

Lavori di manutenzione straordinaria di ripristino dell'opera:
Ponte sulla SP27 Castroncello - Km 11+900 località Montecchio Vecchio
La Colmata - Comune di Castiglion Fiorentino (CUP: 127H21005060001)

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Luca Pigolotti

IL PROGETTISTA:

Ing. Umberto Rosatella

IL PROGETTISTA E

DL ARCHITETTONICO:

Arch. Renato Comerlati

DATA:

08/2026



ALE CONSULTING S.r.l. unico socio
40033 Casalecchio di Reno (BO)
03012 Anagni (FR)
61159 Genova (GE)
37020 Dolcè (VR)
C.F./P.Iva 02392500605
Tel: +39 051 573578
Sito: www.aleconsulting.it

A - ELABORATI GENERALI

OGGETTO ELABORATO:

RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA

NUMERO PROGRESSIVO:

A007

SCALA:

-

CODICE ELABORATO:

DGEN.07

COMMESSA INTERNA:

21.22.PR.CSP

CODICE CIG:

926146852B

REVISIONE:

02

N°

DATA

00

12/2023

01

04/2026

Sommario

1	PREMESSA	2
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3.	SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE.....	4
4.	INDAGINE GEOGNOSTICA E SISMICA	13
5.	LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI	17
6.	MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO	19
7.	PARAMETRIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE	20
8.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI DEL PRIMO SOTTOSUOLO.....	22
9.	LAVORI IN PROGETTO	26
10.	PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA.....	27
11.	MODELLAZIONE SISMICA	32
11.1.	Vita nominale.....	32
11.2.	Classi d'uso.....	32
11.3.	Periodo di riferimento	33
11.4.	Azione sismica	33
11.5.	Categoria di sottosuolo	34
11.6.	Condizioni topografiche.....	35
11.7.	Amplificazione stratigrafica.....	35
11.8	Accelerazione massima al sito	36
11.9	Coefficiente sismico orizzontale e verticale.....	36
12.	RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI	37
13.	DETERMINAZIONE DEI PRINCIPALI PARAMETRI FISICO MECCANICI PER IL DIMENSIONAMENTO DI FONDAZIONI PROFONDE	38

1 PREMESSA

La presente relazione geologico tecnica tratta il progetto definitivo ed esecutivo dei "Lavori di manutenzione straordinaria di ripristino dell'opera: Ponte sulla SP27 Castroncello, al km 11+900, località Montecchio Vecchio La Colmata, Comune di Castiglion Fiorentino (CUP: 127H21005060001)".

Più specificatamente l'area in esame si ubica in prossimità della località Fattoria, in comune di Castiglion Fiorentino (AR) (TAV. 1: estratto C.T.R. Scala 1:10.000; sezione n. 298110), coord. ED50: Lat 43.282388 - Lng 11.846818.

Il presente studio è stato articolato nei seguenti punti:

- analisi e descrizione della situazione morfologica e geo-litologica generale;
- determinazione della natura dei terreni costituenti il primo sottosuolo;
- determinazione delle caratteristiche fisico-meccaniche degli stessi;
- caratterizzazione e modellazione geologica e geotecnica del sito;
- caratterizzazione sismica dei terreni del primo sottosuolo;
- determinazione dei parametri geotecnici medi e caratteristici dei terreni del primo sottosuolo.



Area in esame

Estratto C.T.R.: 298110

Figura 1: ubicazione area in esame

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La stesura della seguente relazione è stata compiuta in ottemperanza alle disposizioni contenute nelle normative di riferimento di seguito elencate:

- "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". D.M. 11 Marzo 1988.
- Istruzioni relative alle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". Circ. Min. LL. PP. n. 30483, 24 Settembre 1988.
- AGI: raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, Giugno 1977.
- AGI: raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio, Maggio 1990 (edizione provvisoria).
- Eurocodice Ec7 per l'ingegneria geotecnica, Settembre 1988.
- ISRM International Society for Rock Mechanics: Rock characterization testing and monitoring suggested methods - Commission on Testing Methods; 1981.
- "Norme tecniche per le costruzioni". D.M. 14 Gennaio 2008 (G.U. n. 29 del 04/02/08, supplemento ordinario n. 30).
- Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008. Circolare Cons. Sup. LL.PP. n. 617/2009.
- Aggiornamento NTC del 17/01/2018, Supplemento Ordinario della Gazzetta Ufficiale n. 42 del 20 Febbraio 2018.
- "Raccomandazioni per la Redazione della Relazione Geologica ai sensi delle N.T.C." a cura del centro studi del C.N.G..
- All. 5 Delibera del Comitato dei Ministri 4 Febbraio 1977.
- Decreto Legislativo 152 del 3 aprile 2006: Norme in materia ambientale.

3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE

Il territorio comunale di Castiglion Fiorentino può essere suddiviso in una zona pianeggiante o con modesta energia del rilievo e in una zona corrispondente alle prime propaggini collinari che conducono alla linea di spartiacque con il bacino del Fiume Tevere.

La zona collinare e montuosa, come tutta la fascia compresa tra la Val di Chiana e l'Appennino Umbro-Marchigiano è caratterizzata dall'affioramento di formazioni torbiditiche terziarie che la tettonica estensionale Plio-Quaternaria ha notevolmente abbassato. In particolare nel territorio del Comune di Castiglion Fiorentino affiora l'Unità Cervarola- Falterona-Trasimeno, la quale a sua volta è sovrascorsa sull'Unità Marnoso-Arenacea. La base stratigrafica è data dalla formazione degli Scisti Varicolori, a cui seguono verso l'alto le Arenarie del Monte Falterona e le Arenarie del Monte Cervarola.

Gli Scisti Varicolori (o "Formazione della Scaglia Toscana") sono costituiti da un membro inferiore prevalentemente calcareo e da un membro superiore con maggior componente argillitico- marnosa e variamente colorato. Il passaggio tra i due membri è graduale e segnato dall'interposizione di alternanze di calcareniti e di calcilutiti con argilliti e marne; l'età della formazione va dall'Eocene inf. all'Oligocene sup. (Guide Geologiche Regionali-Vol.7, 1994).

Le Arenarie del M. Falterona sono caratterizzate da strati arenaceo-pelitici da medi a spessi frequentemente amalgamati, con rare intercalazioni di peliti e di pacchi di strati torbiditici sottili (Aruta, 1994); hanno un aspetto massivo dato da potenti bancate che raggiungono uno spessore di oltre 500 metri; il rapporto arenaria/pelite è sempre > 1 e può raggiungere valori di oltre 50. Nella parte bassa della formazione gli strati arenitici sono frequentemente amalgamati e di grana grossolana, mentre verso l'alto della successione i livelli argillitici aumentano di frequenza e di spessore; le Arenarie di M.Falterona rappresentano la fase iniziale di riempimento di una avanfossa durante l'Oligocene sup. Le Arenarie di M.Cervarola sono formate da un membro inferiore, arenaceo-pelitico e da un membro superiore pelitico-arenaceo depositi in continuità temporale e con passaggio graduale tra l'uno e l'altro.

Nel membro inferiore il rapporto arenaria/pelite è generalmente > 1 , senza raggiungere però i valori che si hanno nel caso delle Arenarie del M. Falterona; piuttosto frequenti sono i livelli calcarenitici e i livelli costituiti da argilliti scure. Nel membro superiore prevalgono i livelli argillitico-marnosi su quelli arenacei, anche se non mancano potenti bancate arenacee; le Arenarie di M.Cervarola hanno un'età che va dall'Oligocene sup. al Miocene inf. Lo stile deformativo dell'Unità Cervarola-Falterona-Trasimeno è caratterizzato da un sovrascorrimento basale localizzato nel membro superiore degli Scisti Varicolori da cui si ramificano vari altri sovrascorrimenti ad andamento listrico ed embriciato;

queste strutture compressive sono tagliate da sistemi di faglie dirette ad andamento appenninico o trasversale formatesi durante la successiva fase estensionale (Guide Geologiche Regionali-Vol.7, 1994), (Aruta et alii, 1998).

All'interno dell'area di studio il substrato roccioso affiora diffusamente in tutti i versanti collinari; esso è direttamente osservabile anche nella porzione più elevata del centro storico di Castiglion Fiorentino con un rapporto A/P approssimativamente valutabile pari a 1 ma vi sono affioramenti anche lungo la strada statale alla base del versante dove sono dominanti litotipi siltitici.

La zona pianeggiante del territorio comunale, in cui si inserisce l'intervento oggetto di studio, è caratterizzata da depositi olocenici riferibili alle alluvioni recenti, terrazzate o non terrazzate; al di sotto di questa formazione si trovano i depositi fluvio-lacustri pleistocenici: si tratta di sedimenti depositi in ambiente continentale, dapprima lacustre e successivamente fluvio-lacustre.

La loro genesi è legata alle fasi estensionali che hanno smembrato l'edificio appenninico, con direzioni preferenziali orientate in senso NW-SE e successivamente alle quali si crearono condizioni idonee per una sedimentazione di tipo continentale. I sedimenti che costituiscono i depositi alluvionali recenti non presentano differenziazioni granulometriche o superfici di discontinuità tali da permetterne una immediata distinzione dai depositi fluvio-lacustri. Questi ultimi sono suddivisi sulla base di una discontinuità angolare, che permette di distinguere i sedimenti depositi nel Pleistocene inf. (soggetti a sollevamento ed erosione), da quelli depositi nel Pleistocene medio-sup.

I depositi olocenici sono costituiti da depositi alluvionali distinti in depositi alluvionali attuali e recenti, e questi a loro volta in depositi terrazzati e non terrazzati; i depositi attuali sono presenti nei letti fluviali attuali e sono prevalentemente grossolani, oppure sono costituiti da depositi di colmata (legati alle operazioni di bonifica della Val di Chiana).

Sono presenti inoltre delle coperture sedimentarie costituite da detrito di versante (con granulometria generalmente medio-grossolana) e da depositi eluvio-colluviali costituiti da materiale eterogeneo ed eterometrico derivante dall'alterazione del substrato e accumulato direttamente in posto o dopo breve trasporto. In particolare la porzione di raccordo tra pianura e collina, nella porzione settentrionale del centro abitato di Castiglion Fiorentino è caratterizzata dalla presenza di accumulo di materiale generalmente eterogeneo e con scarso grado di arrotondamento con le caratteristiche morfologiche di conoide alluvionale.

In particolare la zona oggetto di intervento si pone in una fascia pianeggiante, ad una quota media di 243,00 m s.l.m., costituita da una pianura (la Val di Chiana), allungata in direzione Nord-Sud, derivante dal prosciugamento di un lago pleistocenico, attraversata longitudinalmente dal Canale Maestro della Chiana, che ha origine dai laghi di Chiusi e di Montepulciano, in cui confluiscono tutti

i corsi d'acqua minori. L'orientamento degli affluenti del Canale Maestro (tutti volti più o meno nettamente verso Sud) testimonia l'antica direzione di scorrimento della Chiana, verso Sud, e quindi verso il Tevere. L'inversione venne consolidata artificialmente nel XVIII secolo.

Il canale "Maestro della Chiana", con doppia arginatura, così come altre importanti sistemazioni idraulico agrarie, evidenzia il carattere antropico caratteristico del sistema irriguo della valle.

Dal punto di vista geologico, i terreni del primo sottosuolo risultano rappresentati da depositi alluvionali olocenici, mentre spostandoci verso quote topografiche più elevate, si riscontrano i depositi alluvionali Villafranchiani, costituiti da limi argilloso sabbiosi ed argille sabbiose (VILh) e da sabbie, sabbie ciottolose, sabbie siltoso argillose e limi sabbiosi (VILb).

