IASPEI / IAEE International Symposium: Effects of Surface Geology on Seismic Motion August 23–26, 2011 · University of California Santa Barbara

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

7.5. Analisi dei risultati

I risultati delle modellazioni effettuate, in relazione alle esigenze di calcolo dei progettisti, sono stati espressi in termini di spettri di risposta elastici in superficie. Inoltre, per l'analisi di rischio di liquefazione, solo per lo stato limite di salvaguardia della vita per l'opera principale, è stato calcolato lo sforzo ciclico di taglio (CSR) descritto nel paragrafo 7.6.1.

7.5.1. Spettri di risposta elastici in accelerazione da programma "Strata"

I dati di maggior interesse per la progettazione sono gli spettri di risposta elastici in pseudoaccelerazione, ricavati per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ del 5%.

Di seguito si riportano, per i diversi stati limite per l'opera principale e per il fabbricato esterno, tutti gli spettri calcolati di tutti i segnali utilizzati (in grigio), oltre alle curve rappresentanti i valori mediani (in blu continuo) e i valori mediani \pm la deviazione standard (blu tratteggiato).

7.5.1.1. Opera principale (Classe IV – $V_n \geq 100$)

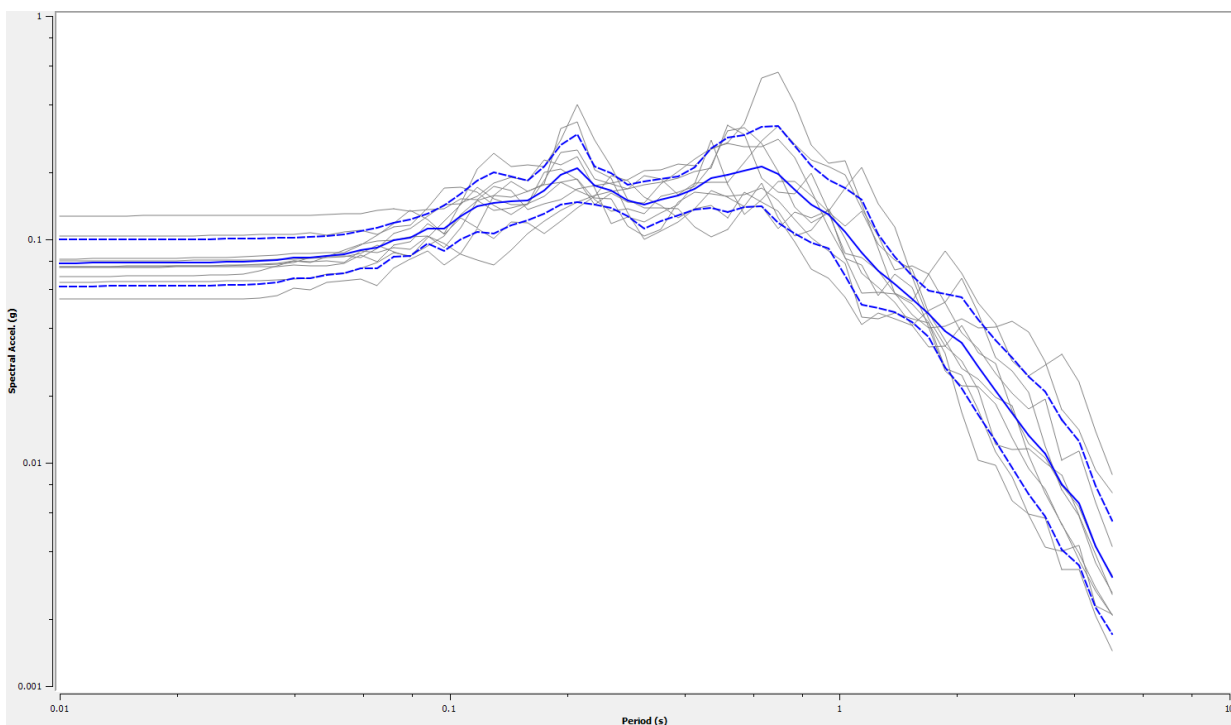


