



**AGENZIA INTERREGIONALE PER IL PO
AIPo**

UFFICIO OPERATIVO DI MANTOVA

Fiume Secchia

Opere Idrauliche di 2^a Categoria

**(MN-E-402-M) PROGETTO ID N. 80 – LAVORI DI RIPRISTINO FUNZIONALE DEL MANUFATTO DENOMINATO
CHIAVICA DEL BONDANELLO, A SEGUITO DEGLI EVENTI SISMICI DEL 20 E 29 MAGGIO, UBICATO IN LOCALITA'
BONDANELLO IN COMUNE DI MOGLIA**

CUP B24H16000680002

PROGETTO ESECUTIVO

(Importo complessivo del progetto €. 500.000,00)

(Importo contrattuale con oneri di sicurezza €. 351.431,72)

ELABORATI:

RELAZIONE GEOLOGICA

ALLEGATO: N.10

Data: 11/04/2018

**PROGETTISTA E RESPONSABILE DELLA
SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE**

Ing. Isaac Fiorini
n. 1054 A ord.ing.MN

**CONSULENTE PER LO STUDIO
GEOLOGICO**

dott. geol. Gianluca Ferioli

**Visto
il RESPONSABILE DEL
PROCEDIMENTO**

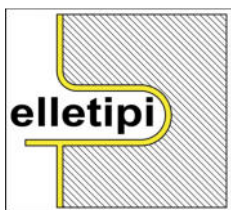
Ing. Marco La Veglia

Perizia n°

Data

Prot. n°

Aggiornamenti



elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa ed amm.va:
Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA
tel. 0532/56771 – fax 0532/56119
P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

e-mail: info@elletipi.it sito web: www.elletipi.it

UNI EN ISO 9001:2008
UNI EN ISO 14001:2004
BS OHSAS 18001:2007



SISTEMI DI GESTIONE
CERTIFICATI

Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 6572 del 07/10/2014, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolari Ministeriali 7618/STC
Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n° 53362 del 06/05/2005
Organismo Notificato n° 1308 (Decreto 826149 del 22 Marzo 2004 del Ministero delle Attività Produttive) ai sensi della Direttiva 89/106/CEE, Decreto del
Presidente della Repubblica n° 246/1993, Decreto Ministeriale 156/2003

AIPO – Ufficio Operativo di Mantova

Vicolo Canove, 26 - 46100 Mantova



(MN-E-402-M) Opere di manutenzione straordinaria, ripristino e consolidamento statico della Chiavica di Bondanello in Comune di Moglia (MN).

RELAZIONE GEOLOGICA GEOTECNICA E SISMICA

dott. geol. Gianluca Ferioli

INDICE

<u>1.</u>	<u>PREMESSA</u>	<u>3</u>
<u>2.</u>	<u>INQUADRAMENTO DELL'AREA</u>	<u>3</u>
<u>3.</u>	<u>GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA.....</u>	<u>4</u>
<u>4.</u>	<u>IDROGEOLOGIA.....</u>	<u>8</u>
<u>5.</u>	<u>SISMICITA'</u>	<u>10</u>
<u>6.</u>	<u>VINCOLO IDROGEOLOGICO.....</u>	<u>11</u>
<u>7.</u>	<u>RISCHIO ALLUVIONI</u>	<u>12</u>
<u>8.</u>	<u>PIANO DELLE INDAGINI</u>	<u>13</u>
<u>9.</u>	<u>CARATTERI STRATIGRAFICI DEL SITO</u>	<u>24</u>
<u>10.</u>	<u>PARAMETRI GEOTECNICI: VALORI CARATTERISTICI.....</u>	<u>24</u>
<u>11.</u>	<u>PARAMETRI SISMICI</u>	<u>26</u>
<u>12.</u>	<u>CEDIMENTI POST-SISMICI</u>	<u>33</u>
<u>13.</u>	<u>VALUTAZIONE DELLA LIQUEFACIBILITA' DEI TERRENI</u>	<u>34</u>
<u>14.</u>	<u>ELENCO ALLEGATI</u>	<u>40</u>

1. PREMESSA

Su incarico della Committenza, l'ufficio Operativo di Mantova di AIPO, con sede in vicolo Canove 26, Mantova, la scrivente ha eseguito una valutazione geologica, geotecnica e sismica necessaria per la caratterizzazione, alla luce delle nuove normative, dei terreni su cui è edificata la Chiavica di Bondanello in Comune di Moglia (MN).

Per la stesura della seguente relazione e per l'esecuzione delle relative indagini in situ e prove di laboratorio, si sono seguite le disposizioni delle seguenti normative:

Regio Decreto Legislativo 30 dicembre 1923, n. 3267 «Riordinamento e riforma della legislazione in materia di boschi e di terreni montani»;

O.P.C.M. 20.03.2003 n°3274 *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”* e O.P.C.M 2.10.2003 n° 3316, *“Modifiche ed integrazioni all' n°3274 O.P.C.M. del 20.03.2003”* ;

A.G.I.: *“Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica, Linee Guida – 2005”*;

D.M. 14.01.2008 *“Nuove norme tecniche per le costruzioni”*;

Decreto Legislativo 23 febbraio 2010 , n. 49 Attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni - Piani di Gestione del Rischio di Alluvioni approvati dai Comitati Istituzionali delle Autorità di Bacino Nazionali il 3 marzo 2016;

D.g.r. 11 luglio 2014 - n. X/2129 Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d);

Piani di gestione del territorio e dell'ambiente emanati dalle Amministrazioni Locali;

Varie norme di prova ASTM, UNI, CNR, DIN e BS, richiamate nei relativi rapporti di prova allegati.

2. INQUADRAMENTO DELL'AREA

L'area oggetto di indagine è ubicata in località Bondanello in comune di Moglia, Mantova, Lombardia. Il sito è ubicato al termine del Cavo Parmigiana Moglia, dove la chiavica mette in comunicazione il Cavo col fiume Secchia, come evidenziato nella figura 1.

Le coordinate geografiche del sito, e che verranno utilizzate per la valutazioni sismiche sono:

$44.958513^{\circ} \text{ N} - 10.949274^{\circ} \text{ E (WGS 84)} = 44.959444^{\circ} \text{ N} - 10.950284^{\circ} \text{ E (ED50)}$



Figura 1: Stralcio topografico dell'area oggetto di indagine.

3. GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

L'area oggetto di questo studio è inserita nella pianura alluvionale entro la quale, negli ultimi 4000-5000 anni dell'Olocene, hanno divagato il Po ed i suoi affluenti appenninici come il Secchia e il Panaro, determinando l'attuale assetto morfologico ed altimetrico del territorio.

In particolare la morfologia e l'evoluzione dei corsi d'acqua nel tempo sono stati influenzati dai fenomeni di subsidenza (che hanno interessato l'intera Pianura Padana) e dalla tettonica profonda.

La tettonica profonda (figura 2) non solo ha condizionato la deposizione dei sedimenti alluvionali, ma quasi sicuramente li ha interessati fino agli strati più superficiali, con fasi tettoniche che si sono succedute sino ad epoche recentissime, anche se molti movimenti sono imputabili al semplice costipamento differenziale dei sedimenti.

L'assetto altimetrico e morfologico di questo tratto di pianura è la risultante dell'evoluzione della rete idrografica, che a sua volta dipende dai movimenti tettonici, dalla subsidenza naturale e dall'intervento antropico.

I fiumi che scorrono in questa porzione di bassa pianura si trovano in uno stadio di maturità evolutiva in cui la fase deposizionali prevale su quella erosiva a causa della bassa capacità di deflusso e dell'esigua capacità di trasporto; questo quadro è confermato dalla presenza di meandri e di alvei pensili che hanno reso necessaria la costruzione di argini artificiali.

In assenza di argini artificiali i fiumi tendono a divagare e quando le acque di piena traboccano si verifica un deposito differenziato con la sedimentazione di elementi fini o grossolani in funzione della diversa energia cinetica della corrente.

Il **Fiume Po** nel tratto di pianura fra Guastalla e Ferrara si è progressivamente spostato verso Nord. Questo spostamento verso nord è stato condizionato anche da movimenti tettonici di strutture geologiche sepolte.

Nei primi secoli dopo Cristo esso doveva scorrere all'incirca lungo il Cavo Tagliata (Villarotta- Reggiolo), il Cavo Parmigiana - Moglia, il Canale di Quarantoli e il Canale Burana fino a Ferrara e al mare; questo percorso sarebbe rimasto forse attivo, come ramo secondario, fino al 1400-1600.

Durante il Medioevo esso percorreva il Po vecchio e l'attuale Scolo Zara in Sinistra Secchia, e si ha notizia di numerosi rami, fra cui quello che andava da Quistello a Poggio Rusco, Dragoncello e Pilastri e quello poi occupato dal Secchia da Quistello alla foce; altro percorso del Po in quel periodo era rappresentato dall'attuale Fossalta nel XII-XIII sec.

Dopo il XVI sec. d.C., si segnala la formazione nel XVIII sec. di un grande meandro ad ovest di S.Benedetto Po che rimarrà attivo per circa un secolo: le tracce di esso sono ancor oggi ben riconoscibili all'interno dell'area golendale. Le rotte di Luzzara e Ficarolo portarono il Po ancora più verso Nord, su un percorso molto vicino all'attuale, in particolare facendogli abbandonare il ramo di Volano (attraverso Ferrara) e assumere quello di Adria come corso principale.

Attualmente il Po scorre pensile (cioè sopraelevato rispetto al piano campagna circostante). Oggi il Po scorre leggermente sinuoso, con due meandri presso S.Benedetto Po i quali mostrano un raggio di curvatura dell'ordine del Km: all'interno dell'alveo si individuano diverse isole.

A monte della confluenza con l' Oglio il corso del Po si presenta piuttosto stretto, caratterizzato da un alveo di magra largo in media 300 metri: a valle della foce Oglio, il letto di magra si amplia fino a 500 metri.

La morfodinamica attuale evidenzia che l'evoluzione del Po è strettamente legata alle opere antropiche in alveo, quali massicciate e pennelli in corrispondenza delle rive concave.

Il **Fiume Secchia**, verso l'anno 1000, seguiva il dosso del Gavello: a Concordia esso deviava ad Est lungo Quarantoli e Gavello fino a sfociare nel Bondeno.

Nel 1200 circa si spostò verso Nord lungo gli attuali dugali Rame e Cannucchio (al confine tra le province di MN e MO), lungo un percorso abbandonato del Burana. Infine nel 1400 venne inalveato lungo l'attuale corso. Oggi il Secchia scorre da sud a nord, stretto e leggermente sinuoso sino a Quistello, mentre a valle di questa località dà luogo ad una serie di meandri ben evoluti, con raggio di curvatura dell'ordine di un paio di centinaia di metri.

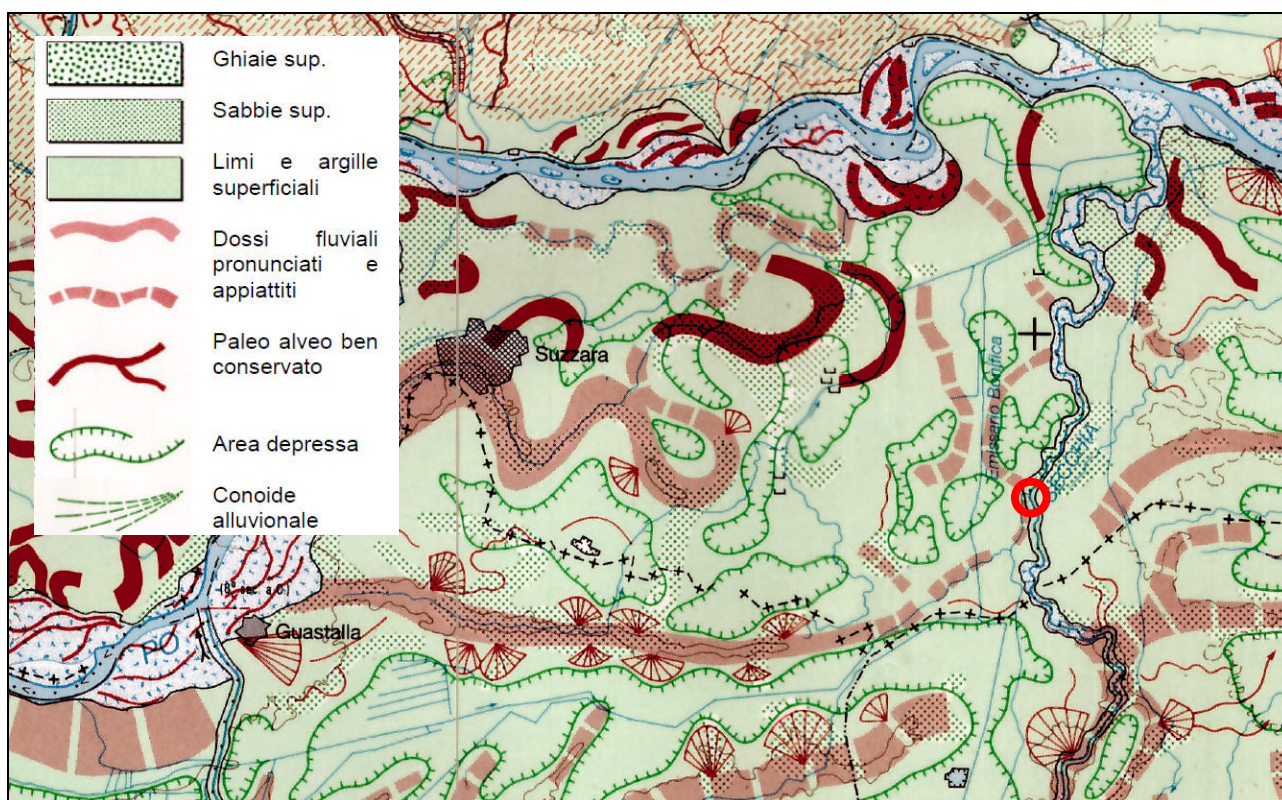


Figura 3: carta strutturale della Pianura Padana.