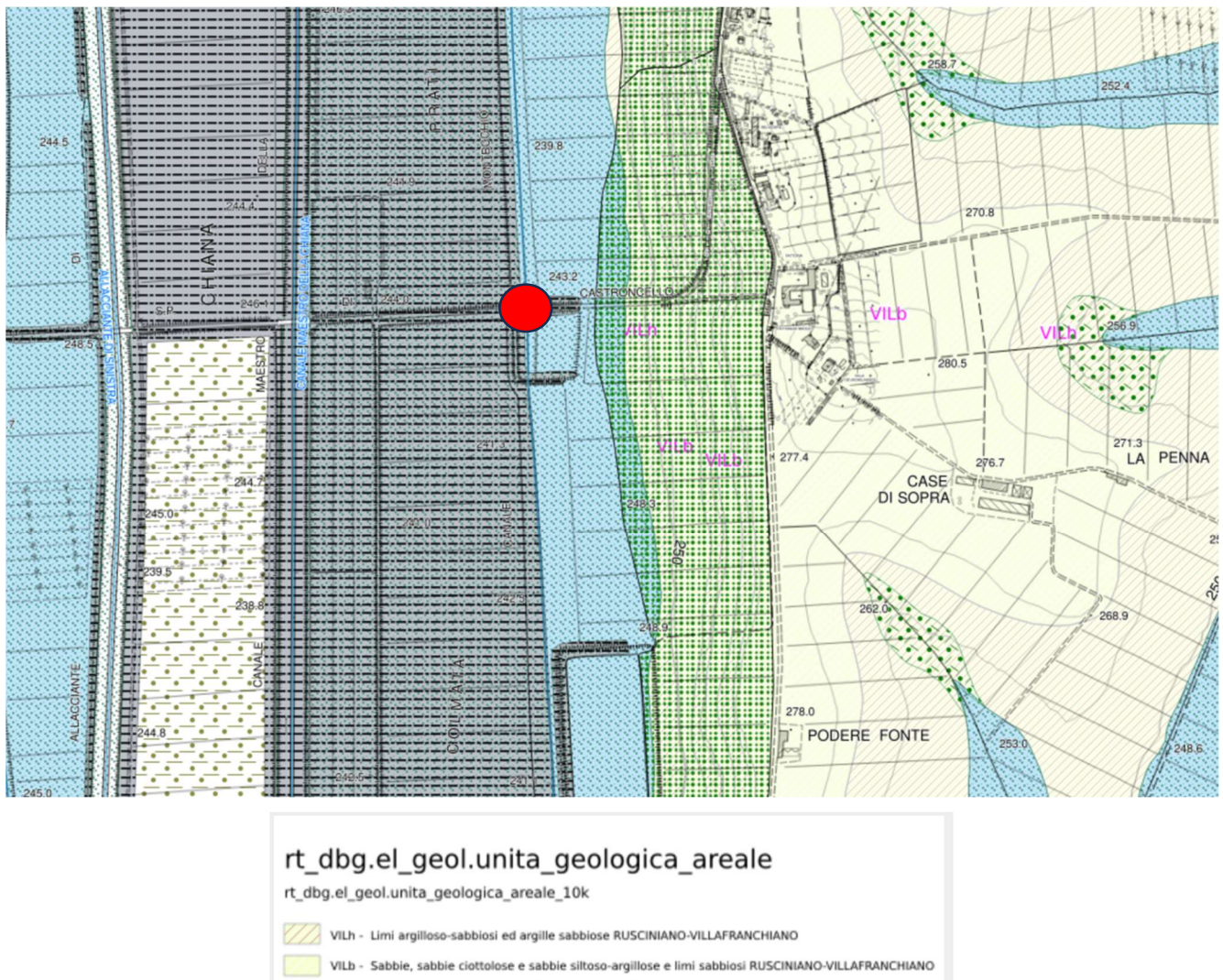


Figura 2: Estratto carta geologica da Geoscopio – Regione Toscana

Relativamente alle tavole del PSI della Provincia di Arezzo, in particolare la carta geologica (tav. SG1.4) e secondo la seconda la carta geomorfologica (tav. SG.2.4) l'area in esame ricade nel territorio caratterizzato da depositi alluvionali di età olocenica.

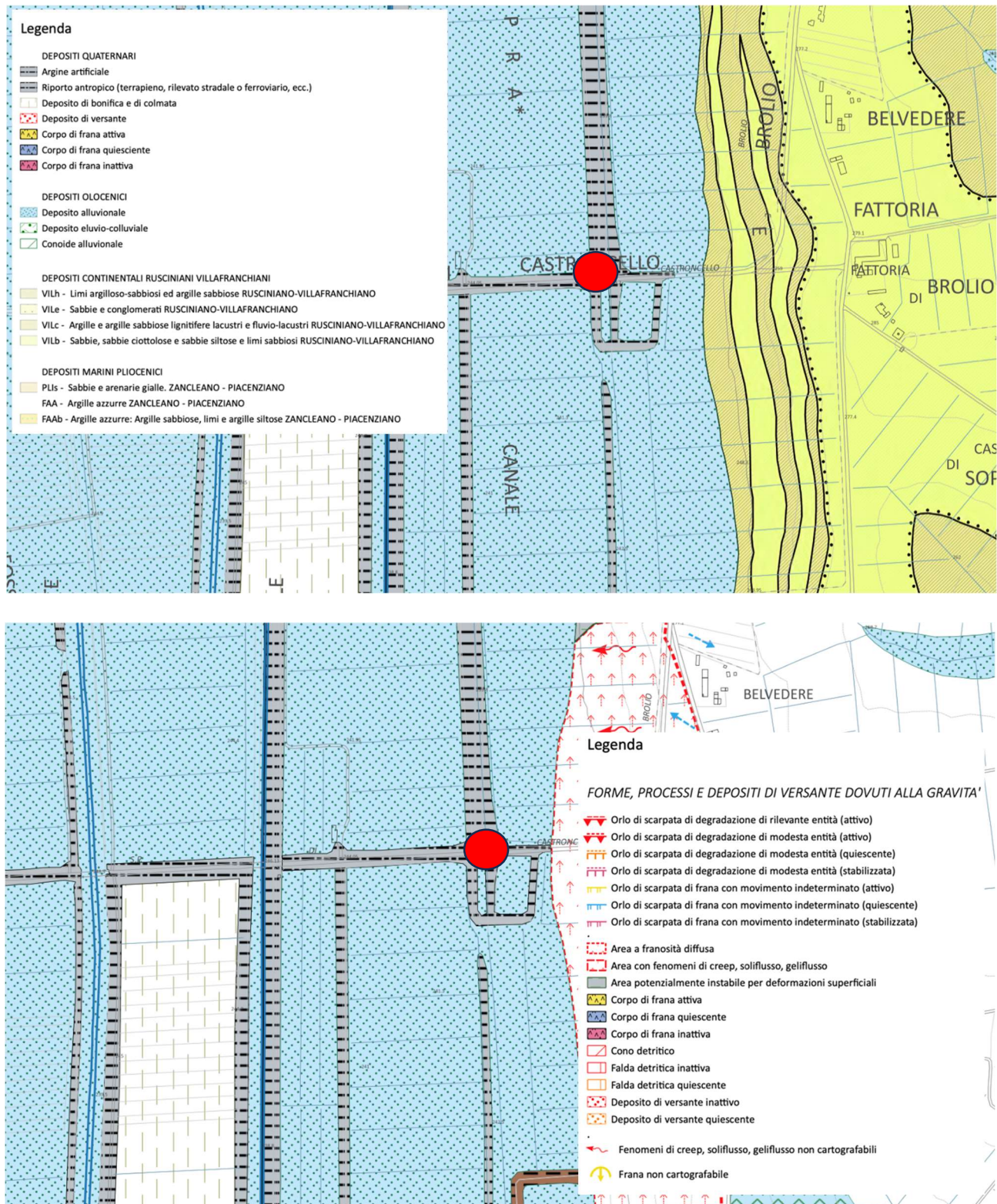


Figura 3: estratto tav. SG1.4 PSI

Secondo la carta idrogeologica (SG3.4) l'area oggetto di intervento si pone in zona di permeabilità primaria alta, mentre secondo la tav. SG4.4 relativa alla pericolosità geologica siamo in zona di pericolosità geologica G3 (elevata).

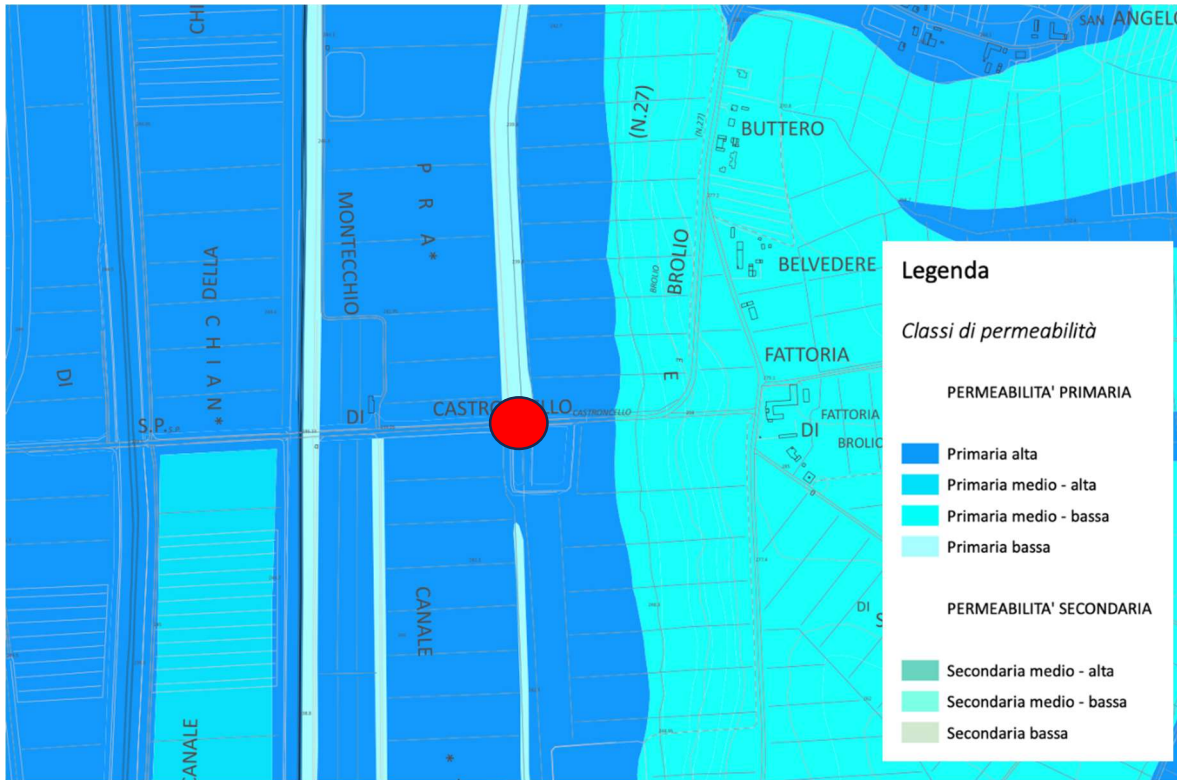


Figura 5: estratto Tav. SG3.4

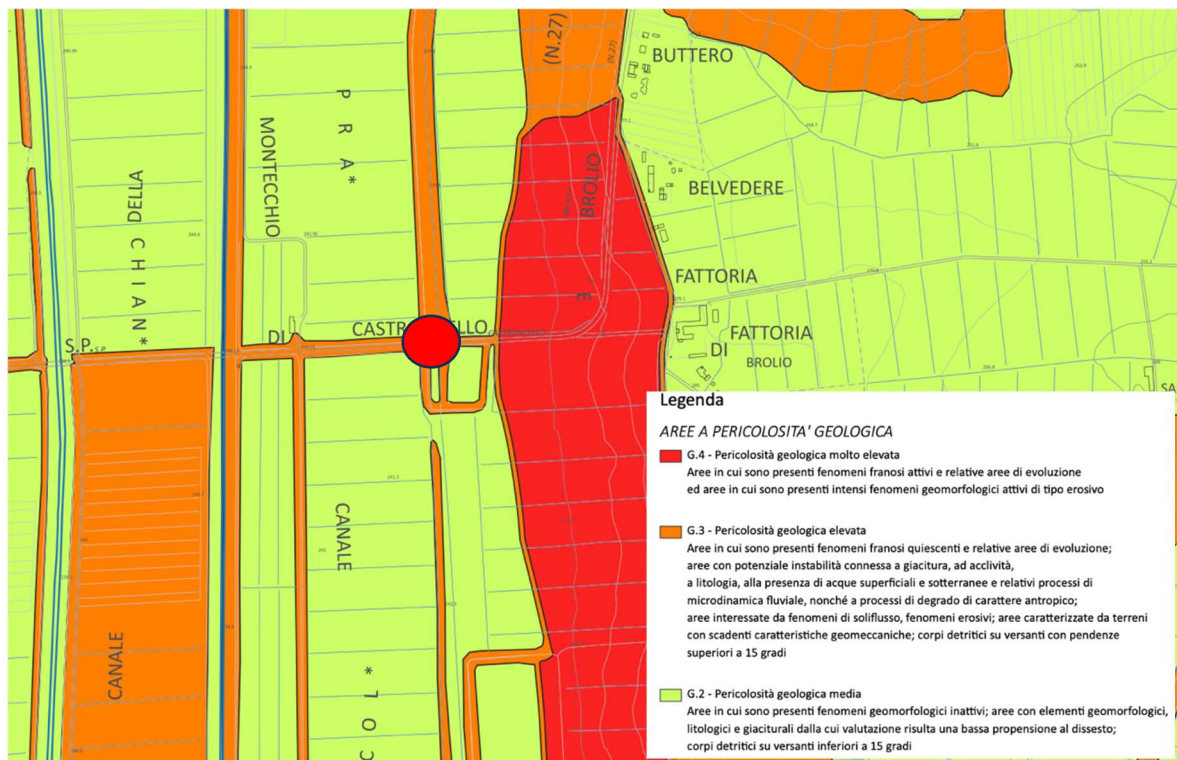


Figura 4: estratto Tav. SG4.4

Relativamente alla carta delle aree allagate del PSI del 2009 (tav. G-08 Ovest), l'area in esame si ubica in zona soggetta a inondazione ricorrente, mentre secondo la carta degli ambiti fluviali si ubica in ambito B (potenzialmente inondabile in prossimità del corso d'acqua).