Fig. 30 – Spettri di risposta in accelerazione – SLO

MN-E-394-M

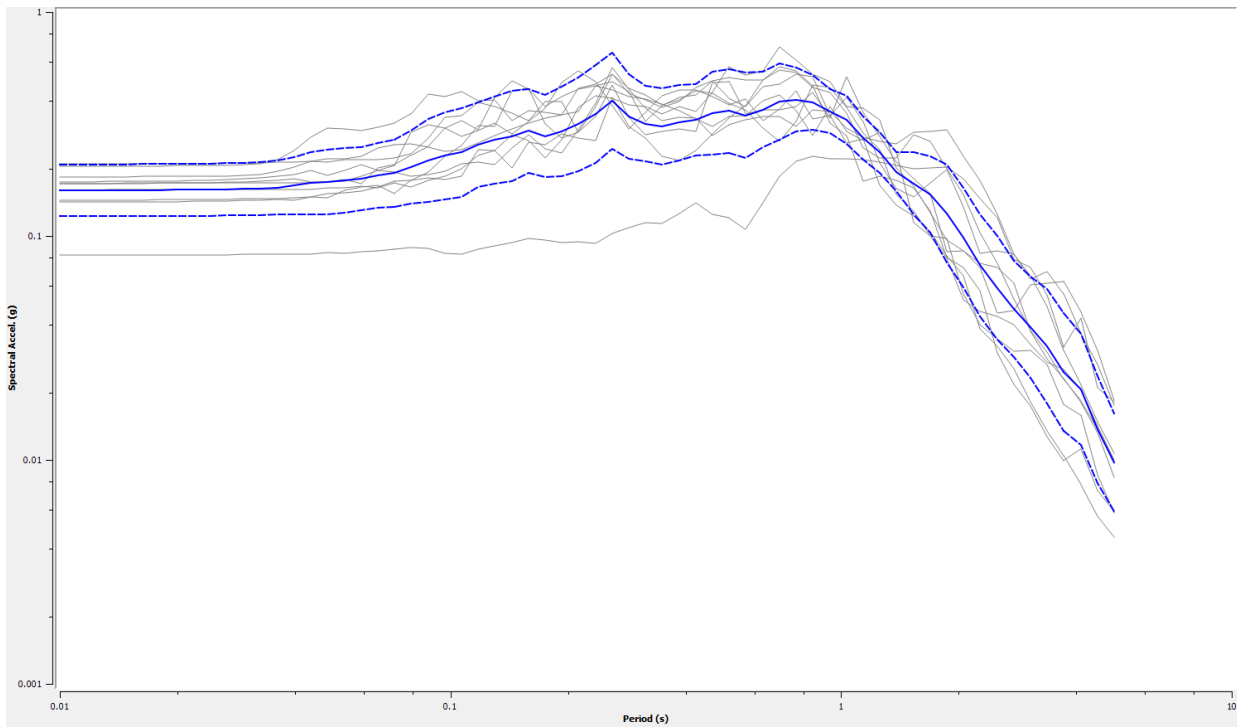


Fig. 31- Spettri di risposta in accelerazione – SLV

7.5.1.2. Fabbricato esterno (Classe II – $V_n \geq 50$)

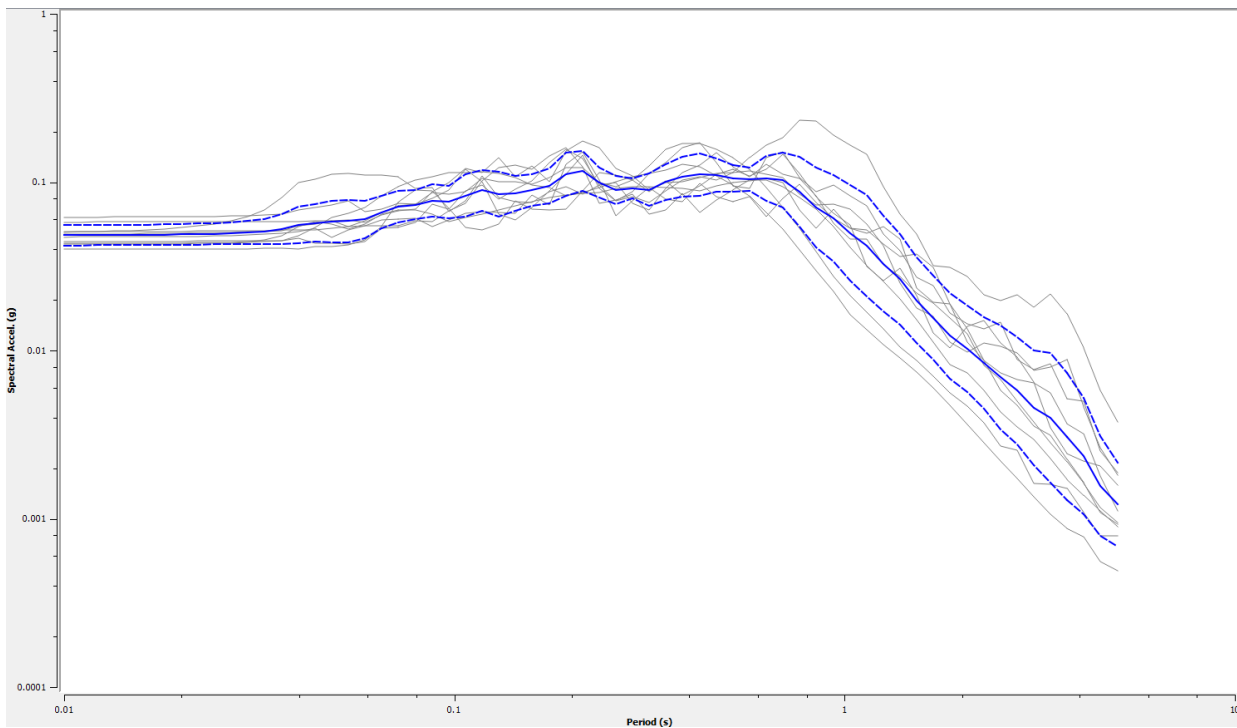


Fig. 32 - Spettri di risposta in accelerazione – SLO

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

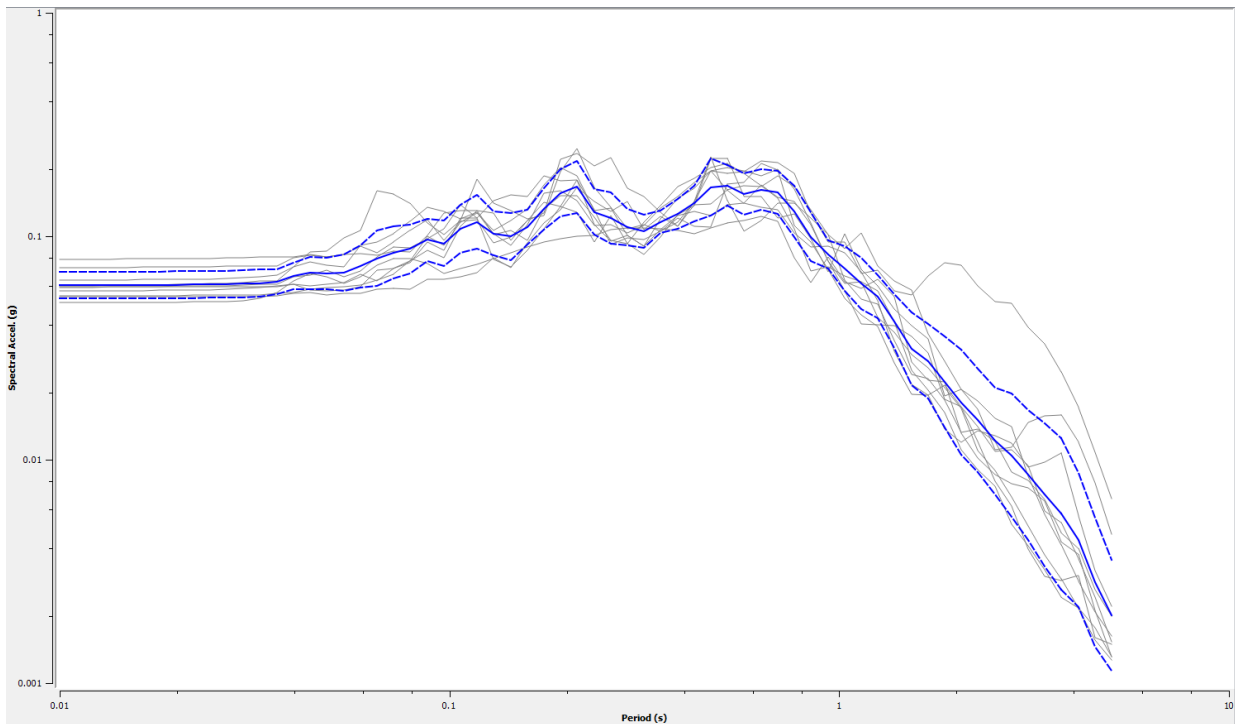


Fig. 33 - Spettri di risposta in accelerazione - SLD

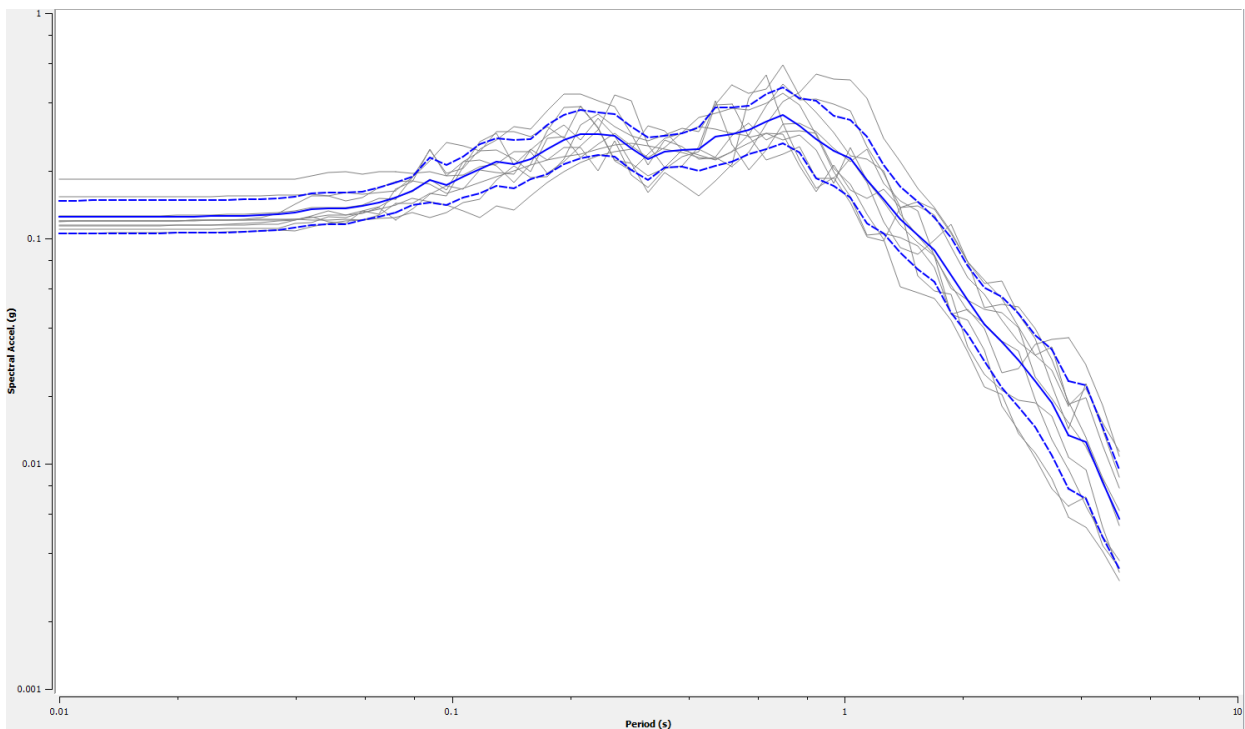


Fig. 34 - Spettri di risposta in accelerazione - SLV

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

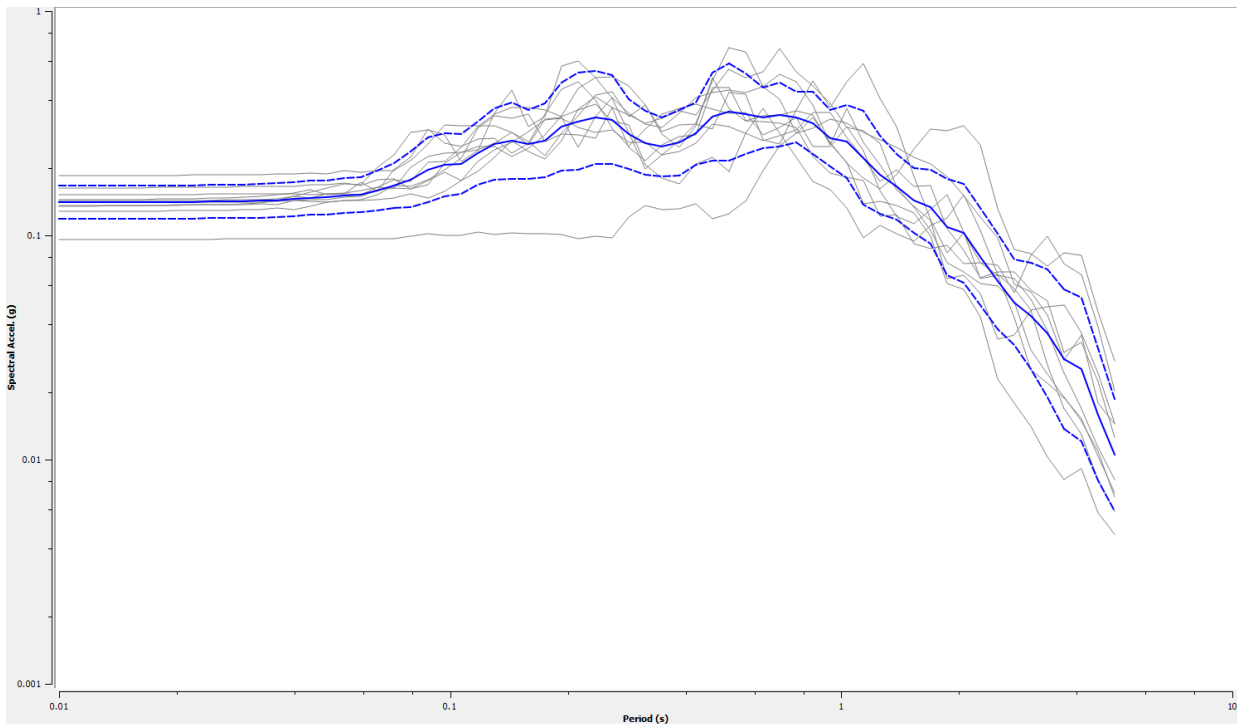


Fig. 35 - - Spettri di risposta in accelerazione - SLC

7.5.2. Spettri di risposta elastici in accelerazione e spettri da normativa

Nelle successive pagine, invece, viene presentata la sovrapposizione tra i valori mediani degli spettri derivanti dall'analisi di risposta sismica locale e gli spettri semplificati da normativa, per tutti gli stati limite considerati. Il confronto è effettuato con gli spettri per le classi di sottosuolo C (che sarebbe lo spettro di riferimento del sito oggetto di studio in caso di analisi semplificata), B e D.

Come si può constatare nessuno degli spettri semplificati appare adatto a rappresentare le reali accelerazioni del sito.

