

GEO-PROBE

– *Studio Geologico Associato* –

2012.036/RG

Comune di San Pietro in Casale (BO)

STUDIO GEOLOGICO-TECNICO DEI TERRENI DEL
PRIMO SOTTOSUOLO DI UN'AREA SITA IN VIA SAN
BENEDETTO, OGGETTO DI PIANO URBANISTICO
ATTUATIVO (P.U.A).

Maggio 2012



Via Cimarsa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

INDICE

1. PREMESSA	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE	4
4. INDAGINE GEOGNOSTICA	6
5. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI.....	9
6. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO.....	10
7. PARAMETRIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE.....	11
8. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA	15
9. MODELLAZIONE SISMICA.....	17
9.1. Vita nominale	17
9.2. Classi d'uso.....	17
9.3. Periodo di riferimento.....	18
9.4. Azione sismica	18
9.5. Categoria di sottosuolo.....	19
9.6. Condizioni topografiche.....	20
9.7. Amplificazione stratigrafica.....	21
9.8. Accelerazione massima al sito	21
9.9. Coefficiente sismico orizzontale e verticale	21
10. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI.....	23
11. MODELLAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE	27
11.1 Selezione del moto di riferimento	27
11.2 Elaborazione del modello sismico.....	29
11.3 Elaborazione dell'amplificazione	32
12. RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE	37
13. CONSIDERAZIONI FINALI	42

ALLEGATI:

- *certificati penetrometrie statiche;*
- *diagrammi penetrometrie statiche;*
- *indagine sismica;*
- *classificazione orientativa dei terreni attraversati*
(Schmertmann, 1978);
- *verifica rischio di liquefazione.*

* * *

1. PREMESSA

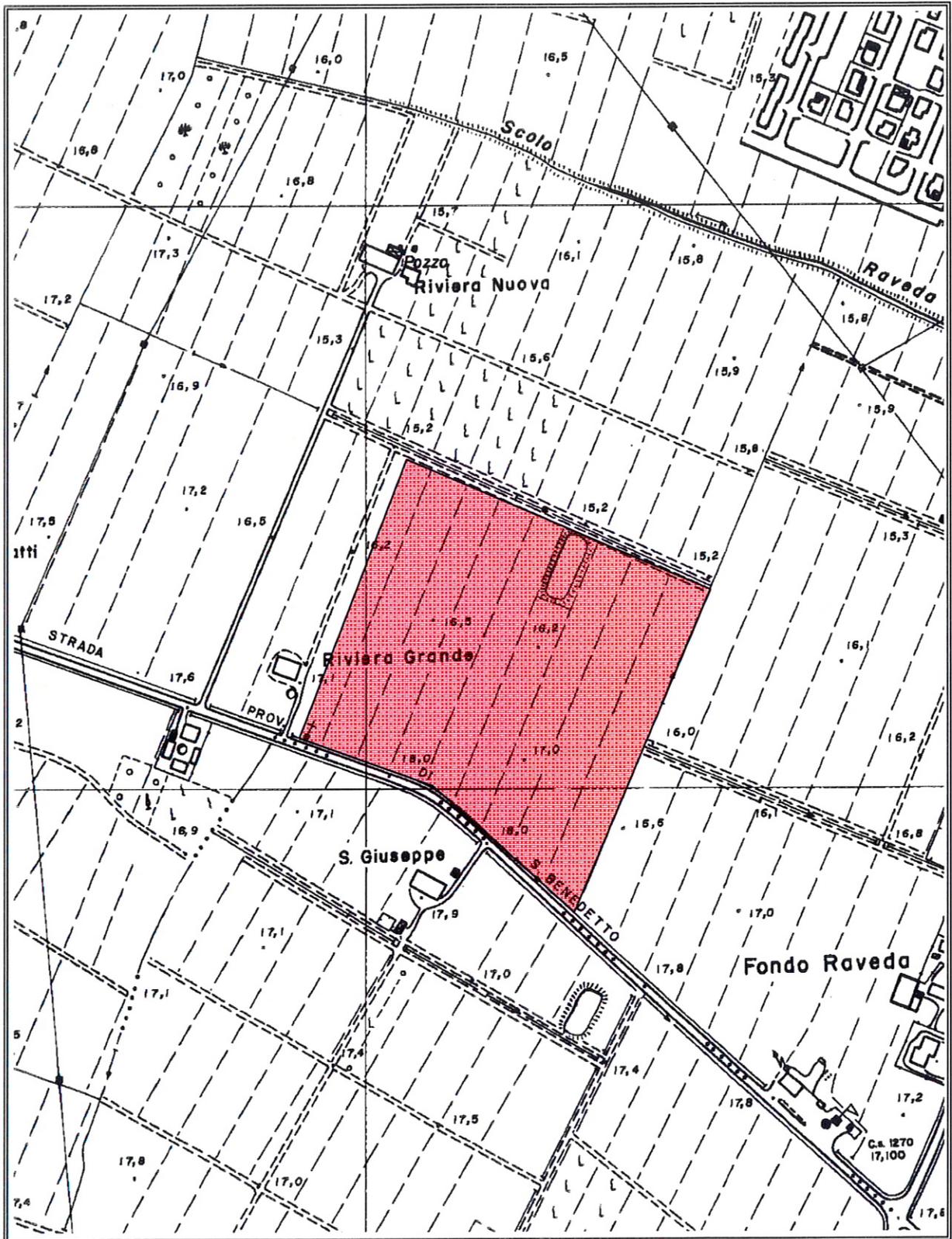
A seguito dell'incarico ricevuto dall'Arch. Stellato, per conto della Immobiliare Rigone S.S., si trasmette, in conformità con le normative vigenti, la seguente relazione geologico-tecnica riguardante lo studio dei terreni del primo sottosuolo di un'area oggetto di Piano Urbanistico Attuativo.

L'area in esame si ubica in via San Benedetto, in Comune di San Pietro in Casale (BO) (TAV. 1: estratto C.T.R. Scala 1:5.000; elemento n. 203091 –San Pietro in Casale Sud).

Il presente studio è stato articolato nei seguenti punti:

- a) analisi e descrizione della situazione morfologica e geo-litologica generale;
- b) determinazione della natura dei terreni costituenti il primo sottosuolo;
- c) determinazione delle caratteristiche fisico-meccaniche degli stessi;
- d) caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
- e) analisi della risposta sismica locale;
- f) valutazione della resistenza di progetto dei terreni di fondazione in condizioni statiche.

TAV. 1 - UBICAZIONE AREA IN ESAME



 Area in esame

Scala 1:5.000

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.
- "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica". O.P.C.M. n. 3274 del 20 Marzo 2003 e successive modifiche.
- "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.
- Delibera dell'Assemblea legislativa Regione Emilia Romagna progr. N. 112 – oggetto n. 3121 del 2 maggio 2007.
- Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna progr. N. 1661/2009 del 2 novembre 2009.

3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE

3.1. Lineamenti geomorfologici

L'area in esame ricade in un settore deposizionale della bassa Pianura Padana caratterizzato da moderate ondulazioni che degradano progressivamente verso Nord.

Più esattamente si ubica ad una quota media di 17,00 m s.l.m., in una zona pressoché pianeggiante o di bassissima acclività, in prossimità della quale sorgono massicci interventi edificatori a carattere prevalentemente civile abitazione e di viabilità primaria.

La morfologia superficiale risente sia del costante intervento umano, volto a migliorarne l'efficienza dal punto di vista agricolo, sia della vicinanza degli scoli tributari del Fiume Reno, che in fase di tracimazione e di sedimentazione, hanno depositato lenti alluvionali che si interdigitano tra di loro conferendo alla zona un andamento leggermente ondulato; a questi fattori si sono aggiunti interventi edificatori di tipo civile abitazione e di viabilità primaria che hanno interessato le aree limitrofe.

3.2. Idrografia

L'idrografia superficiale primaria è rappresentata dal Fiume Reno che sviluppa il proprio corso a Nord/Ovest della zona in esame, e quella secondaria da una serie di piccoli fossi di scolo che raccolgono le acque di precipitazione eccessive per incanalarle verso i collettori principali.

3.3. Assetto geolitologico

Dal punto di vista geo-litologico, l'area è caratterizzata dalla presenza di formazioni continentali di deposizione fluviale costituite da sedimenti alluvionali fini (limi e limi sabbiosi) mentre i sedimenti grossolani (ghiaie) sono pressoché assenti; pertanto la litologia principale è rappresentata da depositi a matrice limosa di permeabilità da media a bassa (10^{-4} - 10^{-7} m/sec).

L'ambiente deposizionale in prossimità della superficie è fluviale continentale, mentre in profondità si evidenziano le formazioni marine e di ambiente costiero.

3.4. Condizioni idrogeologiche

L'area in esame è caratterizzata dalla presenza di depositi alluvionali di pianura mentre in profondità sono presenti gli orizzonti sabbiosi di ambiente costiero e marino contenenti acqua in pressione, non di provenienza appenninica bensì padana.

Nei terreni superficiali è quasi sempre presente una falda freatica alimentata dai corsi d'acqua, ormai pensili, e dall'infiltrazione di acque meteoriche.

L'acquifero è da considerarsi a livelli multipli con un primo livello superficiale in cui le falde si alimentano per dispersione da subalveo dei corsi d'acqua e per infiltrazione delle precipitazioni meteoriche e un secondo livello confinato nel quale le acque sono in parte fossili e caratterizzate da un ricambio molto lento.

L'andamento della prima falda superficiale si attesta generalmente ad una profondità media di 2,00÷3,00 m dal p.c. attuale, soggetta ad oscillazioni stagionali.

4. INDAGINE GEOGNOSTICA

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, è stata eseguita un'indagine geognostica in sito e un'indagine sismica locale, al fine di determinare il parametro Vs30 al fine di classificare il suolo di fondazione del sito.

4.1. Indagine geognostica in sito

L'indagine geognostica in sito, eseguita dalla Società Geo-Probe S.r.l., è consistita nella realizzazione di n. 3 penetrometrie statiche con punta elettrica e piezocono (CPTU) che rispetto al p.c. attuale, hanno raggiunto la profondità di 20,00 m e di n. 1 sondaggio con il metodo trivellazione a secco della lunghezza di 7,00 m.

I punti di indagine sono stati posizionati per essere rappresentativi dell'intera area oggetto di intervento; l'esatta ubicazione degli stessi viene riportata di seguito nella TAV. 2.

Per l'esecuzione delle prove con punta elettrica e piezocono è stato utilizzato un penetrometro statico (montato su Unimog Mercedes 416 di proprietà della Società Geo-Probe S.r.l.) con cella di carico da 20 t., 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.

I risultati delle penetrometrie statiche con punta elettrica e piezocono vengono rappresentati in forma diagrammatica nelle apposite tavole allegate, dove viene riportato il valore q_c (resistenza alla punta) il valore f_s (resistenza attrito laterale locale), espressi rispettivamente in MPa e kPa, il rapporto FR (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 (F) e l'angolazione della strumentazione (Tilt) nel corso dell'avanzamento riferita alla verticale.