La figura 3, che rappresenta uno stralcio della “Carta Geomorfologica della Pianura Padana”, evidenzia in tratteggio rosso i tracciati di antichi corsi d’acqua che formavano il sistema di deflusso superficiale della pianura padana. Come si può notare l’area oggetto di indagine si trova in prossimità dei corsi attuali e passati (frammenti di paleo alveo) del fiume Secchia e del Fiume Po.

L’evoluzione geologica di tutta la fascia pedemontana è collegata allo sviluppo del processo orogenetico alpino. In particolare, l’imponente fenomeno di sedimentazione che si registra a partire dal Pliocene, è collegato alla presenza dell’avanfossa alpina, che si va a raccordare, oltre i 7.000 di profondità nel sottosuolo della Pianura Padana, con le propaggini dell’avanfossa appenninica.

Se nel Pleistocene il bacino padano era occupato da acque marine, periodicamente caratterizzate da fenomeni di regressione e d’ingressione, nel Pleistocene medio – superiore e compiutamente nel Pliocene si va delineando il riempimento ad opera degli scaricatori fluvio – glaciali a Nord e fluviali a Sud.

Durante i vari intervalli interglaciali, e soprattutto nel corso dell’ultima fase post glaciale, si va strutturando il progressivo riempimento delle aree esterne agli apparati morenici: le conoidi ciottolose – ghiaiose – sabbiose dell’alta pianura, passano a depositi via via più fini (sabbie, limi e argille) nella media e poi bassa pianura.

Dal punto di vista litostratigrafico, l’area esaminata è caratterizzata dalla emergenza superficiale di sabbie più o meno commiste a limo ed argilla, legate come indicato nel paragrafo precedente, alla dinamica fluvioglaciale (fig. 4).

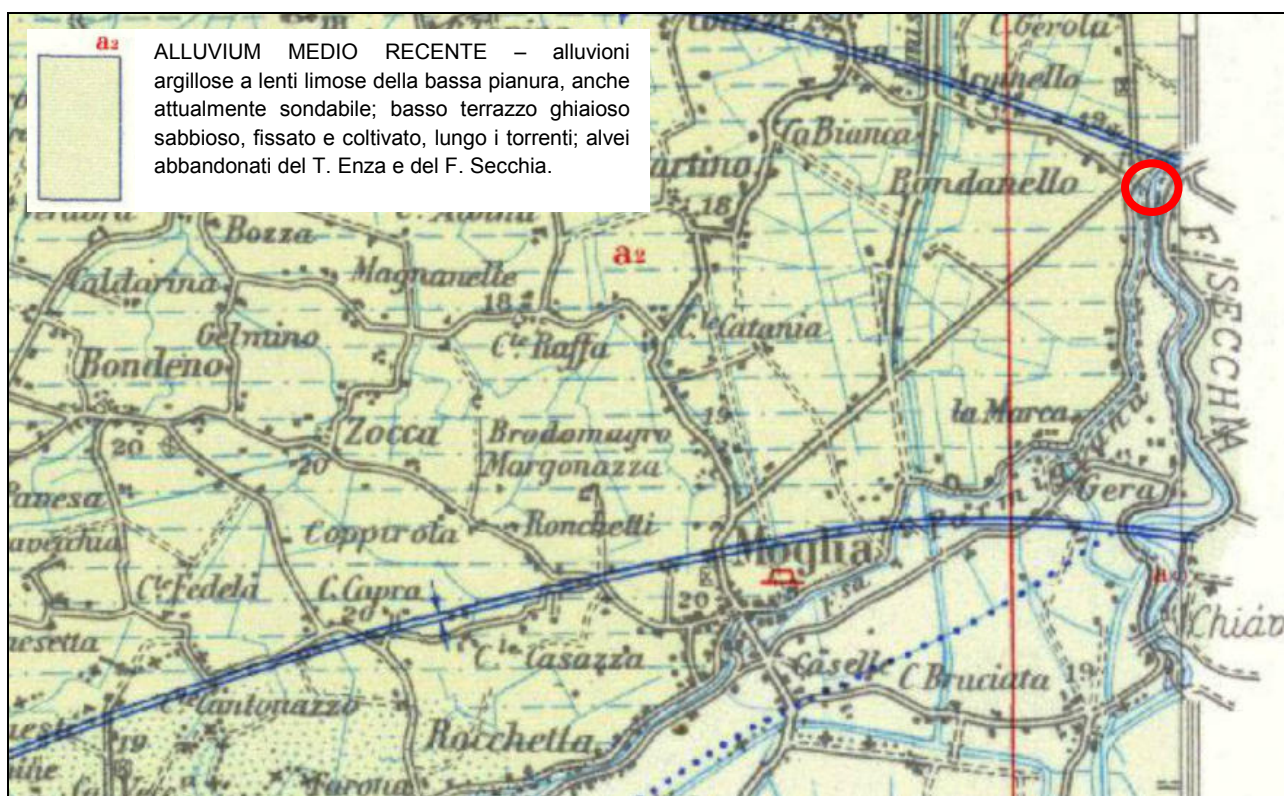


Figura 4: Carta Geologica d'Italia 1:100.000 Foglio 72 Reggio Emilia

4. IDROGEOLOGIA

Le caratteristiche degli acquiferi del territorio in esame vanno inquadrare nel modello evolutivo tridimensionale, sia idrogeologico che stratigrafico, dell'intera Pianura Padana emiliano-romagnola. Secondo i più recenti studi (cfr. Regione Emilia-Romagna, Eni-Agip, 1998) si distinguono, sia in superficie che nel sottosuolo 3 Unità Idrostratigrafiche di rango superiore, denominate Gruppi Acquiferi (Figura 7).

Esse affiorano sul margine meridionale del Bacino Idrogeologico della Pianura per poi immergersi verso nord al di sotto dei sedimenti depositati dal fiume Po e dai suoi affluenti negli ultimi 20.000 anni, contenenti acquiferi di scarsa estensione e potenzialità (Acquifero Superficiale).

Ciascun Gruppo Acquifero risulta idraulicamente separato, almeno per gran parte della sua estensione, da quelli sovrastanti e sottostanti, grazie a livelli argillosi di spessore plurimetrico sviluppati a scala regionale.

L'Unità Idrostratigrafico-Sequenziale affiorante nell'area in esame e direttamente coinvolta dalle opere di fondazione dell'intervento in progetto è denominata Gruppo Acquifero A, che ricalca il Sintema Emiliano Romagnolo superiore (450.000 - 350.000 anni BP).

Il Gruppo acquifero A è essenzialmente caratterizzato da:

ghiaie e sabbie prevalenti nella pianura pedemontana;

- depositi prevalentemente fini argillosi e/o limosi attraversati in senso meridiano da corpi nastriformi di ghiaie e sabbie, nella pianura a crescita verticale;
- presenza di estese bancate sabbiose a sviluppo tabulare, a partire dall'allineamento dei centri frazionali di Paradigna e Bogolese fino all'asse fluviale del Po.

UNITA' STRATIGRAFICHE		SEQUENZE DEPOSIZIONALI		ETA' (milioni di anni)	SCALA CRONOSTRATIGRAFICA (milioni di anni)	UNITA' IDROSTRATIGRAFICHE		
						GRUPPO ACQUIFERO	COMPLESSO ACQUIFERO	SISTEMA ACQUIFERO
SUPERSINTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO	SINTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO SUPERIORE	Qc	Qc ₂	~0.12	PLEISTOCENE SUPERIORE-OLOCENE	A	A1	
							A2	
							A3	
							A4	
	SINTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO INFERIORE	Qc	Qc ₁	~0.35-0.45	PLEISTOCENE MEDIO	B	B1	
							B2	
							B3	
							B4	

Figura 5: Schema geologico-stratigrafico e idrostratigrafico del Bacino Pleistocenico della Pianura Emiliano-Romagnola.

Il gruppo Acquifero A è ulteriormente suddivisibile in 5 Complessi Acquiferi, riferibili ad altrettanti Sequenze Deposizionali Elementari, contrassegnati dal superiore all'inferiore, come di seguito elencato:

- Complesso Acquifero A0 (acquifero freatico superficiale);
- Complesso Acquifero A1 (primo acquifero di spessore, estensione e chimismo variabile);
- Complesso Acquifero A2 (acquifero intermedio di spessore, estensione e chimismo variabile);
- Complessi Acquiferi A3 e A4 (acquiferi profondi di spessore, estensione e chimismo variabile).

Per complesso acquifero A0 si intende l'acquifero freatico di pianura, un sottile livello di sedimenti prevalentemente fini che prosegue verso nord su tutta la pianura. Si tratta dei depositi discontinui di canale fluviale, argine e pianura inondabile in diretto contatto con i corsi d'acqua superficiali e con gli ecosistemi che da esse dipendono, oltre che con tutte le attività antropiche.

Data la litologia prevalentemente fine e lo spessore modesto (nell'ordine dei 10 m), l'acquifero freatico di pianura riveste un ruolo molto marginale per quanto concerne la gestione della risorsa a scala regionale, infatti non è considerato nello schema idrografico classificativo riportato in fig. 7. E' invece molto sfruttato nei contesti rurali, dove numerosi pozzi a camicia lo sfruttano per scopi prevalentemente domestici, e riveste una funzione particolarmente importante da un punto di vista geotecnico in quanto il livello freatico determina il grado di saturazione dei terreni.

L'acquifero A0 freatico, nell'areale oggetto di indagine, non è una risorsa sottoposta a vincoli di vulnerabilità, se non per le normative di tutela ambientale dall'inquinamento (d.lgs. 152/06)

Sulla base delle indagini eseguite la profondità della falda è stimata essere collocata a circa 6/8 m di profondità dal piano campagna.

5. SISMICITA'

L'area in oggetto ricade poco al di fuori (< 2 km) della Zona Sismogenetica 912 (area viola fig. 6), che rappresentano la porzione più esterna della fascia in compressione dell'arco appenninico settentrionale. Include le sorgenti sismogenetiche principali della fascia appenninica intermedia, cui è possibile associare la sismicità dell'area Emiliana. Responsabili della sismicità sono strutture compressive (prevalentemente thrust), ma anche transpressive, allineate lungo il margine appenninico a breve distanza da esso.

Essendo l'area di indagine esterna alle zone sismo genetiche, come magnitudo di riferimento per le verifiche sismiche verrà cautelativamente impiegata quella di 5.81, pari a quella del terremoto di maggiore intensità registrato nel catalogo parametrico dei terremoti italiani.

La sismicità dell'Emilia Romagna può essere definita media relativamente alla sismicità nazionale, poiché i terremoti storici hanno avuto magnitudo massima compresa tra 5,5 e 6 della scala Richter e intensità del IX-X grado della scala MCS. I maggiori terremoti (Magnitudo > 5,5) si sono verificati nel settore sud-orientale, in particolare nell'Appennino Romagnolo e lungo la costa riminese. Altri settori interessati da sismicità frequente ma generalmente di minore energia (Magnitudo < 5,5) sono il margine appenninico-padano tra la Val d'Arda e Bologna, l'arco della dorsale ferrarese e il crinale appenninico.