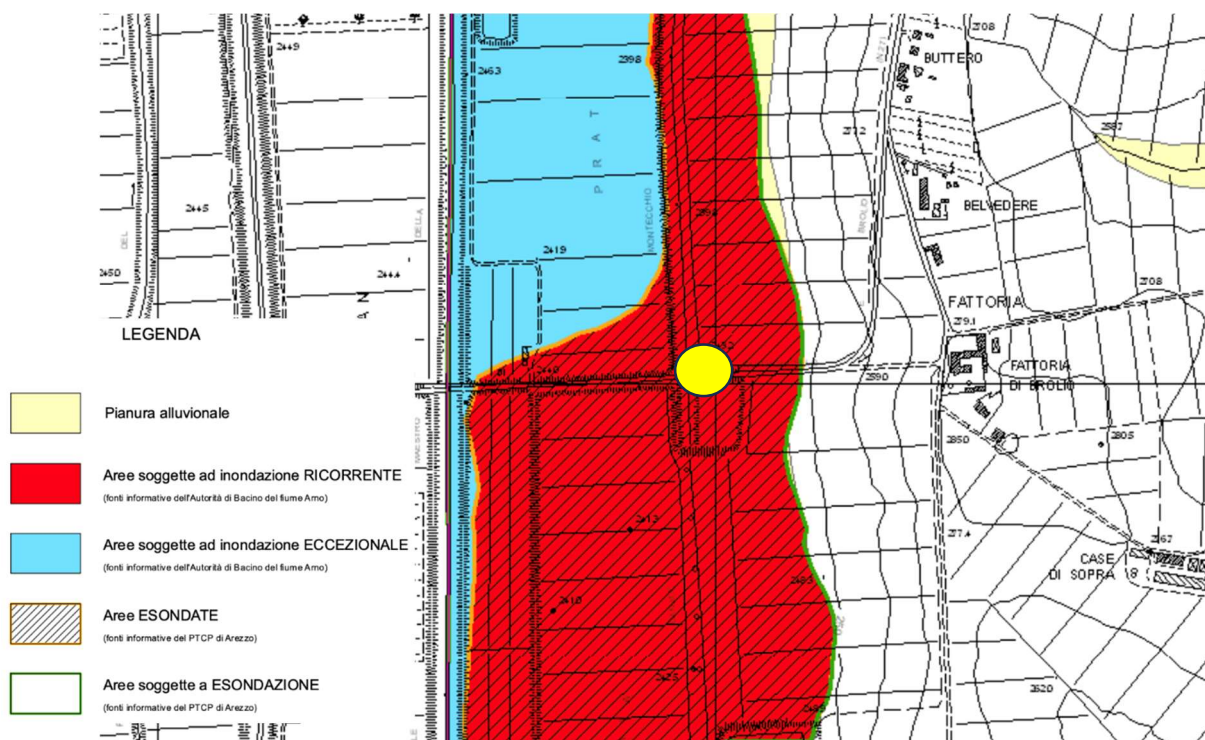


Figura 6: tav. G-08 Ovest

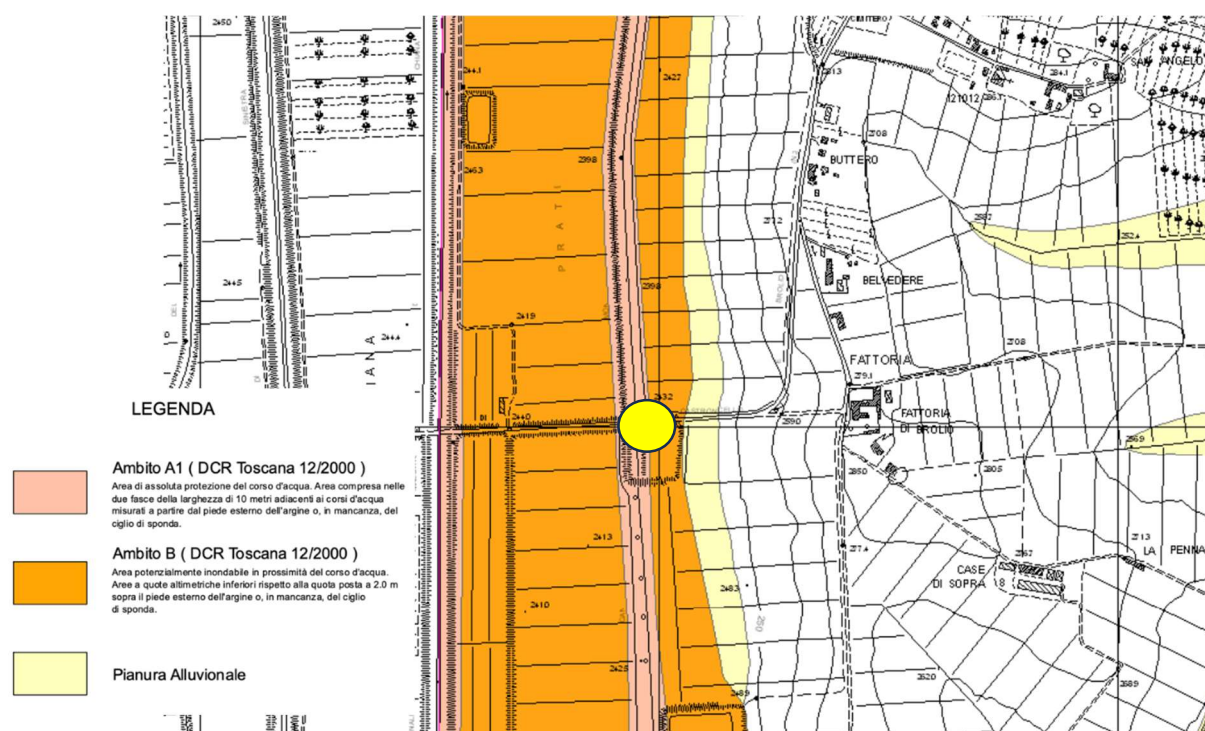


Figura 7: tav. G-09 Ovest

Secondo la cartografia PAI della Regione Toscana l'area in esame si pone esternamente alla fascia di pericolosità molto elevata (P4) e elevata (P3).

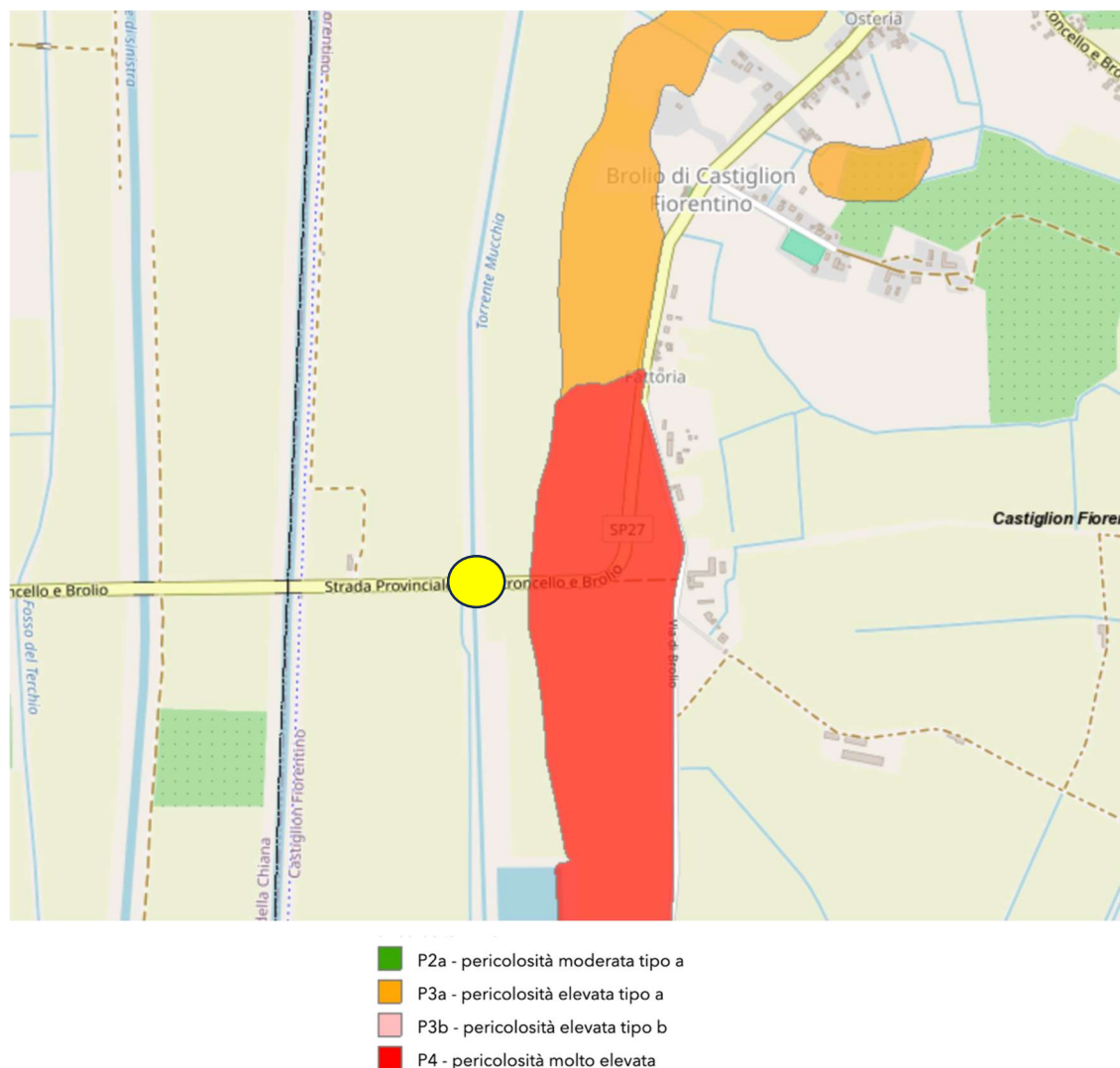


Figura 8: Estratto cartografia PAI Regione Toscana

Relativamente alla Mappa delle Aree a Potenziale Rischio Significativo di Alluvione della Regione Toscana, siamo in presenza di area a pericolosità da alluvioni fluviali mappate nel PGRA o oggetto di studi, mentre non sono disponibili informazioni relativamente alla distribuzione dei battenti idraulici.

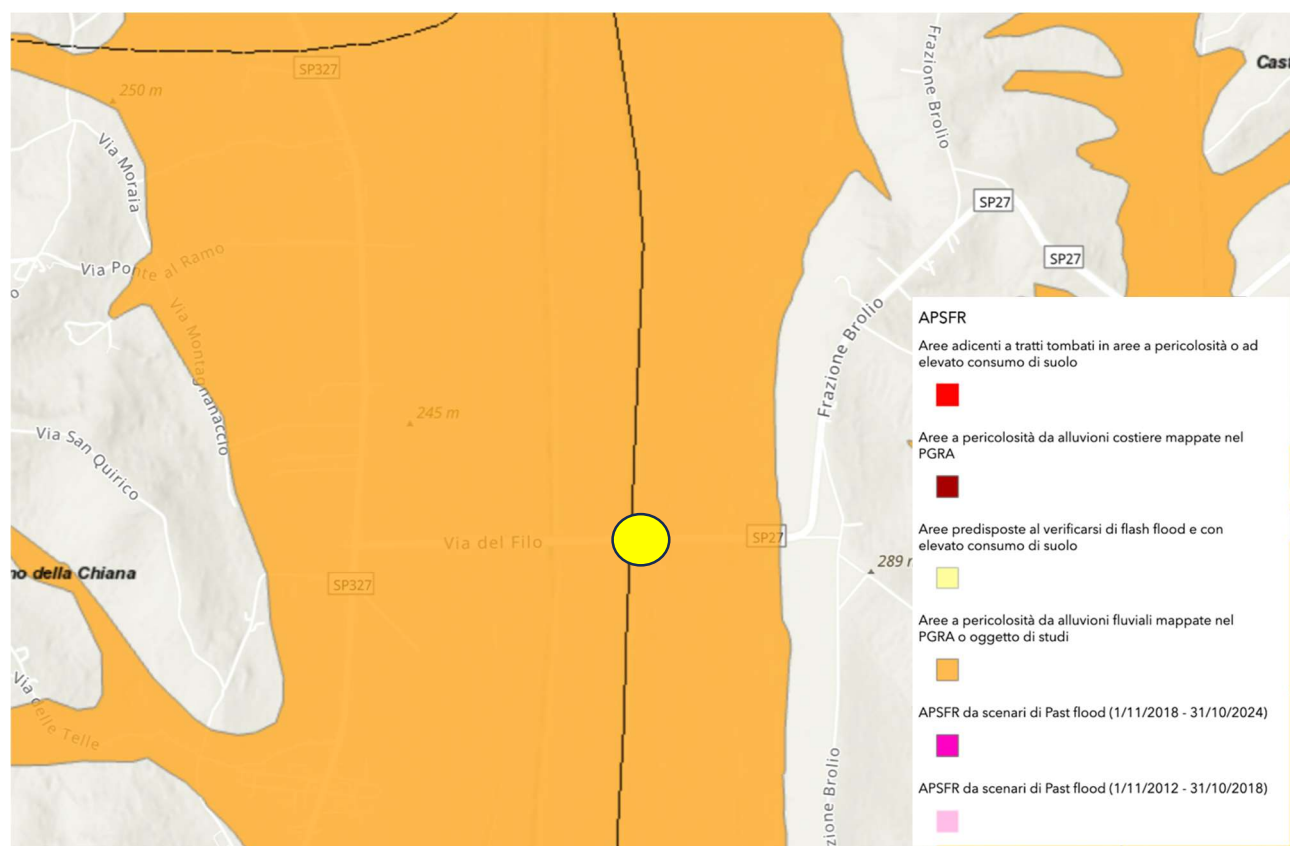


Figura 9: estratto Mappa delle Aree a Potenziale Rischio Significativo di Alluvione

Sulla base della cartografia relativa alla Pericolosità idraulica PGRA 2021-2027, la zona di intervento si pone in dominio fluviale P3 corrispondenti ad aree inondabili da eventi con tempo di ritorno minore/uguale a 30 anni e quindi sottoposta agli artt. 7 e 8 del Piano.