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

La trivellazione a secco è stata eseguita mediante aste elicoidali del diametro di 120 mm mosse da propulsore idraulico montato su autocarro Mercedes 416 di proprietà della Società Geo-Probe S.r.l.

All'interno del foro della trivellazione a secco è stato posto in opera un piezometro a tubo aperto tipo "Norton" della lunghezza di 7,00 m, al fine di determinare la presenza e soggiacenza di una eventuale falda freatica di superficie e/o di circolazioni idriche localizzate.

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

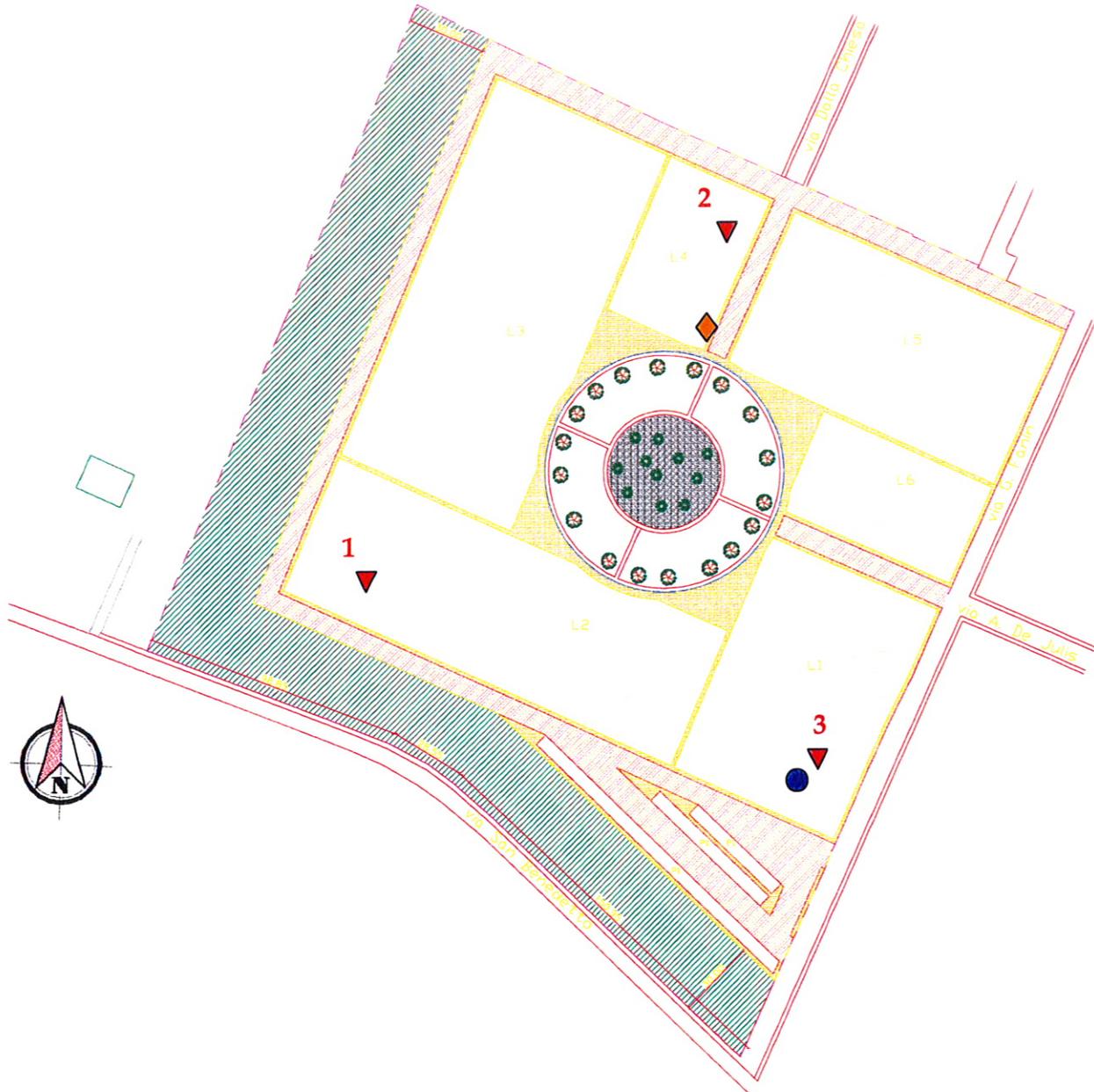
4.2. Indagine sismica

Al fine di determinare il parametro Vs30, necessario a classificare il suolo di fondazione del sito, è stata eseguita, da parte del Dott. Mirko Sita, un'indagine sismica locale; la metodologia di indagine e l'elaborazione dei dati ottenuti viene riportata nell'apposita relazione allegata.

TAV. 2 - UBICAZIONE INDAGINE GEOGNOSTICA

Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

Studio Geologico Associato GEO-PROBE



- ▼ Penetrometrie statiche con punta elettrica e piezocono
- Trivellazione a secco
- ◆ Indagine sismica

Scala 1:2.500

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, al disotto di un sottile orizzonte di terreno pedogenizzato, sono inizialmente presenti dei limi sabbiosi di colore nocciola, di consistenza da plastico dura ($q_c = 2,0 \div 3,5$ MPa; $R_f = 3,8 \div 4,5$ %) a dura ($q_c = 3,7 \div 5,5$ MPa; $R_f = 4,4 \div 7,6$ %), presumibilmente sovraconsolidati per essiccazione, con intercalazioni plastiche ($q_c = 0,9 \div 1,9$ MPa; $R_f = 2,8 \div 7,4$ %).

A partire dalla profondità media di $1,70 \div 2,10$ m, e per circa $0,60 \div 1,00$ m, si alternano dei limi sabbiosi e/o argillosi di colore nocciola screziato, di consistenza da plastica a plastico dura ($q_c = 0,9 \div 2,1$ MPa; $R_f = 5,3 \div 9,7$ %), ed umidità da medio elevata ad elevata.

Sotto prevalgono dei limi sabbiosi di colore grigiastro, di consistenza plastico tenera ($q_c = 0,5 \div 0,9$ MPa; $R_f = 4,1 \div 12,2$ %) e plastica ($q_c = 1,0 \div 1,9$ MPa; $R_f = 2,8 \div 4,3$ %) con intercalazioni plastico molli ($q_c = 0,2 \div 0,4$ MPa; $R_f = 3,4 \div 9,3$ %), in totale saturazione idrica, inglobanti lenti sabbioso limose e/o viceversa di addensamento da scarso ($q_c = 1,4 \div 3,5$ MPa; $R_f = 0,9 \div 2,2$ %) a medio ($q_c = 4,3 \div 11,4$ MPa; $R_f = 0,3 \div 1,1$ %).

Infine da circa $12,20 \div 13,40$ m, e sino alla profondità indagata, si alternano delle argille limose di consistenza da plastica ($q_c = 1,0 \div 1,9$ MPa; $R_f = 2,7 \div 8,7$ %) a plastico tenera ($q_c = 0,6 \div 0,9$ MPa; $R_f = 2,8 \div 6,6$ %), con intercalazioni plastico dure ($q_c = 2,0 \div 2,7$ MPa; $R_f = 3,7 \div 7,3$ %), inglobanti lenti sabbioso limose di addensamento da scarso ($q_c = 2,0 \div 5,6$ MPa; $R_f = 1,1 \div 1,8$ %) a medio buono ($q_c = 6,5 \div 16,2$ MPa; $R_f = 0,4 \div 1,2$ %).

I suddetti terreni sono caratterizzati dalla presenza di una falda freatica di superficie, il cui livello statico al termine dell'indagine, rispetto al p.c. attuale, è stato misurato ad una profondità media di $2,70 \div 2,90$ m, quote presumibilmente soggette a variazioni stagionali.

Per un maggior dettaglio in allegato viene riportata, oltre la stratigrafia della trivellazione a secco, la litologia dei terreni del primo sottosuolo rilevata in corrispondenza delle penetrometrie statiche e ricostruita mediante la teoria dello *Schmertmann* (1978).

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 e i dati di resistenza misurati nel corso dell'indagine geognostica in modo da suddividere il volume significativo in elementi omogenei.

Sulla base dei risultati dell'indagine geognostica è possibile distinguere il terreno secondo le unità geotecniche indicate nella tabella successiva.

U.G.	Profondità m da p.c.		Litologia prevalente	qc MPa	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)	Dr (%)
	da	a						
0	0,00	0,20÷0,40	P	-	-	-	-	-
A	0,20÷0,40	0,80	LS	1,6÷3,5	19,1÷19,3	80÷147	0	0
B	0,80	1,70÷2,10	LS	2,0÷5,5	19,2÷19,6	100÷220	0	0
B1	0,80	1,70	LS	0,9÷1,9	19,0÷19,2	45÷95	0	0
C	1,70÷2,10	2,50÷2,80	LSA	0,9÷2,1	18,9÷19,2	45÷104	0	0
D	2,50÷2,80	8,60÷12,30	LSA	0,2÷1,9	8,6÷9,2	10÷95	0	0
D1	5,40÷6,60	6,00÷7,10	SL/LS	1,0÷2,6	8,5÷8,6	0	30÷31	15÷19
D2	8,60÷10,60	12,20÷13,40	SL/LS	1,4÷11,4	8,5÷8,6	0	27÷35	15÷57
E	12,20÷13,40	fine indag.	AL/LA	0,6÷2,7	8,9÷9,3	30÷124	0	0
E1	14,30÷15,20	15,20÷16,00	SL/LS	2,0÷8,5	8,5÷8,7	0	29÷31	18÷38
E2	18,30÷19,20	18,60÷19,80	SL/LS	3,1÷16,3	8,5÷8,7	0	26÷34	15÷59

P = terreno pedogenizzato;

LS = limi sabbiosi;

LSA = limi sabbiosi e/o argillosi;

SL/LS = sabbie limose e/o viceversa;

AL/LA = argille limose e/o viceversa.

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 0

È costituita da terreno pedogenizzato e si evidenzia sino ad una profondità media di 0,20÷0,40 m dal p.c. attuale.

Unità geotecnica A

È costituita da limi sabbiosi di consistenza plastico dura con intercalazioni plastiche, ed umidità da media a medio elevata.

L'unità A si evidenzia da circa 0,20÷0,40 m sino ad una profondità media di 0,80 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 1	2,7	19,3	124	0
CPTU 2	1,7	19,2	85	0
CPTU 3	2,0	19,2	100	0

Unità geotecnica B

È costituita da limi sabbiosi di consistenza da plastico dura a dura ed umidità da media a medio elevata.

L'unità B si evidenzia da 0,80 m sino ad una profondità media di 1,70÷2,10 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 1	4,2	19,4	168	0
CPTU 2	3,7	19,4	153	0
CPTU 3	2,5	19,3	118	0

Unità geotecnica B1

È costituita da limi sabbiosi di consistenza plastica, ed umidità elevata.

L'unità B1 si evidenzia nella fascia Sud/Est da circa 0,80 m sino ad una profondità media di 1,70 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 3	1,4	19,1	70	0

Unità geotecnica C

È costituita da limi sabbiosi e/o argillosi di consistenza plastica, ed umidità da medio elevata ad elevata.