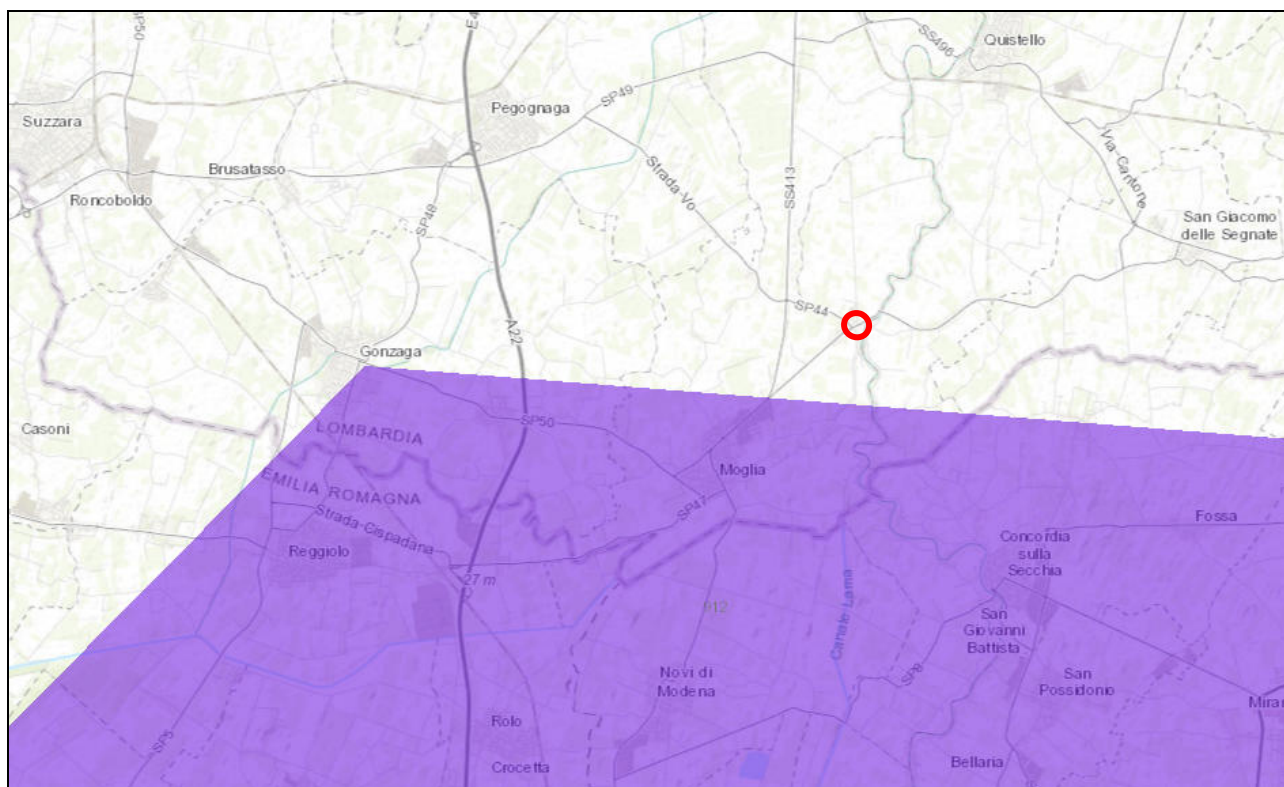


Figura 7: Stralcio ArcGIS Carta Sismogenetica d'Italia – Zone ZS9.

I maggiori terremoti manifestatisi in epoca storica nel parmense sono stati i terremoti del 1346 di Ferrara e del 1996 di Correggio, rispettivamente di intensità di 7.5 e 7.0 gradi della scala Mercalli, stimati di magnitudo 5.81 e 5.44 della scala Richter.

Tali eventi storici sono perfettamente congruenti con i recenti sismi del 20 e 29 maggio 2012, che confermano l'intensità sismica dell'areale emiliano romagnolo.

Nella tabella sottostante sono riportati i terremoti più intensi verificatisi in un raggio di 30 chilometri dal baricentro del sito oggetto di studio, come registrati nel Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani 2004.

Anno	Areale	Io	Maw	Lat	Lon
1346	FERRARA	75	5.81	44.9200	11.0200
1996	CORREGGIO	70	5.44	44.7820	10.6830
1671	RUBIERA	70	5.34	44.7090	10.8140
1810	NOVELLARA	70	5.28	44.8980	10.7120
1806	NOVELLARA	70	5.26	44.8620	10.6710
1987	REGGIANO	60	5.05	44.7970	10.6970
1928	CARPI	65	4.85	44.7970	10.8720
1841	SANGUINETTO	60	4.83	45.1670	11.1100
1901	POGGIO RUSCO	60	4.83	45.0000	11.1000
1967	CORREGGIO	55	4.71	44.8000	10.7500
1465	VERONA	55	4.63	45.1200	10.6610
2000	REGGIANO		4.46	44.7860	10.7460

Il territorio del comune di Moglia è classificato secondo l'OPCM 3274 del 20.03.2003, in zona 3, le cui azioni sismiche sono governate dalle accelerazioni riportate nella tabella sottostante.

ZONA a_g = accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A	
1	0,35 g
2	0,25 g
3	0,15 g
4	0,05 g

Tale classificazione ora è utilizzata solo a fini amministrativi per la pianificazione territoriale.

Per la definizione dei parametri sismici di progetto verrà utilizzato il valore maggiore tra quelli indicati dalla carta della pericolosità sismica dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia entrata in vigore con l'Ordinanza PCM 3519 del 28 aprile 2006 dalla G.U. n.108 del 11/05/06 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone" e tra il D.g.r. 11 luglio 2014 - n. X/2129 Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d).

6. VINCOLO IDROGEOLOGICO

Il concetto del R.D.L. n° 3267 è chiaramente enunciato all'art. 1 che così recita: "Sono sottoposti a vincolo per scopi idrogeologici i terreni di qualsiasi natura e destinazione che, per effetto di forme di utilizzazione contrastanti con le norme di cui agli artt. 7,8 e 9 (articoli che riguardano dissodamenti, cambiamenti di coltura ed esercizio del pascolo), possono con danno pubblico subire denudazioni, perdere la stabilità o turbare il regime delle acque".

Il vincolo idrogeologico riguarda le aree da tutelare per motivi di difesa del suolo. La difesa del suolo dai dissesti si attua specialmente nelle aree collinari e montane.

Lo scopo principale del Vincolo Idrogeologico è quello di preservare l'ambiente fisico e quindi di garantire che tutti gli interventi che vanno ad interagire con il territorio non compromettano la stabilità dello stesso, né innescino fenomeni erosivi, ecc., con possibilità di danno pubblico.

Il Vincolo Idrogeologico in generale non preclude la possibilità di intervenire sul territorio.

Gli interventi in aree sottoposte a vincolo idrogeologico devono essere progettati e realizzati in funzione della salvaguardia e della qualità dell'ambiente, senza alterare in modo irreversibile le funzioni biologiche dell'ecosistema in cui vengono inseriti ed arrecare il minimo danno possibile alle comunità vegetali ed animali presenti, rispettando allo stesso tempo i valori paesaggistici dell'ambiente (Deliberazione G.R. Emilia Romagna 11 luglio 2000 n. 1117).

Nelle aree in cui sono previste le opere oggetto di indagine non è presente il vincolo idrogeologico.

7. RISCHIO ALLUVIONI

Secondo il Progetto di Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI), l'area oggetto di studio fa parte delle competenze dell'Autorità di Bacino del Fiume Po e dei suoi principali affluenti nei tratti di pianura.

MAPPA DELLA PERICOLOSITÀ E DEGLI ELEMENTI POTENZIALMENTE ESPOSTI



Figura 8: Stralcio Tavola 6-III, Cartografia di Piano PAI.

La cartografia rappresentata nella figura 8 consiste nella mappatura del rischio di alluvioni. Tali mappe indicano le potenziali conseguenze negative derivanti dalle alluvioni, nell'ambito degli scenari, prevedendo n°4 classi di rischio:

- R4 (rischio molto elevato): per il quale sono possibili perdita di vite umane e lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici, alle infrastrutture ed al patrimonio ambientale, la distruzione di attività socio-economiche.

- R3 (rischio elevato): per il quale sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici e alle infrastrutture con conseguente inagibilità degli stessi, la interruzione di funzionalità delle attività socioeconomiche e danni relativi al patrimonio ambientale.
- R2 (rischio medio): per il quale sono possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità delle persone, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche.
- R1 (rischio moderato o nullo): per il quale i danni sociali, economici ed al patrimonio ambientale sono trascurabili o nulli.

Sulla base della cartografia riportata alla pagina precedente (figura 8), l'area oggetto di studio si colloca all'interno della classe di rischio **R3 (rischio elevato)**.

8. PIANO DELLE INDAGINI

Sulla base della normativa vigente e delle relative informazioni geotecniche e sismiche necessarie ad una sufficiente modellazione dei terreni oggetto di indagine è stato eseguito il seguente piano di indagini:

- n.° 1 sondaggio stratigrafico a 30 metri di profondità con esecuzione Down Hole;
- n.° 2 prove penetrometriche statiche con piezocono a 30 metri di profondità;
- n.° 1 prospezione Sismica a Rifrazione;
- n.° 1 prospezione Sismica MASW.

come indicato nella foto aerea sotto riportata.



Figura 9: Ubicazione prove penetrometriche.

8.1 PENETROMETRIA STATICA CON PIEZOCONO

La prova penetrometrica è stata eseguita utilizzando un penetrometro GeoMill da 200 kN di spinta massima, dotato di punta elettrica, montato su autocarro Mercedes Unimog 4 X 4.

La prova CPTU (CPT = Cone Penetration Test; U = con misura della pressione neutra U) consiste nell'infissione nel terreno del piezocono per la misura, ogni 2 cm, dei classici parametri qc (resistenza di punta), fs (resistenza laterale) ed U (pressione neutra).

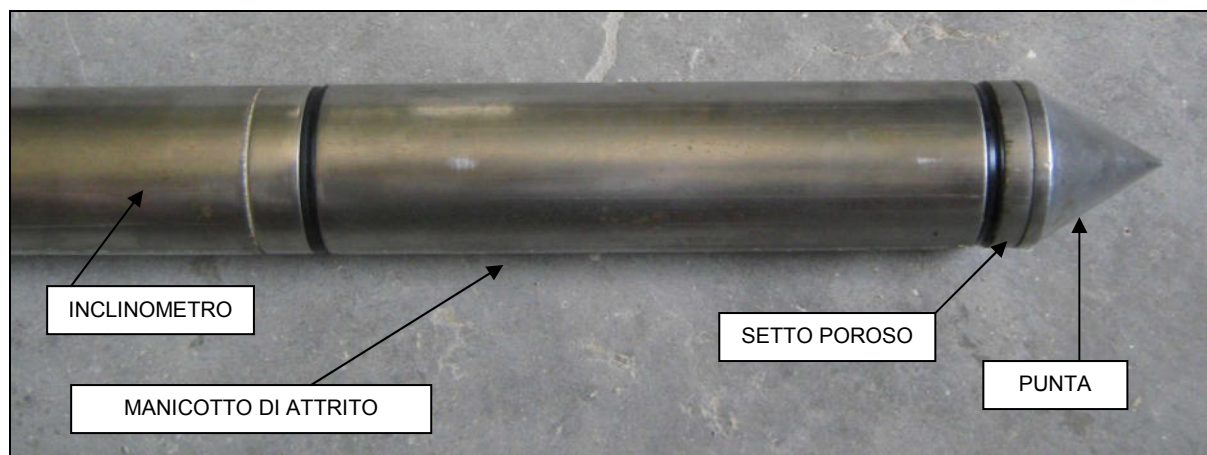


Figura 10: Piezocono impiegato nell'indagine penetrometrica.

La punta sismica è una punta penetrometrica elettrica dotata, oltre che dei geofoni impegnati come sensori di inclinazione, di un trasduttore di pressione per la misura della pressione interstiziale dei pori, cioè il carico idraulico istantaneo presente nell'intorno della punta. La pressione dell'acqua interstiziale del terreno viene trasmessa al trasduttore attraverso un filtro, che è posto tra la base dell'estremità conica della punta ed il manicotto di attrito.

La penetrazione avviene attraverso un dispositivo di spinta, che agisce su una batteria di aste (aste cave con il cavo di trasmissione dati all'interno), alla cui estremità inferiore è collegata la punta con piezocono.

Lo sforzo necessario per l'infissione viene determinato a mezzo di un opportuno sistema di misura estensimetrico collegato alla punta ed al manicotto dell'attrito laterale, e da un trasduttore di pressione che registra le pressioni dell'acqua di falda durante l'infissione 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 registrate su supporti magnetici ed e successivamente elaborati.

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

- diametro di base del cono $f = 35.7 \text{ mm}$
- area della punta conica $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- angolo apertura del cono $B = 60^\circ$
- superficie laterale manicotto $A_m = 150 \text{ cm}^2$

Nei diagrammi e tabelle allegate sono riportati i seguenti valori di resistenza (rilevati dalle letture di campagna, durante l'infissione dello strumento):

- q_c (kg/cm²) = resistenza alla punta (conica);
- f_s (kg/cm²) = resistenza laterale (manicotto);
- U (kg/cm²) = pressione dei pori (setto poroso);
- f_s/q_c (%) = rapporto attrito laterale / resistenza alla punta;
- $\Delta U/q_c$ = variazione pressione dei pori in funzione della resistenza alla punta.