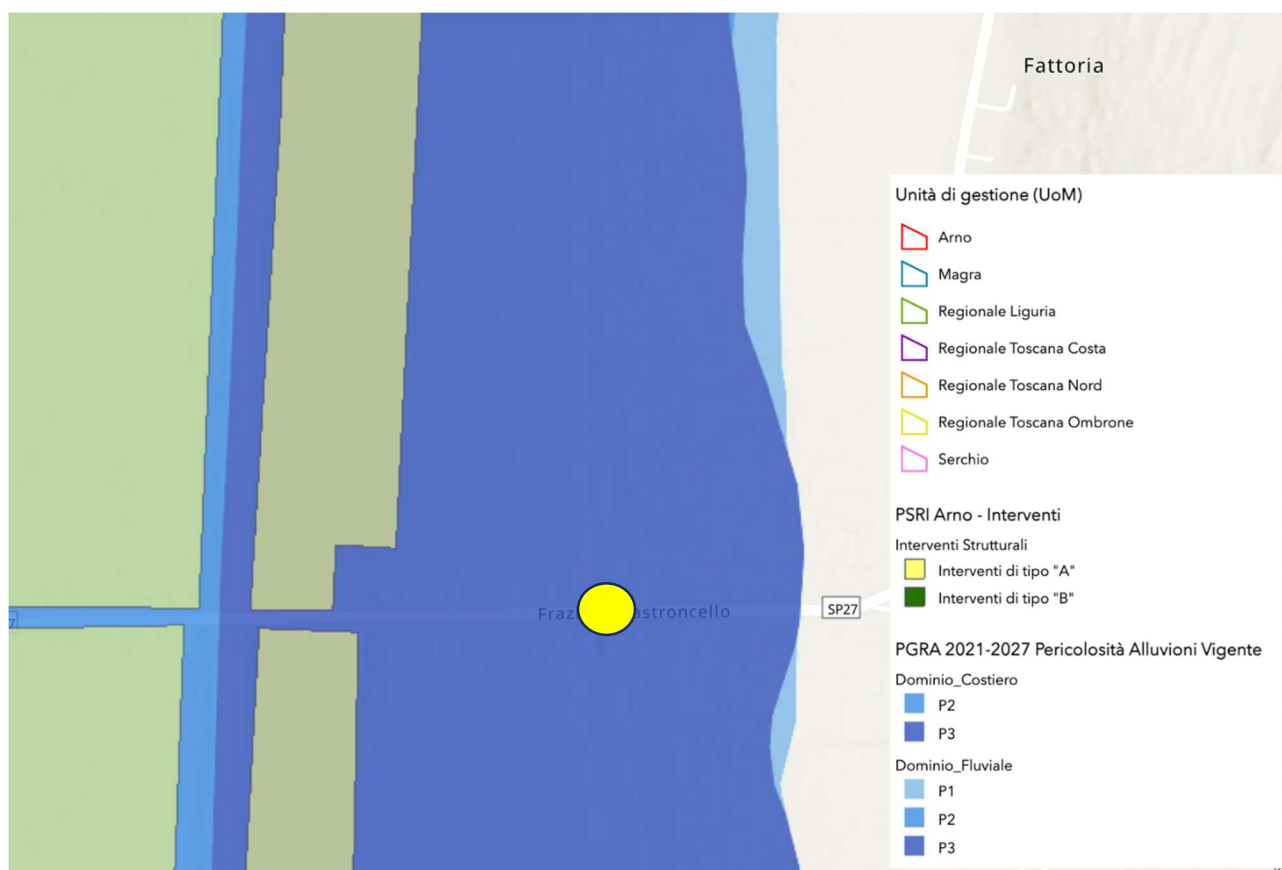


Figura 10: to cartografia PGRA Regione Toscana

L'idrografia superficiale risulta rappresentata dal Torrente Mucchia, e spostandoci verso Ovest anche dal Canale Maestro della Chiana, dall'Allacciante di Sinistra, dal Fosso del Terchio, tutti ad andamento Nord/Sud e tutti di origine artificiale.

Lo studio di microzonazione sismica del Comune di Castiglion Fiorentino non presenta informazioni relativamente alla zona oggetto di intervento, in quanto scarsamente urbanizzata.

4. INDAGINE GEOGNOSTICA E SISMICA

Nell'area interessata dall'intervento, allo scopo di verificare la successione stratigrafica che caratterizza i terreni del primo sottosuolo e valutare le caratteristiche fisico meccaniche degli stessi e i parametri di velocità delle onde sismiche, si sono condotte un'indagine geognostica in sito e una campagna di indagine sismica.

a) Indagine geognostica

L'indagine geognostica è consistita nell'esecuzione di n. 1 sondaggio con il metodo del carotaggio continuo spinto alla profondità di 35,00 m rispetto al p.c. attuale e di n. 1 prove penetrometrica con punta elettrica e piezocono (CPTU) della lunghezza di 19,64 m.

Nel corso del sondaggio sono state eseguite prove Standard Penetration Test (S.P.T.) alle profondità di 3,00 m, 6,00 m, 12,00 m, 18,00 m e 22,50 m, utilizzando un dispositivo di guida e sganciamento automatico, attrezzato con un maglio avente massa pari a 63,50 Kg; a tale attrezzatura è avvitata una batteria di aste aventi diametro $\varnothing$ 50,46 mm e massa lineare 7 kg/m, alla quale è avvitata sul fondo una punta conica, dello stesso diametro, per la penetrazione nel terreno, avente area di base pari a 20 cm² ed angolo di 60°.

Le prove S.P.T. eseguite all'interno dei fori di sondaggio sono state eseguite seguendo le raccomandazioni A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana), secondo le quali si deve procedere alla registrazione dei colpi (N1, N2, N3) necessari per ottenere tre avanzamenti successivi di 15 cm ognuno della punta conica, inter-rompendo la prova quando con N1 = 50 l'avanzamento è inferiore a 15 cm o, in seconda istanza, quando per N2 + N3 = 100 non si raggiunge l'avanzamento di 30 cm.

Il numero di colpi (N) necessario per una penetrazione della punta pari a 30 cm (15 + 15 cm) (dopo un primo avanzamento di 15 cm per superare i terreni alte-rati presenti generalmente sul fondo del foro di sonda) è il dato assunto come indice della resistenza alla penetrazione (NSPT). La resistenza alla penetrazione consente una valutazione della consistenza e/o dell'addensamento dei terreni attraversati.

La stratigrafia ottenuta viene riportata in allegato nell'apposito modulo.

Durante l'esecuzione del carotaggio continuo, mediante campionatore a pareti sottili "Shelby", alla profondità compresa fra 2,50,00 m e 3,00 m, e 9,00 m e 9,50 m, sono stati prelevati n. 2 campioni di terreno indisturbato successivamente sottoposti ad analisi di laboratorio di tipo geotecnico, con la determinazione di:

- Analisi granulometrica (ASTM D421-07/D422-07);
- Limiti di consistenza (ASTM D4318-10)
- Determinazione del Limite di Ritiro (ASTM D427-98);
- Determinazione di umidità, densità, peso specifico (ASTM e BS);
- Prova di taglio diretta consolidata drenata (ASTM D 3080).
- Prova di compressione triassiale non consolidata non drenata (ASTM D 2850).

Per la prova penetrometrica statica con punta elettrica e piezocono (CPTU) è stato utilizzato un penetrometro statico con cella di carico da 200 kN, che impiega una punta conica con apertura di 60° e superficie di 10 cm² per la misurazione della resistenza alla punta ed un manicotto di frizione (friction jacket) della superficie di 150 cm² per la misurazione dell'attrito laterale locale.

In aggiunta alla suddetta strumentazione si utilizza un filtro poroso situato immediatamente sopra alla estensione presente sulla punta conica, che permette di misurare la pressione dell'acqua interstiziale (pp) durante l'avanzamento.

Poiché tale pressione è legata al tipo di terreno e alla sua consistenza, il valore misurato permette di ottenere una descrizione dettagliata del profilo stratigrafico e, se combinato con la resistenza alla penetrazione misurata alla punta, anche un indice della storia tensionale del deposito.

La prova CPTU consente inoltre di ottenere una valutazione della permeabilità lungo la verticale di prova mediante la seguente relazione (Manassero, 1994):

$$\log K = 2,61\sqrt{Bk} - 10,93$$

con:

$$Bk = qt^2 / (100 \cdot fs \cdot pp)$$

dove:

$$qt = \text{resistenza alla punta corretta.} = qc + pp (1-a)$$

$$\text{con } a = 0,58$$

I risultati della penetrometria statica con piezocono vengono rappresentati in forma diagrammatica nelle apposite tavole allegate, dove viene riportato il valore qc (resistenza alla punta), il valore fs (resistenza attrito laterale locale), espressi rispettivamente in MPa e kPa, il rapporto RF (rapporto fra la resistenza laterale locale e la resistenza alla punta, espresso in %), che orientativamente ci permette una classificazione dei terreni attraversati, la pressione interstiziale dei pori (pp), espressa in kPa, la velocità di avanzamento (Speed) e l'angolazione della strumentazione (Tilt) nel corso dell'avanzamento riferita alla verticale.

Le suddette letture vengono eseguite per avanzamenti di 1,0 cm.

b) Indagine sismica

L'indagine sismica è consistita nell'esecuzione di una prova "Down Hole" all'interno del foro di sondaggio e di una misura di sismica passiva mediante tecnica a stazione singola (HVSr).

La prospezione sismica Down Hole rappresenta una delle più accurate prove sismiche per la determinazione delle proprietà fisico-meccaniche dei terreni ed è finalizzata alla determinazione dei profili delle onde sismiche di compressione P e di taglio S, con la profondità.

Le misurazioni di tipo down hole necessitano di un solo foro di sondaggio, alle cui pareti viene ancorato un geofono triassiale. L'energia sismica viene prodotta in superficie, in prossimità della bocca del foro, secondo criteri tali da produrre anche le onde S.

Dai sismogrammi ottenuti si ricavano i tempi di arrivo relativi sia alle onde P che alle onde S: in questo modo è possibile stimare l'andamento delle velocità V_p e V_s e valutare i parametri elastici caratteristici relativi ai diversi orizzonti attraversati dal foro (Coefficiente di Poisson ν , Modulo elastico di Young E, Modulo dinamico di Taglio G).

Questo tipo di misure è richiesto e viene effettuato quando è necessario un'accurata conoscenza delle caratteristiche elastiche dei litotipi, a loro volta impiegate nell'analisi degli effetti di amplificazione sismica locale.

Con la prova Down Hole si misurano i tempi di arrivo di impulsi sismici generati in superficie e diretti verso un ricevitore posto all'interno di un foro di sondaggio verticale.

La prova, che necessita quindi di un solo foro di sondaggio alle cui pareti viene ancorato un geofono tridimensionale, consente la misura diretta della velocità di propagazione V_p e V_s e la determinazione dei parametri elastici dei terreni in condizioni dinamiche.

La metodologia di indagine si basa sull'acquisizione e la lettura dei tempi di propagazione delle onde sismiche generate e rilevate con intervalli di 1 metro lungo la profondità del foro.

L'interpretazione consiste nel diagrammare i tempi di tragitto sorgente-ricevitore in funzione della profondità z , in modo tale da ottenere, con operazioni di calcolo differenziate, le velocità e gli spessori degli strati indagati.