L'unità C si evidenzia da circa 1,70÷2,10 m sino ad una profondità media di 2,50÷2,80 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 1	1,2	19,1	60	0
CPTU 2	1,3	19,1	65	0
CPTU 3	1,4	19,1	70	0

Unità geotecnica D

È costituita da limi sabbiosi e/o argillosi di consistenza plastico tenera, saturi.

L'unità D si evidenzia da circa 2,50÷2,80 m dal p.c. attuale sino ad una profondità variabile da 8,60÷10,60 m nella fascia Sud a 12,30 m circa a Nord, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 1	0,7	8,9	35	0
CPTU 2	0,8	8,9	40	0
CPTU 3	0,7	8,9	35	0

Unità geotecnica D1

È costituita da sabbie limose di addensamento scarso, sature, inglobanti sottili lenti limo sabbiose di consistenza plastico dura.

L'unità D1 si evidenzia nella fascia Sud da circa 5,40÷6,60 m sino ad una profondità media di 6,00÷7,10 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 1	1,9	8,6	0	30
CPTU 3	2,3	8,6	0	30

Unità geotecnica D2

È costituita da sabbie limose di addensamento da scarso a medio, sature, inglobanti sottili lenti limo sabbiose di consistenza plastica.

L'unità D2 si evidenzia nella fascia Sud da circa 8,60÷10,60 m sino ad una profondità media di 12,20÷13,40 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 1	3,0	8,6	0	30
CPTU 3	6,6	8,5	0	32

Unità geotecnica E

È costituita da argille limose di consistenza plastica, presumibilmente in totale saturazione idrica.

L'unità E si evidenzia da 12,20÷13,40 m sino alla profondità indagata, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 1	1,3	9,1	65	0
CPTU 2	1,3	9,1	65	0
CPTU 3	1,3	9,1	65	0

Unità geotecnica E1

È costituita da sabbie limose di addensamento medio scarso, presumibilmente sature.

L'unità E1 si evidenzia nella fascia Nord e Sud/Est da circa 14,30÷15,20 m sino ad una profondità media di 15,20÷16,00 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 2	4,3	8,5	0	30
CPTU 3	3,3	8,5	0	30

Unità geotecnica E2

È costituita da sabbie limose di addensamento da scarso a medio, presumibilmente sature.

L'unità E2 si evidenzia da circa 18,30÷19,20 m sino ad una profondità media di 18,60÷19,80 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 1	9,3	8,5	0	33
CPTU 2	4,6	8,5	0	30
CPTU 3	3,0	8,0	0	29

8. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA

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 di base è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni ideali di sito di riferimento con superficie topografica orizzontale di categoria A.

Il Comune di San Pietro in Casale (TAV. 3 – Mappa di pericolosità sismica) 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 $MCS = 7$.

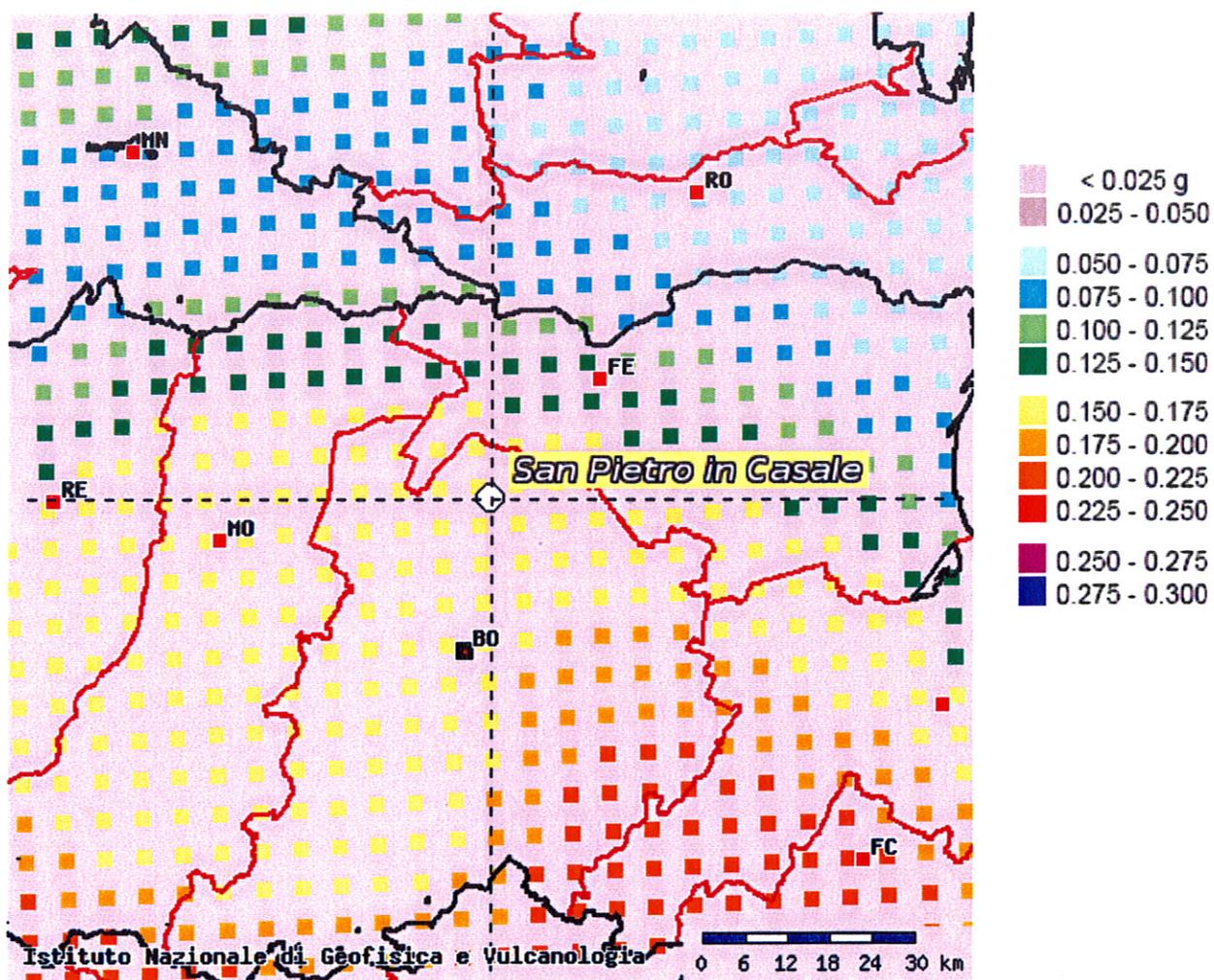
La Magnitudo dell'area si ottiene sulla base della seguente relazione proposta dal Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT):

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

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. 3 – MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA



9. MODELLAZIONE SISMICA

9.1. 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.

Tabella 2.4.I

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_n (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 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

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

9.2. 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:

<i>Classe I</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
<i>Classe II</i>	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 IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III</i>	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.
<i>Classe IV</i>	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 e B di cui al D.M. 5/11/2001 n. 6792 "Norme funzionali e geotecniche 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 e 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 impianti di produzione di energia.

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

Tabella 2.4.II

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

Le opere da realizzare nell'area in esame sono relative alla Classe II pertanto alle stesse è associato un coefficiente d'uso pari a $C_U = 1,0$

9.3. Periodo di riferimento

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

$$V_R = V_n \cdot C_U$$

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

9.4. 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 a_g 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 P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , 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, 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	0,045	2,487	0,257
	SLD	63	50	0,057	2,491	0,271
Stati limite ultimi	SLV	10	475	0,158	2,587	0,274
	SLC	5	975	0,210	2,528	0,281

9.5. 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 Vs30 di propagazione delle onde di taglio entro i primo 30 m di profondità, e due categorie aggiuntive (S1 e S2) per le quali è necessario predisporre specifiche analisi per la definizione della azione sismica.

Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{v,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{v,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{v,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

Categorie aggiuntive di sottosuolo

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Come riportato nella relazione sismica allegata, i terreni del primo sottosuolo presentano una V_{s30} media pari a 175 m/sec, pertanto ricadono nella Categoria D, che comprende "Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $Cu_{30} < 70$ kPa nei terreni a grana fine").

9.6. 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 corrispondenza di un'area di bassissima acclività, perciò si configura una categoria topografica tipo T1 cui è associato un coefficiente di amplificazione topografica pari a 1,0.

9.7. Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_s e C_c valgono 1; per le altre categorie vengono calcolati in funzione di a_g , F_0 e T_c^* mediante le espressioni fornite nella seguente tabella.

Tabella 3.2.V

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,4 - 0,4 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,7 - 0,6 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,4 - 1,50 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Per il sito in esame otteniamo:

Stato limite	S_s	C_c
SLO	1,800	2,465
SLD	1,800	2,402
SLV	1,787	2,387
SLC	1,602	2,357

9.8 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 $2,770/\text{sec}^2$.

9.9 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 0,068.

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

$$k_v = 0,5 k_h = 0,034$$

10. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

In occasione di un evento sismico particolare attenzione deve essere posta nella liquefazione dei terreni, ovvero la fluidificazione degli stessi con perdita improvvisa della resistenza al taglio, tendenza all'addensamento e conseguente riduzione di volume.

Tale fenomeno riguarda innanzitutto terremoti di magnitudo > 5 , caratterizzati da accelerazioni massime al sito $a_{\max} > 0,10$ g e di durata prolungata (> 15 sec) e i sedimenti granulari (incoerenti), non consolidati, saturi, con densità relativa inferiore al 40 % e a granulometria uniforme e medio piccola, come ad esempio limi e sabbie fini di origine deltizia, fluviale e marina di età recente e i terreni di riporto.

Il fenomeno non appare probabile in terreni con valori superiori della densità relativa, e soprattutto quando le sabbie includono ghiaie o ciottoli. In questo ultimo caso se il deposito ghiaioso è compreso tra terreni poco permeabili, indipendentemente dalla sua capacità drenante, può essere soggetto al fenomeno della liquefazione.

Nei terreni a grana fine (limi ed argilla), sebbene caratterizzati da bassi valori della permeabilità, la possibilità che si possa verificare il fenomeno è molto ridotta o addirittura nulla, grazie all'influenza determinante dei legami interparticellari, ovvero della coesione.

Secondo l'Eurocodice 8 la liquefazione può verificarsi in terreni di fondazione composti da strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo - argillosa e falda al piano campagna.

Il rischio di liquefazione è espresso attraverso il rapporto fra lo sforzo ciclico normalizzato (CSR) e la resistenza ciclica normalizzata (CRR). Se il rapporto (F_s) è maggiore di 1 il terreno è non liquefacibile, mentre diventa liquefacibile in caso contrario.