Oltre all'elaborazione dei valori di resistenza del sottosuolo, vengono fornite utili informazioni per il riconoscimento di massima dei terreni attraversati (stratigrafia), in base al rapporto q_c/f_s fra la resistenza alla punta e la resistenza laterale del penetrometro, ovvero in base ai valori di q_c e del rapporto $FR = (f_s/q_c)$ %.

Sempre con riferimento alle prove penetrometriche statiche con piezocono CPTU, nelle tavole allegate sono riportate indicazioni concernenti i principali parametri geotecnici (coesione non drenata C_u , angolo di attrito interno efficace, densità relativa D_r , peso di volume Y , ecc).

8.2 SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO

Il carotaggio è stato eseguito a rotazione verticale con utilizzo di acqua e fanghi di perforazione, con recupero integrale e rappresentativo dei terreni attraversati, comunque non inferiore all'90 %.

Sono stati utilizzati carotieri semplici di diametro 101 mm e lunghezza 1500 mm, con corone e scarpe taglienti al widia, azionati ad aste di manovra di diametro 76 mm. Le pareti del foro sono state sostenute da tubazione metallica provvisoria di diametro 127 mm, infissa con circolazione di acqua pulita senza l'ausilio di polimeri.

La perforazione è stata eseguita con la supervisione di geologi a tempo pieno, responsabili dell'esecuzione dei lavori, delle misure in situ, delle quote di fondo foro, della compilazione dei dati stratigrafici, ecc. Alla conclusione del sondaggio S1, all'interno del foro è stato installato un tubo in PVC per l'esecuzione di prova geofisica di tipo Down Hole.

La descrizione stratigrafica dei terreni attraversati è stata restituita graficamente sulle schede stratigrafiche allegate.

La macchina perforatrice impiegata è stata:

Comacchio MCT 800

Coppia torcente:	820 kgm
Velocità di rotazione:	0 – 330 rpm
Corsa continua:	500 cm
Spinta:	4500 kg
Trazione:	6500 kg
Portata argano manovra:	2000 kg
Pompa fanghi:	Triplex TR200 da 200 l/min



Figura 11: Sonda impiegata nell'indagine in oggetto.

N° SONDAGGIO	PROFONDITA' (m da p.c.)
S 1	30.00

8.3 PROVE DOWN HOLE

Al termine della perforazione del sondaggio S1, il foro è stato completato con l'installazione di tubo in PVC del diametro di 80 mm fino a fondo foro (30 m da p.c. circa), per l'esecuzione della prevista prova geofisica tipo Down Hole.



Figura 12: Geofono da pozzo G1-GEO 3D.

Le prove sismiche Down Hole vengono eseguite con lo scopo di misurare la velocità delle onde dirette che si propagano dalla superficie del terreno in profondità. Il terreno viene energizzato in superficie, in prossimità di testa foro e la registrazione avviene in foro grazie ad un geofono triassiale ancorato a profondità crescenti. Tale geofono registra gli spostamenti (tradotti sotto forma di impulsi elettrici) lungo tre direzioni ortogonali tra loro (x, y, z). Le onde sismiche vengono generate energizzando il terreno in direzione verticale e in direzione trasversale (parallelamente al suolo).

Nel primo caso verranno generate prevalentemente onde compressive (onde P) che si propagano in profondità e vengono registrate al meglio dal geofono verticale (asse z). Nel secondo caso verranno generate prevalentemente onde di taglio (onde S) visibili principalmente sui geofoni con l'asse posto orizzontalmente (assi x e y). Le onde di taglio hanno velocità inferiori rispetto a quelle compressive, solitamente intorno al 60-70%, ma anche molto meno in caso di terreni sedimentari recenti in falda, quindi raggiungono il geofono quando il primo fronte d'onda compressiva è già transitato. Questo passaggio, purtroppo, costituisce un disturbo per la misura delle onde trasversali in quanto i geofoni orizzontali si trovano ancora in movimento all'arrivo dell'onda S. Per migliorare il rapporto fra l'energia dell'onda compressiva P e l'energia dell'onda trasversale S a favore di quest'ultima, si realizza una doppia energizzazione orizzontale con verso opposto. La sottrazione delle forme d'onda relative a queste due acquisizioni, riduce sensibilmente la componente compressiva presente nel segnale. Tali prove forniscono una dettagliata stratigrafia di velocità delle onde compressive (V_p) e delle onde di taglio (V_s).

L'attrezzatura per prove Down Hole in dotazione della Elletipi S.r.l. si compone di:

- Geofono da pozzo G1-GEO 3D;
- centralina D1-SISMI USB a 8 canali, al quale è collegato un dispositivo di trigger (intervallo minimo di acquisizione ms 0.017);
- Sistema di energizzazione per onde di compressione P costituito da mazza (del peso di 10 Kg) lasciato cadere con violenza su una piastra in alluminio adagiata in superficie ad una distanza di circa 2.0 m dal foro dopo averne opportunamente predisposto il piano di appoggio e dopo averla orientata in direzione ortogonale ad un raggio uscente dall'asse del foro;
- Sistema di energizzazione per onde di taglio S costituito dalla medesima massa battente manovrata a mano e agente a percussione sul piano orizzontale in modo coniugato (180°) su di due travi di legno lunghe 1.0 m poste a circa 2.0 m dall'asse del foro, rinforzata da piastre metalliche.

Caratteristiche tecniche dei Geofoni	
Sensore (a 24°C)	4.5-10 Hz
Distorsione	Minore del 0.075%
Frequenze spurie	> 160 Hz
Resistenza della bobina	395ohm
Massa	8.4g
Spostamento della bobina	1.78 mm
Diametro	27.4 mm
Altezza	31.5 mm
Peso	76.4 g
Temperatura operativa	-40°C $+90^\circ\text{C}$

Una volta raggiunta la profondità di prova i ricevitori vengono assicurati alla parete del tubo di rivestimento mediante un packer azionato dalla superficie, la sorgente viene colpita in senso verticale (per generare onde

di compressione P) e lateralmente (per generare onde di taglio SH) facendo partire, per mezzo del trigger, la registrazione del segnale.

La misura dei tempi dei primi arrivi delle onde sismiche deve essere realizzata con precisione e con un dettaglio pari a meno di due centesimi di millisecondo. La prima fase dell'elaborazione consiste nella determinazione dei primi arrivi sia delle onde P che delle onde S. Il picking dei tempi delle onde P è una operazione relativamente semplice, mentre per la corretta individuazione dei tempi di arrivo delle onde S è necessario evidenziare l'inversione di fase dell'onda di taglio: per tale scopo si effettua la sovrapposizione dei sismogrammi ricavati per la stessa profondità dai due punti di battuta; sovrapponendo le tracce si avrà la corretta localizzazione delle onde S quando si noterà il movimento uguale ed opposto della fase d'onda.

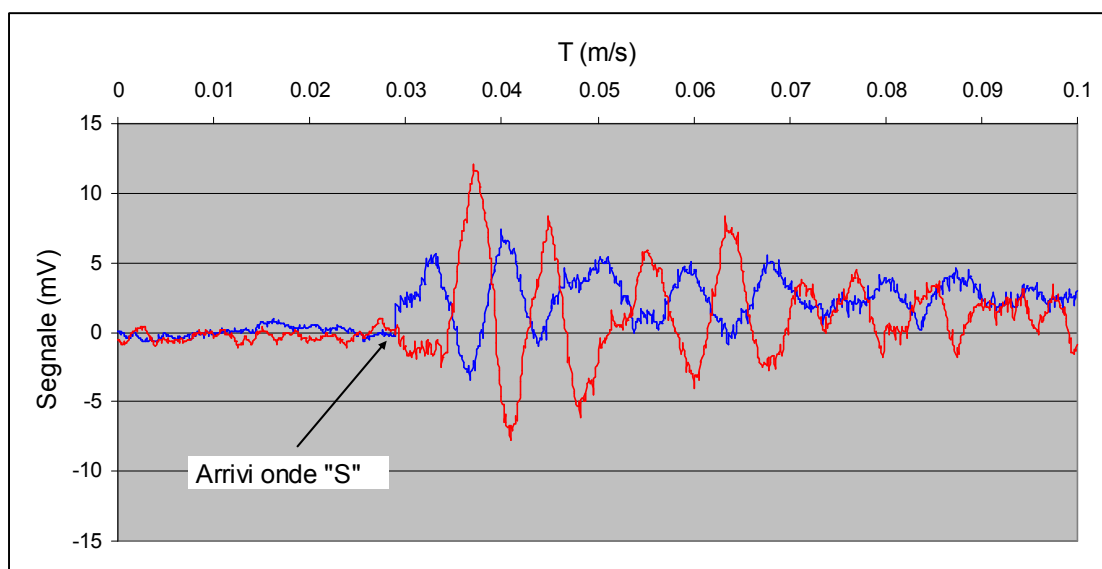


Figura 13: Grafico degli arrivi coniugati delle onde S.

Le velocità V_p e V_s misurate ed i parametri correlati sono riportati nei certificati allegati.

Nelle tabelle e nei grafici dei rapporti di prova dei Down Hole, la velocità delle onde P ed S è riportata sia per ciascuno strato i -esimo dello spessore di un metro, sia come velocità media alle varie profondità. Ad esempio V_{si} a 15 m, rappresenta la velocità delle onde s del sismo strato compreso tra i 14 ed i 15 metri di profondità, mentre la V_{sn} a 15 m rappresenta la velocità media delle onde s da 0 a 15 metri di profondità.

Il boccaforno dei tubi Down Hole è stato completato con pozzetto carrabile.

8.4 GEOFISICA DI SUPERFICIE

La campagna di indagini geofisiche ha previsto l'esecuzione di n° 1 profilo di sismica a rifrazione da 90 m cadauno (offset inclusi) e n° 1 profilo Masw da 90 m cadauno (offset inclusi). L'ubicazione dei profili è riportata in allegato. Nonostante l'estrema rumorosità del sito si è riusciti ad ottenere dei risultati che ben si correlano alle altre indagini geognostiche presenti.

8.4.1 SIMICA A RIFRAZIONE

Per sismica a rifrazione si indicano una serie di tecniche basate sul principio fisico del fenomeno della rifrazione di un'onda sismica che incide su una discontinuità individuata fra due corpi aventi proprietà meccaniche diverse (orizzonte rifrattorio). Sulla superficie da investigare si posizionano i trasduttori del moto del suolo (velocimetri o accelerometri) ad una certa distanza dalla sorgente sismica che può essere una massa battente (diversamente applicata e guidata) o una carica esplosiva a seconda della lunghezza dello stendimento e della profondità di indagine richiesta.

Nell'indagine sismica a rifrazione i trasduttori situati più vicino alla sorgente rilevano prima l'onda diretta che arriva con velocità legata alle caratteristiche meccaniche dello strato di terreno più superficiale, mentre quelli più lontani rilevano le onde rifratte che viaggiano a velocità più elevata. Conoscendo i tempi di primo arrivo e la distanza geofono-sorgente, tramite l'analisi delle curve dei primi arrivi ad ogni trasduttore (dromocrone) si può determinare la velocità dei vari strati; da qui produrre una stratigrafia sismica da correlare alle formazioni geologiche o discontinuità presenti nella serie investigata nel sottosuolo.

Per il processing dei dati sismici in onda P è stato utilizzato il Software RAYFRACT della Intelligent Resources Inc. (Canada), studiato per l'elaborazione di dati relativi ad indagini sismiche eseguite in superficie, realizzate sia con onde P che S, per scopi geotecnico-ingegneristici, ambientali, nonché per l'esplorazione nel campo delle georisorse. Rayfract consente sia la ricostruzione della geometria dei rifrattori con la sismica a rifrazione tradizionale, che la realizzazione di dettagliati modelli di velocità del sottosuolo con le più evolute tecniche tomografiche, soprattutto nel caso di strutture profonde.

Lo schema di interpretazione utilizzato nel presente lavoro è basato sulla creazione di un modello iniziale ottenuto mediante interpretazione con una tecnica sofisticata di processo dei tempi di primo arrivo basata sui metodi dei "Fronti d'onda" (Brückl 1987; Jones and Jovanovich 1985) e del Plus-minus (Hagedoorn 1959), fondata su una regressione del campo dei tempi di primo arrivo (Brückl 1987). Tale metodo può essere considerato un'ottimizzazione dell'algoritmo del GRM, capace di risolvere l'immagine dei rifrattori con andamenti topografici molto accidentati. A partire dal modello sopraccitato è stato quindi utilizzato il codice di calcolo per la modellazione tomografica che utilizza, nell'algoritmo d'inversione, un "raytracing" con raggi curvilinei e metodi di calcolo ai minimi quadrati attraverso il metodo Delta t-v (Gebrande and Miller 1985), al fine di migliorare il riconoscimento e la localizzazione di strutture di forma anomala, stabilizzando la soluzione dell'algoritmo d'iterazione.