La tecnica di indagine HVSr è una valutazione sperimentale dei rapporti di ampiezza spettrale fra le componenti orizzontali (H) e le componenti verticali (V) delle vibrazioni ambientali sulla superficie del terreno misurati in un punto con apposito sismometro a tre componenti. L'esito di questa prova è una curva sperimentale che rappresenta il valore del rapporto fra le ampiezze spettrali medie delle vibrazioni ambientali in funzione della frequenza di vibrazione. Le frequenze alla quali la curva H/V mostra dei massimi sono legate alle frequenze di risonanza del terreno al di sotto del punto di misura. Questa prova ha lo scopo di mettere in luce la presenza di fenomeni di risonanza sismica e consentire una stima delle frequenze alle quali il moto del terreno può risultare amplificato a causa di questi fenomeni. Contestualmente fornisce indicazioni di tipo qualitativo sull'entità delle risonanze attese. In generale, la stima della frequenza di risonanza f sarà tanto più precisa quanto maggiore è il contrasto di impedenza sismica responsabile del fenomeno, ovvero dove sono maggiori gli effetti potenzialmente pericolosi. Inoltre, se i risultati della prova sono invertiti mediante opportune procedure numeriche, soprattutto se in associazione ad altre indicazioni sperimentali (per esempio le curve di dispersione delle onde superficiali, prove Down Hole, sismica a rifrazione) possono fornire

vincoli importanti al profilo di velocità delle onde di taglio nel sottosuolo. In casi semplici (coperture soffici al disopra di un basamento sismico rigido), è possibile stabilire una relazione fra lo spessore dello strato soffice, la velocità media delle onde S all'interno di quest'ultimo (V_s) e la frequenza di risonanza fondamentale f dello strato, nella forma:

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

f = frequenza dello strato i -esimo;

V_s = velocità delle onde S dello strato i -esimo;

h = spessore dello strato i -esimo.

I risultati dell'indagine sismica vengono restituiti in forma diagrammatica nelle apposite tavole allegate, dove vengono riportate gli spettri delle singole componenti del moto, le curve relative al rapporto spettrale orizzontale su verticale H/V e il grafico V_s /profondità.

5. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI

L'indagine geognostica eseguita ci consente di ricostruire con discreta precisione la litologia del primo sottosuolo e di valutare le caratteristiche meccaniche dei terreni attraversati.

Schematicamente possiamo ricostruire la seguente successione stratigrafica:

al tetto e in corrispondenza del carotaggio continuo, sono inizialmente presenti dei terreni di riporto costituiti da argille di colore marrone nocciola molto compatte, presumibilmente costituenti l'argine artificiale, che in corrispondenza della prova penetrometrica CPTU, risultano sostituite da sabbie variabilmente limose di addensamento molto scarso ($q_c = 0,1 \div 0,6$ Mpa; $F_s = 17 \div 173$ Kpa).

A partire dalla profondità variabile da 0,60 m (CPTU) a 2,50 m in corrispondenza del carotaggio continuo, prevalgono delle argille compatte di colore grigio con concrezioni carbonatiche biancastre sub-centimetriche; la consistenza, inizialmente plastico dura ($q_c = 2,0 \div 3,6$ Mpa; $F_s = 100 \div 174$ Kpa), dalla profondità di 0,90 m, diviene plastica ($q_c = 1,0 \div 1,9$ Mpa; $F_s = 54 \div 158$ Kpa).

Il campione indisturbato prelevato alla profondità di 2,00-2,50 m dal p.c. attuale è risultato una argilla (77,66%) limosa (21,82 %); relativamente ai Limiti di Atterberg, il Limite Liquido è pari a 74, mentre il Limite Plastico è 34,4, determinando un Indice Plastico IP di 39,7, corrispondente a un terreno al limite fra limi inorganici di alta compressibilità e argille inorganiche di alta plasticità. Il limite di ritiro è risultato dell'ordine di 15,7, tipico di terreni a grana fine.

Il contenuto in acqua naturale è risultato pari a 34,36%, il peso di volume naturale dell'ordine di 17,51 KN/m³, il peso specifico dei grani di 2,51 Mg/m³, la porosità di 48,04% e il grado di saturazione di 93,23%.

Alla prova di taglio diretto C.D. si è ottenuto un valore di coesione efficace (c') di 21,60 kPa, e un angolo di attrito interno (ϕ') pari a 22,40°.

La prova SPT eseguita alla profondità di 3,00 m dal p.c. attuale ha indicato valori di N_{SPT} di 25, determinando un valore di consistenza "molto consistente" e un valore, secondo Terzaghi – Peck (1948) di C_u compresa fra 100 e 200 KPa.

A partire dalla profondità variabile da 1,68 m (CPTU) a 4,50 m in corrispondenza del carotaggio continuo, e sino alla profondità di 9,00-9,20 m, prevalgono dapprima delle argille torbose e poi delle torbe di colore scuro con resti vegetali ben evidenti, di consistenza plastico tenera ($q_c = 0,5 \div 0,9$ Mpa; $F_s = 15 \div 81$ Kpa) che inglobano un orizzonte plastico molle ($q_c = 0,2 \div 0,5$ Mpa; $F_s = 9 \div 72$ Kpa) alla profondità compresa fra 3,58 m e 8,72 m.

La prova SPT eseguita alla profondità di 6,00 m dal p.c. attuale ha indicato valori di N_{SPT} di 7, determinando un valore di consistenza "scarsamente consistente" e un valore, secondo Terzaghi – Peck (1948) di C_u compresa fra 25 e 50 KPa.

Sotto e in corrispondenza della CPTU eseguita si evidenziano delle sabbie variabilmente limose di colore grigio e di addensamento da molto scarso a elevato ($q_c = 2,0 \div 11,9$ Mpa; $F_s = 28 \div 70$ Kpa), che in corrispondenza del carotaggio, risultano precedute e/o intercalate ad argille compatte di colore grigio con concrezioni carbonatiche biancastre sub-centimetriche.

Il campione indisturbato prelevato alla profondità di 9,00-9,50 m dal p.c. attuale è risultato una argilla (79,83%) limosa (17,89 %); relativamente ai Limiti di Atterberg, il Limite Liquido è pari a 84,4, mentre il Limite Plastico è 46,6%, determinando un Indice Plastico IP di 37,8, corrispondente a limi inorganici di alta compressibilità o argille organiche. Il limite di ritiro è risultato dell'ordine di 28, tipico di terreni a grana fine.

Il contenuto in acqua naturale è risultato pari a 53%, il peso di volume naturale dell'ordine di 15,72 KN/m³, il peso specifico dei grani di 2,39 Mg/m³, la porosità di 57,13 % e il grado di saturazione di 95,71%.

Alla prova di taglio diretto C.D. si è ottenuto un valore di coesione efficace (c') di 18,70 kPa, e un angolo di attrito interno (ϕ') pari a 24,10°.

A partire dalla profondità di 11,10 m, e sino alla profondità indagata, sono presenti delle argille compatte di colore grigio con concrezioni carbonatiche biancastre sub-centimetriche, di consistenza inizialmente plastica ($q_c = 1,0 \div 1,9$ Mpa; $F_s = 58 \div 141$ Kpa) e con la profondità, di consistenza plastica dura ($q_c = 2,0 \div 3,5$ Mpa; $F_s = 105 \div 230$ Kpa); i suddetti terreni, in corrispondenza del carotaggio continuo, risultano localmente intercalati a sabbie limose di colore grigio alla profondità compresa fra 15,00 m e 21,00 m dal p.c. attuale.

Il campione indisturbato prelevato alla profondità di 14,00-14,50 m dal p.c. attuale è risultato una argilla (47,27%) limosa (43,75 %); relativamente ai Limiti di Atterberg, il Limite Liquido è pari a 36,9, mentre il Limite Plastico è 20,9, determinando un Indice Plastico IP di 16,1, corrispondente a una argilla inorganica di media plasticità. Il limite di ritiro è risultato dell'ordine di 14,5, tipico di terreni a grana fine.

Il contenuto in acqua naturale è risultato pari a 26,49% e il peso di volume naturale dell'ordine di 19,36 KN/m³.

Alla prova triassiale U.U. si è ottenuto un valore di coesione non drenata (c_u) di 26 kPa.

La prova SPT eseguita alla profondità di 12,50 m dal p.c. attuale ha indicato valori di NSPT di 15, determinando un valore di consistenza "compatta" e un valore, secondo Terzaghi – Peck (1948) di C_u compresa fra 50 e 100 KPa.

La prova SPT eseguita alla profondità di 18,00 m dal p.c. attuale ha indicato valori di NSPT di 10, determinando un valore di consistenza "consistente" e un valore, secondo Terzaghi – Peck (1948) di C_u compresa fra 50 e 100 KPa.

La prova SPT eseguita alla profondità di 22,50 m dal p.c. attuale ha indicato valori di NSPT di 18, determinando un valore di consistenza "molto consistente" e un valore, secondo Terzaghi – Peck (1948) di C_u compreso fra 100 e 200 KPa.

Al termine dell'indagine, all'interno del foro della penetrometria statica, è stata misurata il livello piezometrico alla profondità di 9,50 m dal p.c. attuale, mentre la stratigrafia del carotaggio continuo non dà indicazioni sulla soggiacenza della eventuale falda freatica di superficie.

6. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

La caratterizzazione geotecnica del sito viene fatta ricostruendo un modello in termini di unità geotecniche del volume significativo del terreno inteso come la parte di sottosuolo influenzata direttamente o indirettamente dalla costruzione dell'opera e che influenza l'opera stessa.

Ciascuna unità geotecnica (U.G.) è ottenuta correlando i dati stratigrafici, i dati di resistenza misurati nel corso dell'indagine geognostica e i valori desunti dalle analisi di laboratorio di tipo geotecnico in modo da suddividere il volume significativo in elementi omogenei, indicati nella tabella successiva.

U.G.	Profondità m da p.c.		Litologia prevalent e	qc (MPa)	γ (kN/m ³)	c_u (kPa)	ϕ (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
	da	a							
A	0,00	0,60-2,50	RIP/ALT	0,1-0,6	18,5	0	20	-	-
B	0,60-2,50	1,68-4,50	AL	1,0-3,6	18,9-19,1	50-160	0	21,6	22,4
C	1,68-4,50	9,00-9,20	AT/T	0,2-0,9	18,7	10-45	0	-	-
D	9,00-9,20	11,10	AL	1,0-1,9	9,0	50-95	0	18,7	24,1
E	11,10	Fine IG	A	1,0-3,5	9,0	26-150	0	-	-

RIP/ALT = terreno di riporto e/o di alterazione superficiale;

AL = argille limose;

AT/T = argille torbose e torbe;

A = argille.

7. PARAMETRIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

Sulla base dei risultati dell'indagine geognostica è stato possibile suddividere il volume significativo di terreno in unità geotecniche, delle quali di seguito, vengono definiti i parametri geomeccanici.

Unità geotecnica A

È costituita da terreni di riporto e/o di alterazione superficiale e si evidenzia sino alla profondità variabile da 0,60 m a 2,50 m dal p.c attuale.

Unità geotecnica B

È costituita da argille di consistenza inizialmente plastico dura che con la profondità assumono una consistenza plastica ed umidità presumibilmente da scarsa a media.

L'unità B si evidenzia dalla profondità variabile da 0,60 m a 2,50 m sino alla profondità variabile da 1,68 m a 4,50 m, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella:

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/m ³)	cu (kPa)	ϕ (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
CPTU	1,85	19,0	90	0	21,6	22,4

Unità geotecnica C

È costituita da argille torbose e torbe di consistenza plastico tenera inglobante un orizzonte a consistenza plastico molle ed umidità presumibilmente da media a elevata.

L'unità C si evidenzia dalla profondità variabile da 1,68 m a 4,50 m sino alla profondità variabile da 1,68 m a 4,50 m, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella:

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/m ³)	cu (kPa)	ϕ (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
CPTU	0,4	18,8	20	0	-	-

Unità geotecnica D

È costituita da sabbie variabilmente limose di addensamento da molto scarso a elevato, presumibilmente in totale saturazione idrica.

L'unità D si evidenzia dalla profondità di 9,00-9,20 m sino alla profondità di 11,10 m, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella:

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/m ³)	cu (kPa)	ϕ (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
CPTU	2,3	8,5	0	22	18,7	24,1

Unità geotecnica E

È costituita da argille compatte di consistenza inizialmente plastica e con la profondità plastico dura, presumibilmente in totale saturazione idrica.

L'unità E si evidenzia dalla profondità di 11,10 m sino alla profondità indagata, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella:

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/m ³)	cu (kPa)	ϕ (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
CPTU	2,6	9,1	120	0	-	-

8. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI DEL PRIMO SOTTOSUOLO

Nella tecnica di indagine Down-Hole, (DH), si installa in superficie una sorgente ad impulsi verticali e/o orizzontali e nel foro di misura con uno o più ricevitori a distanza nota ed opportunamente orientati, il tempo di arrivo delle varie fasi P od S mediante diverse tecniche di analisi.

L'impulso alla sorgente produce lungo la direzione di propagazione verticale prevalentemente onde longitudinali P se la battuta è effettuata verticalmente sulla piastra mentre produce impulsi prevalentemente orizzontali e quindi onde di taglio polarizzate orizzontalmente (le cosiddette onde SH) se vengono effettuate battute parallele al terreno di superficie. L'arrivo è registrato dai geofoni, alle diverse profondità in cui sono posizionati. I geofoni vengono bloccati nel foro mediante sistemi ad aria compressa o idraulici.