Lo sforzo ciclico normalizzato può essere valutato nell'ipotesi di mezzo perfettamente rigido, in cui si propagano solo onde di taglio, con la seguente espressione semplificata che tiene conto del mezzo deformabile:

$$CSR = \frac{\tau_{hm}}{\sigma'_z} = 0,65 \times a_{\max s} \times \frac{\sigma_z}{\sigma'_z} \times \frac{r_d}{g} \times \frac{1}{MSF}$$

dove:

τ_{hm} = tensione tangenziale media indotta dal sisma di progetto;

a_{max} = accelerazione massima al sito;

σ_z e σ'_z = valori della tensione litostatica totale ed effettiva alla profondità z dal p.c.;

r_d = coefficiente funzione della profondità dal p.c. valutabile secondo il seguente schema:

$$r_d = 1 - 0,00765z \text{ per } z < 9,15 \text{ m}$$

$$r_d = 1,174 - 0,0267z \text{ per } 9,15 < z < 23 \text{ m}$$

$$r_d = 0,774 - 0,008z \text{ per } 23 < z < 30 \text{ m}$$

$$r_d = 0,5 \text{ per } z > 30 \text{ m}$$

MSF = coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma ricavabile con le seguenti relazioni:

$$MSF = (M/7,5)^{-3,3} \text{ per } M \leq 7,5 \quad (\text{Idriss 1990})$$

$$MSF = (10^{2,24}) / (M^{2,56}) \text{ per } M > 7,5 \quad (\text{Andrus e Stokoe 1997})$$

La resistenza ciclica normalizzata (CRR) può essere valutata mediante il metodo di Robertson e Wride (1998) che permette di correlare la resistenza al taglio mobilitata nel terreno con i risultati della prova penetrometrica statica.

La procedura di calcolo si basa sulle due seguenti equazioni:

$$CRR = 0,83 \times \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right] + 0,05 \rightarrow (q_{c1n})_{cs} < 50$$

$$CRR = 93 \times \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0,08 \rightarrow 50 \leq (q_{c1n})_{cs} < 160$$

dove:

$$(q_{c1n})_{cs} = K_c \times q_{c1n}$$

è la resistenza alla punta normalizzata e corretta per tenere conto della percentuale di fine presente (determinata mediante la procedura di Robertson e Wride 1998) e K_c è un fattore di correzione funzione dell'indice del tipo di terreno I_c così definito:

I_c	% fine	K_c
$\geq 2,6$	alto (limi/argille)	Non liquefacibile
$\leq 1,64$	basso	$K_c = 1$
$1,64 < I_c < 2,6$	medio	$K_c = -0,403I_c^4 + 5,581I_c^3 - 21,63I_c^2 + 33,75I_c - 17,88$

Dalle procedure di calcolo di Robertson e Wride (1998) applicate alle CPTU eseguite, è emerso che il fattore di sicurezza FS risulta < 1 in corrispondenze delle lenti sabbioso limose di scarso addensamento e sature.

Nelle tabelle successive vengono riportati per ogni verticale gli orizzonti di terreno potenzialmente liquefacibili ($I_c < 2,6$) e i relativi coefficienti di sicurezza.

CPTU1

U.G.	Profondità m da p.c.		Fs
	da	a	
D2	8,60	12,30	0,63÷1,18

CPTU2

U.G.	Profondità m da p.c.		Fs
	da	a	
E1	14,30	15,20	0,65÷1,57

CPTU3

U.G.	Profondità m da p.c.		Fs
	da	a	
D2	10,60	13,40	0,61÷1,88

Il rischio di liquefazione, deve inoltre essere valutato in termini quantitativi mediante un indice rappresentativo del rischio di liquefazione e applicabile ai metodi che prevedono il calcolo del fattore di sicurezza.

Iwasaki et al., (1978) hanno introdotto il parametro "Indice del potenziale di Liquefazione PL", esplicabile mediante le seguenti relazioni:

$$P_L = \int_0^{z_{crit}} FS(z) \times w(z) \cdot dz$$

$$FS(z) = \begin{cases} 1 - FS(z) \rightarrow FS \leq 1.0 \\ 0 \rightarrow FS > 1.0 \end{cases}$$

$$w(z) = 10 - 0,5 \times z$$

dove:

z = profondità dal piano campagna;

z_{crit} = profondità critica pari a 20 m;

FS = Fattore di Sicurezza.

In base al valore di PL è possibile fornire un'indicazione del rischio di liquefazione attraverso la seguente tabella:

Valore PL	Rischio di liquefazione
PL = 0	Molto basso
$0 < PL \leq 5$	Basso
$5 < PL \leq 15$	Alto
PL ≥ 15	Molto alto

Nell'area di progetto le valutazioni analitiche hanno espresso un Indice del potenziale di Liquefazione PL compreso tra 1,01 e 2,66 traducibile in altri termini in un rischio di liquefazione "Basso".

Uno schema delle verifiche eseguite viene riportato in allegato.

Gli orizzonti potenzialmente liquefacibili presentano spessori minimi, dell'ordine massimo di pochi centimetri, e risultano privi di continuità laterale; di conseguenza i terreni in esame nel loro insieme si possono considerare non liquefacibili.

11. MODELLAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

Nel sito in esame è stata condotta la valutazione degli effetti sismici di sito di III livello secondo lo schema seguente:

- 1) Definizione del modello geotecnico del sottosuolo attraverso indagini dirette e indirette;
- 2) Selezione di un moto di input (terremoto caratteristico) al bedrock;
- 3) Stima dell'amplificazione del moto in superficie rispetto al bedrock, in funzione della frequenza;
- 4) Stima dello spettro di risposta dell'oscillatore armonico tipo a un grado di libertà in termini di accelerazioni massime attese in funzione del periodo proprio della struttura per uno smorzamento assunto pari al 5%.

Al fine di effettuare la modellazione numerica per la valutazione degli effetti di sito è necessario avere a disposizione accelerogrammi e spettri di risposta da utilizzare come input sismici nella modellazione stessa.

Il modello geologico di sottosuolo e la correlabilità tra gli esiti litologici e meccanici ottenuti dalle prove geognostiche e geofisiche, consentono l'elaborazione di un'unica modellazione numerica generale di risposta sismica.

La verifica monodimensionale dell'amplificazione locale è stata eseguita tramite il software EERA e si compone di due fasi:

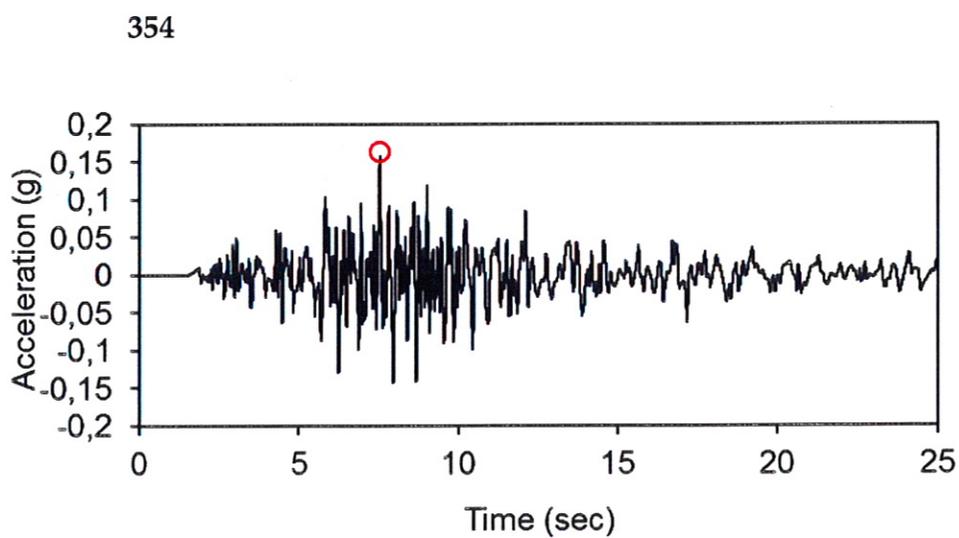
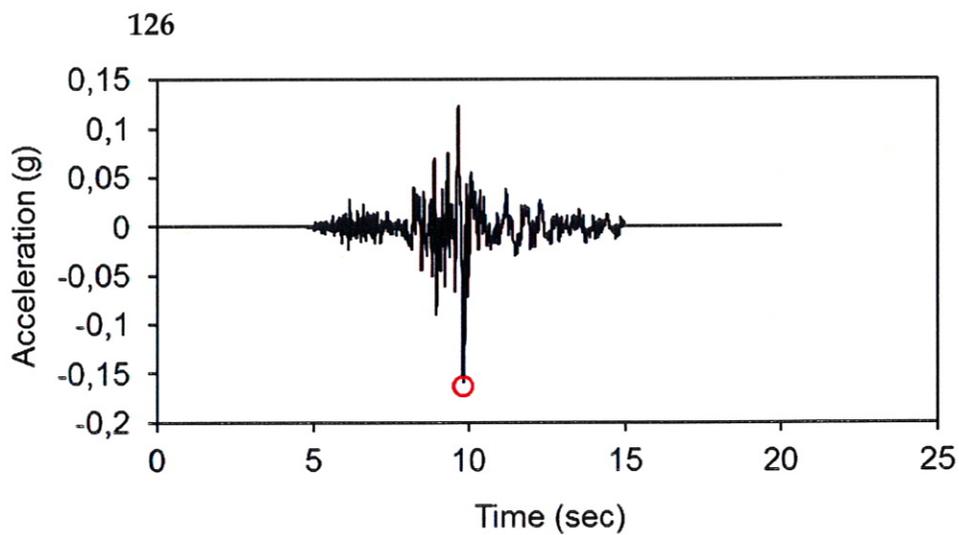
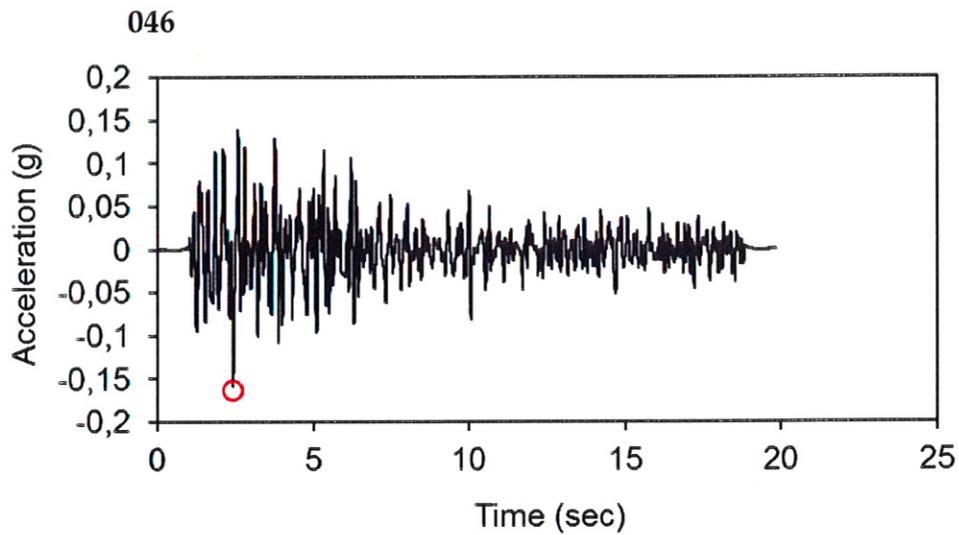
- elaborazione del modello;
- simulazione degli effetti indotti dal sisma di progetto.