MN-E-394-M

7.5.2.1. Opera principale (Classe IV – $V_n \geq 100$)

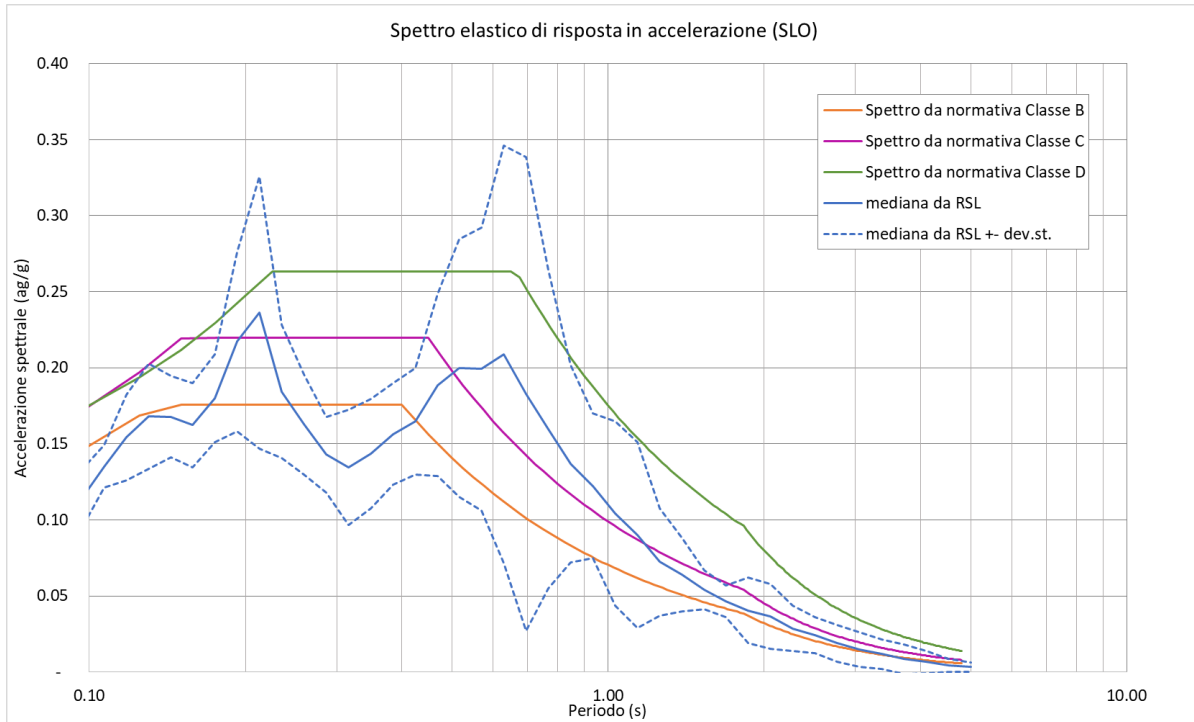


Fig. 36 - Valori mediani dello spettro elastico di risposta in accelerazione (SLO) confrontato con gli spettri semplificati di normativa (Classi B, C e D)

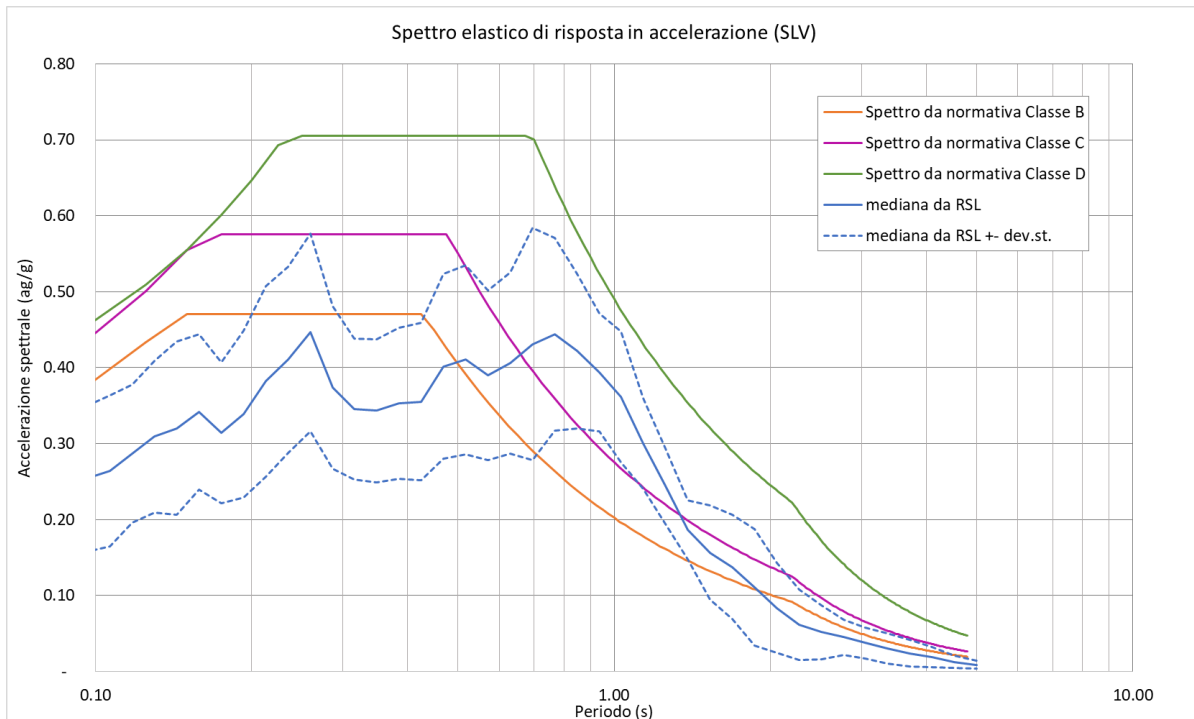


Fig. 37 - Valori mediani dello spettro elastico di risposta in accelerazione (SLV) confrontato con gli spettri semplificati di normativa (Classi B, C e D)

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

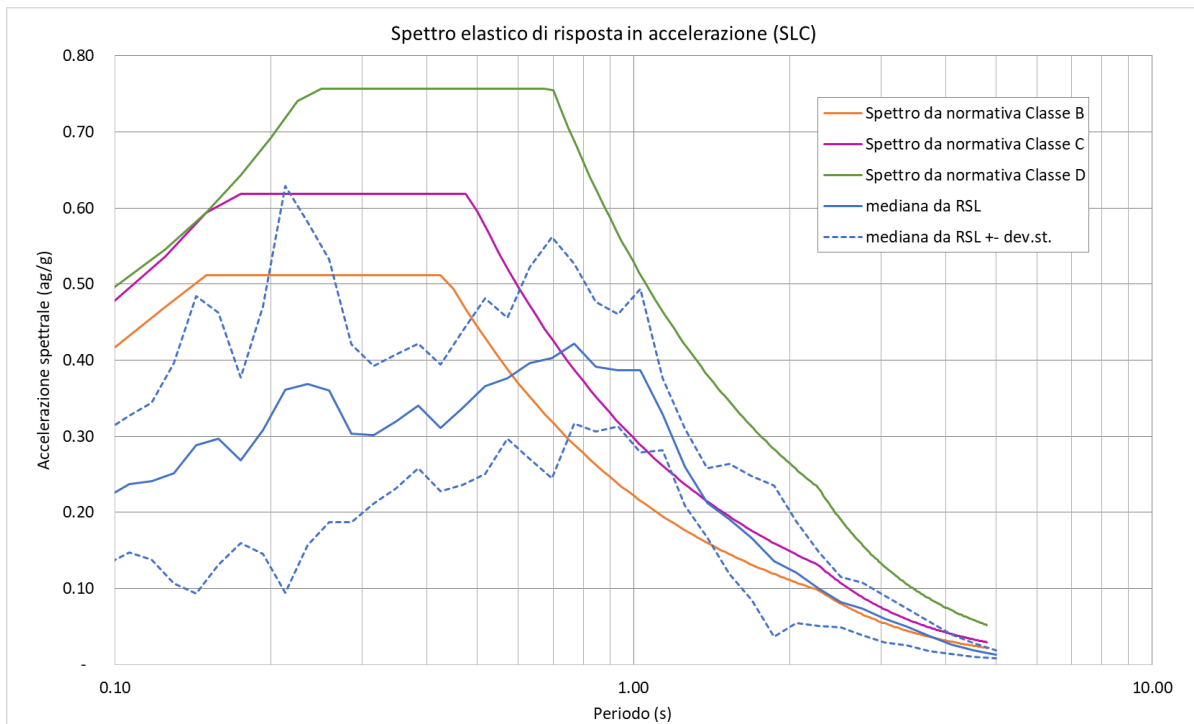


Fig. 38 - Valori mediани dello spettro elastico di risposta in accelerazione (SLC) confrontato con gli spettri semplificati di normativa (Classi B, C e D)