In generale, il tempo di percorrenza di un'onda sismica lungo un percorso S attraverso un mezzo bidimensionale (2D) può essere scritto come

$$t = \int_S u[\mathbf{r}(x, y)] \quad (1)$$

dove $u(\mathbf{r})$ è il campo delle lentezze (l'inverso delle velocità) e \mathbf{r} è il vettore posizione. Discretizzando il campo di lentezze $u(\mathbf{r})$ con m celle equidimensionali ognuna caratterizzata da una lentezza costante u_k ($k=1, 2, \dots, m$) la dromocrona i -esima delle n disponibili può essere scritta come

$$t_i = \sum_{k=1}^m l_{ik} \cdot u_k \quad (2)$$

dove t_{ik} rappresenta la porzione dell'i-esima dromocrone nella cella k-esima. Considerando tutte le dromocrone disponibili si ottiene il seguente sistema

$$\mathbf{t} = \mathbf{M} \cdot \mathbf{u} \quad (3)$$

dove \mathbf{t} è il vettore dei dati sperimentali (tempi di primo arrivo letti sui sismogrammi), \mathbf{M} è la matrice rettangolare contenente le porzioni dei percorsi nelle varie celle, \mathbf{u} è il vettore delle lentezze (incognite del problema). Il problema inverso da risolvere è pertanto

$$\mathbf{u} = \tilde{\mathbf{M}}^{-1} \cdot \mathbf{t} \quad (4)$$

dove $\tilde{\mathbf{M}}$ è la matrice inversa generalizzata. Poiché i percorsi sismici dipendono dalle lentezze, la matrice \mathbf{M} dipende anche dalle lentezze e quindi il problema inverso (5) è un problema non-lineare che deve essere risolto iterativamente partendo da una soluzione iniziale (modello di partenza). L'equazione da considerare è pertanto la seguente

$$\mathbf{J} \cdot \Delta \mathbf{u} = \Delta \mathbf{t} \quad (5)$$

dove $\Delta \mathbf{t} = \mathbf{t} - \mathbf{t}(\mathbf{u}_0)$ è la differenza tra i tempi sperimentali e i tempi calcolati per il modello di lentezze iniziale \mathbf{u}_0 ; $\Delta \mathbf{u}$ è la perturbazione del modello iniziale; e \mathbf{J} è la matrice jacobiana contenente le derivate parziali delle dromocrone rispetto alle lentezze nelle celle $\frac{\partial t_i}{\partial u_k}$.

Poiché il problema è parzialmente sovradeterminato (per alcune celle si hanno molti percorsi) e parzialmente sottodeterminato (per alcune celle non è disponibile nessun percorso) esso è stato risolto con la tecnica dei minimi quadrati smorzati, cioè è stata minimizzata con la seguente funzione errore

$$\varphi = \|\mathbf{J} \cdot \Delta \mathbf{u} - \Delta \mathbf{t}\|^2 + \lambda \|\mathbf{L}_2 \mathbf{u}\|^2 \quad (6)$$

dove λ è il fattore di smorzamento e la matrice \mathbf{L}_2 è una matrice derivata seconda (operatore laplaciano) che forza la soluzione verso la soluzione più regolare possibile (smoothest solution).

L'affinamento della soluzione supportata con il metodo Delta t-v è stato ottenuto attraverso un ulteriore processo finale tomografico.

8.4.2 METODO MASW

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva, che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs, basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo. La determinazione delle Vs viene ottenuta tramite inversione delle curve di dispersione delle onde di Rayleigh.

In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980) o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione. La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi del suolo.

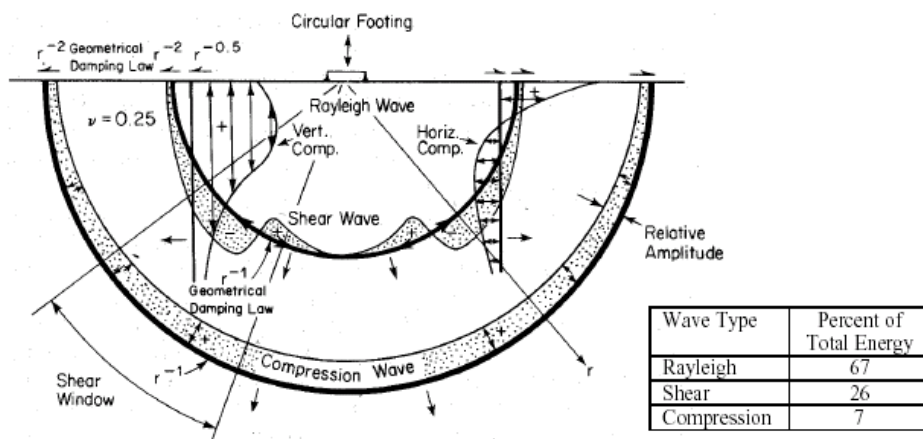


Fig. 14: Distribuzione delle onde sismiche nel sottosuolo

Le indagini MASW si distinguono in attive e passive o in una combinazione di entrambi.

Nel metodo attivo le onde superficiali generate in un punto sulla superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori. Nel metodo passivo lo stendimento dei sensori può essere sia lineare, sia circolare e si misura il rumore ambientale di fondo esistente.

Facendo riferimento al metodo attivo da noi utilizzato possiamo dire che, una generica acquisizione di segnali sismici lungo uno stendimento lineare, con sorgente esterna alla linea sismica, può essere rappresentata come una funzione $u(x, t)$ dove x è lo spazio e t il tempo.

Applicando ai segnali la trasformata di Fourier lungo l'asse dei tempi otteniamo la funzione $U(x, f)$:

$$U(x, f) = \int u(x, t) e^{ift} dt \quad (7)$$

La funzione $U(x, f)$ può essere espressa come la moltiplicazione di due termini separati:

$$U(x, f) = P(x, f) A(x, f) \quad (8)$$

dove $P(x, f)$ e $A(x, f)$ rappresentano rispettivamente lo spettro di fase e di ampiezza.

Nella funzione $U(x, f)$ ogni componente in frequenza è completamente separata dalle altre e l'informazione del tempo di arrivo è preservata nello spettro di fase $P(x, f)$.

Nella funzione $P(x, f)$ sono contenute inoltre tutte le informazioni relative alla dispersione delle onde superficiali di Rayleigh mentre la funzione $A(x, f)$ contiene tutte le informazioni inerenti l'attenuazione e la divergenza sferica.

Tenendo conto della rappresentazione esponenziale dello spettro di fase la (8) può essere espressa come:

$$U(x, f) = e^{-i\Phi x} A(x, f) \quad (9)$$

Dove $F = f/c_f$ con f = frequenza angolare e c_f = velocità di fase per ogni frequenza.

Operando un integrale di linea in dx e normalizzando per il modulo della funzione $|U(x, f)|$, otteniamo la funzione $V(f, \phi)$:

$$V(f, \phi) = \int e^{i\phi x} [U(x, f) / |U(x, f)|] dx = \int e^{-i(\Phi - \phi)x} [A(x, f) / |A(x, f)|] dx \quad (10)$$

La funzione $V(f, \phi)$, ottenuta dalla trasformazione integrale, può essere pensata come la somma, lungo tutto lo stendimento, del campo d'onda relativo ad ogni frequenza, applicando uno shift di fase dipendente dall'offset, al campo d'onda, per un'assunta velocità di fase

$$cf = f/\varphi.$$

La normalizzazione al modulo della funzione $|U(x, f)|$, minimizza i fenomeni di attenuazione e di divergenza sferica.

Risulta ovvio che la funzione $V(f, \varphi)$ avrà un massimo in corrispondenza di un valore:

$$\varphi = F = f / cf \quad (11)$$

Per un dato valore di φ dove si verifica un massimo della funzione $V(f, \varphi)$, la velocità di fase cf può essere determinata.

Tenendo conto che $cf = f/\varphi$ la funzione $V(f, \varphi)$ può essere trasformata nella funzione $I(f, cf)$ che viene definita spettro di velocità di fase. In essa lungo l'asse cf appariranno dei picchi che soddisferanno, per ogni frequenza, l'equazione (11). Il luogo dei punti lungo questi massimi, per differenti valori di frequenza f , permettono di identificare le curve di dispersione delle velocità di fase dei modi di oscillazione dell'onda superficiale di Rayleigh.

La curva di dispersione media delle velocità di fase dell'onda di Rayleigh, estratta con la metodologia MASW, è invertita al fine ottenere un profilo dettagliato di onde di taglio.

Per l'analisi dei dati masw è stato utilizzato il software SEISMAGER_SW (GEOMETRICS). Per il calcolo della curva di dispersione sono state eseguite prima delle operazioni preliminari di denoising (filtraggio); in seguito poi è stato calcolato lo spettro F-k per i gruppi di sismogrammi scelti. Unendo i massimi della curva dello spettro si è ottenuta una curva di dispersione. La curva di dispersione è stata così utilizzata per l'inversione del modello di sottosuolo in modo da ottenere un profilo di V_s – profondità.

Le indagini sono state eseguite in accordo con quanto descritto da Louie per sviluppare profili verticali 1D delle onde di taglio. La spaziatura geofonica rappresenta una sorta di filtro di frequenza per il segnale che può arrivare da tutte le direzioni. Pertanto è implicito che maggiore è la spaziatura minore è la frequenza del segnale utile campionabile e conseguentemente maggiore è la profondità di investigazione. L'acquisizione dati è consistita nel campionamento dell'ambiente e/o delle onde di superficie generate (un evento di campionamento) in corrispondenza della stesa sismica per diversi secondi. I parametri di acquisizione adottati sono i seguenti : sample rate 2 ms; record length 32 s ; numero di misure acquisite = 10.

L'apparecchiatura utilizzata per questo tipo di prove si compone delle seguenti parti:

- sistema energizzante;
- sistema di ricezione;
- trigger;
- sistema di acquisizione dati.

sistema energizzante: Per generare le onde di compressione P e di Rayleigh, è stata utilizzata una mazza del peso di 8 Kg.

sistema di ricezione: per l'indagine sono stati utilizzati 24 geofoni del tipo elettromagnetico a bobina mobile (oscillazione verticale), con frequenza caratteristica di 4.5 Hz.

Sistema di acquisizione dati: E' stato utilizzato un sismografo costituito da un sistema a multicanale a conversione digitale. Il modello è denominato GEODE (GEOMETRICS) con risoluzione di acquisizione pari a

24 bit (Tecnologia Delta Sigma). Tale sistema è in grado di registrare su ciascun canale in forma digitale le forme d'onda e di conservarle su memoria di massa dinamica minima a 24 bit.

Esso è collegato a ciascuno dei geofoni in foro ed al sensore del trigger e consente quindi di registrare in forma numerica e visualizzare come tracce su un apposito monitor le vibrazioni a partire dall'impulso inviato dal trigger.

Trigger: entrambe le metodologie utilizzate, in quanto attive, prevedono che l'inizio della registrazione sia individuato mediante un trigger che consiste in un circuito elettrico che viene chiuso nell'istante in cui la massa battente colpisce la piastra o la trave (nel nostro caso si è usato quello un geofono starter) e l'impulso generato, inviato al sistema di acquisizione, consentendo di fissare il tempo zero di riferimento per il calcolo dei tempi di percorso delle onde generate

L'acquisizione dei dati sismici relativi alle indagini Sismiche e Masw è stata condotta rispettivamente con la seguente configurazione:

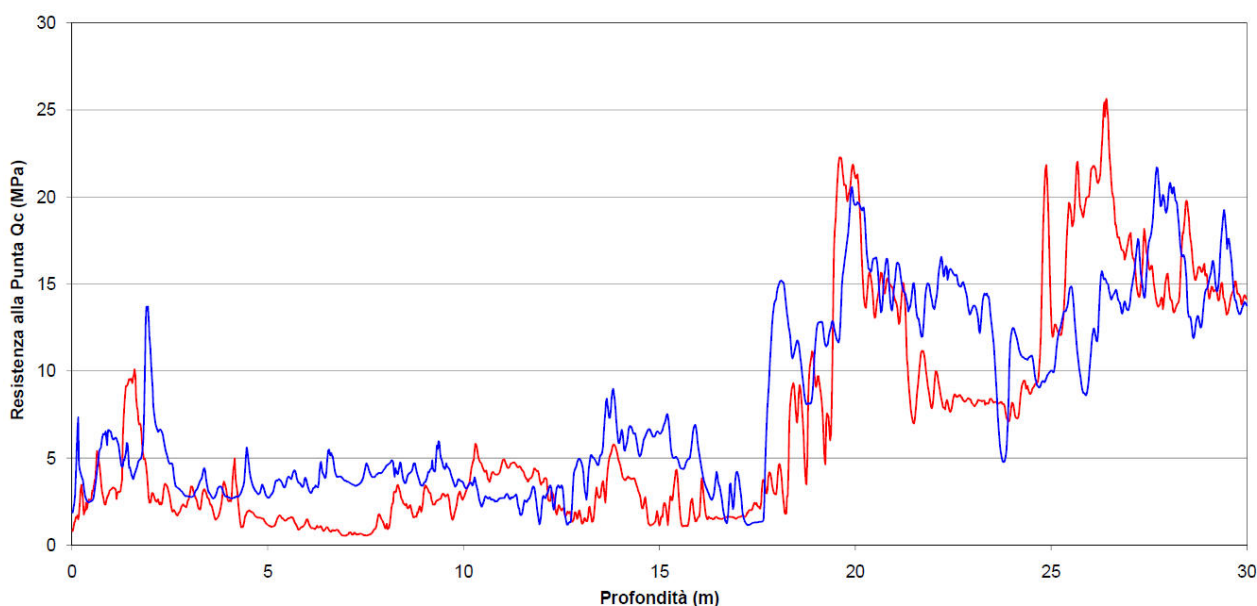
Rifrazione Tomografica

- n° geofoni: 24
- distanza intergeofonica 4 m
- n° 7 punti di energizzazione offset inclusi
- n° 7/11 shot per ogni punto di energizzazione tempo di acquisizione: 0.8 s
- intervallo di campionamento 0,25 μ s.