11.1 Selezione del moto di riferimento

Per produrre una simulazione di terremoto si è proceduto a calcolare il moto atteso in superficie a partire dai tre accelerogrammi reali relativi ad un sito in roccia (A) forniti dalla regione Emilia Romagna per il Comune di San Pietro in Casale e identificati dalle sigle 046, 126 e 354 con valore di accelerazione di picco pari a 0,163g.

I relativi accelerogrammi vengono riportati nella pagina seguente.

ACCELEROGRAMMI DI INPUT AL BEDROCK (PGA = 0,163g)



11.2 Elaborazione del modello sismico

La prima fase di elaborazione consiste nel costruire la colonna di sottosuolo di riferimento, rappresentata da strati caratterizzati da diversa tessitura e da diversi valori delle onde di taglio S (V_s).

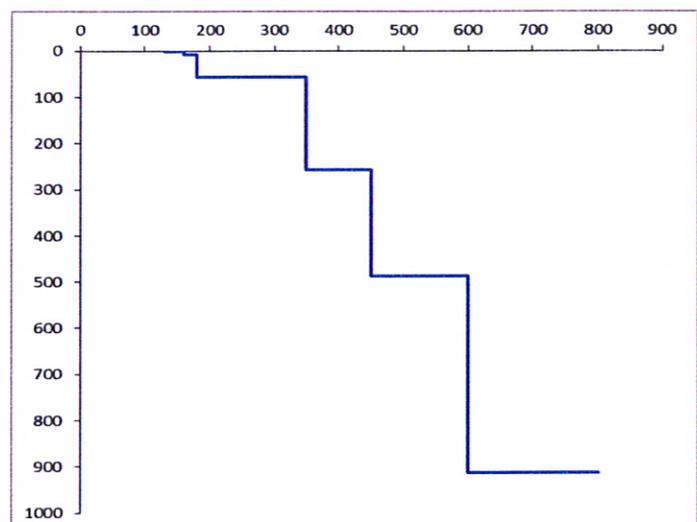
La stratigrafia che caratterizza il modello per i primi 30 metri deriva dagli esiti delle prove geognostiche eseguite mentre per l'attribuzione della velocità delle onde sismiche di taglio V_s relativa ai differenti strati della colonna sismica, si sono considerati gli esiti dell'indagine sismica eseguita.

Sulla base dei risultati dell'indagine geofisica la profondità del bedrock sismico cui corrisponde una $V_s = 800$ m/sec è stata stimata di 920 m dal p.c. attuale.

DISTRIBUZIONE DELLE V_s

Strato sismico	Profondità (m)	V_s (m/sec)
1	0,00÷1,50	130
2	1,50÷7,50	160
3	7,50÷57,50	180
4	57,50÷257,50	350
5	257,50÷487,50	450
6	487,50÷913,00	600
7	>913,00	800

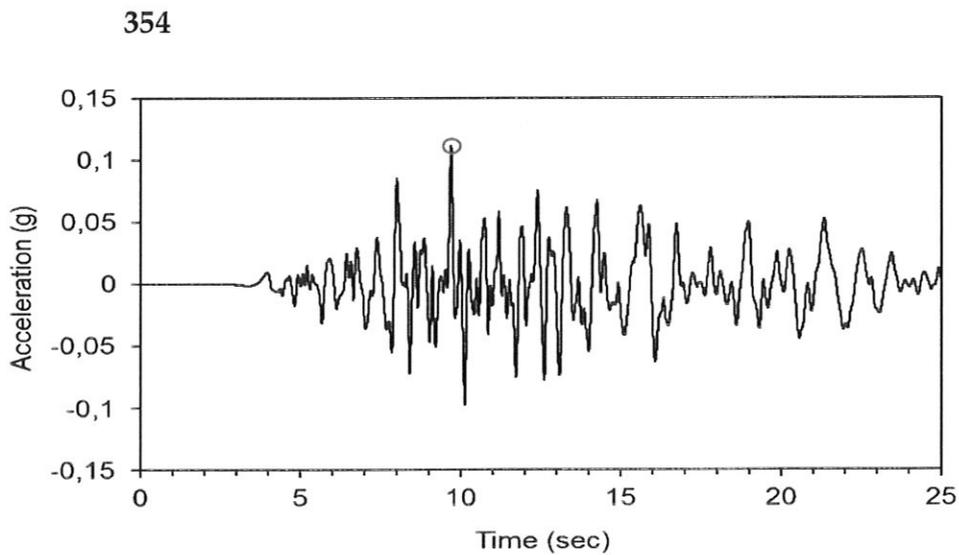
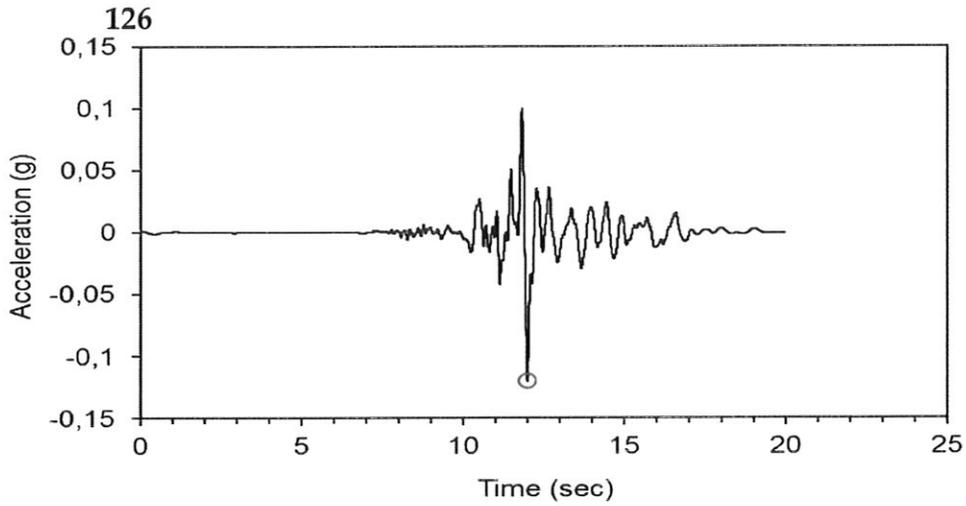
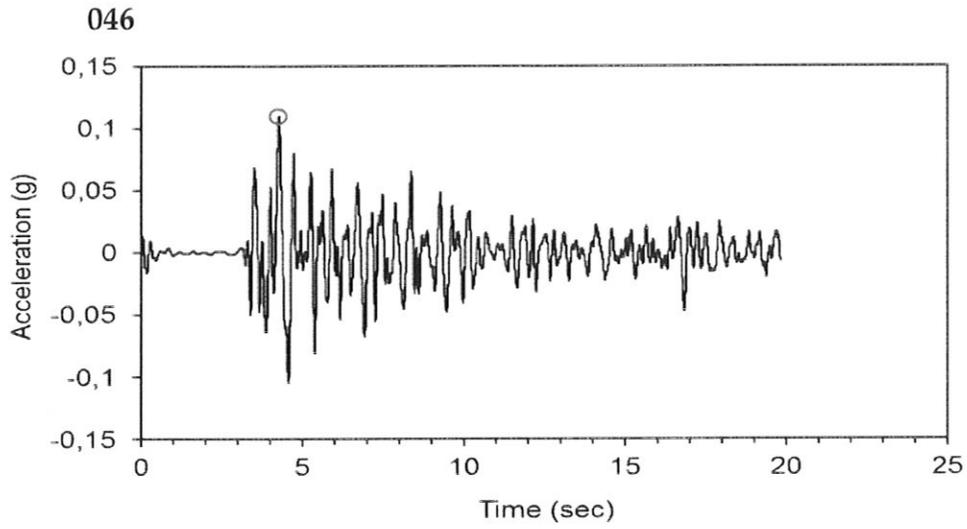
PROFILO DI VELOCITÀ



L'interpolazione tra il profilo di sottosuolo e le velocità delle onde sismiche di taglio permette di stimare i valori di accelerazione di picco attesi in superficie per i terremoti caratteristici attesi nel sito.

I relativi accelerogrammi vengono riportati nella pagina seguente.

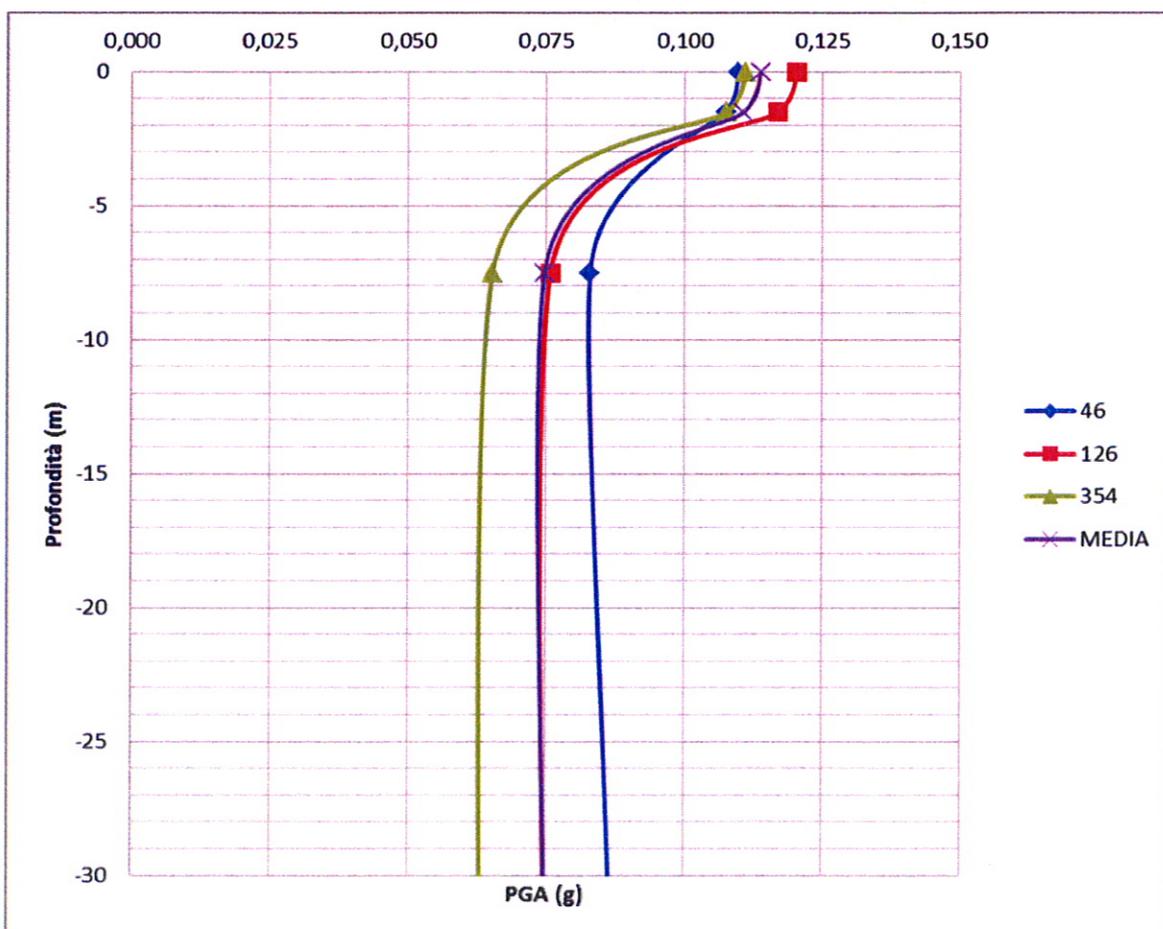
ACCELEROGRAMMI DEL SITO



Nella tabella seguente viene riportato l'andamento dell'accelerazione di picco attesa in funzione della profondità per i tre terremoti di input e il rispettivo valore medio mentre nel grafico viene riportato l'andamento dell'accelerazione di picco per i tre terremoti di input e il rispettivo valore medio nei primi 30,00 m.