La velocità delle onde P, ovvero il rapporto tra il tempo di arrivo delle onde al geofono e la distanza di che separa la sorgente dal ricevitore, si rileva mediante il picking del primo arrivo. Quindi la misurazione dei tempi di arrivo delle onde P è relativamente semplice. Per le onde di taglio (SH), invece, la situazione è abbastanza diversa in quanto essendo più lente delle onde di compressione P, la loro rilevazione deve essere fatta mediante l'ausilio di procedure che prevedono già dalla fase di acquisizione particolari accorgimenti. Le procedure di interpretazione convenzionali permettono di determinare la velocità delle onde di taglio Vs dalla conoscenza della lunghezza e del tempo di percorrenza del percorso sorgente-ricevitore o del percorso tra coppie di ricevitori. In generale, le onde di taglio viaggiano attraverso strati di terreno di diversa rigidità. Il tempo di viaggio misurato è quello necessario per attraversare l'insieme dei diversi strati, ognuno caratterizzato dalla propria velocità di propagazione. A rigore anche la lunghezza del percorso di propagazione è influenzata dalla presenza di strati con rigidità diversa.

La prova "Down Hole" ha evidenziato i risultati di Vs e Vp in funzione della profondità seguito riportato:

Strato	Profondità (m dal p.c.)	Spessore (m)	Velocità Vp media (m/s)	Velocità Vs media (m/s)
1	da -1 a -2 m	1	222	139
2	da -2 a -3 m	1	411	224
3	da -3 a -4 m	1	638	117
4	da -4 a -5 m	1	857	119
5	da -5 a -6 m	1	1034	67
6	da -6 a -7 m	1	1165	108
7	da -7 a -8 m	1	1179	108
8	da -8 a -9 m	1	1323	78
9	da -9 a -10 m	1	1370	91
10	da -10 a -11 m	1	1404	100
11	da -11 a -12 m	1	1428	185
12	da -12 a -13 m	1	1447	214
13	da -13 a -14 m	1	1461	237
14	da -14 a -15 m	1	1471	247
15	da -15 a -16 m	1	1482	248
16	da -16 a -17 m	1	1486	249
17	da -17 a -18 m	1	1492	252
18	da -18 a -19 m	1	1496	173
19	da -19 a -20 m	1	1500	162
20	da -20 a -21 m	1	1503	201
21	da -21 a -22 m	1	1505	202
22	da -22 a -23 m	1	1507	280
23	da -23 a -24 m	1	1512	294
24	da -24 a -25 m	1	1511	288
25	da -25 a -26 m	1	1512	283
26	da -26 a -27 m	1	1513	284
27	da -27 a -28 m	1	1514	297
28	da -28 a -29 m	1	1515	347
29	da -29 a -30 m	1	1516	348
30	da -30 a -31 m	1	1517	374
31	da -31 a -32 m	1	1520	397
32	da -32 a -33 m	1	1518	397
33	da -33 a -34 m	1	1518	416
34	da -34 a -35 m	1	1519	430

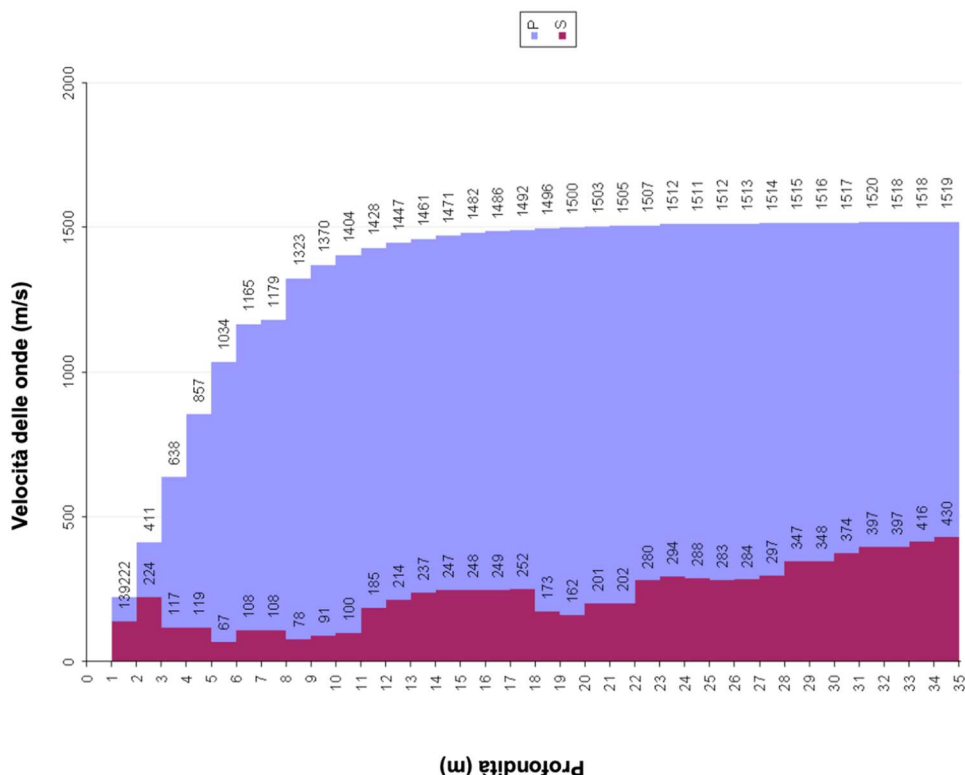


Figura 11: risultati prova Down Hole

Inoltre è possibile determinare le correlazioni con peso di volume, Modulo di Poisson, Modulo di Young per ogni orizzonte metrico indagato secondo quanto riportato in tabella.

Strato	Profondità (m dal p.c.)	Spessore (m)	γ (kN/m ³)	Poisson	Young (MPa)	Share (MPa)	Bulk (MPa)	Vseq (da -1 m per H=30 m)
1	da -1 a -2 m	1	16.44	0.18	73.23	31.07	37.95	169
2	da -2 a -3 m	1	16.82	0.29	213.35	82.72	168.96	
3	da -3 a -4 m	1	17.28	0.48	68.28	23.03	657.81	
4	da -4 a -5 m	1	17.71	0.49	73.08	24.52	1241.96	
5	da -5 a -6 m	1	18.07	0.50	24.17	8.07	1884.50	
6	da -6 a -7 m	1	18.33	0.50	62.85	21.01	2413.01	
7	da -7 a -8 m	1	18.36	0.50	62.50	20.89	2475.47	
8	da -8 a -9 m	1	18.65	0.50	33.62	11.22	3187.22	
9	da -9 a -10 m	1	18.74	0.50	45.56	15.21	3428.79	
10	da -10 a -11 m	1	18.81	0.50	55.23	18.44	3608.74	
11	da -11 a -12 m	1	18.86	0.49	188.99	63.36	3687.37	
12	da -12 a -13 m	1	18.89	0.49	253.16	85.02	3763.78	
13	da -13 a -14 m	1	18.92	0.49	310.34	104.39	3819.02	
14	da -14 a -15 m	1	18.94	0.49	335.67	112.98	3870.78	
15	da -15 a -16 m	1	18.96	0.49	339.09	114.12	3932.10	
16	da -16 a -17 m	1	18.97	0.49	341.80	115.04	3957.88	
17	da -17 a -18 m	1	18.98	0.49	351.10	118.19	3985.94	
18	da -18 a -19 m	1	18.99	0.49	166.90	55.89	4095.37	
19	da -19 a -20 m	1	19.00	0.49	145.98	48.85	4126.49	
20	da -20 a -21 m	1	19.01	0.49	225.22	75.53	4109.02	
21	da -21 a -22 m	1	19.01	0.49	225.83	75.74	4123.94	
22	da -22 a -23 m	1	19.01	0.48	434.32	146.52	4042.41	
23	da -23 a -24 m	1	19.02	0.48	477.65	161.33	4047.44	
24	da -24 a -25 m	1	19.02	0.48	458.83	154.89	4051.59	
25	da -25 a -26 m	1	19.02	0.48	443.77	149.74	4066.57	
26	da -26 a -27 m	1	19.03	0.48	444.54	150.00	4073.25	
27	da -27 a -28 m	1	19.03	0.48	487.27	164.62	4059.89	
28	da -28 a -29 m	1	19.03	0.47	661.73	224.72	3985.13	
29	da -29 a -30 m	1	19.03	0.47	666.36	226.32	3987.74	
30	da -30 a -31 m	1	19.03	0.47	768.34	261.78	3944.65	
31	da -31 a -32 m	1	19.04	0.46	861.29	294.28	3919.13	
32	da -32 a -33 m	1	19.04	0.46	862.10	294.59	3907.95	
33	da -33 a -34 m	1	19.04	0.46	942.01	322.72	3873.41	
34	da -34 a -35 m	1	19.04	0.46	1005.15	345.07	3846.29	

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

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [3.2.1]$$

con:

h_i spessore dell' i -esimo strato;

$v_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N = numero di strati;

H = profondità del substrato, ($H = 30$ m nel caso di substrato a profondità maggiore di 30 m).

Applicando la formula 3.2.1 delle NTC 2018, il valore del parametro V_{seq} , secondo la prova MASW eseguita, è risultato essere dell'ordine di 169 m/s.

Nel sito di indagine è stata effettuata una misura di microtremore della durata di 20', allo scopo di definire le frequenze di risonanza fondamentali dei terreni del sottosuolo e, tramite inversione, di ricostruire il modello di sottosuolo in termini di profondità e velocità delle onde di taglio.

L'analisi delle curve HVSR riportate in allegato mette in evidenza una serie di picchi (rapporto H/V) che risultano identificati alle frequenze di 0,41 Hz, 1,88 Hz, 22,13 Hz e 51,91 Hz nell'intervallo 0,0-20,0 Hz, ad indicare con buona probabilità vari passaggi ai depositi contraddistinti da un maggiore contrasto di impedenza.

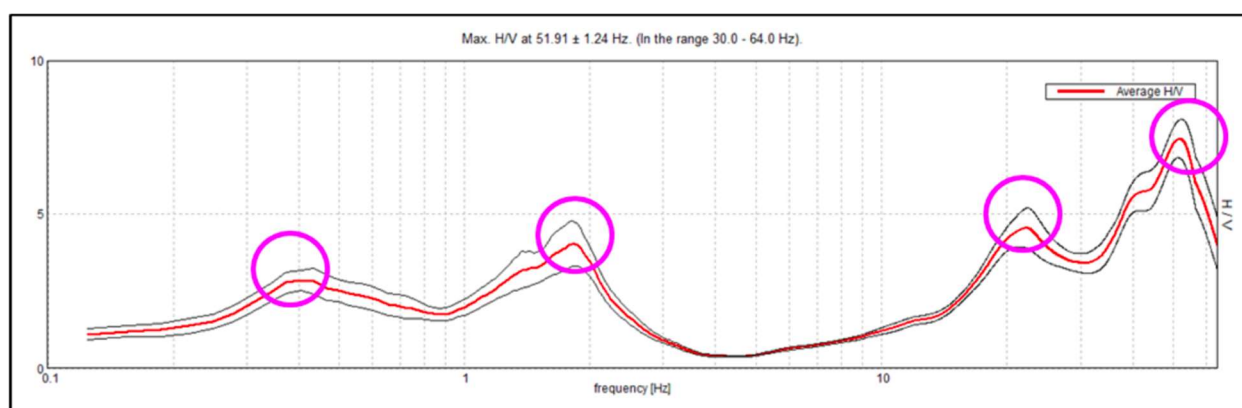


Figura 12: curve HVSR

Il rapporto H/V, per frequenze comprese fra 2,86 e 8,9 Hz risulta essere inferiore ad 1, tale andamento può indicare una inversione di velocità al disotto dei terreni superficiali.

I valori sopra citati dovranno essere presi in considerazione per scongiurare la possibilità di doppia risonanza con la frequenza della struttura in progetto.

Le indagini sismiche eseguite vengono riportate in allegato negli appositi moduli.

9. LAVORI IN PROGETTO

Il ponte oggetto di intervento è stato esaminato mediante un sopralluogo visivo da terra e si sono riscontrate locali macchie di umidità, efflorescenze, patine biologiche, locale dilavamento del calcestruzzo, locali distacchi del copriferro, con puntuali infiltrazioni di acqua nel calcestruzzo provenienti dal terreno adiacente e mancanza di impermeabilizzazione.

Il progetto prevede l'adeguamento statico del ponte con modifiche alle sezioni costruttive degli elementi primari e la realizzazione di una nuova trave di bordo con funzione di trave porta barriera (previa la demolizione del parapetto in c.a. e rimozione del parapetto in ferro), oltre al rifacimento della nuova pavimentazione stradale con affiancamento alla pavimentazione esistente.

I terreni del primo sottosuolo, al disotto di un orizzonte di riporto e/o di alterazione superficiale, risultano inizialmente rappresentati da argille limose di consistenza da plastico dura a plastica con la profondità, che dalla profondità variabile da 1,68 m a 4,50 m, e sino alla profondità di 9,00-9,20 m, risultano sostituite da argille torbose e torbe di scarsa consistenza.