Masw

- n° geofoni: 24
- distanza intergeofonica pari a 4 m
- n° 1 punti di energizzazione con offset da 10 m
- n° 8/13 shot per ogni punto di energizzazione
- tempo di acquisizione: 32 s
- intervallo di campionamento 2 ms.

9. CARATTERI STRATIGRAFICI DEL SITO



Nella figura sopra riportata viene rappresentato il grafico di resistenza alla punta ricavato dalle prove penetrometriche eseguite. Nel grafico l'approfondimento della prova viene rappresentato sull'asse delle ascisse in metri, mentre in ordinata la resistenza alla punta espressa in MPa.

Valori bassi di resistenza alla punta solitamente indicano la presenza di terreni fini (argille e limi), mentre i valori più alti (oltre i 3/5 MPa) indicano la presenza di terreni sabbiosi.

Sinteticamente i terreni incontrati possono essere così suddivisi:

1. da - 0.00 a - 18.00 m Limi da sabbiosi ad argillosi anche sovra consolidati, con lenti argillose più frequenti nella CPTU 1;
2. da - 18.00 a - 30.00 m sabbie limose.

La stratigrafia dedotta dalle prove penetrometriche è confermata dal carotaggio stratigrafico, allegato al presente lavoro.

10. PARAMETRI GEOTECNICI: VALORI CARATTERISTICI

L'Eurocodice 7 definisce il valore caratteristico di una particolare grandezza del terreno nel seguente modo: " Il valore caratteristico di un parametro geotecnico sarà scelto come stima cautelativa del valore che influenza l'insorgere dello stato limite".

L'approccio che si segue in questo lavoro per la stima dei valori caratteristici è quello statistico suggerito dall'EC7. In particolare, essendo previste fondazioni superficiali a platea, siamo in presenza di struttura rigida che agisce su di un volume di terreno grande, e quindi all'interno delle singole unità stratigrafiche individuate si può ipotizzare una compensazione spaziale e strutturale dei carichi da punti di debolezza a punti di maggiore resistenza. Perciò i valori caratteristici verranno selezionati come 5° percentile della distribuzione della media.

La distribuzione del valor medio, nel caso di distribuzione normale, viene calcolata utilizzando la 't' di Student ad n-1 gradi di libertà ed ipotizzando che la media del campione coincida con la media della popolazione, usando la seguente relazione:

$$x_k = \bar{x} \pm t_{n-1}^{0.95} \left(\frac{s}{\sqrt{n-1}} \right)$$

x_k è il valore caratteristico desiderato;

x con barra il valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione.

Ipotesi che si ritiene corretta dato l'alto numero di campioni che si ottengono dalla prova penetrometrica elettrica (1 ogni 2 centimetri);

t è il valore della distribuzione di student ad n-1 gradi di libertà con probabilità u = 95% (ossia, 1-a = 0.95 o alternativamente, a = 0.05)

s è la deviazione standard del campione;

n il numero di dati.

Come si può notare, la grande mole di dati che si ricavano da un penetrometria elettrica (10 volte quella meccanica) rende il metodo statistico più affidabile, e consentono di ottenere valori caratteristici prossimi alla media, cioè non eccessivamente cautelativi.

Un altro vantaggio dato da un numero di dati sufficientemente elevato è la coincidenza di valori ricavata da una distribuzione normale rispetto una distribuzione lognormale.

Le tabelle sottostanti riportano i valori caratteristici dei parametri geotecnici. Detti parametri sono calcolati sulla base delle correlazioni proposte da P. K. Robertson in "Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering" (3rd edition, 2009).

Penetrometrie	UNITA' 1	UNITA' 2
	LIMI	SABBIE
Limite sup. (m)	0.0	18.0
Limite inf. (m)	18.0	30.0
γ (Mg/m ³)	1.93	1.98
media dati	1.93	1.98
dev. Stand	0.02	0.02
n° dati	692	1164
Φ (°)	35.6	36.1
media dati	35.8	36.2
dev. Stand	4.1	1.8
n° dati	692	1164
G ₀ (Mpa)	77.3	171.1
media dati	78.6	172.4
dev. Stand	21.0	25.6
n° dati	692	1164
M (MPa)	57.8	156.8
media dati	58.9	158.2
dev. Stand	16.5	30.5
n° dati	692	1164
Eu (MPa)	59.9	129.5
media dati	60.9	130.4
dev. Stand	16.2	18.6

n° dati	692	1164
Dr (%)	42.5	66.5
media dati	43.6	67.0
dev. Stand	18.0	12.1
n° dati	692	1164

11. PARAMETRI SISMICI

11.1. CATEGORIA SISMICA DEL SOTTOSUOLO

L'NTC 2008 ha cambiato l'approccio alla valutazione del rischio sismico, introducendo la necessità della sua valutazione in funzione del sito.

La Vs30, cioè la velocità delle onde di taglio nei primi trenta metri di sottosuolo, è il parametro che classifica la risposta sismica del sottosuolo in funzione della stratigrafia presente nel sito.

La Vs30 è stata determinata attraverso misura diretta della velocità delle onde di taglio, ed è risultata essere di **227 m/s** nel Down Hole, e **227 m/s** nella MASW, che consente di attribuire al **sottosuolo la categoria sismica "C"**.

11.2. AZIONE SISMICA

La categoria di suolo sismico consente di definire l'amplificazione sito dipendente che un sisma di riferimento può sviluppare, la pericolosità sismica del sito fornisce le intensità delle azioni sismiche da attendersi.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento V_R .

Nell'NTC 2008 le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o : 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.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella.

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

I suddetti parametri si possono ricavare dalla mappa della pericolosità sismica realizzata dall'INGV, e che si compone di una maglia di 16000 punti i cui essi sono definiti, attraverso la media pesata alle coordinate geografiche del sito in esame rispetto ai vertici della maglia entro cui esso si trova.

Il periodo di riferimento VR è dato da: $VR = VN \times CU$

Dove VN è la vita nominale di un'opera strutturale, intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, ed è definita dalla tabella sottostante.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

CU è il valore del coefficiente d'uso, definito al variare della classe d'uso come indicato nella sottostante tabella.

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

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata, lo spettro di risposta elastico in accelerazione, della componente orizzontale, è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

nelle quali T ed Se sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.

Inoltre:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = SS \times ST,$$

essendo SS il coefficiente di amplificazione stratigrafica e ST il coefficiente di amplificazione topografica;

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = 10/(5 + \xi)^3 \cdot 0,55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T^*C = CC \times T_C,$$

dove T^*C è definito al § 3.2 delle NTC e CC è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo ;

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = T_C / 3,$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6.$$

L'amplificazione stratigrafica è definita dai coefficienti S_s e C_c , per le varie categorie di suolo sismico come riportato nella tabella sottostante.

Categoria sottosuolo	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	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Mentre l'amplificazione topografica è dimensionata secondo le seguenti tabelle.

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

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

Con la definizione delle componenti spettrali ricavata dalle correlazioni sito dipendenti, si possono così calcolare i valori dello spostamento orizzontale d_g e della velocità orizzontale v_g massimi dalle seguenti espressioni:

$$d_g = 0,025 \times a_g \times S \times T_C \times T_D$$

$$v_g = 0,16 \times a_g \times S \times T_C$$

11.3. PARAMETRI DELL'AZIONE SISMICA

Dalla mappa della pericolosità sismica dell'INGV, considerando:

vita nominale dell'opera, $V_n = 50$ anni;

Classe d'uso, $C_u = IV$;

vita di riferimento, $V_r = 50$ anni

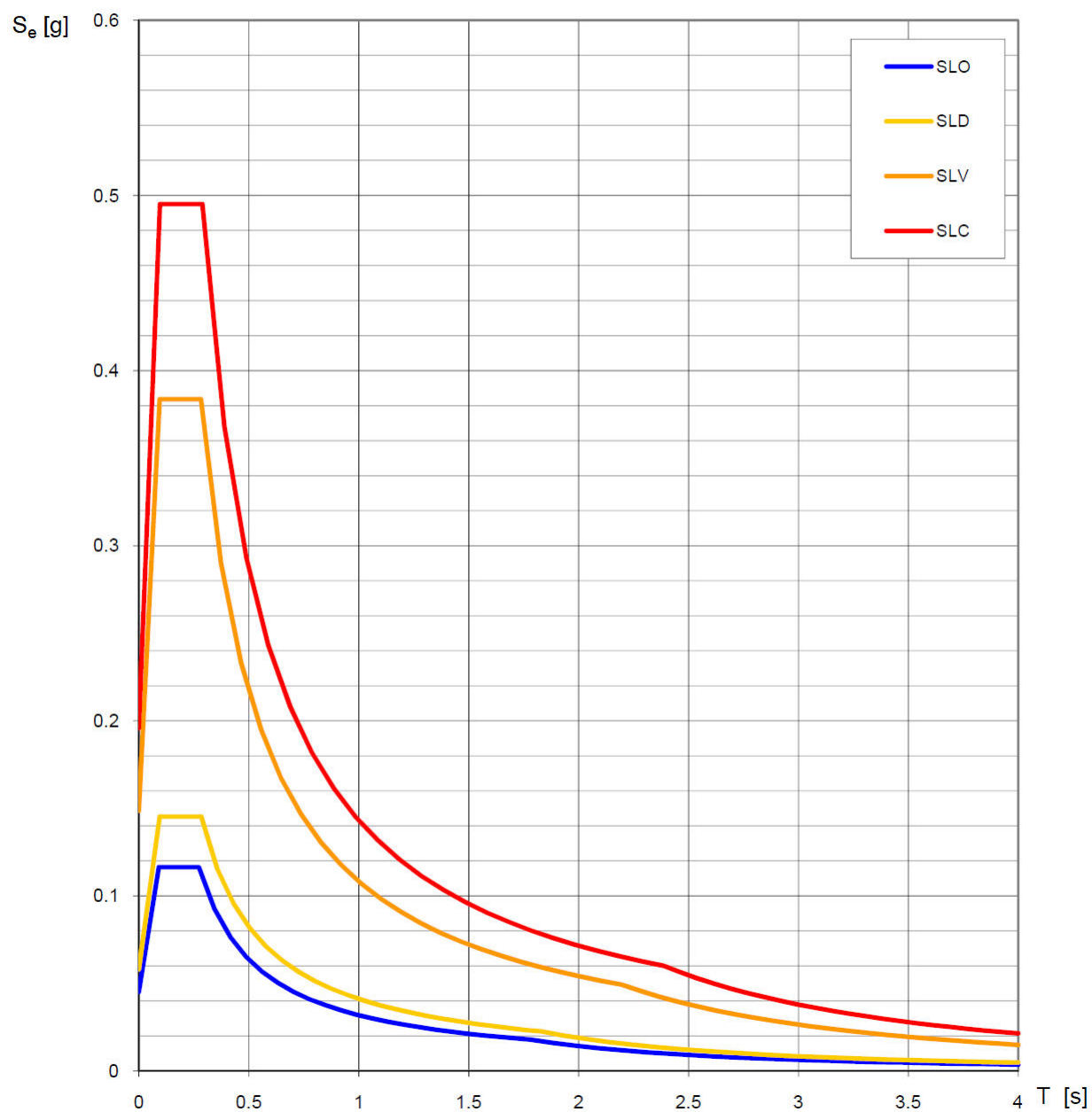
si ricavano i seguenti parametri dell'azione sismica per ciascuna delle verticali indagate:

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0.045	2.578	0.273
SLD	101	0.058	2.505	0.283
SLV	949	0.149	2.580	0.282
SLC	1950	0.196	2.528	0.289

Gli spettri elastici che si ricavano dai suddetti parametri al substrato di riferimento e per i diversi Stati Limite sono i seguenti:

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



In particolare per gli SLD e SLV per il suolo di categoria "C":