Dalla stessa si evince come il valore di picco dell'accelerazione atteso in superficie ottenuto dalla simulazione è compreso tra 0,111g e 0,120g mentre il valore mediato è pari a 0,114g.

Profondità	PGA			
	046	0126	354	media
0	0,110	0,120	0,111	0,114
3	0,108	0,117	0,108	0,111
5	0,083	0,076	0,065	0,075
8	0,089	0,076	0,064	0,076
9	0,078	0,077	0,065	0,073
69	0,078	0,083	0,083	0,081
169	0,095	0,094	0,095	0,095
309	0,110	0,120	0,111	0,114
459	0,108	0,117	0,108	0,111
720	0,083	0,076	0,065	0,075



11.3 Elaborazione dell'amplificazione

La seconda fase di elaborazione consente di ottenere due differenti spettri di risposta, ognuno dei quali descrive il diverso comportamento relativo ad ogni singolo strato della colonna litologica tipo, rispetto all'input sismico utilizzato.

Poiché questi spettri vengono ripresi nell'ambito della verifica sismica del sito, nel nostro caso consideriamo come strato sismico il n. 2, sul quale presumibilmente verranno attestate le fondazioni delle opere in progetto.

Nella TAV. 4.1 vengono riportati i grafici della velocità spettrale; i risultati di questa analisi sono utilizzabili per il calcolo dell'Intensità Spettrale di Housner (IS), indicatore della pericolosità sismica definito come l'area sottesa dallo spettro di pseudovelocità in un intervallo prefissato di frequenze, e direttamente correlabile all'energia che viene dissipata nelle strutture durante il terremoto.

Il secondo spettro (TAV. 4.2) riguarda l'amplificazione locale intesa come il rapporto di amplificazione tra lo spettro del moto dello strato sismico considerato (PGA) e del bedrock (PGA₀).

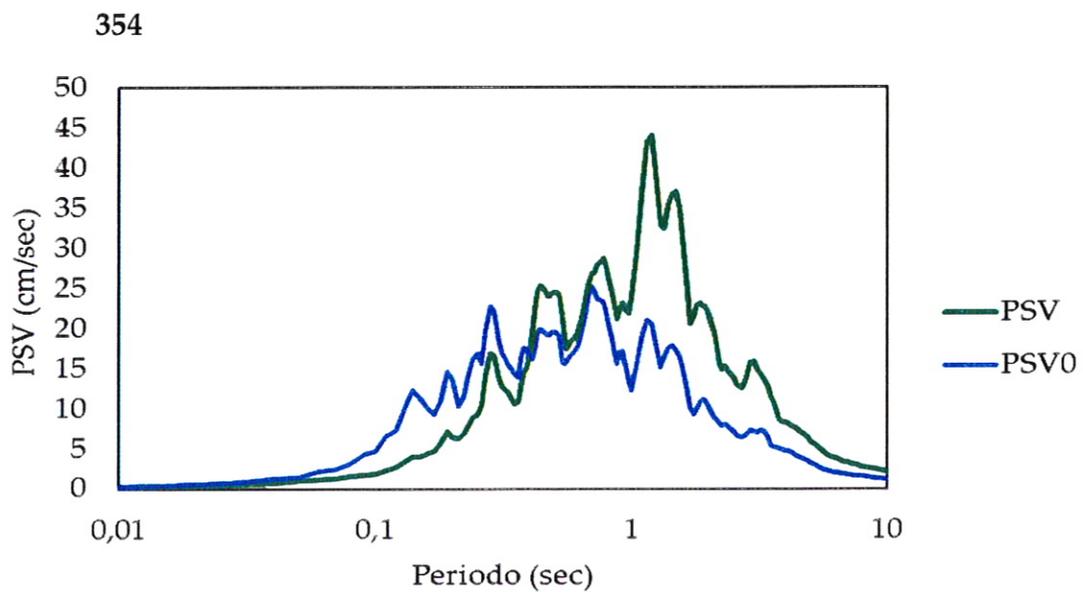
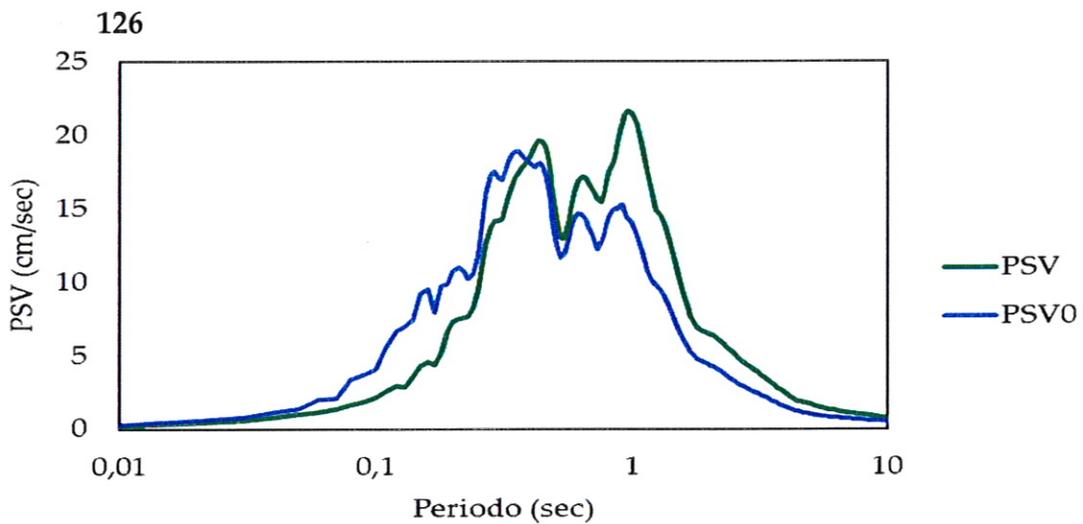
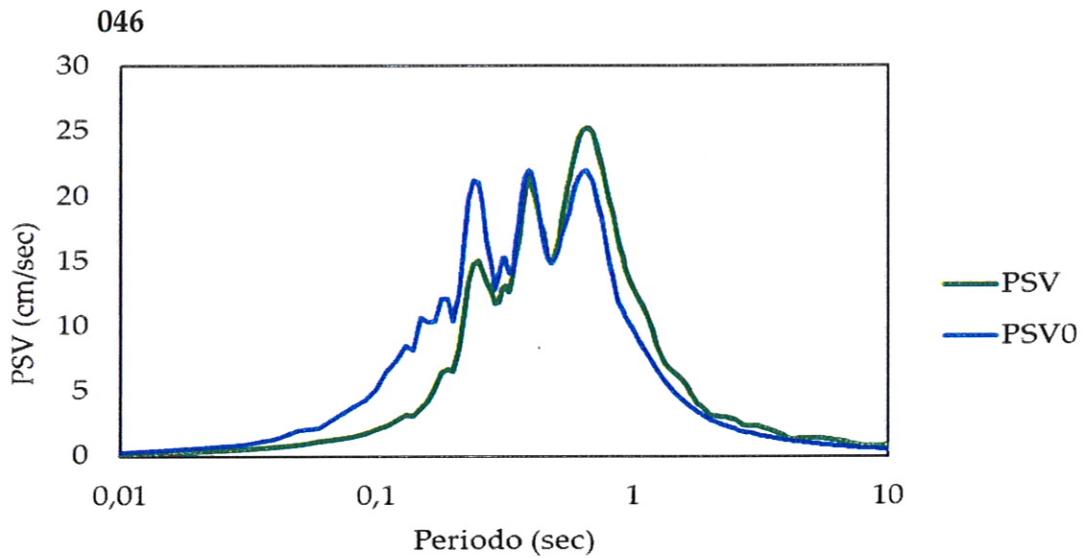
La variazione del fattore di amplificazione con la frequenza definisce la funzione di amplificazione del deposito, dalla quale si ricava la frequenza fondamentale, definita come la frequenza cui corrisponde il valore massimo della funzione di amplificazione.