7.5.2.1. Fabbricato esterno (Classe II – $V_n \geq 50$)

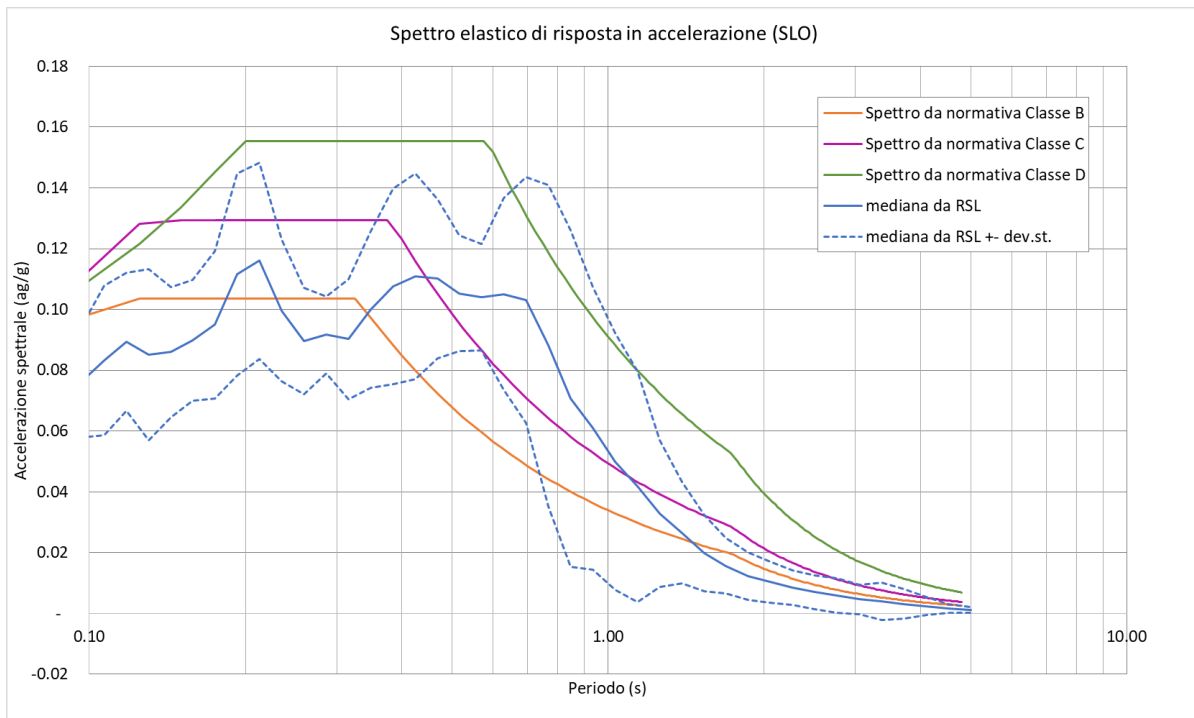


Fig. 39 - Valori mediани dello spettro elastico di risposta in accelerazione (SLO) confrontato con gli spettri semplificati di normativa (Classi B, C e D)

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

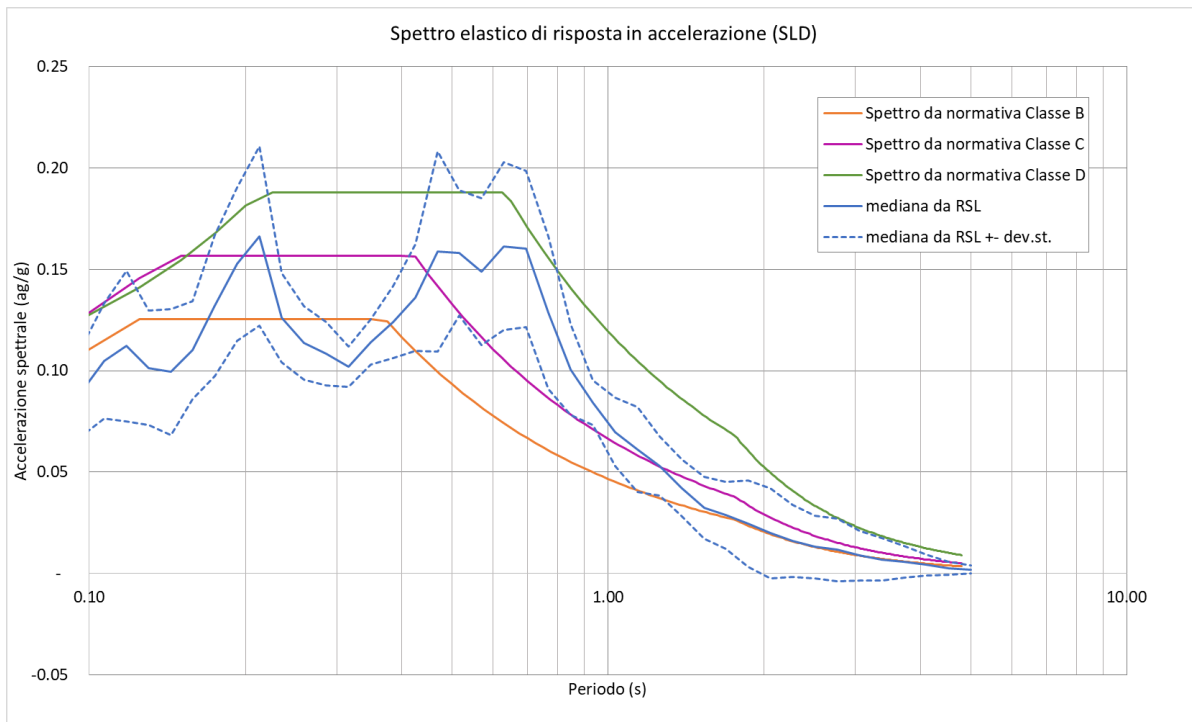


Fig. 40 - Valori mediani dello spettro elastico di risposta in accelerazione (SLD) confrontato con gli spettri semplificati di normativa (Classi B, C e D)

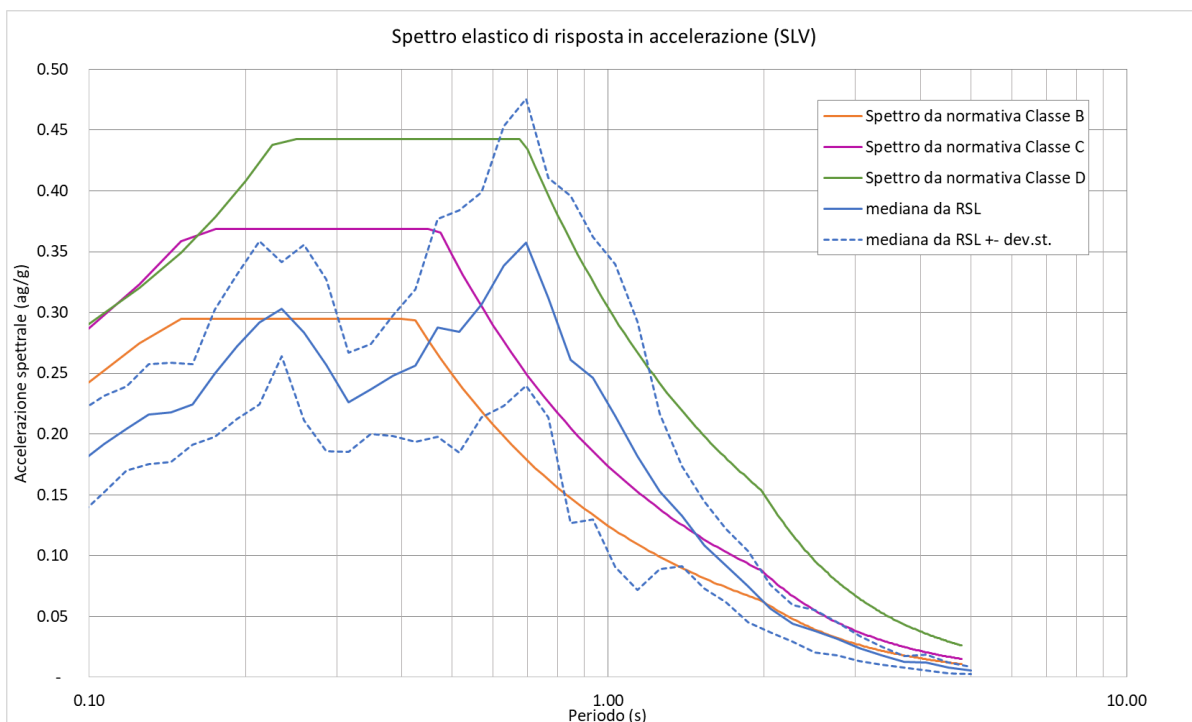


Fig. 41 - Valori mediani dello spettro elastico di risposta in accelerazione (SLV) confrontato con gli spettri semplificati di normativa (Classi B, C e D)

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

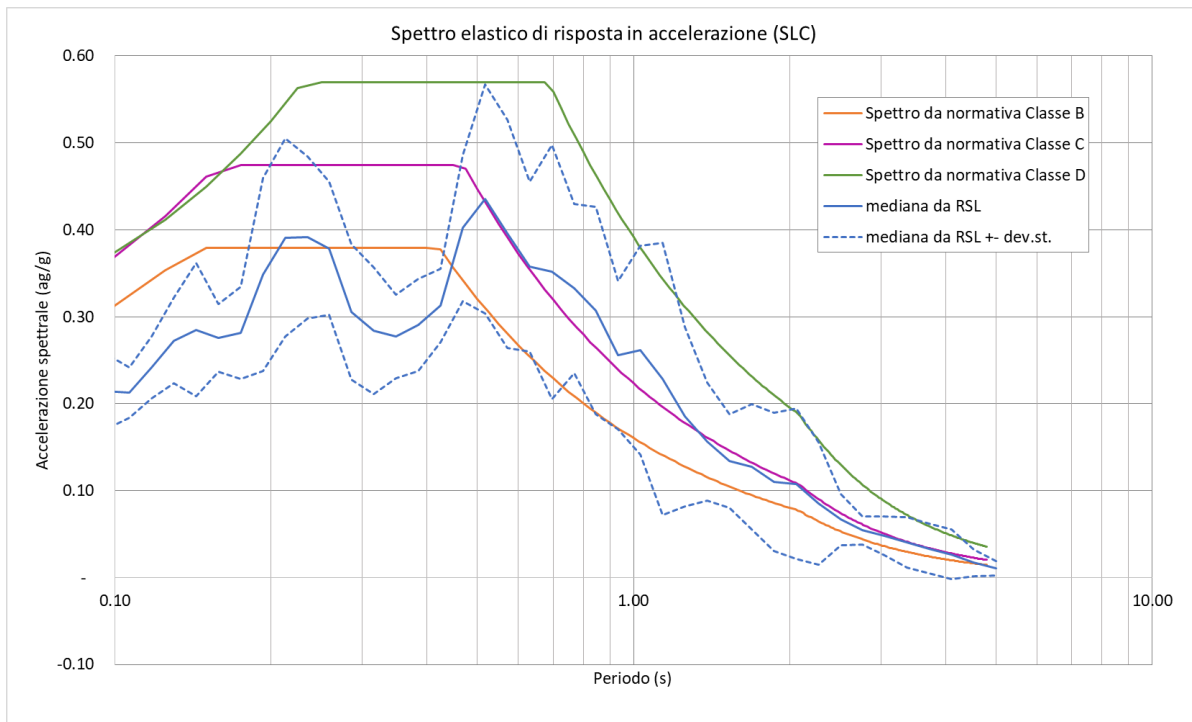


Fig. 42 - Valori mediani dello spettro elastico di risposta in accelerazione (SLC) confrontato con gli spettri semplificati di normativa (Classi B, C e D)

7.6. Rischio di liquefazione

Vista la presenza di livelli sabbiosi sotto falda nel primo sottosuolo, si è ritenuto necessario valutarne il rischio di liquefazione, prendendo in considerazione tutte le verticali indagate con le prove penetrometriche.