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.058 g
F_o	2.505
T_c^*	0.283 s
S_s	1.500
C_c	1.592
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.150 s
T_C	0.451 s
T_D	1.832 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.087
$T_B \leftarrow$	0.150	0.218
$T_C \leftarrow$	0.451	0.218
	0.517	0.190
	0.582	0.169
	0.648	0.152
	0.714	0.138
	0.780	0.126
	0.845	0.116
	0.911	0.108
	0.977	0.101
	1.043	0.094
	1.109	0.089
	1.174	0.084
	1.240	0.079
	1.306	0.075
	1.372	0.072
	1.437	0.068
	1.503	0.065
	1.569	0.063
	1.635	0.060
	1.700	0.058
	1.766	0.056
$T_D \leftarrow$	1.832	0.054
	1.935	0.048
	2.038	0.043
	2.142	0.039
	2.245	0.036
	2.348	0.033
	2.451	0.030
	2.555	0.028
	2.658	0.025
	2.761	0.024
	2.864	0.022
	2.968	0.020
	3.071	0.019
	3.174	0.018
	3.277	0.017
	3.381	0.016
	3.484	0.015
	3.587	0.014
	3.690	0.013
	3.794	0.013
	3.897	0.012
	4.000	0.011

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.149 g
F_o	2.580
T_c^*	0.282 s
S_s	1.470
C_c	1.594
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.470
η	1.000
T_B	0.150 s
T_C	0.450 s
T_D	2.195 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.219
$T_B \leftarrow$	0.150	0.564
$T_C \leftarrow$	0.450	0.564
	0.533	0.476
	0.616	0.412
	0.699	0.363
	0.782	0.324
	0.865	0.293
	0.948	0.267
	1.031	0.246
	1.115	0.228
	1.198	0.212
	1.281	0.198
	1.364	0.186
	1.447	0.175
	1.530	0.166
	1.613	0.157
	1.696	0.150
	1.779	0.143
	1.862	0.136
	1.945	0.130
	2.029	0.125
	2.112	0.120
$T_D \leftarrow$	2.195	0.116
	2.281	0.107
	2.367	0.099
	2.453	0.093
	2.539	0.086
	2.625	0.081
	2.711	0.076
	2.796	0.071
	2.882	0.067
	2.968	0.063
	3.054	0.060
	3.140	0.056
	3.226	0.053
	3.312	0.051
	3.398	0.048
	3.484	0.046
	3.570	0.044
	3.656	0.042
	3.742	0.040
	3.828	0.038
	3.914	0.036
	4.000	0.035

12. CEDIMENTI POST-SISMICI

Dalle interpretazioni delle prove penetrometriche si individuano come orizzonti suscettibili di cedimenti post-sismici significativi, gli strati di terreno caratterizzati da terreni argillosi con C_u inferiore ai 70 KPa, e da sabbie con N_{SPT} equivalente stimato inferiore a 15 colpi.

Il cedimento di consolidazione post-sismica è dato dall'espressione:

$$\Delta H = \varepsilon_{vr} H$$

Dove: H = altezza dello strato omogeneo;

ε_{vr} = deformazione volumetrica post-ciclica percentuale, dove:

$$\varepsilon_{vr} = (\alpha Cr / (1 + e_0)) \log(1 / (1 - \Delta u / \sigma'_0))$$

α = costante sperimentale variabile da 1 a 1,5;

e_0 = indice dei vuoti iniziale;

Cr = indice di riconsolidazione, che può essere ipotizzato pari a $0,225 \cdot C_c$ (indice di consolidazione);

$\Delta u / \sigma'_0$ = rapporto di pressione interstiziale (aumento di pressione neutra indotta dal sisma di progetto).

Per il calcolo dei cedimenti verranno adottati i seguenti parametri:

$\alpha = 1,5$;

$e_0 = 1$: indice dei vuoti medio per terreni argilloso limosi con sostanza organica sparsa;

$e_0 = 0.6$: indice dei vuoti medio per terreni sabbioso limosi;

Indici di consolidazione calcolati dal modulo edometrico stimato dalle penetrometrie ($C_c = (1 + e_0) \sigma_{va} / 0,435M$).

Il calcolo di $\Delta u / \sigma'_0$ (ru) richiede l'esecuzione di alcuni passaggi intermedi.

Determinazione ampiezza della deformazione di taglio massima indotta dal sisma:

$$\gamma_{max} = 0,65 a_{max,s/g} \sigma_v \text{ rd } 1/G$$

dove:

$a_{max,s}$ = picco di accelerazione al piano campagna del sisma di riferimento;

g = accelerazione di gravità;

σ_v = tensione totale verticale;

rd = coefficiente riduttivo dell'azione sismica = $1 - 0,015 z$;

G = modulo di taglio corrispondente alla deformazione γ_{max} .

$$a_{max,s} = a_{ref,g} S_S S_T = 1.462 * 1.470 * 1 = 2.149 \text{ m/s}^2$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$rd = 0.850$$

$$G/G_0 = 0.469 \text{ (tabella 3 allegato A3);}$$

essendo G_0 (medio)	CPTU 1	= 59.8 MPa;
	CPTU 2	= 69.5 MPa.

Inserendo le grandezze determinate precedentemente l'ampiezza delle deformazioni ricavate della prova penetrometrica è:

CPTU 1	$\gamma_{\max} = 7.96 \times 10^{-4}$
CPTU 2	$\gamma_{\max} = 7.05 \times 10^{-4}$

Inserendo i valori di deformazione ricavati nella tabella γ - $\gamma\%$ di (tabella 2 degli atti di indirizzo) si ricava un rapporto di incremento della pressione di circa 0.33.

Utilizzando i parametri sopra riportati, i massimi cedimenti post sismici attesi sulla verticale indagata, per lo spessore di terreno comprimibile, sono quindi stimati in:

CPTU 1	$\Delta H = \varepsilon_{vr} H = \mathbf{0.006 \text{ m}}$
CPTU 2	$\Delta H = \varepsilon_{vr} H = \mathbf{0.005 \text{ m}}$

13. VALUTAZIONE DELLA LIQUEFACIBILITA' DEI TERRENI

La liquefazione dei terreni è il comportamento dei suoli prevalentemente sabbiosi che, a causa di un aumento della pressione interstiziale (qui considerata come indotta dallo scuotimento sismico), passano improvvisamente da uno stato solido ad uno fluido, con conseguente temporanea perdita totale di resistenza al taglio.

Il rischio di manifestarsi del fenomeno della liquefazione viene valutato rapportando la sollecitazione sismica di riferimento Cyclic Strength Ratio (CSR), con la resistenza dei vari strati di terreno considerato Cyclic Resistance Ratio (CRR).

$FS_{liq} = CRR/CSR \cdot MSF$; dove FS rappresenta il fattore di sicurezza alla liquefazione.

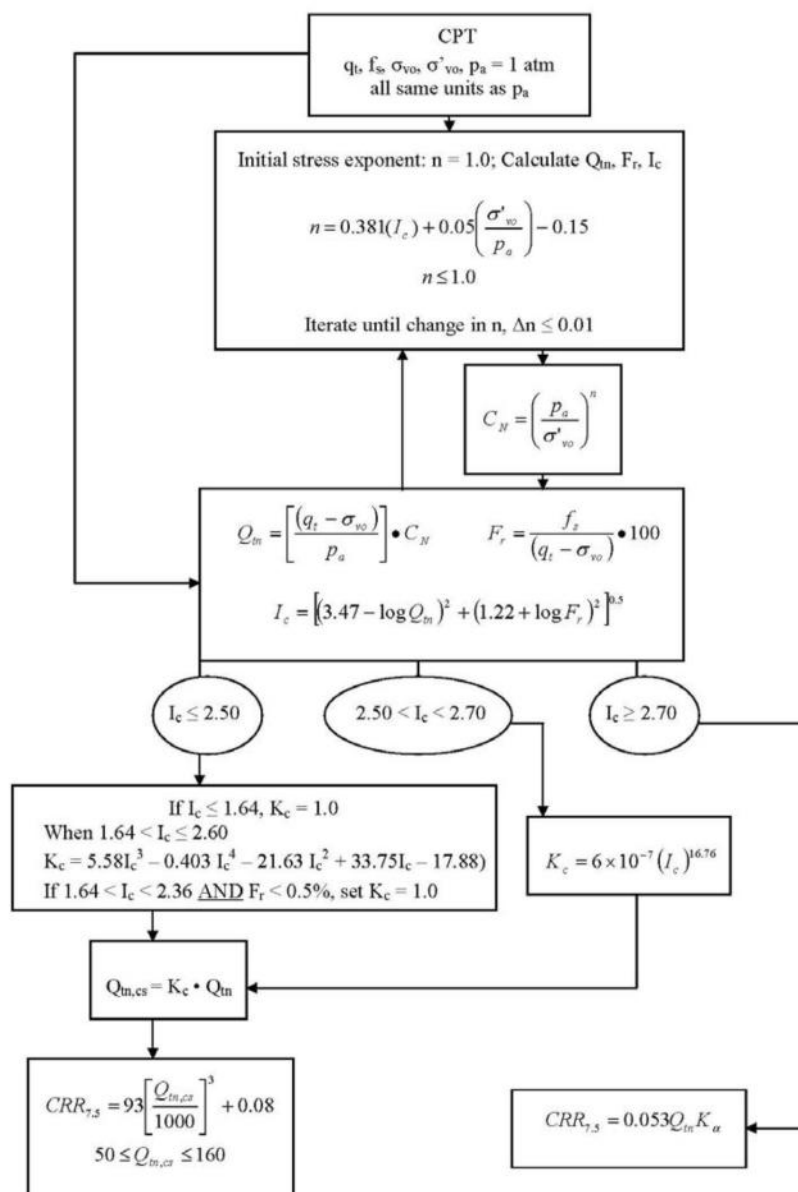
Quando la sollecitazione sismica CSR è maggiore della resistenza del terreno CRR, si può verificare il fenomeno della liquefazione dei terreni.

Il numeratore del rapporto sopra riportato, il CRR, viene ricavato dall'interpretazione delle prove in sito.

La determinazione del rischio di liquefazione mediante l'utilizzo dei dati derivanti da prove CPT (intese come prove con piezocono, anche sismico. La punta meccanica non può utilizzare correttamente la procedura sotto riportata), è stata sviluppata principalmente da P. K. Robertson ed altri autori, mediante un procedimento che è ormai diventato un riferimento mondiale.

Il diagramma di flusso sotto riportato schematizza i vari passaggi, che dalle grandezze meccaniche misurate dalla punta penetrometrica, conducono al dimensionamento del CRR (Guide to Cone Penetration Testing for

Geotechnical Engineering By P. K. Robertson and K.L. Cabal - 5a edizione Novembre 2012 - Gregg Drilling & Testing, Inc.). Si può notare che questa grandezza sia direttamente proporzionale alla q_c , alla f_s , agli stati tensionali nel terreno ed in misura minore ed indiretta alla U .



Al denominatore, del rapporto si trova il CSR, che dimensiona l'azione innescante la liquefazione. La funzione più utilizzata per dimensionare il CSR e quella proposta da Seed e Idriss (1971):

$$CSR_{7,5} = 0,65 \text{ (ag/g)} \times (\sigma_v0 / \sigma'v0) \times rd \times (1 / MSF)$$

Dove:

σ_v0 = pressione litostatica totale;

$\sigma'v0$ = pressione litostatica efficace;

rd = coefficiente di riduzione della rigidità con l'aumentare della profondità z ;

MSF = (Magnitudo Scaling Factor) fattore di correzione per la magnitudo del sito di analisi.

L'MSF è un coefficiente empirico che riduce o aumenta il rapporto in funzione della magnitudo del terremoto di progetto, essendo state tutte le valutazioni della liquefazione studiate e calibrate su terremoti di magnitudo 7,5 della scala Richter.

Diversi autori propongono molteplici correlazioni per calcolare l'MSF. Nel presente elaborato si fa uso della relazione presentata da Idriss e Boulanger (2008), e consigliato dalla Regione Emilia Romagna.

La magnitudo di progetto del terremoto di progetto viene qui considerata, come già indicato in precedenza, di 5.81 della scala Richter.

Dato che in fase di prova penetrometrica le determinazioni dei parametri meccanici del terreno vengono qui registrate ogni 2 centimetri, la valutazione del fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione viene calcolato per ogni mini strato di 2 centimetri, e riportata negli elaborati grafici sotto riportati.

Gli strati in cui il fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione è inferiore all'unità sono evidenziati in rosso nell'elaborato di sinistra, mentre negli altri due grafici sono rappresentati dalla collocazione della linea e dei puntini blu, a sinistra del riferimento, indicato con linee rosse.