In considerazione delle caratteristiche fisico meccaniche dei terreni del primo sottosuolo e della tipologia di intervento, si ritiene che quanto in progetto potrà ritenersi valido.

Non essendo a conoscenza della tipologia e dell'approfondimento del sistema fondale attualmente presente, si ritiene che in fase di progettazione dovrà essere valutata la compatibilità delle fondazioni esistenti con le opere in progetto e con i probabili aumenti dei carichi strutturali ai terreni di fondazione, allo scopo di garantire la stabilità statica del manufatto.

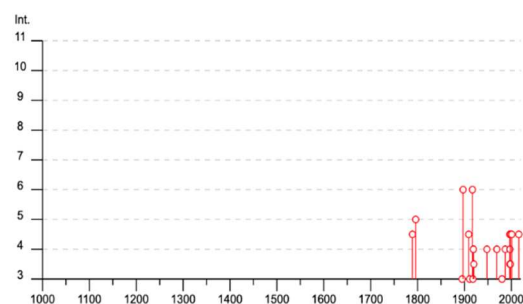
Eventuali sbancamenti nei terreni del primo sottosuolo dovranno avvenire senza modificare la consistenza dei terreni di fondazione allo scopo di scongiurare cedimenti strutturali, o lesioni alle strutture portanti, ed evitare che eventuali infiltrazioni di acqua vadano a destabilizzare o creare fenomeni di sifonamento nei terreni prossimi alle strutture portanti.

10. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA

Il DBMI15 (Locati et al., 2016), riporta 27 eventi a partire dal 1789, nel territorio di Castiglion Fiorentino, con valori di Mw compresi fra 4,4 e 6,3. La scarsità di dati precedentemente al 1789 è chiaramente imputabile alla mancanza o al non reperimento di fonti storiche.

Castiglion Fiorentino

PlaceID IT_47009
Coordinate (lat, lon) 43.341, 11.923
Comune (ISTAT 2015) Castiglion Fiorentino
Provincia Arezzo
Regione Toscana
Numero di eventi riportati 35



Effetti	In occasione del terremoto del												
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDF	Io	Mw			
4-5	1789	09	30	10			Alta Valtiberina	73	9	5.89			
5	1796	02	05	02			Aretino	9	7	4.96			
3	1895	05	18	19	55	1	Fiorentino	401	8	5.50			
NF	1895	10	25	00	24	5	Chianti	36	5-6	4.51			
6	1897	12	18	07	24	2	Alta Valtiberina	132	7	5.09			
NF	1904	11	17	05	02		Pistoiese	204	7	5.10			
NF	1906	04	21	06	35		Valdelsa	45	5-6	4.30			
NF	1907	12	20	10	29	1	Chianti	35	6	4.44			
4-5	1909	08	25	00	22		Crete Senesi	259	7-8	5.34			
3	1911	02	19	07	18	3	Forlivese	181	7	5.26			
6	1917	04	26	09	35	5	Alta Valtiberina	134	9-10	5.99			
2	1917	12	02	17	39		Appennino forlivese	32	6-7	5.09			
3	1918	11	10	15	12	2	Appennino forlivese	187	9	5.96			
4	1919	06	29	15	06	1	Mugello	565	10	6.38			
4	1919	10	25	13	51		Alta Valtiberina	30	6	5.03			
3-4	1920	11	24	04	20		Senese	15	4-5	4.07			
4	1948	06	13	06	33	3	Alta Valtiberina	142	7	5.04			
NF	1952	12	02	06	13	2	Appennino forlivese	53	5	4.42			
NF	1957	04	30	06	05	0	Alta Valtiberina	57	5	4.23			
2	1960	04	15	02	45	1	Montefeltro	30	5-6	4.45			
4	1969	08	11	13	55		Lago Trasimeno	46	7	4.70			
3	1980	11	23	18	34	5	Irpinia-Basilicata	1394	10	6.81			
4	1987	07	05	13	12	3	Montefeltro	90	6	4.44			
NF	1990	05	08	22	33	1	Alta Valtiberina	64	5	3.77			
NF	1993	06	05	19	16	1	Valle del Topino	326	6	4.72			
4-5	1997	09	26	00	33	1	Appennino umbro-marchigiano	760	7-8	5.66			
4-5	1997	09	26	09	40	2	Appennino umbro-marchigiano	869	8-9	5.97			
4-5	1997	10	03	08	55	2	Appennino umbro-marchigiano	490	5	5.22			
4	1997	10	06	23	24	5	Appennino umbro-marchigiano	437	5	4.47			
3-4	1997	10	14	15	23	1	Valnerina	786	5	5.62			
4-5	1998	03	26	16	26	1	Appennino umbro-marchigiano	409	5	5.26			
3-4	1998	04	05	15	52	2	Appennino umbro-marchigiano	395	4	4.78			
4-5	2001	11	26	00	56	5	Casentino	211	5-6	4.63			
NF	2006	10	21	07	04	1	Anconetano	287	5	4.21			
4-5	2016	10	30	06	40	1	Valnerina	379	6	6.61			

Figura 13: Database Macrosismico (locale)

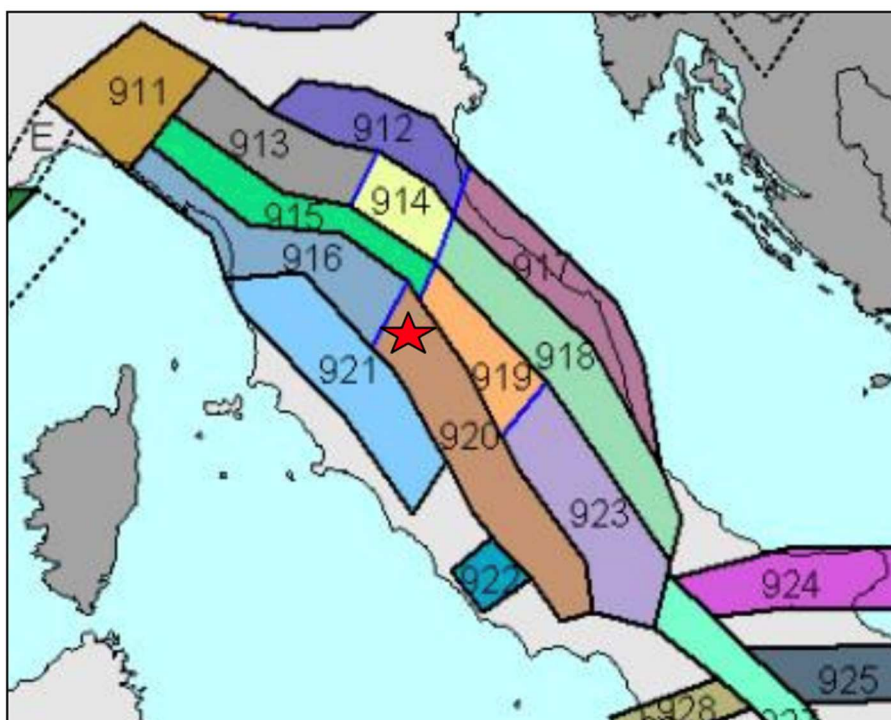
Il Database Macrosismico è utilizzato per la compilazione del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani CPTI11 (A. Rovida, R. Camassi, P. Gasperini e M. Stucchi (a cura di), 2011. CPTI11, la versione 2011 del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani. Milano, Bologna, <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI>).

Da tale catalogo sono stati evidenziati alcuni terremoti avvenuti a partire dall'anno 1000 d.C. con Mw superiore a 4.5 con effetti registrati nell'area di Castiglion Fiorentino:

- 1005 : evento con epicentro nell'area di Arezzo e con Mw di $4,93 \pm 0,34$ e intensità massima di grado 7-8 sulla scala Mercalli
- 17 Giugno 1269 : evento con epicentro nell'area di Badia Sucaselli e con Mw di $5,35 \pm 0,34$ e intensità massima di grado 7-8 sulla scala Mercalli
- 25 Dicembre 1352 : evento con epicentro nell'area di Monterchi con Mw di $6,44 \pm 0,54$ e intensità massima di grado 9 sulla scala Mercalli

- 16 Novembre 1545 : evento con epicentro nell'area di Siena con Mw di $5,35 \pm 0,34$ e intensità massima di grado 7-8 sulla scala Mercalli
- 13 Aprile 1558 : evento con epicentro nell'area della Val d'Ambra con Mw di $5,82 \pm 0,43$ e intensità massima di grado 9 sulla scala Mercalli
- 7 Novembre 1908 : evento con epicentro nell'area di Monte San Savino con Mw di $4,72 \pm 0,34$ e intensità massima di grado 7-8 sulla scala Mercalli
- 26 Aprile 1917 : evento con epicentro nell'area della Valtiberina con Mw strumentale di $5,73 \pm 0,17$ e intensità massima di grado 9-10 sulla scala Mercalli
- 13 Febbraio 1919 : evento con epicentro nell'area del Lago Trasimeno con Mw di $4,70 \pm 0,39$ e intensità massima di grado 7-8 sulla scala Mercalli
- 25 Ottobre 1919 : evento con epicentro nell'area di Monterchi con Mw strumentale di $5,20 \pm 0,37$ e intensità massima di grado 6 sulla scala Mercalli
- 11 Agosto 1969 : evento con epicentro nell'area del Lago Trasimeno con Mw strumentale di $4,87 \pm 0,29$ e intensità massima di grado 7 sulla scala Mercalli

Il territorio del Comune di Castiglion Fiorentino è compreso all'interno della zona 920 come definita all'interno della "Zonazione Sismogenetica ZS9 (Meletti C., Valensise G., 2004); tale zona, assieme alla 920 coincide con il settore in distensione tirrenica definito dal modello sismotettonico di Meletti et al.(2000). Tali zone sono caratterizzate da una sismicità di bassa energia, che sporadicamente può raggiungere valori di magnitudo relativamente elevati; la zona 920 è distinta dalla zona 916 per la maggior frequenza di questi eventi (Meletti C., Valensise G., 2004). Mentre le adiacenti zone a Est della 920 (915, 919, 923) racchiudono faglie e sistemi di faglie legati all'estensione appenninica, la zona 916 assieme alla zona 920 rappresenta una transizione alla distensione peritirrenica.



ZONA	Numero di eventi Md>2.0	Numero di eventi Md>2.5	Numero di eventi Md>3.0	Magnitudo massima (Md)	Classe di profondità (km)	Profondità efficace (km)
920	296	201	39	4,6	5-8	6

Figura 14: Zonazione sismogenetica ZS9 e principali caratteristiche

Il database DISS v. 3.2 (DISS Working Group, 2010) riporta la principale sorgente sismogenica composta che interessa gran parte del territorio comunale di Castiglion Fiorentino, indicata con la sigla "ITCS037 Mugello Città di Castello Leonessa" e lungo la quale si concentrano i maggiori eventi sismici accaduti dell'area aretina. Si tratta di un sistema di faglie con prevalente vergenza NordEst/SudOvest, a cui è associata una magnitudo massima pari a 6,9. La profondità è indicata tra 0,5 e 8,0 km, mentre lo slip-rate è compreso tra circa 0,1 e 1,0 mm/anno.

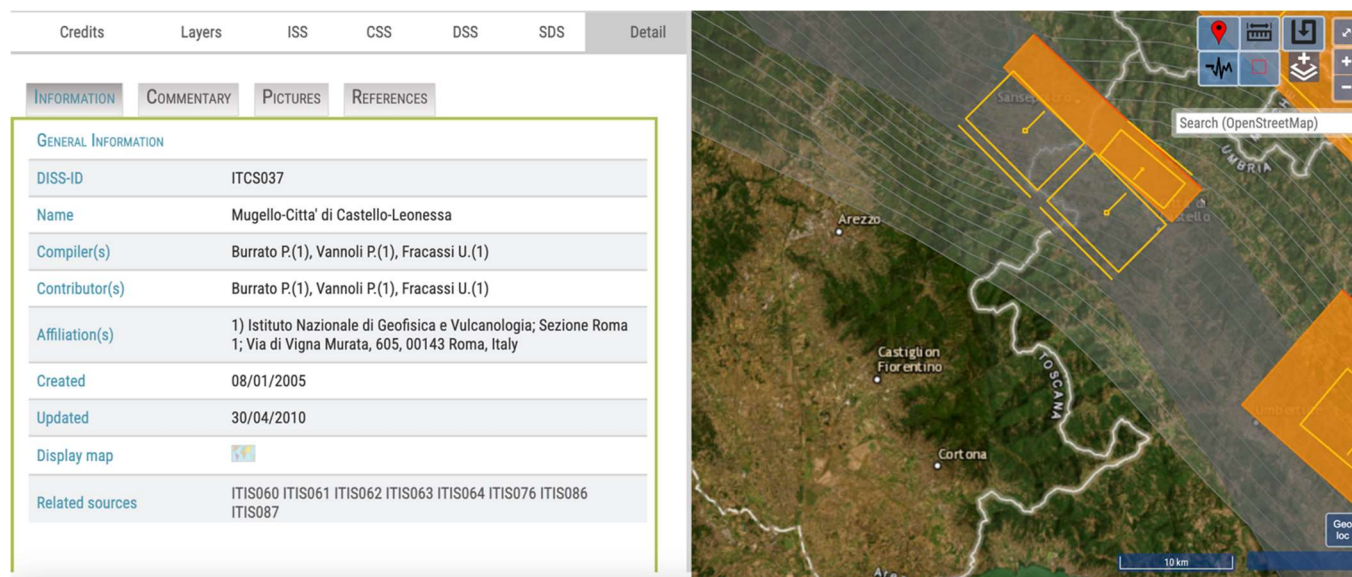


Figura 15 – Localizzazione delle sorgenti sismogenetiche da database DISS

La pericolosità e il rischio sismico del territorio nazionale sono stati affrontati dal Servizio Sismico Nazionale utilizzando il calcolo probabilistico di Cornell, in grado di considerare tutte le possibili sorgenti influenzanti di un sisma.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni ideali di sito di riferimento con superficie topografica orizzontale di categoria A.