Per liquefazione s'intende un processo d'incremento della pressione del fluido interstiziale che causa, in un terreno non coesivo saturo (sabbia, limo non plastico), la diminuzione della resistenza a taglio a seguito dello scuotimento sismico, dando luogo a deformazioni permanenti significative.

La liquefazione consiste quindi in una diminuzione della resistenza del terreno, a seguito del raggiungimento della condizione di fluidità. La perdita totale della resistenza viene raggiunta quando la pressione dell'acqua che riempie gli interstizi arriva a uguagliare la pressione di confinamento, rendendo nulle le tensioni efficaci trasmesse attraverso le particelle solide. Una volta che il terremoto ha innescato il processo di liquefazione, la massa del suolo resta in movimento fino a che non raggiunge una nuova condizione di stabilità.

Il rischio di liquefazione può essere stimato con metodi semplificati da prove CPTU ed SCPTU mediante il calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione LPI di *Iwasaki et al.* (1982). Le prove CPTU sono preferibili per la migliore ripetibilità delle misure e per la continuità dei profili penetrometrici.

L'indice LPI¹⁰ è un parametro di sintesi che, mediante un valore numerico compreso tra 0 e 100, quantifica i possibili effetti della liquefazione in superficie, tenendo conto di severità dell'azione sismica, e di profondità, spessore e valore del fattore di sicurezza degli strati liquefacibili.

Per poter valutare la severità degli effetti *Iwasaki* ha proposto la scala riportata nella seguente Tab. 14.

¹⁰ LPI = Liquefaction Potential Index è tradotto con IL = Indice di Liquefazione nella cartografia di MS

MN-E-394-M

Valori di I_L	Rischio di liquefazione
$I_L = 0$	Molto basso
$0 < I_L \leq 5$	Basso
$5 < I_L \leq 15$	Alto
$15 < I_L$	Molto alto

Tab. 14 – Valutazione del rischio di liquefazione secondo Iwasaki

Valutazioni più recenti riportate da Sonmez (2003), basate su sismi di magnitudo inferiore a quelli utilizzati da Iwasaki consigliano tuttavia di rimodulare le classi di pericolosità come riportato in Tab. 15:

LPI = 0.00 - Liquefaction risk nul
LPI between 0.00 and 2.00 - Liquefaction risk low
LPI between 2.00 and 5.00 - Liquefaction risk moderate
LPI between 5.00 and 15.00 - Liquefaction risk high
LPI > 15.00 - Liquefaction risk very high

Tab. 15 – Valutazione del rischio di liquefazione secondo Sonmez

L'indice LPI è calcolato con riferimento ad una verticale di prova. Gli effetti bi- e tri-dimensionali sono trascurati. Tale semplificazione può condurre talora a stime errate. In particolare, se la liquefazione in un sito è limitata a lenti isolate, la liquefazione in superficie può non manifestarsi anche per valori significativi di LPI. Viceversa, uno strato liquefatto sottile, profondo, molto diffuso ed esteso può determinare rottura del terreno e "lateral spreading" anche per bassi valori di LPI. La variabilità ed eterogeneità naturale delle condizioni stratigrafiche e geotecniche può spiegare la non sempre buona correlazione tra i valori dell'indice LPI e le evidenze di liquefazione.

L'indice LPI è definito nel modo seguente:

$$LPI = \int_0^{20} F W(LPIz) dz$$

dove:

- $F(z)$ è una variabile con valori compresi tra 0 e 1, definita ad ogni profondità $0 \leq z \leq 20$ in funzione del valore che, a quella profondità, assume il fattore di sicurezza alla liquefazione FSL
- $w(z)$ è un fattore di peso della profondità.

In sostanza il rischio di liquefazione tiene conto del fattore di sicurezza calcolato strato per strato, ma ne valuta la significatività su tutto lo spessore del deposito.

Il fattore di sicurezza alla liquefazione è definito nel modo seguente:

$$FSL = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \cdot k_e$$

dove:

$CRR_{7.5}$ = Rapporto di resistenza ciclica per $M=7.5$ (Cyclic Resistance Ratio)

MSF = fattore di scala della magnitudo (Magnitude Scale Factor)

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

K_σ = Fattore di correzione per la pressione di confinamento

CSR = rapporto di tensione ciclica (Cyclic Stress Ratio)

Nelle verifiche effettuate nel presente studio, per il calcolo del CRR è stato utilizzato il metodo NCEER (modificato da Robertson 2009) implementato dal programma CLIQ della Geologismiki, mentre come valori di CSR, sono stati utilizzati quelli calcolati mediante RSL (cfr. 7.6.1)

In Fig. 43 viene presentata, in forma di flow-chart, la procedura di calcolo di CRR utilizzata dal programma per la verifica con il metodo NCEER.

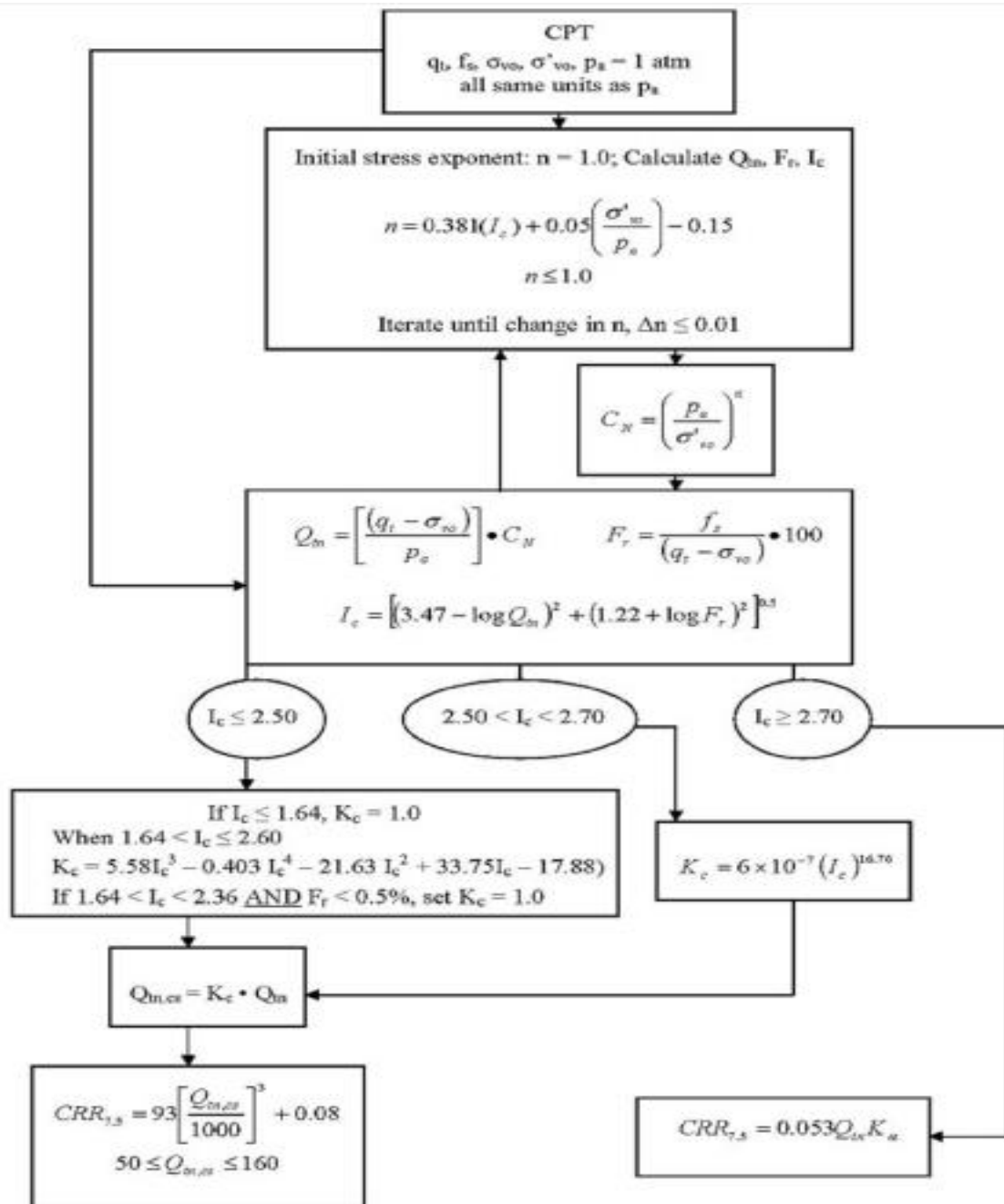


Fig. 43 - Flow chart della procedura di verifica NCEER modificata da Robertson (2009)

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

7.6.1. Cyclic stress ratio

Il programma Strata fornisce un ulteriore elemento di notevole interesse per le verifiche sismiche, ed in particolare per le verifiche a liquefazione e cioè lo sforzo ciclico di taglio (CSR acronimo di *cyclic stress ratio*).