Il potenziale di liquefazione PL di uno strato esprime con un numero compreso tra 0 e 1, la pericolosità di liquefazione dello strato nei confronti dell'evento sismico atteso:

$$LP = F(z) \times w(z)$$

dove:

$F(z)$ = funzione che esprime il potenziale di liquefazione di ogni strato in rapporto al FS calcolato

$w(z)$ = funzione che tiene conto della profondità dello strato

con

$F = 0$ per $FS \geq 1$

$F = 1 - FS$ per $FS < 1$

$w(z) = 10^{-0,5 z}$

Allo scopo di avere una valutazione complessiva dello spessore di terreno indagato, e per tenere conto del fatto che in superficie si risente dell'effetto cumulativo della liquefacibilità degli strati sottostanti, Iwasaky et al. (1982) introducono l'indice di liquefazione potenziale LPI.

$$LPI = \sum_{da\ 0\ a\ Z_{cr}} F(z) \times w(z) \times dz$$

Dove Z_{cr} è la profondità critica entro la quale si ritengono significativi gli effetti della liquefazione qui cautelativamente assunta come pari a 20 m.

Le classi di pericolosità di liquefazione secondo Sonmez (2003) sono riportate nella tabella sottostante.

Indice del potenziale di liquefazione, LPI	Pericolosità di liquefazione
LPI = 0	Nulla
$0 < \text{LPI} \leq 2$	Bassa
$2 < \text{LPI} \leq 5$	Moderata
$5 < \text{LPI} \leq 15$	Alta
$\text{LPI} > 15$	Molto alta

Dalla verifica numerica della possibilità di manifestazione di fenomeni di liquefazione vengono automaticamente escluse le unità argilloso limose incontrate, poiché detti terreni non possono essere soggetti a questo tipo di fenomeno.

L'accelerazione utilizzata per il calcolo del Cyclic Stress Ratio (CSR) è quella ricavata dalla mappa di pericolosità sismica dell'INGV per lo SLV, e corrispondente a 0,149g, moltiplicata per il fattore di amplificazione stratigrafico funzione della categoria sismica del terreno, mentre la magnitudo del sisma di progetto impiegata nel Magnitudo Scaling Factor (MSF) è 5.81, corrispondente a quella del terremoto di intensità maggiore manifestatosi in passato, nelle zone limitrofe dell'area oggetto di indagine.

L'indice di liquefazione I_L del terreno (Iwasaki 1982), come da allegato 3 dagli atti di indirizzo della regione Emilia Romagna, è risultato, per le verticali indagate:

CPTU 1 = 0.143 (basso)
CPTU 2 = 0.115 (basso)

Nei grafici sotto riportati, gli orizzonti in cui FL (fattore di sicurezza alla liquefazione) è inferiore all'unità sono contraddistinti dal colore rosso, e come si può notare nella prova eseguita sono presenti rari livelli decimetrici di sabbie potenzialmente liquefacibili a profondità superiori ai 10 metri da piano campagna.

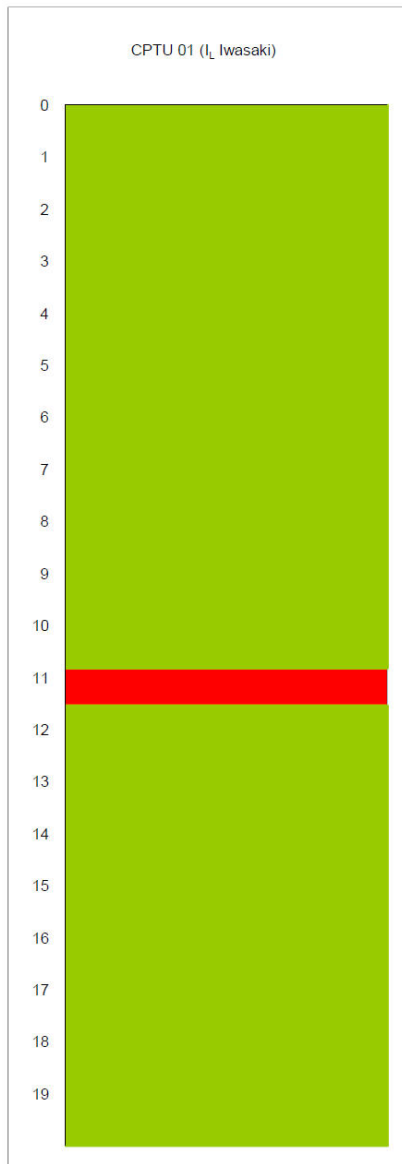
I terreni in corrispondenza della verticale indagata possono essere classificati come:

N: assenza di orizzonti liquefacibili importanti nei primi 15-20 m;

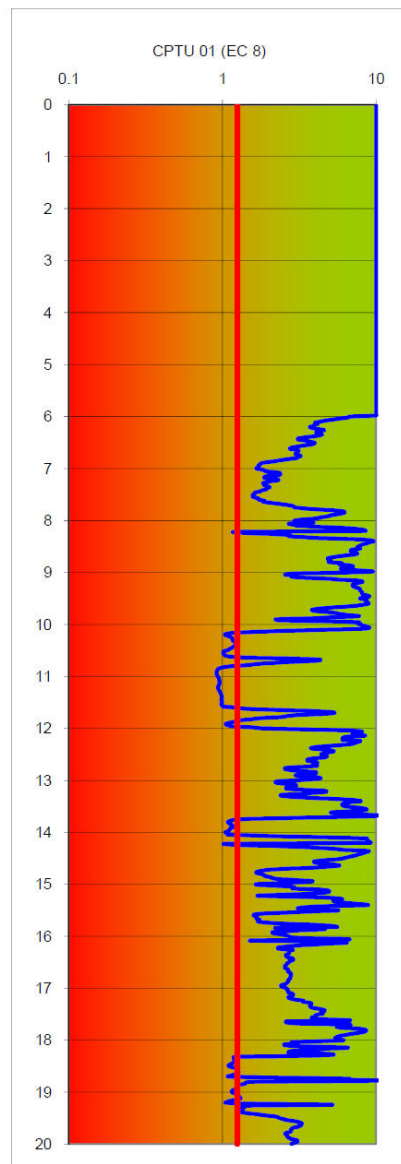
derivato da un indice di liquefazione inferiore a 2.00 che comporta un **rischio di liquefazione nullo**.

Per le verifiche alle azioni sismiche previste dalla normativa, ed alle condizioni del sito al momento dell'esecuzione delle indagini (in particolare la posizione relativamente profonda della falda freatica), il sito non presenta rischi di manifestazione di fenomeni di liquefazione in caso di terremoto.

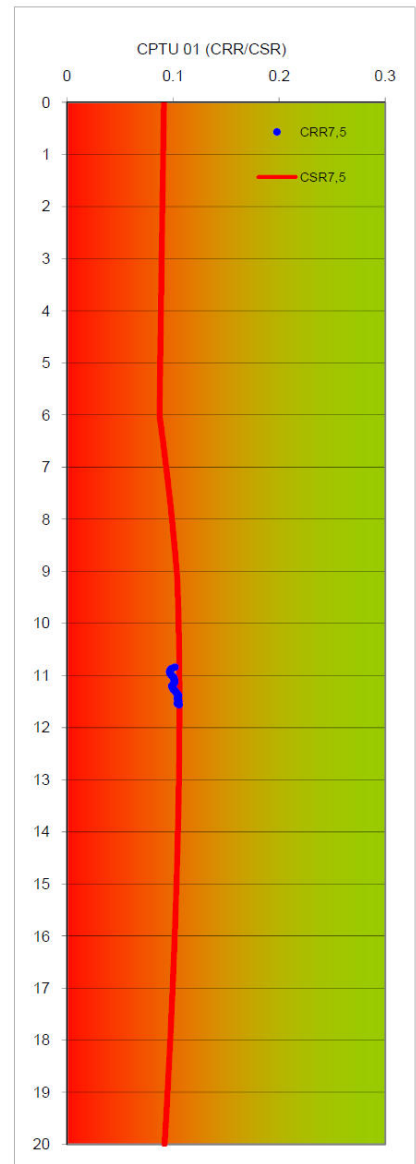
ANDAMENTO DI F_L PER TERREMOTI DI MAGNITUDO 5.81

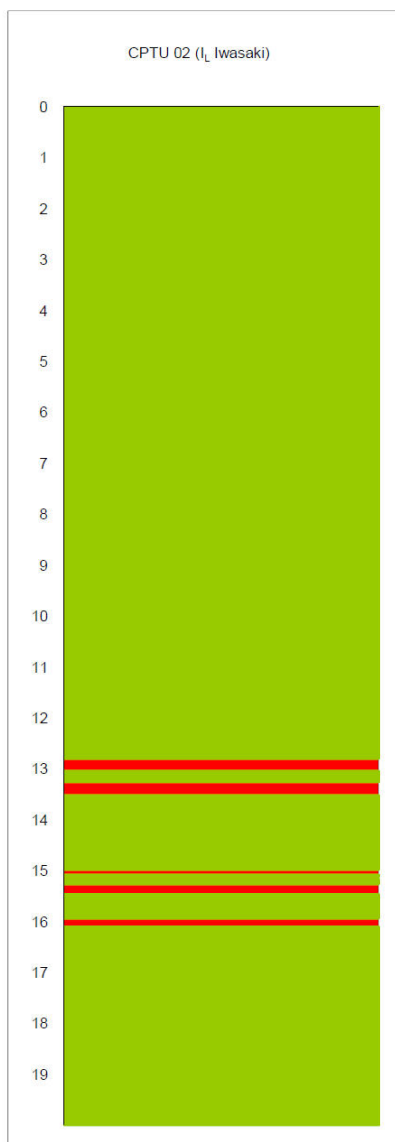


INDICE POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE I_L ►

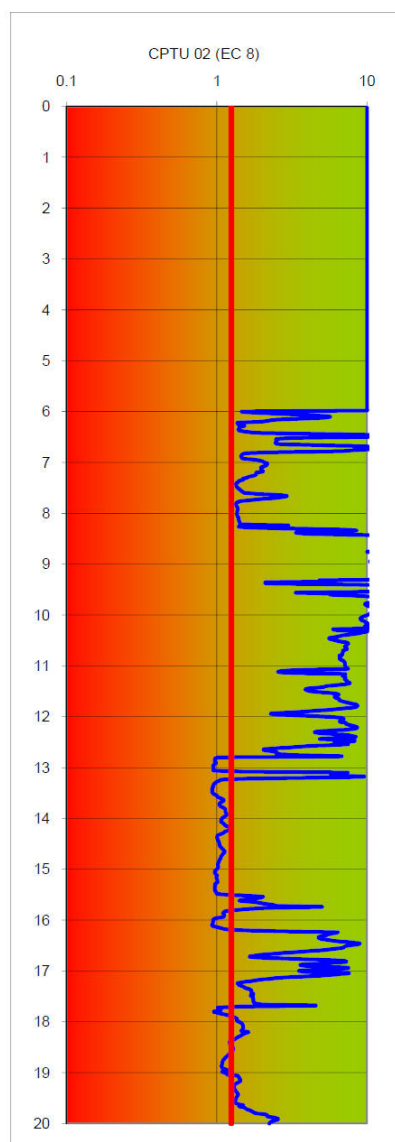


0.143 ► Rischio di liquefazione basso

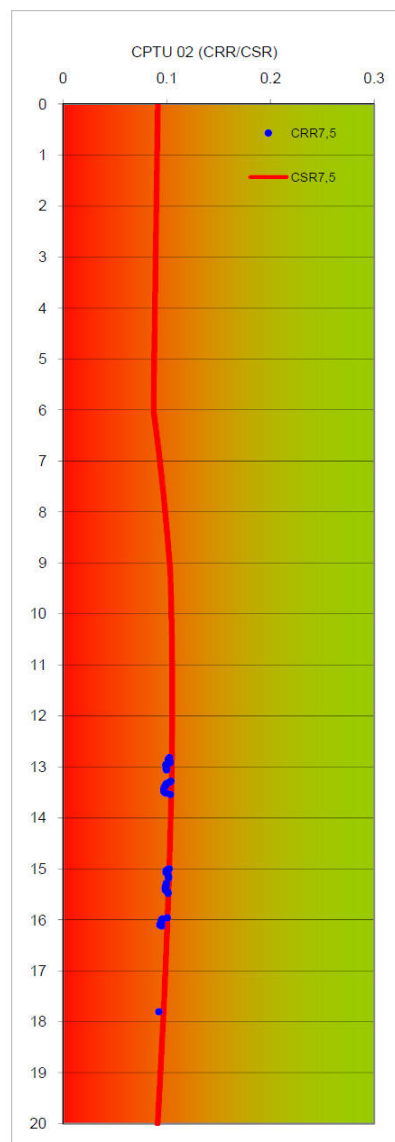




INDICE POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE I_L ►



0.115 ► Rischio di liquefazione basso



14. ELENCO ALLEGATI

ALLEGATO 1	Sondaggio stratigrafico
ALLEGATO 2	Prove penetrometriche
ALLEGATO 3	Down Hole
ALLEGATO 4	MASW
ALLEGATO 5	Profilo Sismico