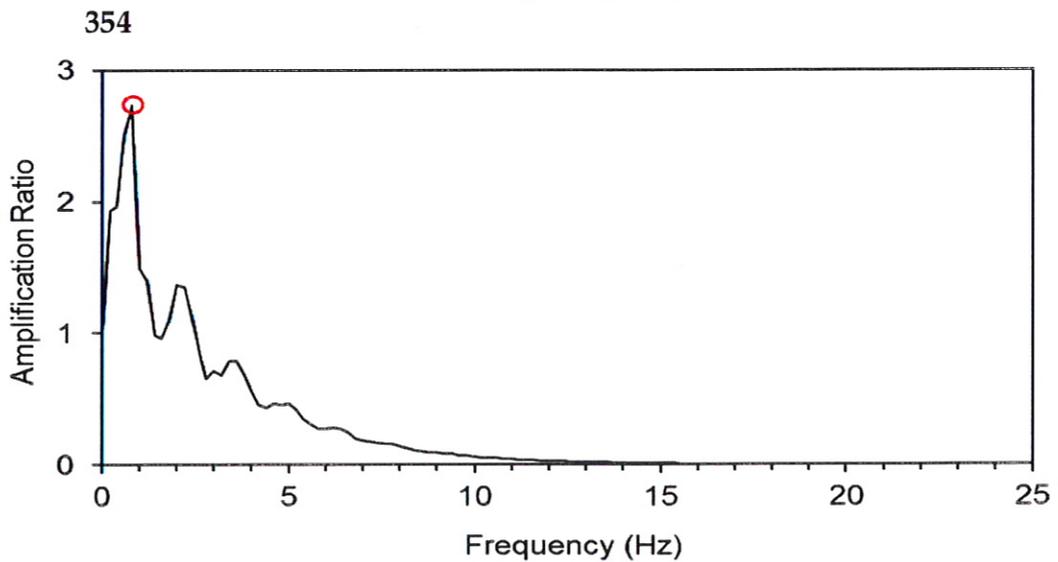
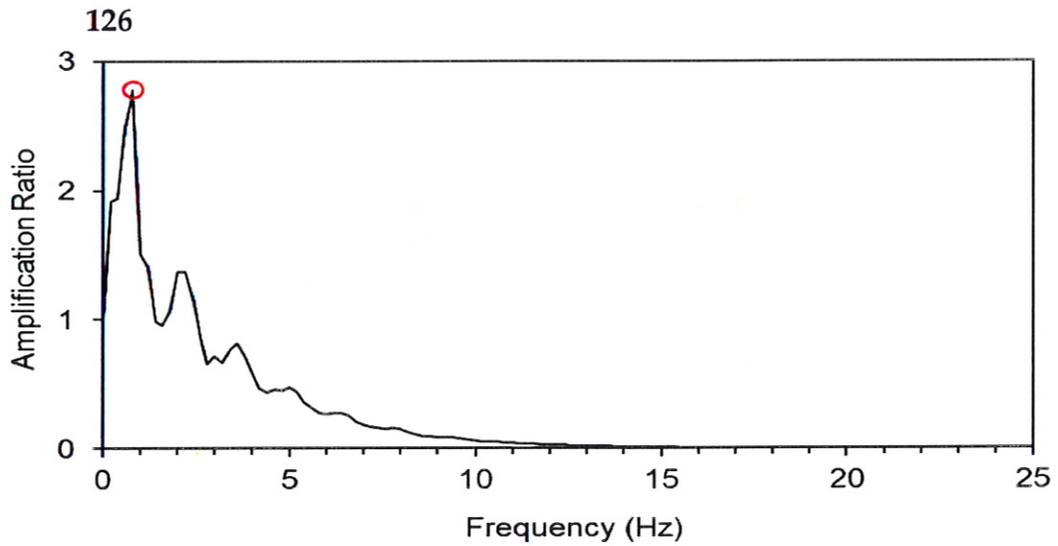
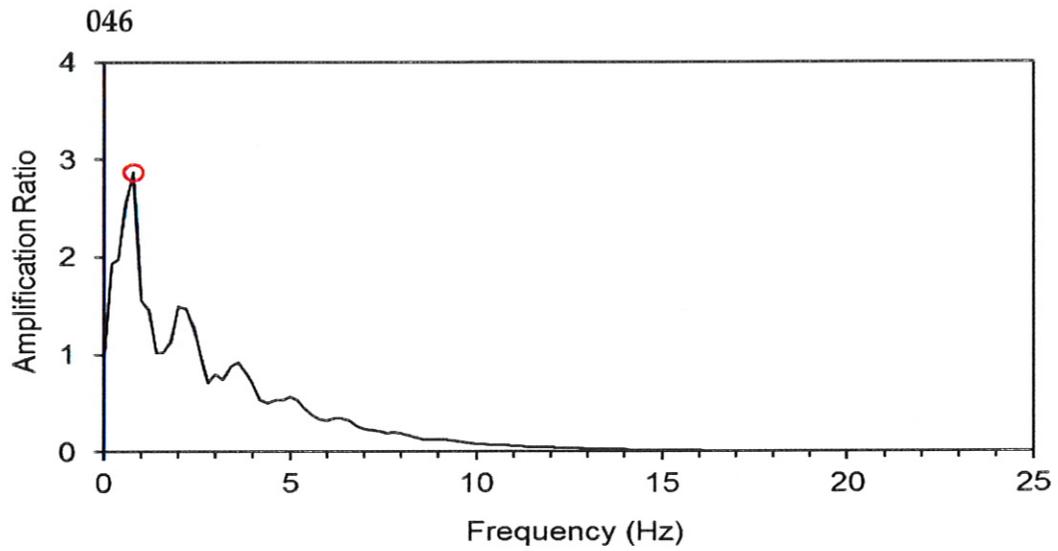
Dalle funzioni di amplificazione ricavate dalle elaborazioni (TAV. 4.2) risulta che la frequenza fondamentale assume un valore di circa 0,8 Hz e il relativo fattore di amplificazione (F.A.) risulta compreso tra 2,73 e 2,87.

Nella tabella successiva vengono riportati i valori del Fattore di Amplificazione (F.A.), in termini di accelerazione massima orizzontale (PGA/PGA₀) e di intensità spettrale ((IS), ottenuti per ciascuno dei tre sismi di progetto.

Segnale reg.	F.A. PGA/PGA ₀	F.A. IS 0,00÷0,50 sec	F.A. IS 0,50÷1,00 sec
046	2,87	0,81	1,20
126	2,78	0,87	1,24
354	2,73	0,83	1,24

TAV. 4.1 – Spettri di risposta relativi alla pseudovelocità (PSV)



TAV. 4.2 – Spettro di amplificazione PGA/PGA₀

Nelle TAV. 5.1 vengono confrontati i tre spettri in accelerazione, lo spettro risultante dalla media dei tre, e lo spettro inelastico di progetto SLV (N.C.T. 3.2.3.5) ottenuto mediante il foglio di calcolo del Ministero dei Lavori Pubblici riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento.

I parametri utilizzati per determinare le forme spettrali sono i seguenti:

$V_n = 50$

Classe d'uso = II

Coefficiente d'uso = 1,0

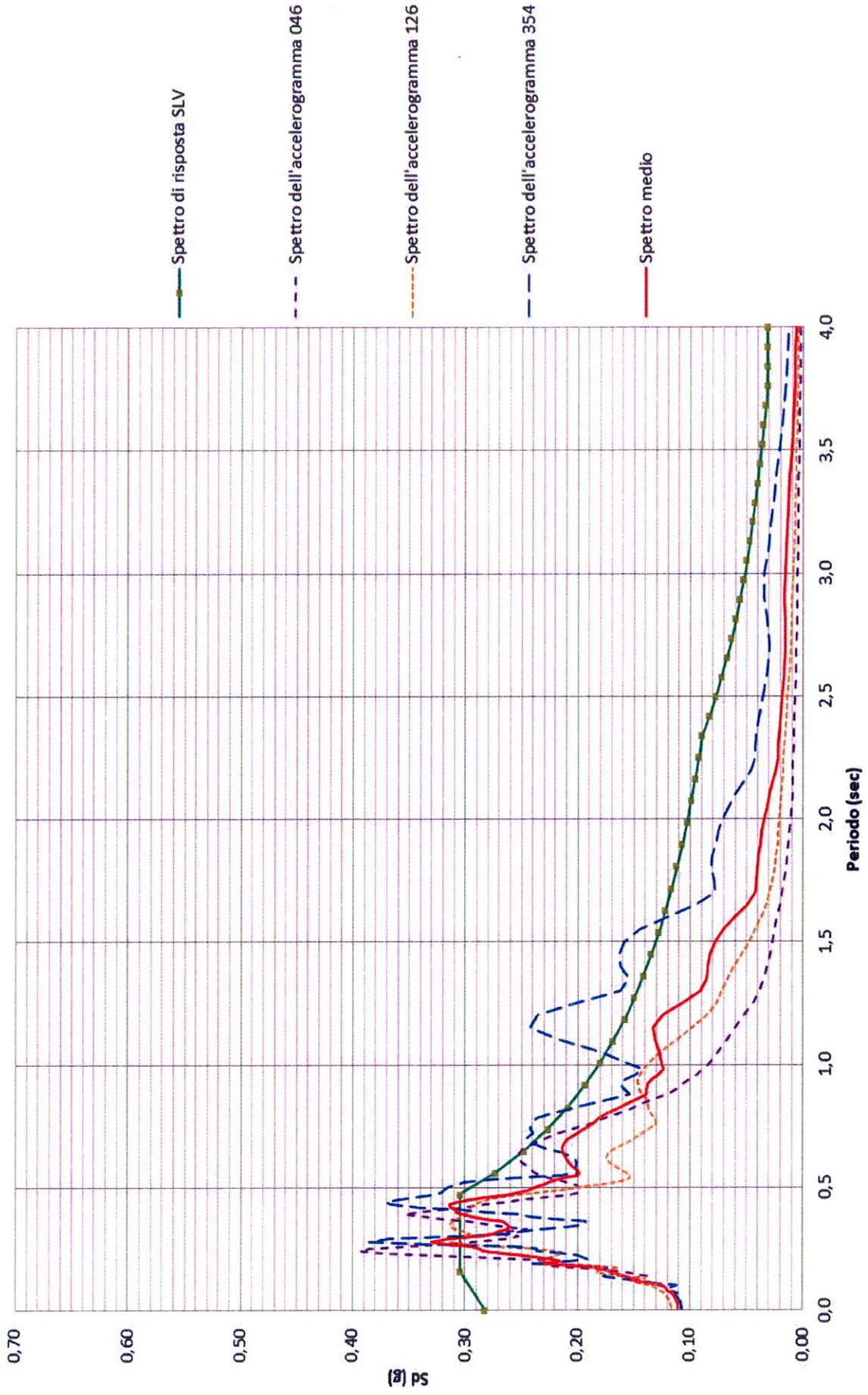
Categoria di sottosuolo = D

Categoria topografica = T1

Smorzamento = 5 %

Fattore di struttura = 3

TAV. 5.1– Spettri di risposta



12. RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE

In accordo con le NTC sono stati effettuati i calcoli della resistenza allo stato limite ultimo (SLU).

Secondo la Normativa la valutazione del grado di sicurezza si ottiene adottando il "Metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali" e verificando la relazione:

$$Ed \leq Rd$$

dove:

Ed: valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione nelle varie combinazioni di calcolo;

Rd: valore di progetto della resistenza del terreno.

Sulla base dei dati di resistenza meccanica ricavati dall'indagine geognostica eseguita è possibile valutare, in questa fase in via orientativa, la capacità portante dei terreni del primo sottosuolo.

Come visto in precedenza i terreni presenti nell'area indagata, al disotto di un orizzonte di terreno pedogenizzato, sono inizialmente rappresentati da limi sabbiosi di consistenza da plastico dura a dura, che da una profondità media di 1,70÷2,10 m assumono consistenza plastica.

Di seguito, utilizzando i parametri di resistenza meccanica misurati nel corso dell'indagine geognostica, in modo indicativo, si verifica la resistenza di progetto dei suddetti terreni prendendo in esame sistemi fondali nastriformi attestati ad una profondità media di 1,00÷1,20 m dal p.c. attuale.

Si rimanda ad una analisi più approfondita e dettagliata l'esatta verifica della capacità portante, in relazione anche alle tipologie costruttive ed a particolari esigenze.

La verifica del valore di progetto della resistenza del terreno viene eseguita secondo la teoria proposta da *Brinch-Hansen* (1970), estensione dell'equazione di *Buisman* (1935) e *Terzaghi* (1943), basata sulle seguenti ipotesi:

- omogeneità ed isotropia del terreno;
- non resistenza del terreno agli sforzi tensionali di trazione;
- rigidità infinita della struttura di fondazione rispetto al terreno.