Lo sforzo ciclico di taglio viene utilizzato nei programmi di verifica a liquefazione ed in genere, in assenza della RSL, viene valutato mediante l'espressione semplificata:

$$CSR = 0,65 \frac{a_g}{g} S \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \frac{r_d}{MSF}$$

dove:

- **S** è il coefficiente di profilo stratigrafico, definito in Tab. 16,
- **MSF** è il fattore correttivo per la magnitudo definito in Tab. 17.
- **r_d** è il fattore correttivo per la profondità calcolato con la formula $r_d = 1 - 0,015z$

Categoria suolo	Spettri di Tipo 1 S (M > 5,5)	Spettri di Tipo 2 S (M ≤ 5,5)
A	1,00	1,00
B	1,20	1,35
C	1,15	1,50
D	1,35	1,80
E	1,40	1,60

Tab. 16 - Coefficiente del profilo stratigrafico

Magnitudo	Seed H. B. & Idriss I. M. (1982)
5.2	1.75
5.5	1.43
6.0	1.32
6.5	1.19
7.0	1.08
7.5	1.00
8.0	0.94
8.5	0.89

Tab. 17 - Fattore correttivo MSF

Il programma Strata fornisce invece direttamente il valore di CSR in funzione della profondità (Fig. 44). Il valore di CSR da RSL fornisce una valutazione del rischio di liquefazione sicuramente più affidabile, per i siti in analisi, come mostrato in Fig. 44 dove sono messi a confronto il CSR da programma "Cliq" (rappresentato in blu) e quello calcolato tramite risposta sismica locale (rappresentato in rosso).

MN-E-394-M

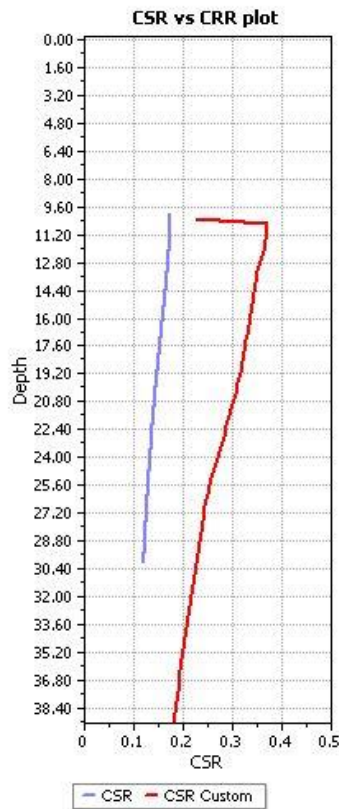


Fig. 44 – CSR da analisi di risposta sismica locale e confronto con CSR da programma di calcolo

7.6.2. Analisi dei risultati

Per ciascuna prova è stato prodotto un report (allegato 2.b.12) che contiene sia i grafici interpretativi della prova stessa (resistenza penetrometriche, litologia, ecc.), sia i grafici relativi alla liquefazione ed in particolare (Fig. 45):

- Il confronto tra CSR e CRR
- La variazione del fattore di sicurezza con la profondità
- La cumulata del valore LPI con la profondità

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

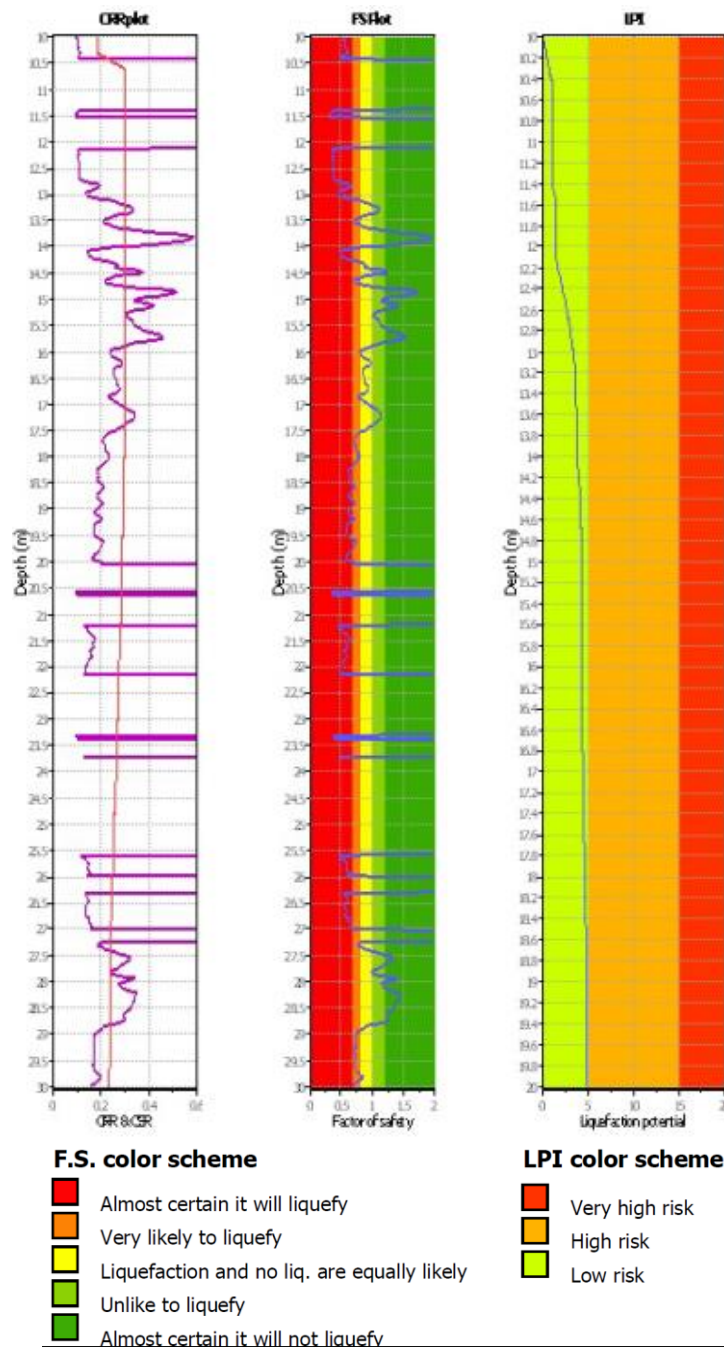


Fig. 45 – Grafici CSR-CRR, dei fattori di sicurezza FS e dell'indice di liquefazione (LPI)

Le verifiche effettuate hanno consentito di calcolare, mediante il metodo di Robertson (2009), per ciascuna verticale indagata, i valori di LPI e dei cedimenti verticali, come sinteticamente riportato in Fig. 46 e Fig. 47.

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

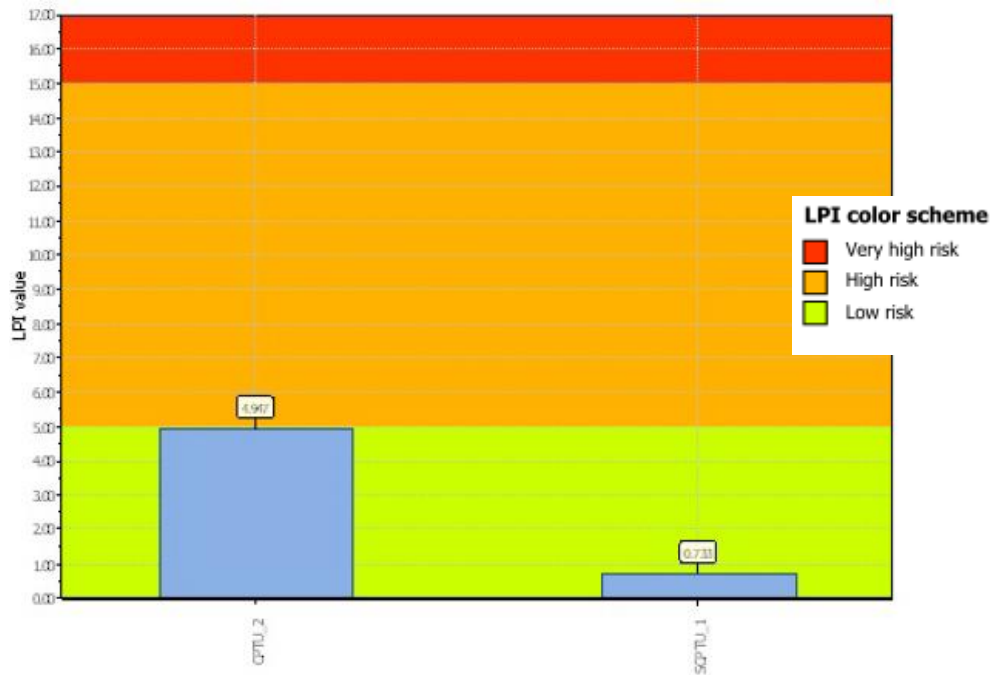


Fig. 46 – Grafico riepilogativo dei valori di LPI calcolati

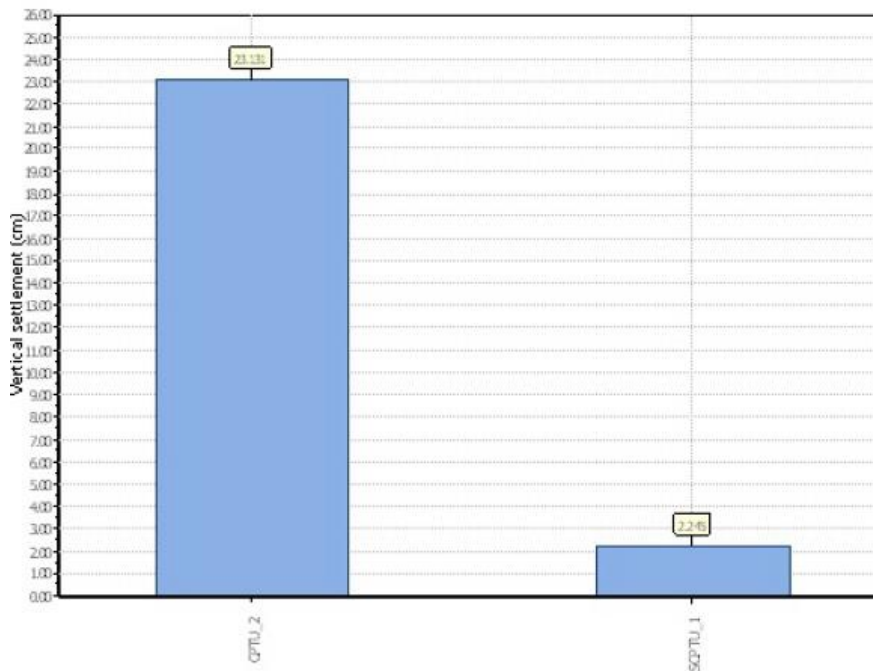


Fig. 47 – Grafico riepilogativo dei cedimenti attesi

I dati sopra riportati evidenziano che il rischio di liquefazione rientra nella classe rischio di liquefazione "moderato". I cedimenti attesi, riferiti allo stato limite SLV, sono di massimo 23 cm in prossimità dell'indagine CPTU2, e di circa 2 per la prova SCPTU1.