Il Comune di Castiglion Fiorentino, sulle Mappe di pericolosità sismica (TAV. 4 di seguito riportata), presenta un'accelerazione al suolo tipo A con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni $PGA = 0,150 - 0,175g$ e intensità macrosismica $MCS = 7$.

La Magnitudo dell'area si ottiene sulla base della seguente relazione proposta dal Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT):

$$M = \frac{1,93 + MCS}{1,78} = 5$$

La pericolosità sismica in un generico sito viene definita in termini di valori di accelerazione orizzontale massima e di spettri di risposta nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale, in corrispondenza dei punti di un reticolo e per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno ricadenti in un intervallo di riferimento compreso tra 30 e 2475 anni.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presenti nel sito in esame e della morfologia di superficie.

TAV. 4 – MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA

ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

Modello di pericolosità sismica MPS04-S1

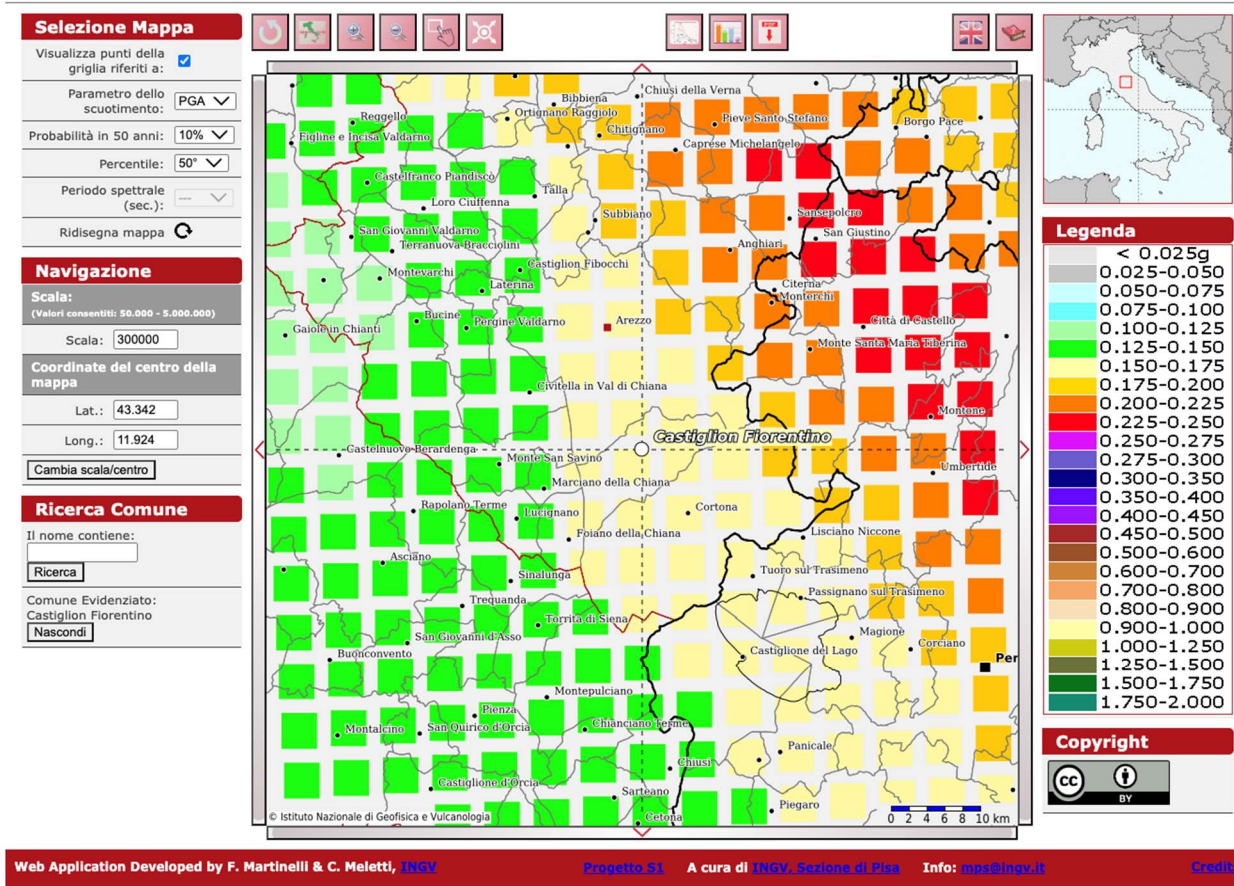


Figura 16 – Mappa di pericolosità sismica

11. MODELLAZIONE SISMICA

11.1. Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale (V_n) è 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.

La vita nominale delle diverse tipologie di opere è riportata nella seguente tabella.

Tab. 2.4.1 – Valori minimi della Vita nominale V_n di progetto per i diversi tipi di costruzioni

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

Nell'area in esame sono previste opere tipo "2" per le quali si prevede una vita nominale V_n pari a 50 anni.

11.2. Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso distinte nel modo seguente:

2.4.2. CLASSI D'USO

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

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Ad ogni classe d'uso è associato un coefficiente come da tabella seguente:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

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

L'opera da realizzare nell'area in esame è relativa alla Classe II, pertanto alla stessa è associato un coefficiente d'uso pari a $C_U = 1,0$.

11.3. Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale Vn per il coefficiente d'uso C_U :

$$VR = Vn \cdot C_U$$

Per il sito in esame il periodo di riferimento è pari a $VR = 50$ anni.

11.4. Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

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

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_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.

Nella seguente tabella vengono riportati i suddetti parametri elaborati per il sito in esame (coord. Lat 43.282388 - Lng 11.846818), considerando un periodo di riferimento per l'azione sismica (VR)

di 50 anni, in relazione al periodo di ritorno e agli stati limite di esercizio e agli stati limite ultimi e relative probabilità di superamento.

Stato limite		PVR (%)	TR (anni)	ag (g)	Fo (-)	Tc* (s)
Stati limite di esercizio	SLO	81	30	0,052	2,532	0,257
	SLD	63	50	0,063	2,555	0,269
Stati limite ultimi	SLV	10	475	0,152	2,454	0,284
	SLC	5	975	0,191	2,465	0,287

11.5. Categoria di sottosuolo

La nuova Normativa per gli effetti locali identifica cinque categorie di sottosuolo (A÷E) suddivisi sulla base dei valori di velocità equivalente $V_{s,eq}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità.

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

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

Come evidenziato dalle indagini sismiche eseguite, i terreni del primo sottosuolo presentano una $V_{s,eq}$ di 169 m/sec alla profondità compresa fra -1,00 m e 31,00 m dal p.c. attuale, pertanto ricadono nella Categoria D, che comprende "Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o 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 $V_{s,eq}$ compresi tra 100 m/s e 180 m/s".

11.6. Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale mentre per configurazioni semplici può essere adottata la seguente tabella.

Tabella 3.2.IV

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante 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 $i > 30^\circ$

Ad ogni categoria topografica è associato un coefficiente di amplificazione topografica come da tabella seguente:

Tabella 3.2.VI

CATEGORIA	T1	T2	T3	T4
COEFFICIENTE S_t	1	1,2	1,2	1,4

L'area in esame si pone in un settore acclività inferiore al 15° , perciò si configura una categoria topografica tipo T1 cui è associato un coefficiente di amplificazione topografica pari a 1,0.

11.7. Amplificazione stratigrafica

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_a \cdot \frac{a_s}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_a \cdot \frac{a_s}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_a \cdot \frac{a_s}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_a \cdot \frac{a_s}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,80	1,80	1,80	1,69
CC Coeff. funz categoria	2,47	2,41	2,35	2,33
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Per il sito in esame otteniamo:

11.8 Accelerazione massima al sito

L'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata mediante la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_t \cdot a_g$$

Nel nostro caso per i parametri considerati in precedenza e per lo stato limite SLV si ottiene un valore pari a 2,678 m/sec².

11.9 Coefficiente sismico orizzontale e verticale

Il coefficiente sismico orizzontale si ottiene mediante la relazione:

$$k_h = \frac{\beta_s \times a_{max}}{g}$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito ricavabile dalla sottostante tabella.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Nel nostro caso assumendo un valore di β_s pari a 0,24, si ottiene un coefficiente sismico orizzontale (k_h) pari a 0,066.

Il coefficiente sismico verticale (k_v) si ottiene mediante la relazione:

$$k_v = 0,5 k_h = 0,033$$

12. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

Secondo le NTC 2018, si può omettere la verifica al rischio di liquefazione dei terreni del primo sottosuolo qualora sia soddisfatta almeno una delle seguenti condizioni:

7.11.3.4.2 Esclusione della verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

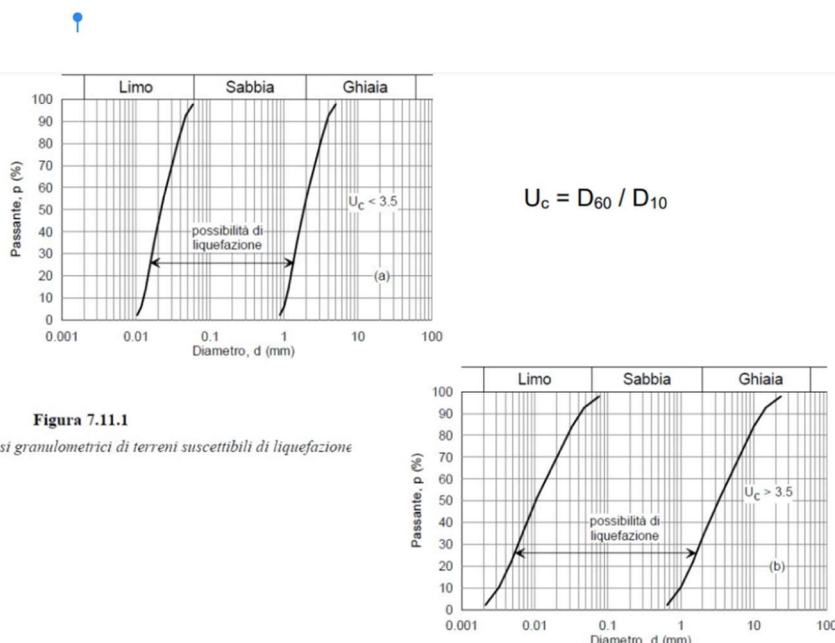


Figura 7.11.1
Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

Nell'area in esame, sulla base dell'indagine geognostica e delle analisi di laboratorio di tipo geotecnico eseguite, il punto 3 risulta soddisfatto, pertanto non si è ritenuto di verificare numericamente il rischio di liquefazione.

13. DETERMINAZIONE DEI PRINCIPALI PARAMETRI FISICO MECCANICI PER IL DIMENSIONAMENTO DI FONDAZIONI PROFONDE

Nella tabella seguente vengono riportati i principali parametri fisico meccanici che caratterizzano i terreni del primo sottosuolo, espressi sia in termini di valore medio che di valore caratteristico, da utilizzare nel dimensionamento di eventuali fondazioni profonde. I parametri caratteristici di coesione (c_k'), di angolo di attrito interno (ϕ_k') da utilizzare nel dimensionamento vengono ricavati mediante analisi statistica dai valori nominali di resistenza meccanica misurati nel corso dell'indagine geognostica e delle analisi di laboratorio di tipo geotecnico sugli orizzonti di terreno riscontrati.

U.G.	Profondità m da p.c.		γ (kN/m ³)	c_u (kPa)	ϕ (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	γ (kN/m ³)	c_u (kPa)	ϕ (°)	c_k' (kPa)	ϕ_k' (°)
	da	a	Valori medi					Valori caratteristici				
A	0,00	0,60-2,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
B	0,60-2,50	1,68-4,50	19,0	90	0	21,6	22,4	19,0	72	-	17,5	17,6
C	1,68-4,50	9,00-9,20	18,8	20	0	-	-	18,8	13	0	-	-
D	9,00-9,20	11,10	8,5	0	22	18,7	24,1	8,5	20	0	15,1	18,9
E	11,20	Fine IG	9,1	120	0	-	-	9,1	103	0	-	-

In considerazione di quanto sopra si può pertanto affermare che da un punto di vista geologico non vi è nulla che impedisca la realizzazione di quanto in progetto.