Per le considerazioni suddette la formula di *Brinch-Hansen* viene ad assumere la seguente struttura:

$$R_d = (1/2 \gamma' B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma z_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c g_c b_c z_c + q' N_q s_q d_q i_q g_q b_q z_q) r_g / \gamma_R$$

dove:

γ' = peso di volume del terreno posto al disotto della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

N_γ ; N_c ; N_q = fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;

c' = coesione del terreno;

$q = (\gamma \cdot D)$ = sovraccarico agente ai bordi della fondazione dove γ è il peso di volume del terreno e D è l'incastro della fondazione;

s_γ ; s_c ; s_q = fattori di forma della fondazione;

d_γ ; d_c ; d_q = fattori di profondità della fondazione;

i_γ ; i_c ; i_q = fattori inclinazione carico sulla fondazione;

g_γ ; g_c ; g_q = fattori dipendenti dall'inclinazione del terreno;

b_γ ; b_c ; b_q = fattori dipendenti dall'inclinazione della fondazione;

z_γ ; z_c ; z_q = fattori correzione sismico inerziale;

r_g = fattore riduttivo applicato per elevati valori di B (Bowles);

γ_R = coefficiente parziale per la verifica agli stati ultimi di fondazioni superficiali.

All'ipotizzato piano di posa delle fondazioni i terreni sono rappresentati da limi sabbiosi e/o argillosi di consistenza plastica con intercalazioni plastico dure, appartenenti alle unità geotecniche B e C.

La verifica della resistenza di progetto del terreno in condizioni statiche viene pertanto eseguita prendendo in esame le unità geotecniche suddette.

Trovandoci in presenza di terreni prevalentemente coesivi (limi ed argille) la verifica della capacità portante degli stessi viene eseguita in condizioni non drenate (condizioni più critiche); in questo caso l'angolo di attrito interno del terreno (φ) viene considerato uguale a zero e la resistenza al taglio totale viene affidata alla sola coesione non drenata il cui valore viene ricavato empiricamente mediante la relazione:

$$C_u = \frac{q c_m - \sigma' v_0}{N_{cp}}$$

dove:

q_{cm} = valore medio di resistenza meccanica del terreno posto al disotto del piano di posa delle fondazioni;

σ'_{v0} = tensione verticale efficace;

N_{cp} = coefficiente adimensionale funzione della litologia e delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni.

Per le condizioni suddette la formula di *Brinch-Hansen*, non considerando i fattori correttivi che tengono conto della forma e dell'approfondimento della fondazione, ipotizzando il piano di posa della fondazione orizzontale, che il carico trasmesso sulla stessa risulti centrato, e per una inclinazione del terreno $\beta = 0$, si riduce a:

$$R_d = (cud \cdot N_c \cdot s_c \cdot z_c + q) \cdot r_g / \gamma_R$$

dove:

cud = coesione non drenata di progetto;

$N_c = (2 + \pi)$ = fattore capacità portante;

s_c = fattore di forma delle fondazioni; per fondazioni nastriformi vale 1,0;

z_c = fattore correzione sismico inerziale;

$q = (\gamma \cdot D)$ = sovraccarico agente ai bordi della fondazione, dove γ è il peso di volume del terreno e D è l'incastro medio della fondazione;

r_g = fattore riduttivo applicato per elevati valori di B (Bowles), pari a $1 - 0,25 \log_{10}(B/2)$; per valori di $B < 2$ m, lo stesso si assume unitario.

Per la verifica del valore di progetto della capacità portante del terreno, la normativa prevede l'utilizzo di valori di progetto (V_d) ottenuti applicando, ai valori caratteristici (V_k), dei coefficienti parziali riduttivi funzione della tipologia di Approccio utilizzata.

Per i calcoli della resistenza allo stato limite ultimo (SLU) verrà utilizzato sia l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2), che risulta dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo geotecnico, che l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Nella tabella seguente vengono riportati i coefficienti parziali riduttivi previsti dalla normativa per i parametri geotecnici del terreno.

Tabella 6.2.II

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE		
		γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$c' k$	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1,00	1,00

Il valore caratteristico della coesione non drenata (c_{uk}), trovandoci in presenza di una fondazione rigida cui è associata un importante volume significativo di terreno, è definito come il 5° percentile della distribuzione lognormale della media dei dati delle verticali indagate nel volume di influenza, al quale viene applicato il coefficiente M1 o M2 previsto dalla Normativa per ottenere il valore di c_{ud} .

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma viene introdotto il fattore correttivo z_c ottenuto dalla formula:

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot kh$$

dove:

kh = coefficiente sismico orizzontale.

Il valore γ_R (coefficiente parziale per la verifica agli stati ultimi di fondazioni superficiali) si ricava dalla seguente tabella:

Tabella 6.4.I

Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Nel nostro caso, non considerando la superficie efficace della fondazione, otteniamo:

Fondazione diretta nastriforme

$$D = 1,00 \text{ m}; L < 2,00 \text{ m}$$

$$\gamma = 19,1 \text{ kN/mc};$$

$$z_c = 0,978;$$

$$s_c = 1,0;$$

$$r_g = 1,0;$$

- *Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2)*

Punto N	Litologia	C _{uk} (kPa)	C _{ud} (kPa)	γ_R	R _d (kPa)
CPTU 1	LS	60	42,8	1,8	130,1
CPTU 2	LS	65	46,4	1,8	140,2
CPTU 3	LS	70	50,0	1,8	150,2

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

Punto N	Litologia	C _{uk} (kPa)	C _{ud} (kPa)	γ_R	R _d (kPa)
CPTU 1	LS	60	60,0	2,3	139,4
CPTU 2	LS	65	65,0	2,3	150,4
CPTU 3	LS	70	70,0	2,3	161,3

Sarà cura del progettista, sulla base della conoscenza dei parametri di progetto, della geometria del sistema fondale e delle azioni di progetto, la verifica della disequazione $E_d < R_d$.

13. CONSIDERAZIONI FINALI

L'area in esame si ubica ad una quota media di 17,00 m. s.l.m., in un settore deposizionale della bassa Pianura Padana pressoché pianeggiante, caratterizzato da leggere ondulazioni che degradano progressivamente verso Nord.

La litologia del primo sottosuolo al tetto, al disotto di un sottile orizzonte di terreno pedogenizzato, sono inizialmente presenti dei limi sabbiosi di colore nocciola, di consistenza da plastico dura a dura, presumibilmente sovraconsolidati per essiccazione, con intercalazioni plastiche.

A partire dalla profondità media di 1,70÷2,10 m, e per circa 0,60÷1,00 m, si alternano dei limi sabbiosi e/o argillosi di colore nocciola screziato, di consistenza da plastica a plastico dura, ed umidità da medio elevata ad elevata.

Sotto prevalgono dei limi sabbiosi di colore grigiastro, di consistenza plastico tenera e plastica, con intercalazioni plastico molli, in totale saturazione idrica, inglobanti lenti sabbioso limose e/o viceversa di addensamento da scarso a medio.

Infine da circa 12,20÷13,40 m, e sino alla profondità indagata, si alternano delle argille limose di consistenza da plastica a plastico tenera, con intercalazioni plastico dure, inglobanti lenti sabbioso limose di addensamento da scarso a medio buono.

I suddetti terreni sono caratterizzati dalla presenza di una falda freatica di superficie, il cui livello statico al termine dell'indagine, rispetto al p.c. attuale, è stato misurato ad una profondità media di 2,70÷2,90 m, quote presumibilmente soggette a variazioni stagionali.

Sulla base dei risultati dell'indagine geognostica è possibile distinguere il terreno secondo le unità geotecniche indicate nella tabella successiva.

U.G.	Profondità m da p.c.		Litologia prevalente	qc MPa	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)	Dr (%)
	da	a						
0	0,00	0,20÷0,40	P	-	-	-	-	-
A	0,20÷0,40	0,80	LS	1,6÷3,5	19,1÷19,3	80÷147	0	0
B	0,80	1,70÷2,10	LS	2,0÷5,5	19,2÷19,6	100÷220	0	0
B1	0,80	1,70	LS	0,9÷1,9	19,0÷19,2	45÷95	0	0
C	1,70÷2,10	2,50÷2,80	LSA	0,9÷2,1	18,9÷19,2	45÷104	0	0
D	2,50÷2,80	8,60÷12,30	LSA	0,2÷1,9	8,6÷9,2	10÷95	0	0
D1	5,40÷6,60	6,00÷7,10	SL/LS	1,0÷2,6	8,5÷8,6	0	30÷31	15÷19
D2	8,60÷10,60	12,20÷13,40	SL/LS	1,4÷11,4	8,5÷8,6	0	27÷35	15÷57
E	12,20÷13,40	fine indag.	AL/LA	0,6÷2,7	8,9÷9,3	30÷124	0	0
E1	14,30÷15,20	15,20÷16,00	SL/LS	2,0÷8,5	8,5÷8,7	0	29÷31	18÷38
E2	18,30÷19,20	18,60÷19,80	SL/LS	3,1÷16,3	8,5÷8,7	0	26÷34	15÷59

I terreni del primo sottosuolo presentano una Vs30 media pari a 175 m/sec, pertanto ricadono nella Categoria D, che comprende *“Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $Cu_{30} < 70$ kPa nei terreni a grana fine”)*.

Nell'area di progetto le valutazioni analitiche hanno espresso un Indice del potenziale di Liquefazione PL compreso tra 1,01 e 2,66 traducibile in altri termini in un rischio di liquefazione *“Basso”*.

Gli orizzonti potenzialmente liquefacibili presentano spessori minimi, dell'ordine di pochi centimetri, e risultano privi di continuità laterale; di conseguenza i terreni in esame nel loro insieme si possono considerare non liquefacibili.

La modellazione della risposta sismica locale ha consentito di determinare i valori del Fattore di Amplificazione (F.A.), in termini di accelerazione massima orizzontale (PGA/PGA0) e di intensità spettrale (IS).

Dalle funzioni di amplificazione ricavate dalle elaborazioni risulta che la frequenza fondamentale assume un valore di circa 0,8 Hz, ed il relativo fattore di amplificazione (FA) risulta compreso tra 2,73 e 2,87, mentre il fattore di amplificazione (F.A.), in termini di intensità spettrale (IS), per periodi propri del sito (T_0) compresi tra 0,1 e 0,5 sec varia da 0,81 a 0,87 sec, e per periodi compresi tra 0,5 e 1,0 sec varia da 1,20 a 1,24 sec.

Il valore di accelerazione di picco atteso al bedrock nel sito per un tempo di ritorno di 475 anni è pari a 0,158g; la modellazione di III livello effettuata porta a stimare un'accelerazione massima attesa in superficie per lo stesso periodo di ritorno compreso tra 0,111g e 0,120g, mentre il valore mediato tra i tre terremoti di riferimento considerati è pari a 0,114g.

I litotipi che caratterizzano il primo sottosuolo presentano valori di resistenza meccanica moderatamente omogenei, e per sistemi fondali diretti nastriformi attestati ad una profondità media di $1,00 \div 1,20$ m dal p.c. attuale, non considerando la superficie efficace della fondazione, consentono valori di resistenza di progetto variabili da 130,1 kN/m² a 150,2 kN/m² con verifica mediante *“Approccio 1 Combinazione 2”* e da 139,4 kN/m² a 161,3 kN/m² nel caso di *“Approccio 2”*.

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.

Casalecchio di Reno, 03 Maggio 2012