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

8. GEOTECNICA

8.1. Elaborazione dei risultati delle indagini in situ

Le indagini effettuate, descritte nel capitolo 4, oltre a consentire di determinare la successione litostratigrafica dei terreni presenti in sito, hanno permesso di dedurre i parametri geotecnici.

Di seguito vengono descritte le correlazioni semi-empiriche utilizzate, che gli scriventi hanno individuato come più affidabili nel contesto geologico in esame.

8.1.1. Depositi coesivi

8.1.1.1. Coesione in condizioni non drenate

La resistenza al taglio non drenata (c_u) è stata determinata dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPTU mediante la seguente equazione (Baligh e Campanella, 1975), assumendo $N_k=18$ (valore comunemente accettato in bibliografia per terreni simili):

$$c_u = \frac{q_c}{N_k}$$

Per le prove penetrometriche dinamiche il valore di c_u è stato definito applicando la seguente equazione:

$$c_u = 0.125 * N_{SPT}$$

8.1.1.2. Coesione in condizioni drenate

La resistenza al taglio in condizioni drenate, o coesione efficace c' , è stata determinata facendo riferimento a quanto proposto da Cherubini (2000), (*Reliability evaluation of shallow foundation bearing capacity on c', phi' soils, Canadian Geotechnical Journal, 37, 264-269*), applicando la correlazione più cautelativa:

$$c' = -0.1793 \cdot \phi' + 15.21$$

8.1.1.3. Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio (ϕ') è stato stimato mediante la formula proposta da Shioi e Fukuni (1982):

$$\Phi' = \sqrt{15 \cdot N_{SPT}} + 15$$

dove il valore di N_{SPT} viene ricavato per le prove penetrometriche statiche utilizzando la correlazione di Robertson (1983) che lo mette in relazione alla resistenza alla punta (R_p):

$$N_{SPT} = \frac{R_p}{4.5}$$

8.1.1.4. Modulo edometrico

In accordo alla correlazione di Mitchell e Gardner (1975) il modulo edometrico, partendo dai valori di resistenza alla punta R_p per le prove penetrometriche statiche, si ottiene utilizzando la seguente espressione:

$$E_{ed} = \alpha R_p$$

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

dove i valori di α sono riportati nella Tab. 18 (w_n = umidità naturale espressa in percentuale).

Argille di bassa plasticità (CL)	$R_p < 0,7$ (MPa) $0,7 < R_p < 2$ (MPa) $R_p > 2$ (MPa)	$3 < \alpha < 8$ $2 < \alpha < 5$ $1 < \alpha < 2,5$
Limi di bassa plasticità (ML)	$R_p < 2$ (MPa) $R_p > 2$ (MPa)	$1 < \alpha < 3$ $3 < \alpha < 6$
Limi e argille di alta plasticità (MH, CH)	$R_p < 2$ (MPa)	$2 < \alpha < 6$
Limi organici (OL)	$R_p < 1,2$ (MPa)	$2 < \alpha < 8$
Torba e argilla organica (Pt, OH)	$50 < w_n < 100$ $100 < w_n < 200$ $w_n > 200$	$1,5 < \alpha < 4$ $1 < \alpha < 1,5$ $0,4 < \alpha < 1$

Tab. 18 – Correlazione di Mitchell e Gardner (1975)

8.1.2. Depositi granulari

8.1.2.1. Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio (ϕ') è stato stimato mediante la formula proposta da Shioi e Fukuni (1982):

$$\phi' = \sqrt{15 \cdot N_{SPT}} + 15$$

dove il valore di N_{SPT} viene ricavato per le prove penetrometriche statiche utilizzando la correlazione di Robertson (1983) che lo mette in relazione alla resistenza alla punta (R_p):

$$N_{SPT} = \frac{R_p}{4.5}$$

8.1.2.2. Modulo elastico

Il valore del modulo elastico E è stato ricavato mediante la relazione proposta da Schmertmann (1970,1978), partendo dalla resistenza alla punta R_p (prove CPT):

$$E = 2.5 R_p$$

8.2. Modello Geotecnico

L'individuazione del modello geotecnico dei terreni di fondazione, rappresentato graficamente in 2.b. 6 e di cui in Fig. 48 si riporta uno stralcio, è stato basato sull'interpretazione della stratigrafia dei terreni effettuata mediante la ricostruzione della sezione litostratimetrica di 2.b. 5.

Le diverse unità litologiche sono state accorpate e correlate alle caratteristiche geotecniche dei terreni determinate con i metodi descritti nel paragrafo 8.1.

MN-E-394-M

LEGENDA

	Terreni di riporto costituiti da alternanze limoso sabbiose e sabbiose con frammenti di laterizi e ciottoli
	ORIZZONTE 1 Terreno a comportamento granulare $V = 19.0 \text{ kN/m}^2$; $E_s = 17.1 \text{ MPa}$ $E_s = 16.8 \text{ MPa}$; $\varphi_m = 30.3^\circ$ $\varphi'_s = 30.1^\circ$
	ORIZZONTE 2 Terreno a comportamento granulare $V = 19.2 \text{ kN/m}^2$; $E_s = 9.7 \text{ MPa}$ $E_s = 8.1 \text{ MPa}$; $\varphi_m = 25.5^\circ$ $\varphi'_s = 24.6^\circ$
	ORIZZONTE 3 Terreno a comportamento coesivo $V = 18.5 \text{ kN/m}^2$; $c_u = 11.4 \text{ kPa}$ $c'_s = 11.3 \text{ kPa}$; $C_{u0} = 68.5 \text{ kPa}$ $C_{u0} = 64.9 \text{ kPa}$; $E_{ed0} = 4.3 \text{ MPa}$ $E_{ed0} = 4.1 \text{ MPa}$; $\varphi_m = 21.5^\circ$ $\varphi'_s = 21.3^\circ$
	ORIZZONTE 4 Terreno a comportamento granulare $V = 19.5 \text{ kN/m}^2$; $E_s = 11.7 \text{ MPa}$ $E_s = 11.0 \text{ MPa}$; $\varphi_m = 27.1^\circ$ $\varphi'_s = 26.7^\circ$
	ORIZZONTE 5 Terreno a comportamento coesivo $V = 18.0 \text{ kN/m}^2$; $c_u = 10.9 \text{ kPa}$ $c'_s = 10.9 \text{ kPa}$; $C_{u0} = 44.6 \text{ kPa}$ $C_{u0} = 41.0 \text{ kPa}$; $E_{ed0} = 2.8 \text{ MPa}$ $E_{ed0} = 2.7 \text{ MPa}$; $\varphi_m = 20.2^\circ$ $\varphi'_s = 20.0^\circ$
	ORIZZONTE 6 Terreno a comportamento granulare $V = 20.0 \text{ kN/m}^2$; $E_s = 17.7 \text{ MPa}$ $E_s = 16.1 \text{ MPa}$; $\varphi_m = 27.6^\circ$ $\varphi'_s = 27.1^\circ$
	ORIZZONTE 7 Terreno a comportamento granulare $V = 20.0 \text{ kN/m}^2$; $E_s = 38.8 \text{ MPa}$ $E_s = 38.0 \text{ MPa}$; $\varphi_m = 37.5^\circ$ $\varphi'_s = 37.3^\circ$
	ORIZZONTE 8 Terreno a comportamento granulare $V = 18.8 \text{ kN/m}^2$; $E_s = 5.5 \text{ MPa}$ $E_s = 5.3 \text{ MPa}$; $\varphi_m = 23.7^\circ$ $\varphi'_s = 23.6^\circ$
	ORIZZONTE 9 Terreno a comportamento granulare $V = 20.5 \text{ kN/m}^2$; $E_s = 13.8 \text{ MPa}$ $E_s = 12.8 \text{ MPa}$; $\varphi_m = 27.9^\circ$ $\varphi'_s = 27.5^\circ$
	ORIZZONTE 10 Terreno a comportamento granulare $V = 20.8 \text{ kN/m}^2$; $E_s = 38.4 \text{ MPa}$ $E_s = 36.7 \text{ MPa}$; $\varphi_m = 35.6^\circ$ $\varphi'_s = 35.2^\circ$
	Ghiaie

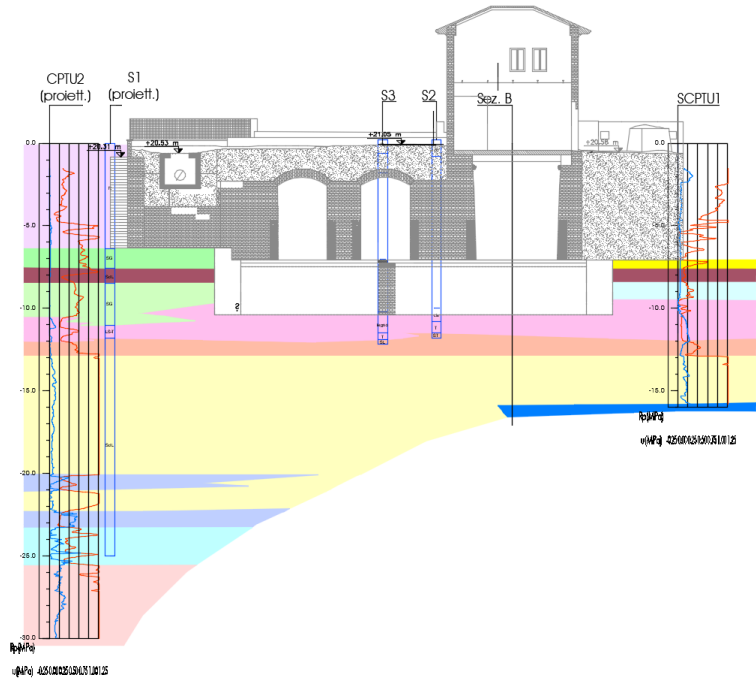


Fig. 48 – Stralcio modello geotecnico sezione AA'

Nel modello geotecnico i parametri relativi a ciascun orizzonte sono espressi sia indicandone i valori della mediana sia quelli caratteristici (da utilizzare per valutazioni semiprobabilistiche, in ottemperanza alle N.T.C. 2018).

Il valore caratteristico della coesione non drenata, della coesione efficace e dei parametri di deformabilità, è stato valutato come il valore corrispondente al 5° percentile della distribuzione della media, utilizzando una distribuzione log-normale.

Per l'angolo di attrito interno il valore caratteristico è sempre riferito al 5° percentile della distribuzione del campione utilizzando però una distribuzione gaussiana (normale).

In Fig. 49 viene riportato, a titolo esemplificativo, il grafico della distribuzione normale dei valori dell'angolo di attrito dell'orizzonte 6.

In tale esempio a fronte di un parametro caratteristico calcolato di $\varphi' = 27.1^\circ$, il margine di errore, considerato l'insieme dei dati disponibili, risulta pari a circa 0.53° , con un intervallo di confidenza del 95%. Suddetto errore è comunque da ritenersi trascurabile e il risultato finale accurato per la mole di dati disponibili.

Tali elaborazioni sono state effettuate per tutti i parametri geotecnici per ciascun orizzonte individuato.

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

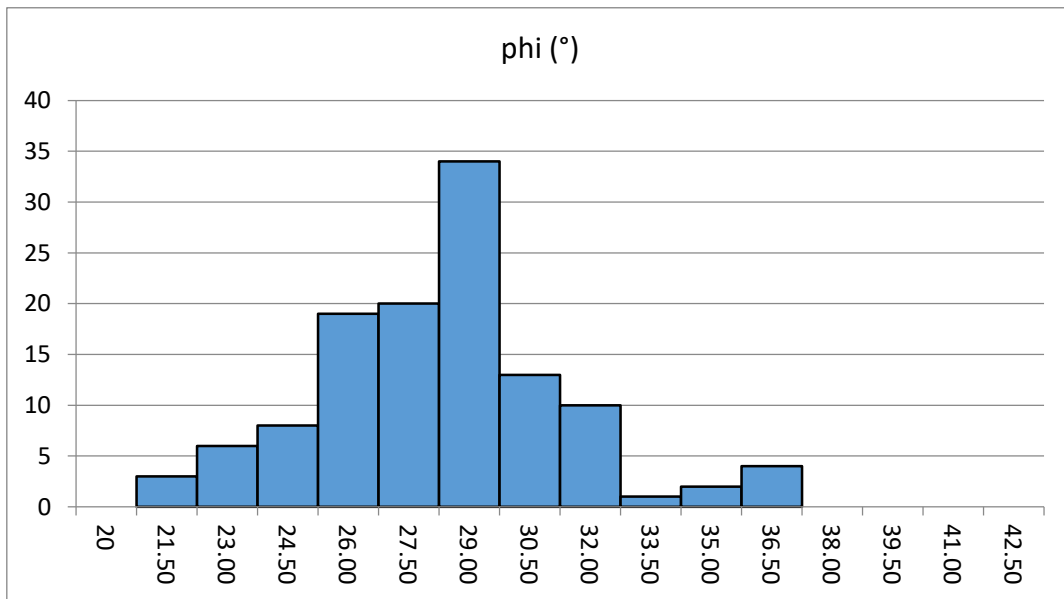


Fig. 49 – Distribuzione normale dell'angolo di attrito per l'orizzonte 6

La modellazione geotecnica effettuata nel presente studio ha previsto la distinzione dei seguenti orizzonti:

Terreni di riporto

Terreni di riporto costituiti da alternanze limoso sabbiose e sabbiose con frammenti di laterizi e ciottoli

Parametri geotecnici non significativi

Orizzonte 1 - Depositi prevalentemente sabbiosi

- Comportamento: granulare
- Parametri geotecnici:

	ϕ' (°)	E (MPa)
Valore caratteristico	30.1	16.8
Valore Medio	30.3	17.1

- Peso specifico: 19 KN/m³

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M
Orizzonte 2 - Depositi prevalentemente sabbiosi e sabbie limose

- Comportamento: granulare
- Parametri geotecnici:

	ϕ' (°)	E (MPa)
Valore caratteristico	24.6	8.1
Valore Medio	25.5	9.7

- Peso specifico: 19.2 KN/m³

Orizzonte 3 - Depositi prevalentemente limo-argillosi

- Comportamento: coesivo
- Parametri geotecnici:

	ϕ' (°)	E _{ed} (MPa)	Cu (kPa)	C' (kPa)
Valore caratteristico	21.3	4.1	64.9	11.3
Valore Medio	21.5	4.3	68.5	11.4

- Peso specifico: 18.5 KN/m³

Orizzonte 4 - Depositi prevalentemente sabbiosi e sabbie limose

- Comportamento: granulare
- Parametri geotecnici:

	ϕ' (°)	E (MPa)
Valore caratteristico	26.7	11.0
Valore Medio	27.1	11.7

- Peso specifico: 19.5 KN/m³

Orizzonte 5 - Depositi prevalentemente torbosi

- Comportamento: coesivo
- Parametri geotecnici:

	ϕ' (°)	E _{ed} (MPa)	Cu (kPa)	C' (kPa)
Valore caratteristico	20.0	2.7	41.0	10.9
Valore Medio	20.2	2.8	44.6	10.9

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA
RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

- Peso specifico: 18.0 KN/m³

Orizzonte 6 - Depositi prevalentemente sabbiosi e sabbie limose

- Comportamento: granulare
- Parametri geotecnici:

	φ' (°)	E (MPa)
Valore caratteristico	27.1	16.1
Valore Medio	27.6	17.7

- Peso specifico: 20.0 KN/m³

Orizzonte 7 - Depositi prevalentemente sabbiosi

- Comportamento: granulare
- Parametri geotecnici:

	φ' (°)	E (MPa)
Valore caratteristico	37.3	38.0
Valore Medio	37.5	38.8

- Peso specifico: 20.0 KN/m³

Orizzonte 8 - Depositi prevalentemente sabbioso-limosi e sabbioso-argillosi

- Comportamento: granulare
- Parametri geotecnici:

	φ' (°)	E (MPa)
Valore caratteristico	23.6	5.3
Valore Medio	23.7	5.5

- Peso specifico: 18.8 KN/m³

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

Orizzonte 9 - Depositi prevalentemente sabbioso-limosi

- Comportamento: granulare
- Parametri geotecnici:

	ϕ' (°)	E (MPa)
Valore caratteristico	27.5	12.8
Valore Medio	27.9	13.8

- Peso specifico: 20.5 KN/m³

Orizzonte 10 - Depositi prevalentemente sabbiosi

- Comportamento: granulare
- Parametri geotecnici:

	ϕ' (°)	E (MPa)
Valore caratteristico	35.2	36.7
Valore Medio	35.6	38.4

- Peso specifico: 20.8 KN/m³

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

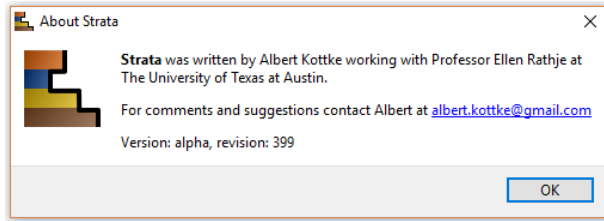
MN-E-394-M

9. PROGRAMMI DI CALCOLO

9.1. Strata

Per la valutazione della risposta sismica locale estesa ad ogni stato limite, è stato utilizzato il codice di calcolo Strata¹¹ versione 5.399 sviluppato da A. Kottke e E. Rathje¹². Validazioni indipendenti di Strata sono riportate in letteratura (Graizer¹³, 2001), con esito soddisfacente.

Si tratta di un programma freeware distribuito sotto la licenza GNU Public License (GPL) version 3.



9.2. Cliq

Per la valutazione del rischio di liquefazione e la relativa stima dei cedimenti è stato utilizzato il programma CLiq versione 2.0.6.89 della Geologismiki con licenza intestata ad Engeo s.r.l..



Il programma è stato utilizzato in innumerevoli valutazioni di liquefazione in ogni parte del mondo e costituisce una pietra di paragone per altri programmi e metodi di valutazione, come testimoniato, ad esempio, dell'articolo di Mirjafari S.Y & Orense R. P., Suemasa N. (2014)¹⁴.

Una validazione indipendente di Cliq è riportata in letteratura (Pereira Carvalho¹⁵, 2016), con esito soddisfacente.

¹¹ Ellen M. Rathje; Albert Kottke (2010), "Strata," <https://nees.org/resources/strata>.

¹² Kottke, Albert R., and Rathje, Ellen M. (2008) *Technical Manual for Strata*. PEER Report 2008/10. University of California, Berkeley, California

¹³ *Treasure island geotechnical array – case study for site response analysis*. 4th IASPEI / IAEE International Symposium: Effects of Surface Geology on Seismic Motion August 23–26, 2011 · University of California Santa Barbara

¹⁴ Mirjafari S.Y & Orense R. P. Suemasa N.(2014) - Evaluation of liquefaction potential of soils using SDS data in Christchurch – New Zeland Society for Earthquake Engineering 2014 Conference

¹⁵ Pereira Carvalho B.J.A. (2016) - Development of an in-house tool for liquefaction assessment of soils - Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA – Universidade do Porto

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA: