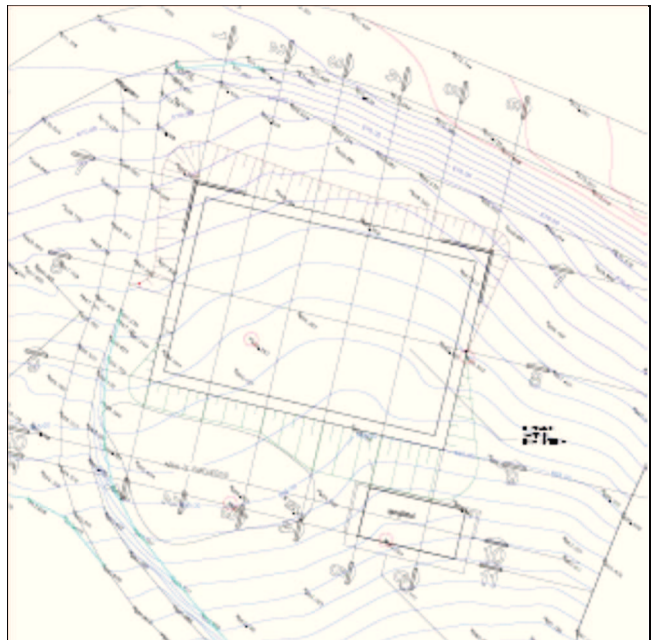


PROVINCIA DI MODENA  

---

COMUNE DI PAVULLO NEL FRIGNANO

# **PROGETTO DI COSTRUZIONE DI UN CAMPO DA CALCIO A 5 IN LOCALITÀ "CAMATTA"**



---

## **RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA**

---

**A cura di:**  
**DOTT. GEOL. Valeriano Franchi**  
V.le Caduti in Guerra 1, 41121 Modena  
TEL. 059-226540  
e-mail: valerianofranchi@tin.it

---

**OTTOBRE 2014**

Dott. Geol. Valeriano Franchi  
V.le Caduti in Guerra, 1 – 41121 Modena  
Tel: 059-226540  
e-mail: valerianofranchi@tin.it

Modena, 03/10/2014

## **RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA**

---

### **INDICE CONTENUTI**

Premessa .....	2
1. Inquadramento geografico-fisico .....	3
1.1. Descrizione di massima del progetto .....	5
2. Inquadramento geologico, geomorfologico ed idrogeologico .....	7
3. Indagini geognostiche e modello geologico-geotecnico .....	14
4. Indagine sismica .....	18
5. Definizione dell'azione sismica di base .....	21
5.1. Definizione dell'azione sismica di base per l'area di studio .....	22
5.2. Scelta della strategia di progettazione .....	23
6. Azione sismica di progetto .....	25
7. Effetti di sito .....	26
7.1. Amplificazione stratigrafica .....	26
7.2. Amplificazione topografica .....	28
7.3. Accelerazione massima orizzontale al suolo .....	28
8. Sintesi dell'analisi dei dati raccolti e conclusioni .....	30

### **ALLEGATI**

## PREMESSA

Nella presente relazione vengono trattati gli aspetti geologici e sismici inerenti l'area su cui è prevista la realizzazione di un campo da calcio a 5. L'area è ubicata nel settore sud-occidentale del territorio comunale di Pavullo nel Frignano (MO), in corrispondenza dell'abitato di Camatta, subito a valle della SP 31. Di estensione complessiva pari a circa 800 m<sup>2</sup>, è ubicata circa 8 km a sud-ovest del centro di Pavullo n/F, tra le località Gaianello e Olina, lungo la stessa SP31.

Lo studio è stato condotto nel rispetto delle normative vigenti in materia, DM 11.03.1988, con riferimento specifico agli aspetti sismici come da DM 14.01.2008.

Per l'adempimento delle specifiche normative, è stato effettuato un sopralluogo sull'area in data 09/09/2014 al fine di verificarne l'idoneità geologica e geomorfologica.

Per la caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica dei terreni di sottofondazione, sempre in data 09/09/2014, sono state effettuate 3 prove penetrometriche dinamiche super-pesanti, spinte a differenti profondità, con un massimo di 8 m relativo alla DPSH nr. 2.

Per identificare il parametro di normativa  $V_{s30}$ , sempre in data 09/09/2014 è stato eseguito uno stendimento sismico con metodologia MASW (Multichannel Analysis of Seismic Waves), che consente l'individuazione di frequenza, ampiezza, lunghezza d'onda e velocità di propagazione delle onde sismiche superficiali (principalmente onde di Rayleigh) generate artificialmente. Lo stendimento è stato eseguito all'incirca lungo la diagonale maggiore (NO-SE) del rettangolo del campo.

La relazione si articola nel seguente modo:

- Inquadramento geografico - fisico
- Inquadramento geologico, geomorfologico ed idrogeologico
- Indagini geognostiche e modello geologico-geotecnico
- Indagine sismica
- Sintesi dell'analisi dei dati raccolti e conclusioni

## ALLEGATI

## 1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO-FISICO

L'area esaminata, sulla quale si vuole realizzare il campo di calcio a 5, è ubicata in corrispondenza dell'abitato di Camatta, nel settore sud-occidentale del territorio comunale di Pavullo nel Frignano (MO), subito a valle della SP31.

Dal punto di vista topografico si trova in corrispondenza di un versante esposto a sud, con un angolo di inclinazione medio che, in corrispondenza dell'area, è pari a circa 8° (pendenza  $\cong$  15%); le quote variano tra 670 e 660 m s.l.m.

Gli elementi idrografici più prossimi sono rappresentati esclusivamente da aste del reticolo idrografico di ordine superiore al quinto di cui la più prossima all'area scorre adiacente al previsto lato occidentale del campo da calcio, all'interno della vallecola che ha origine subito a valle della Statale dell'Abetone-Brennero e termina nel Rio di S. Michele, affluente di sinistra del Torrente Scoltenna.

Il clima è caratterizzato, nel periodo 1991-2008, da precipitazioni totali annue, in media, di 838 mm e temperature medie annue di 11,3°C<sup>1</sup>, pari, rispettivamente, ad una variazione di -72 mm e +0,6°C rispetto al periodo 1961-1990.

Nella cartografia regionale, l'area è compresa nella Tavola alla scala 1:25.000 nr. 236NO denominata "Lama Mocogno" (Figura 1), nella Sezione alla scala 1:10.000 nr. 236060 denominata "Montecenerè" e nell'Elemento alla scala 1:5.000 nr. 236062 denominato "Camatta" (Figura 2).

L'area interessata dall'intervento è censita al catasto del Comune di Pavullo nel Frignano al Foglio 99, Mappale 555parte, 556 e 307 parte.



Figura 1 - Inquadramento geografico su C.T.R. con dettaglio topografico a scala 1:25.000 – Tavola nr. 236NO denominata "Lama Mocogno".

<sup>1</sup> Atlante Idroclimatico dell'Emilia-Romagna - <http://www.arpa.emr.it/sim/?clima>



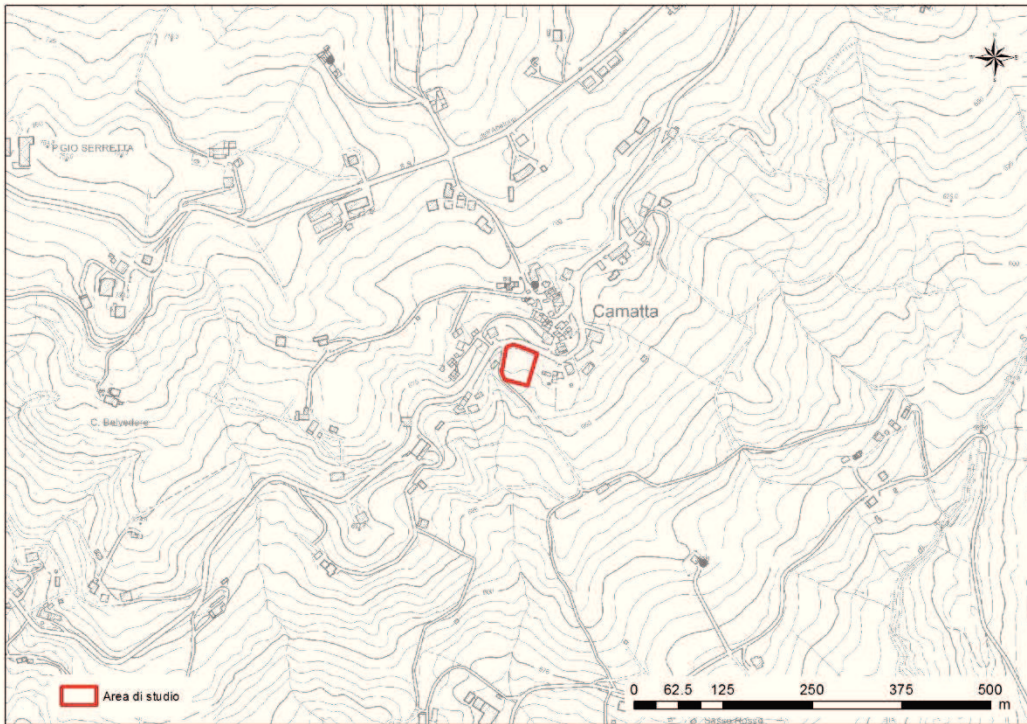


Figura 2 - Ubicazione dell'area d'indagine su C.T.R. con dettaglio topografico a scala 1:5.000 - Elemento nr. 236062 denominato "Camatta".



Figura 3 - Ubicazione dell'area d'indagine su ortofoto satellitare (fonte: Ortofoto multifunzione EMILIA-ROMAGNA - AGEA 2011 - RGB).

### 1.1. Descrizione di massima del progetto

Il progetto prevede la realizzazione di un campo da calcio a 5 in un'area attualmente ad uso di prato destinato a seminativo Figura 4. Il campo verrà realizzato attraverso movimenti di terra (scavi e riporti) per livellare il terreno. Il campo avrà dimensioni di 25 ml X 15 ml, con una fascia di rispetto di 1,5 ml ed un corridoio perimetrale di larghezza 1,20 ml.

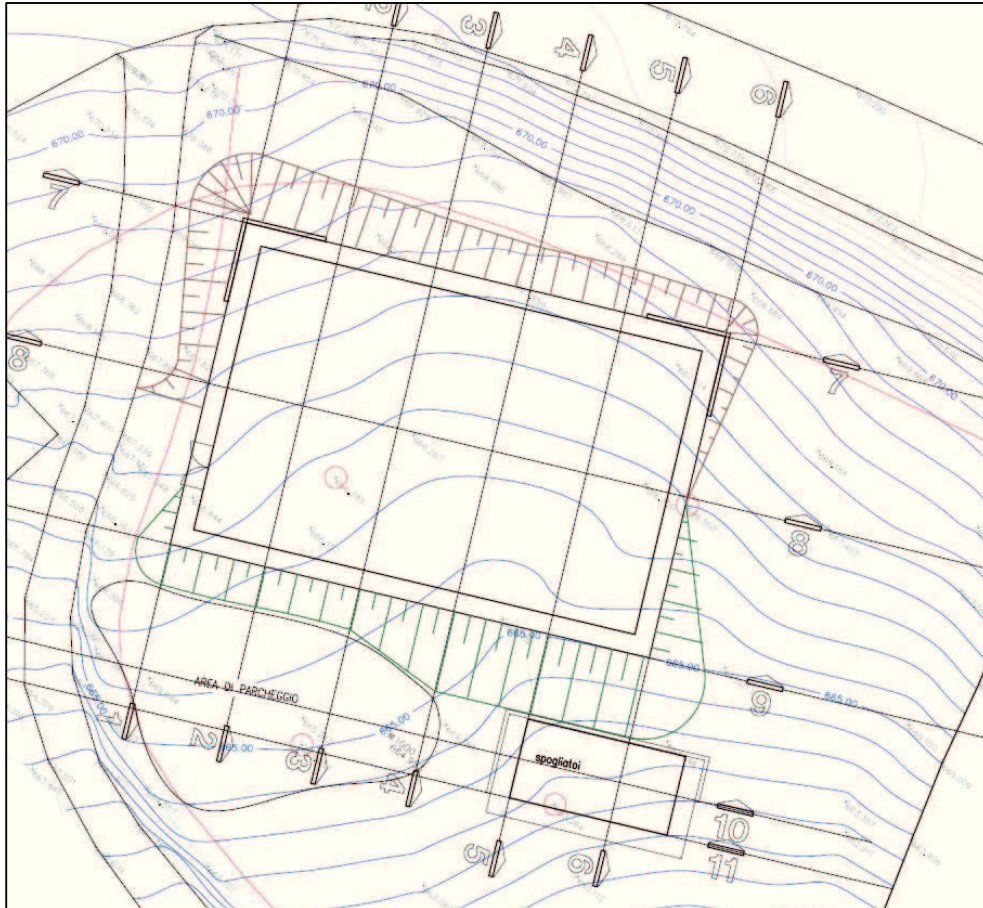


Figura 4 – Tavola con la planimetria di massima del progetto di realizzazione del campo da calcio a 5, con relativi area di parcheggio e spogliatoi.

La recinzione sarà realizzata con una rete extra-pesante di altezza 3 ml ed una rete in nylon da 3 ml a 6 ml. I sostegni saranno costituiti da pali zincati; è prevista la realizzazione di un impianto di illuminazione con posa in opera di pali d'illuminazione di altezza 9 m (Figura 5), previsti in numero di 3+3 e posti sul lato lungo del campo; si prevede l'utilizzo di fari con armatura a LED.

La struttura di fondazione sia dei pali che dei sostegni della rete sarà composta da una trave di fondazione a "T" rovescia in c.a.

E' stato, inoltre, previsto un muro a mensola in c.a. di altezza fuori terra pari a 0,95 ml, localizzato negli spigoli nord-ovest e nord-est del campo e con sviluppo complessivo di 20 ml (Figura 5). A monte del muro verrà realizzato un opportuno drenaggio con ghiaia, geotessuto e tubo microforato.

Un adeguato drenaggio è previsto perimetralmente al campo. Le acque drenate verranno raccolte in un unico pozzetto di raccordo e, quindi, recapitate nel fosso a sud del campo, oltre la strada vicinale.



Il fondo del campo sarà realizzato con un pacchetto di materiali inerti dello spessore complessivo di 50 cm, costituito da un primo strato di 20 cm di ghiaia lavata, racchiusa all'interno di un doppio contenimento in geotessuto; al di sopra vi sarà uno strato di sabbia grossa di Gaianello dello spessore di 30 cm. Il pacchetto di finitura insisterà per una lunghezza di 18 ml e sarà impostato in parte su area di scavo ed in parte su rilevato.

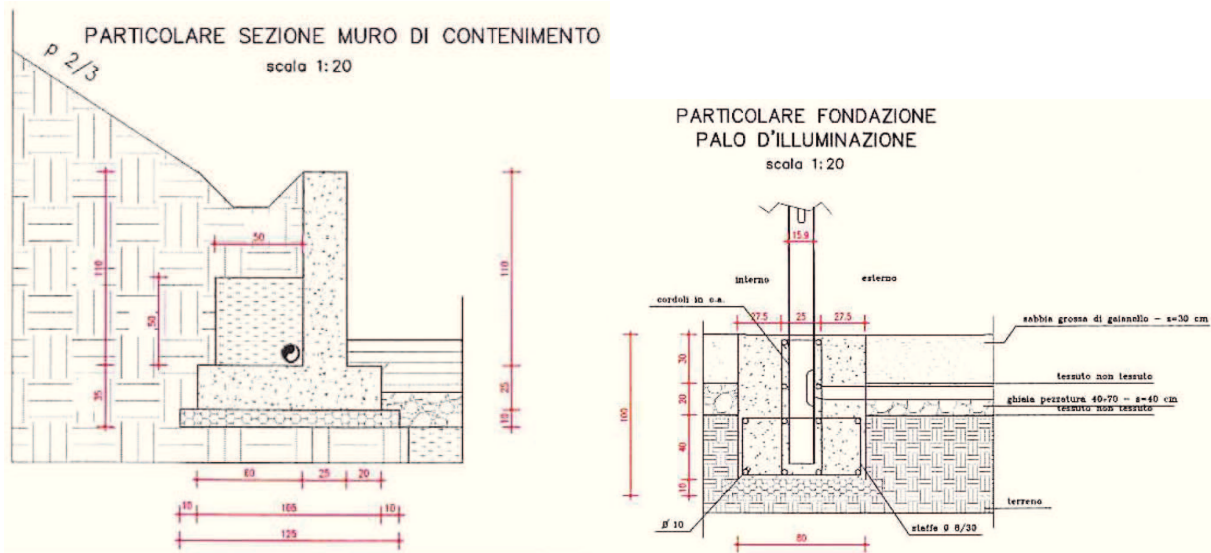


Figura 5 – Particolari costruttivi di progetto del muro di contenimento e della fondazione dei pali d'illuminazione.

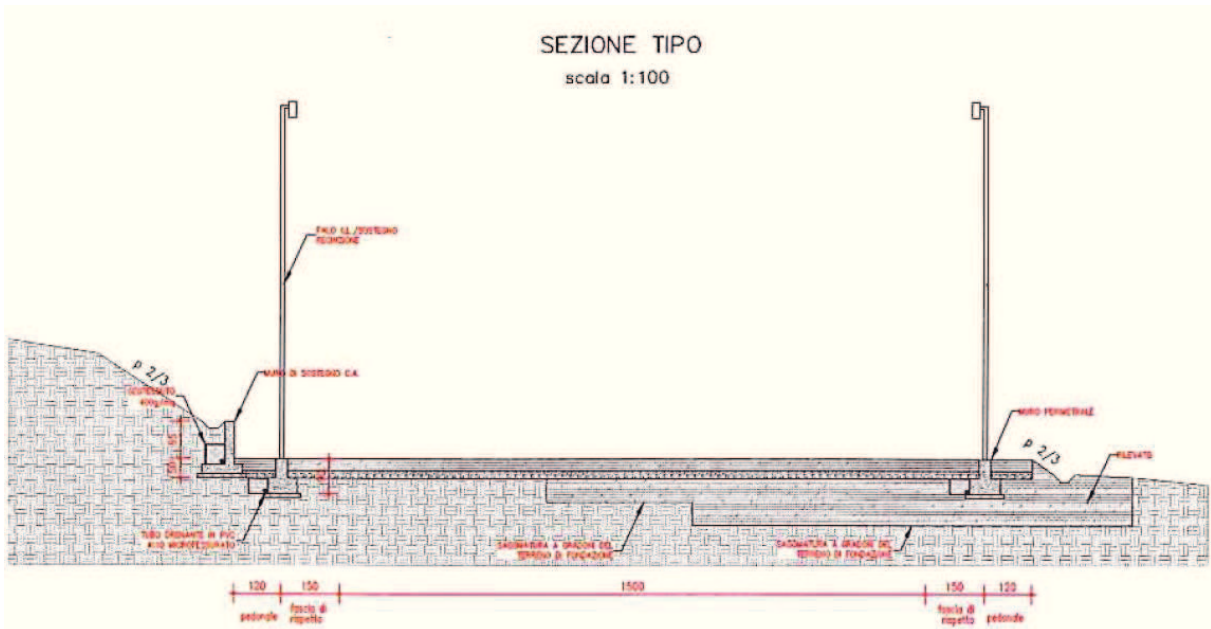


Figura 6 – Sezione N-S del campo da calcio.

A valle del campo verranno realizzati l'area parcheggio e gli spogliatoi; di questi ultimi è visibile la pianta e la sezione in Figura 7.

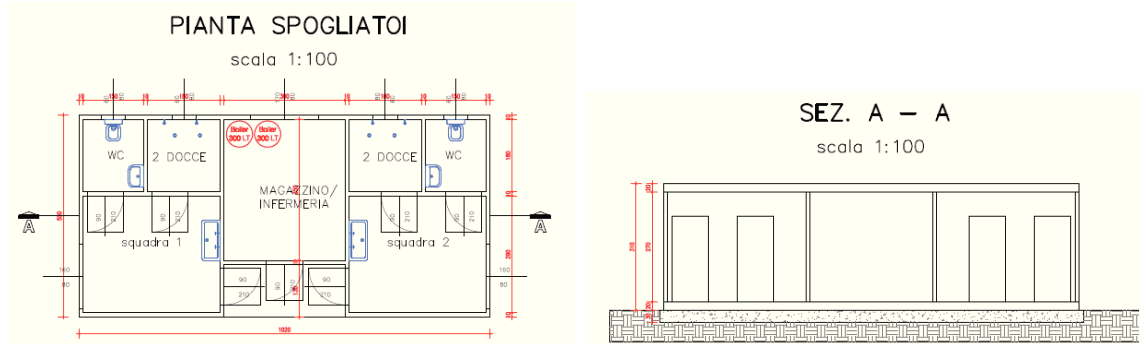


Figura 7 – Pianta e sezione dell'edificio da destinare a spogliatoi.

## 2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

Per quanto riguarda la geologia, l'esame della Carta geologica dell'appennino emiliano-romagnolo a scala 1:10.000 – Sezione 236060 "Montecenero" (Figura 8) mostra come l'area sia compresa all'interno di un settore del territorio comunale in cui la coltre Epiligure manifesta una maggiore discontinuità spaziale rispetto al settore centrale, lasciando ampie finestre di affioramento alle sottostanti unità Liguri. In particolare, l'abitato di Camatta è ubicato in corrispondenza di un cuneo di arenarie appartenenti alla Formazione di Loiano (LOI) – porzione basale della Successione Epiligure in quest'area – in contatto tettonico, lungo tutto il suo perimetro, con due unità Liguri: principalmente la Formazione di Monghidoro (MOH) e, secondariamente, le Argille a Palombini. Al suo interno, il prisma arenaceo mostra due assetti contrapposti: a SO di Camatta l'immersione è di 45° verso sud; a NE è pari a 20° verso NNE.

Non essendo verosimile la presenza di una anticlinale (considerati l'esigua estensione dell'affioramento e gli assetti circostanti), è possibile che l'asimmetria degli assetti sia dovuta ad una discontinuità tettonica identificata, in carta, dalla faglia normale, di direzione N-S che attraversa la Statale Abetone-Brennero e prosegue, verso sud, inserendosi nella vallecchia in cui è prevista la realizzazione del campo da calcio e che avrebbe ribassato, tiltandola, la porzione sud-occidentale del prisma arenaceo.



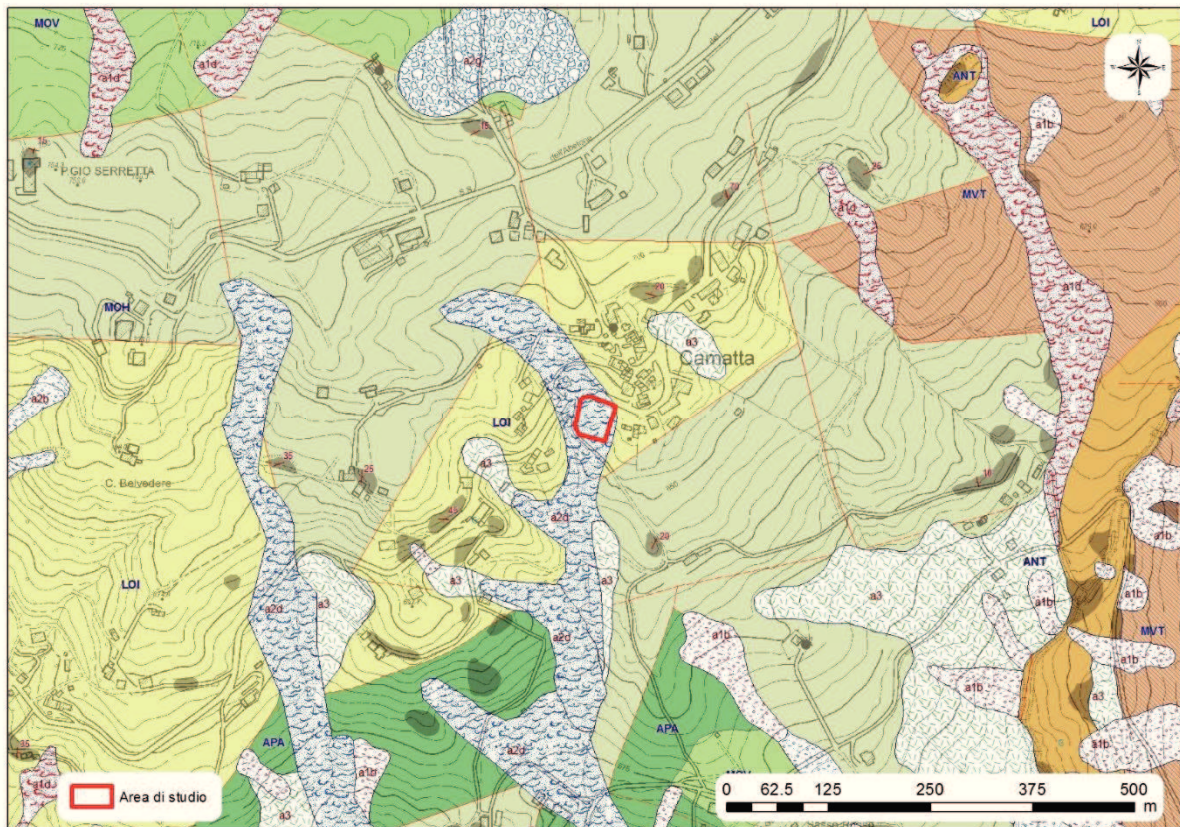
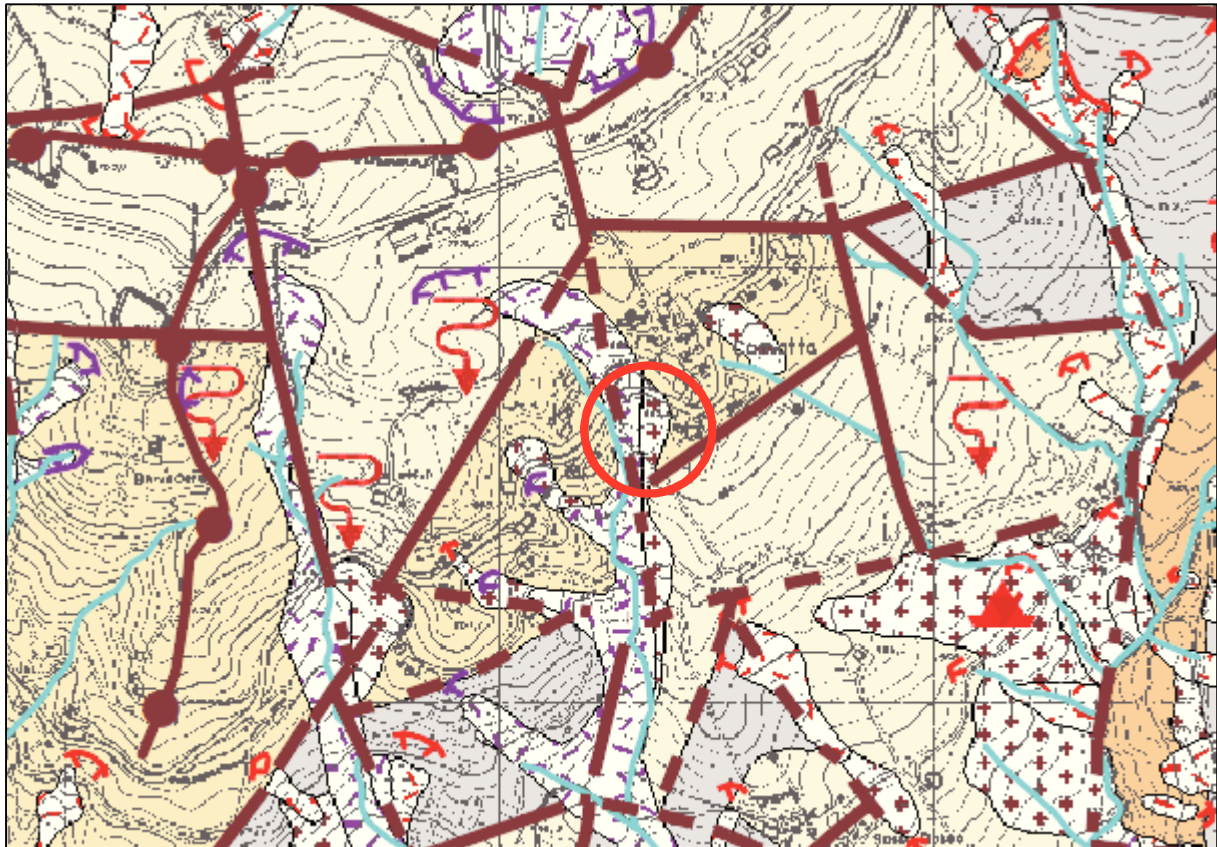


Figura 8 – Stralcio della "Carta geologica dell'appennino emiliano-romagnolo a scala 1:10.000" – Sezione 236060 "Montecenere" della Regione Emilia-Romagna, Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli (dati WMS del 07/08/2014).

Per quanto riguarda la geomorfologia, l'esame della Tavola QC.B.TAV.2 "Carta geomorfologica" del PSC di Pavullo n/F (Figura 9) mostra un quasi perfetto accordo con la carta geologica a scala 1:10.000 di Figura 8, per quanto riguarda le forme e i depositi superficiali. Le frane quiescenti che interessano l'area ed un suo prossimo intorno sono definite, dal PSC, come fenomeni di colata o scivolamento e sono contenute all'interno delle vallecole; sono tra loro coalescenti, contribuendo ad un più ampio sistema franoso che termina a contatto con l'alveo attuale del Rio di S. Michele, con evidenze di più recente attività proprio in prossimità del corso d'acqua.



Forme e processi di versante



Figura 9 – Stralcio della Tavola QC.B.TAV.2 "Carta geomorfologica" del PSC di Pavullo n/F. Il cerchio rosso individua l'area di studio.

Il PSC, rispetto alla cartografia geologica regionale, individua anche i possibili orli di scarpata dei fenomeni franosi. Per quanto riguarda il corpo franoso che interseca l'area prevista per la realizzazione del campo da calcio, la sua linea di massimo arretramento è stata individuata alcuni metri a monte del poligono che circoscrive il corpo franoso stesso; nell'area circostante sono stati indentificati fenomeni di soliflusso generalizzati. Se la cartografia regionale non ne fa distinzione, il PSC delimita, separandole nettamente, due porzioni di terreno proprio in corrispondenza dell'area prevista per il campo da calcio: individua, nel settore orientale della vallecchia sottostante la SP31, un deposito di versante



mentre, nel settore occidentale, conferma la presenza di un corpo franoso quiescente. Secondo il PSC, quindi, l'area in esame si troverebbe in parte su un corpo di frana quiescente e, in parte, su di un deposito di versante (Figura 9).

L'esame della Tavola 2.1.18 "Rischio da frana: carta del dissesto" del PTCP della Provincia di Modena (Figura 10) delinea il contorno della frana quiescente che interseca l'area di studio nella stessa modalità del PSC, omettendo la porzione interpretata come detrito di versante dal PSC nel settore orientale della vallecola.

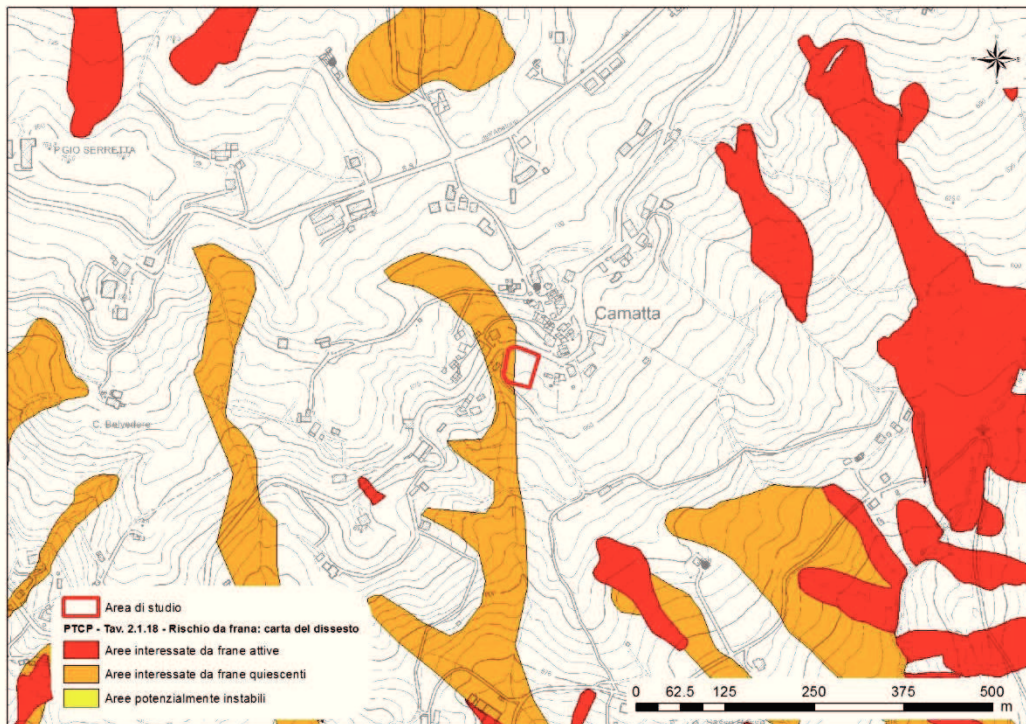


Figura 10 – Stralcio della Tavola 2.1.18 "Rischio da frana: carta del dissesto" del PTCP della Provincia di Modena.

L'Archivio delle frane storiche della Regione Emilia-Romagna<sup>2</sup> (Figura 11) segnala evidenze di movimento per la sola frana che interessa l'abitato di Sasso Rosso ed effetti derivanti da fenomeni di dissesto sul tratto di strada che attraversa lo stesso abitato. L'Archivio non contiene segnalazioni di movimenti relativi alla frana quiescente che interseca l'area di studio.

La Tavola QC.B.TAV\_A "Vincoli e tutele" del QC del PSC di Pavullo nel Frignano (Figura 15) evidenzia come l'area d'indagine **non** sia sottoposta a vincolo idrogeologico (R.D. 326771923).

<sup>2</sup> <http://geo.regione.emilia-romagna.it/geocatalogo/>



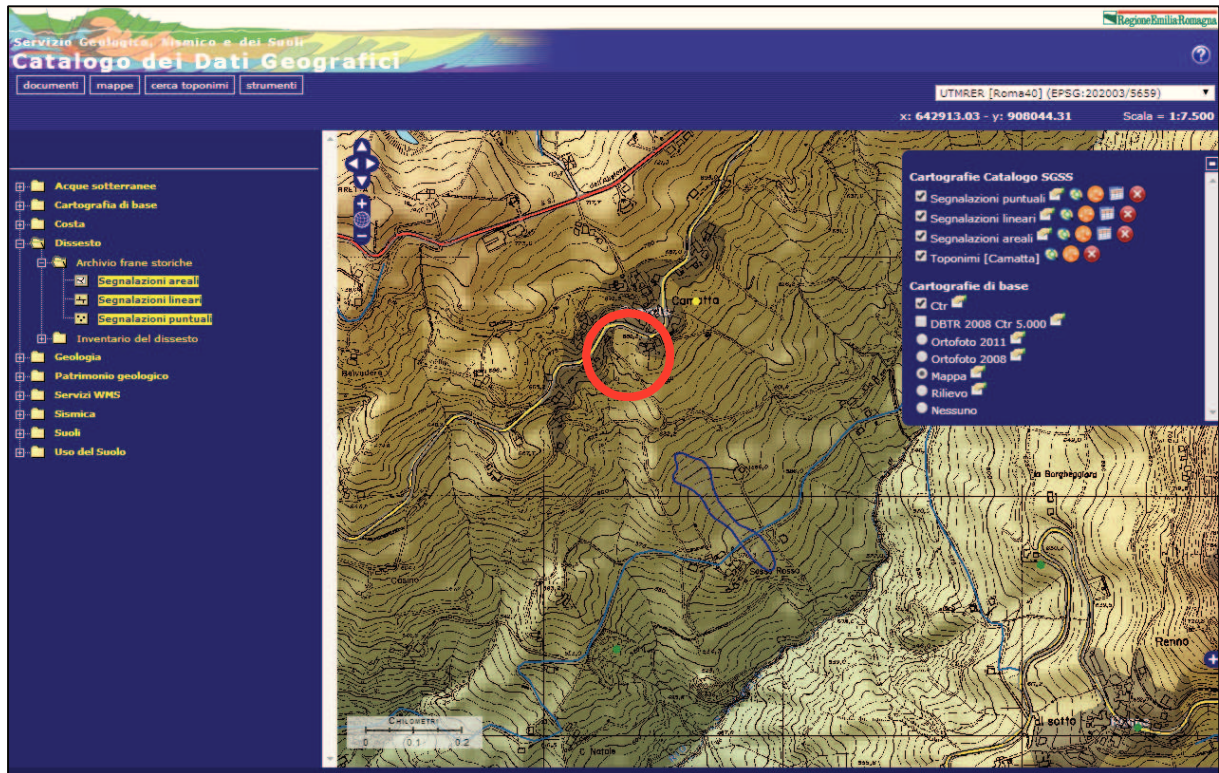


Figura 11 – Archivio delle frane storiche della Regione Emilia-Romagna. Il cerchio rosso circonda l'area di studio. I contorni nella tonalità scura del blu sono le segnalazioni areali; le linee in tonalità chiara del blu sono le segnalazioni lineari; i punti verdi sono le segnalazioni puntuali.

In base a quanto è stato possibile osservare durante il rilievo geomorfologico di dettaglio eseguito in data 09/09/2014, l'area sorgente della frana quiescente che interseca l'area di studio, al di sotto della porcilaia a lato della SS12, si presenta come un'ampia zona concava, coltivata, priva di evidenze di instabilità. Al suo interno sono presenti gibbosità di limitata estensione, anch'esse stabili al momento del rilevamento, indicative di passati smottamenti superficiali, ora quiescenti (Figura 12, a).



Figura 12 – a) Panoramica dell'area sorgente della frana quiescente cartografata nel PTCP a monte dell'area di studio; b) pendio intersecante Via Camatta, nel tratto in cui interseca la frana quiescente cui al punto a).

La dorsale ad ovest dell'area di studio, impostata principalmente nelle arenarie di Loiano, appare alquanto stabile, anche in corrispondenza della sua intersezione

con Via Camatta; proseguendo su Via Camatta verso il nucleo abitato storico, il versante mostra una buona condizione di stabilità, a prova della quale possono essere portate l'ottima condizione strutturale del muro di contenimento del pendio a monte (Figura 12, b) e l'assenza di rilevante inclinazione dei fusti degli alberi a valle.

Nel tratto di pendio compreso tra Via Camatta e la SP31 (Figura 13, a), è presente una gibbosità, probabilmente risultato di un passato fenomeno franoso superficiale, attualmente in stato di quiescenza e privo di evidenze di recente attività. Sulla scarpata a monte di esso (Figura 13, b), l'evidente uncinatura degli alberi indica la presenza di un *creep* diffuso mentre la stima qualitativa dell'età dell'albero centrale, sulla base del diametro del suo fusto, fa intendere che tale instabilità perduri da lungo tempo, ma con severità geometrica molto bassa.

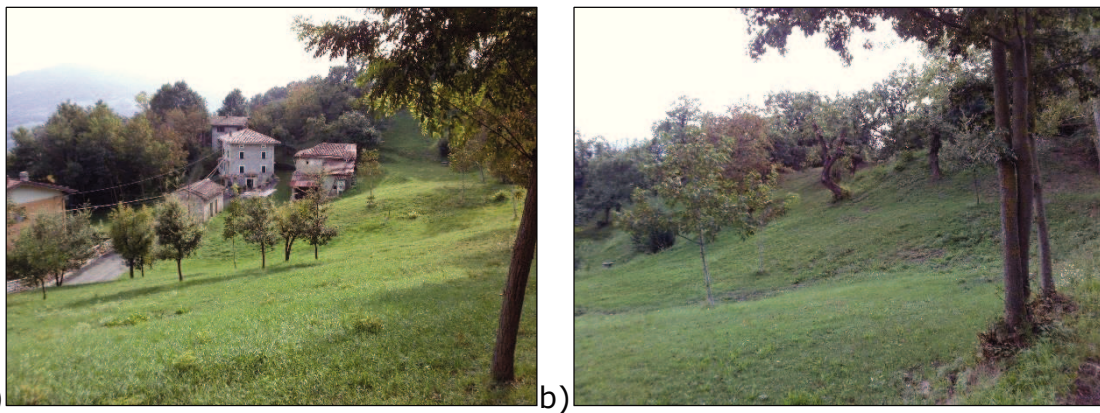


Figura 13 – a) Tratto di pendio compreso tra Via Camatta (a destra, non visibile) e la SP31 (a sinistra); b) scarpata a monte dell'area raffigurata in a).

A valle della SP31, nell'area di studio, si possono individuare due porzioni di terreno a morfologia convessa e fra loro coalescenti (Figura 14, a, b).



Figura 14 – Settori dell'area di studio a morfologia convessa rispetto al pendio circostante e tra loro coalescenti: a) visti da monte, b) visti da valle.

La loro presenza, come per le porzioni di versante a monte, precedentemente descritte, può esser indicativa di passati movimenti franosi superficiali, che al momento del rilevamento non mostrano segni di recente attività.



L'impluvio ad ovest, in cui è impostato il corso d'acqua, è caratterizzato da pendii molto ripidi e stabili, in arenarie di Loiano, su cui è presente un bosco maturo con alberi dal fusto privo di uncinatura. Differente è la situazione morfologica poco più a valle, ma in sinistra del fosso, in cui i terreni impostati nella Formazione di Monghidoro mostrano gradinature e gibbosità marcate, indicative di movimenti franosi quiescenti di modesta profondità.

In merito all'idrografia, come si è detto, gli elementi idrografici più prossimi sono rappresentati esclusivamente da aste del reticolo idrografico di ordine superiore al quinto, di cui la più prossima all'area scorre adiacente al previsto lato occidentale del campo da calcio, all'interno della vallecchia che ha origine subito a valle della Statale dell'Abetone-Brennero e termina nel Rio di S. Michele, affluente di sinistra del Torrente Scoltenna.

Per quanto riguarda le acque sotterranee, la Tavola QC.B.TAV\_7 "Idrogeologia" del QC del PSC di Pavullo nel Frignano (Figura 16) esclude la presenza di sorgenti e di acquiferi nell'area di studio ed in un suo più ampio intorno; si può, pertanto, ipotizzare una falda acquifera superficiale all'interno dei depositi maggiormente permeabili, con notevoli variazioni e discontinuità laterali dovute alla morfologia irregolare dell'area. Eventuali falde acquifere meno superficiali possono trovare origine in corrispondenza di porzioni di ammassi rocciosi a maggior densità di fratture, in particolare nelle formazioni di Loiano e di Monghidoro, e in corrispondenza di fasce di maggior debolezza meccanica localizzate in corrispondenza dei lineamenti tettonici.

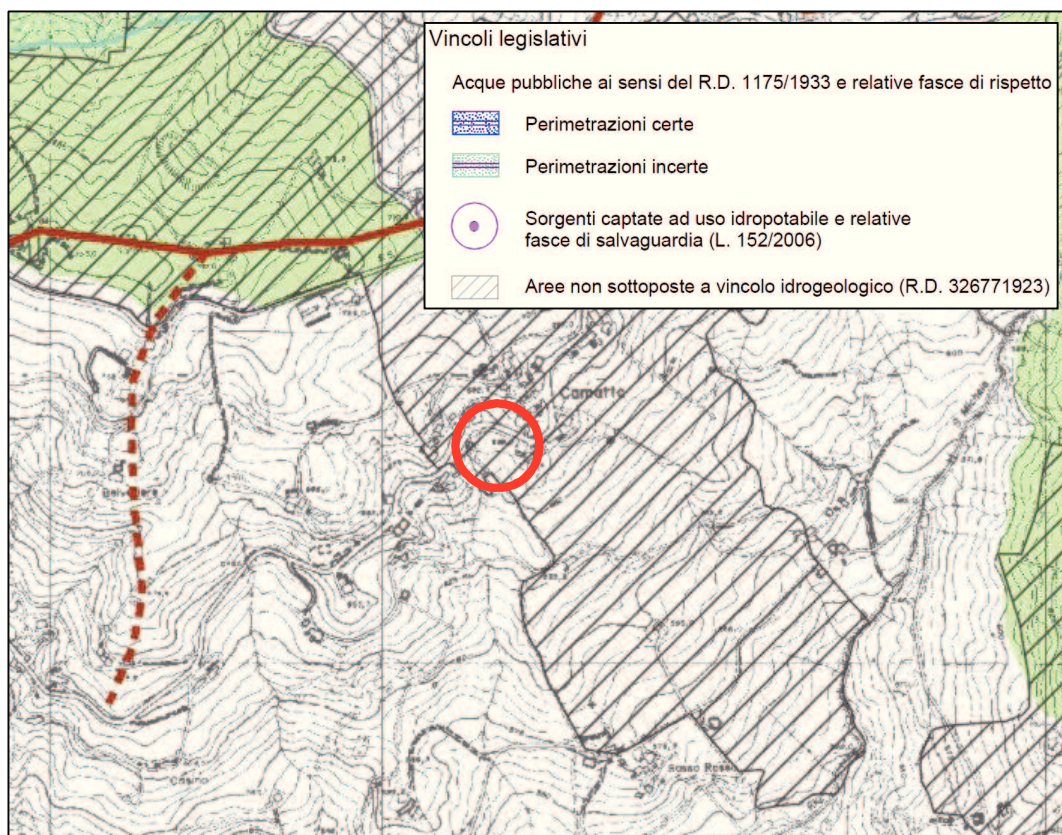


Figura 15 – Stralcio della Tavola QC.B.TAV\_A "Vincoli e tutele" del QC del PSC di Pavullo nel Frignano. Il cerchio rosso identifica l'area di studio.



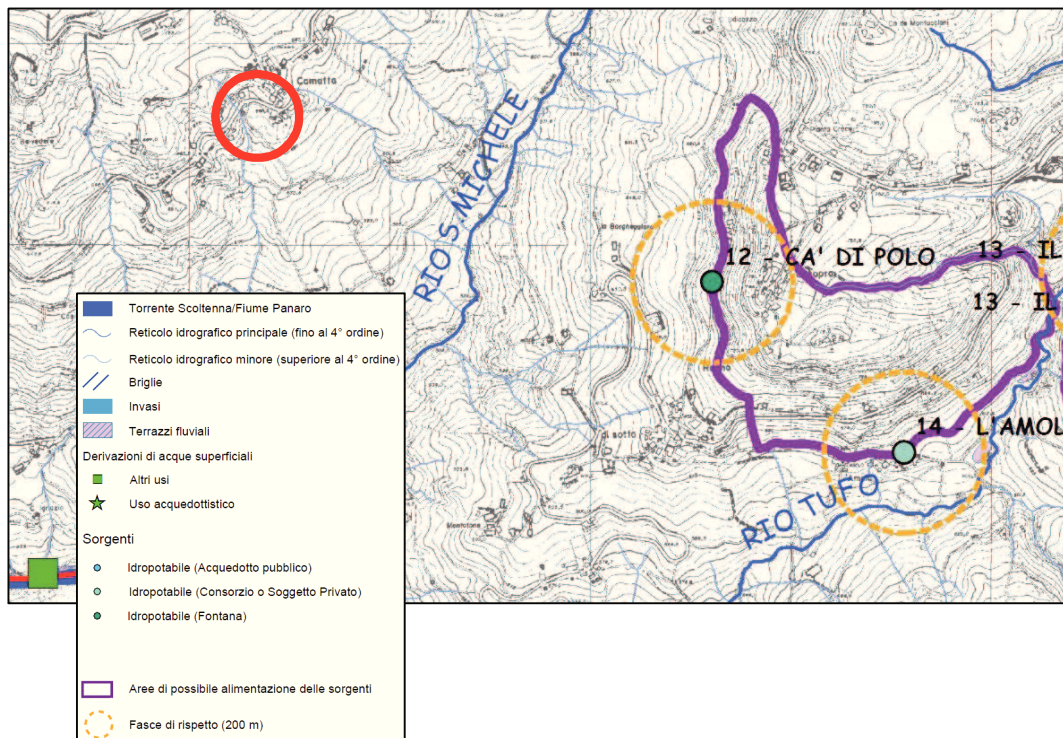


Figura 16 – Stralci della Tavola QC.B.TAV\_7 "Idrogeologia" del QC del PSC di Pavullo nel Frignano. Il cerchio rosso identifica l'area di studio.

In occasione dell'esecuzione delle 4 prove penetrometriche dinamiche in corrispondenza dell'area di studio, la falda è stata intercettata a -2,6 m dal piano campagna, solo nelle DPSH2 e DPSH4.

### 3. INDAGINI GEOGNOSTICHE E MODELLO GEOLOGICO-GEOTECNICO

In data 10/09/2014 è stata eseguita un'indagine geognostica nell'area in oggetto al fine di analizzare le caratteristiche litostratigrafiche e geotecniche dei terreni che saranno interessati dall'intervento in progetto.

L'indagine è stata condotta mediante l'esecuzione di 4 prove penetrometriche dinamiche super-pesanti (DPSH). L'ubicazione delle prove eseguite è mostrata nella planimetria riportata in Figura 17, mentre i diagrammi penetrometrici, unitamente ai tabulati di campagna, sono riportati in Allegato 1.

Le prove, che hanno raggiunto una profondità massima di 8 m dal piano di campagna, sono state eseguite utilizzando un penetrometro dinamico DPSH TG 63-200 PAGANI, con le seguenti caratteristiche tecniche:

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63.5 Kg
Altezza di caduta libera	0.75 m
Peso sistema di battuta	0.63 Kg
Diametro punta conica	51.00 mm
Area di base punta	20.43 cm <sup>2</sup>
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6.31 Kg/m

Profondità giunzione prima asta	0.40	m
Avanzamento punta	0.20	m
Numero colpi per punta	N(20)	
Coeff. Correlazione	1.47	
Rivestimento/fanghi	No	
Angolo di apertura punta	90	°

Dal punto di vista dei profili delle resistenze all'infissione (Allegato 2 e Figura 17) hanno evidenziato la presenza di uno spessore di terreni a consistenza molto bassa fino a circa -3,6 m dal p.d.c., rappresentati, probabilmente, da limi argilloso-sabbiosi di origine colluviale e/o legati a movimenti superficiali di tipologia variabile (colate, scivolamenti roto-traslazionali). A tale spessore segue un livello variabile da 1 a 2,2 m, con resistenze superiori al primo strato e rappresentato, probabilmente, da limi sabbiosi, a minor percentuale argillosa, riferibili alla porzione più superficiale del substrato alterato della Formazione di Loiano (LOI). Da circa -4,6 m fino a profondità variabili, l'andamento delle resistenze tocca valori molto alti, indice di un progressivo avvicinamento al livello meno alterato del substrato della Formazione di Loiano.

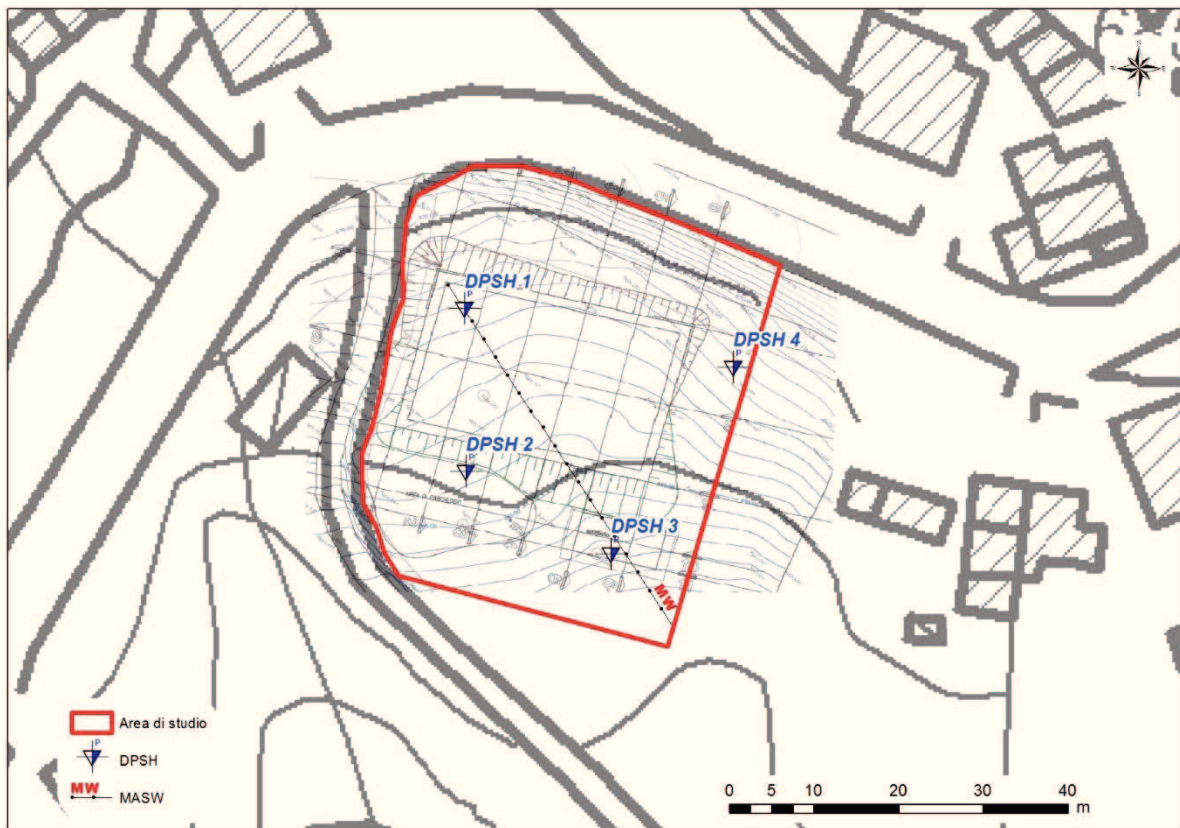


Figura 17 - Ubicazione dei sondaggi penetrometrici dinamici e dello stendimento MASW.

Si fa notare come in due verticali (DPSH2 e DPSH4), la sonda abbia avanzato sotto il solo peso del maglio in uno spessore identificabile, rispettivamente, tra -1,6 e -2,4 m e tra -1,6 e -3,6 m. All'interno dello stesso spessore è stata identificata (solo per le stesse DPSH2 e DPSH4) la presenza d'acqua.

RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA RELATIVA AL PROGETTO DI COSTRUZIONE DI UN CAMPO DA CALCIO A 5  
DA UBICARSI IN LOCALITÀ "CAMATTA" - COMUNE DI PAVULLO N/F. (MO)

DPSH1		Componente coesiva							Frazione incoerente										
Prof. Strato	Rd	Tipo	Peso unità di volume	Peso unità di volume saturo	Tensione efficace	Nspt	Cu	Eed	Ey	Classificazione	Densità relativa	Angolo d'attrito	Modulo di Young	Modulo Edometrico	Classificazione AGI	Poisson	G	K0	
(m)	(Mpa)		(KN/m³)	(KN/m³)	(KPa)		(KPa)	(Mpa)	(Mpa)		(%)	(°)	(Mpa)	(Mpa)			(Mpa)		
3	0.44	Incoerente - coesivo	14.51	18.04	21.77	0.97	5.98	0.44	0.95	PRIVO DI CONSISTENZA	0	20.28	---	2.89	SCIOLTO	0.35	6.19	0	
4.2	1.61	Incoerente - coesivo	17.75	18.53	54.18	5.92	36.28	2.66	5.81	MODERAT. CONSISTENTE	20.58	21.69	---	3.89	POCO ADDENSATO	0.34	33.92	1.2	
4.8	2.36	Incoerente - coesivo	20.01	21.97	70.83	13.5	89.14	6.06	13.21	CONSISTENTE	34.18	23.85	13.96	5.41	MODERATAMENTE ADDENSATO	0.33	73.46	2.8	
5.4	1.68	Incoerente - coesivo	19.32	21.28	82.63	9.97	66	4.49	9.78	CONSISTENTE	26.58	22.85	---	4.7	POCO ADDENSATO	0.33	55.36	2.1	
5.8	3.96	Incoerente	21.77	24.52	92.78	45.6					59.64	33.02	29.7	11.87	ADDENSATO	0.26	231	7.6	
Prof. Falda:																			

Tabella 1 - Modello geotecnico in corrispondenza della DPSH1.

DPSH2		Componente coesiva							Componente incoerente										
Prof. Strato	Rd	Tipo	Peso unità di volume	Peso unità di volume saturo	Tensione efficace	Nspt	Cu	Eed	Ey	Classificazione	Densità relativa	Angolo d'attrito	Modulo di Young	Modulo Edometrico	Classificazione AGI	Poisson	G	K0	
(m)	(Mpa)		(KN/m³)	(KN/m³)	(KPa)		(KPa)	(Mpa)	(Mpa)		(%)	(°)	(Mpa)	(Mpa)			(Mpa)		
0.6	0.57	Coesivo	14.42	18.04	4.33	0.82	5	0.37	0.8	PRIVO DI CONSISTENZA									
1.6	1.7	Incoerente - coesivo	15	18.14	16.15	2.88	17.65	1.3	2.82	POCO CONSISTENTE	13.99	20.82		3.27	SCIOLTO	0.35	17.23	0.48	
2.6	0.31	Incoerente - coesivo	14.32	18.04	30.81	0.79	4.81	0.36	0.77	PRIVO DI CONSISTENZA	0	20.23		2.85	SCIOLTO	0.35	5.11	-0	
3.6	-0.01	Incoerente - coesivo	14.91	18.14	40.52	1.43	8.73	0.64	1.4	PRIVO DI CONSISTENZA	0.23	20.41		2.98	SCIOLTO	0.35	8.92	0.13	
4	2.6	Incoerente - coesivo	19.22	21.18	44.96	9.82	65.02	4.42	9.63	CONSISTENTE	31.63	22.81		4.67	POCO ADDENSATO	0.33	54.58	2.06	
5.4	1.33	Incoerente - coesivo	18.14	18.53	52.67	6.72	41.19	3.02	6.59	MODERAT. CONSISTENTE	23.1	21.92		4.05	POCO ADDENSATO	0.34	38.21	1.38	
5.8	0.51	Incoerente - coesivo	17.75	18.53	60.1	5.88	36.09	2.65	5.77	MODERAT. CONSISTENTE	19.68	21.68		3.88	POCO ADDENSATO	0.34	33.7	1.19	
6.2	0.36	Incoerente - coesivo	19.22	21.18	63.57	9.86	65.31	4.44	9.67	CONSISTENTE	28.87	22.82		4.68	POCO ADDENSATO	0.33	54.79	2.07	
6.6	0.39	Incoerente - coesivo	18.34	18.63	67.16	7.35	45.01	3.31	7.21	MODERAT. CONSISTENTE	22.79	22.1		4.17	POCO ADDENSATO	0.34	41.57	1.52	
7.4	-0.71	Incoerente - coesivo	19.52	21.48	72.75	10.8	71.39	4.85	10.57	CONSISTENTE	29.37	23.08	12.64	4.87	MODERATAMENTE ADDENSATO	0.33	59.58	2.27	
8	-2.55	Incoerente	19.61	23.54	79.58	25.7					47.28	25.81	17.33	6.79	MODERATAMENTE ADDENSATO	0.31	108.2	4.11	
Prof. Falda:																			

Tabella 2 - Modello geotecnico in corrispondenza della DPSH2.

DPSH3		Componente coesiva							Componente incoerente										
Prof. Strato	Rd	Tipo	Peso unità di volume	Peso unità di volume saturo	Tensione efficace	Nspt	Cu	Eed	Ey	Classificazione	Densità relativa	Angolo d'attrito	Modulo di Young	Modulo Edometrico	Classificazione AGI	Poisson	G	K0	
(m)	(Mpa)		(KN/m³)	(KN/m³)	(KPa)		(KPa)	(Mpa)	(Mpa)		(%)	(°)	(Mpa)	(Mpa)			(Mpa)		
2.6	0.9	Incoerente - coesivo	15.2	18.14	19.76	1.81	11.08	0.81	1.78	PRIVO DI CONSISTENZA	6.2	20.52	---	3.06	SCIOLTO	0.35	11.13	0.2	
3.4	1.85	Incoerente - coesivo	17.26	18.44	46.42	4.98	30.5	2.24	4.88	MODERAT. CONSISTENTE	18.6	21.42	---	3.7	POCO ADDENSATO	0.34	28.83	1	
Prof. Falda:																			

Tabella 3 - Modello geotecnico in corrispondenza della DPSH3.

DPSH4		Componente coesiva							Componente incoerente										
Prof. Strato	Rd	Tipo	Peso unità di volume	Peso unità di volume saturo	Tensione efficace	Nspt	Cu	Eed	Ey	Classificazione	Densità relativa	Angolo d'attrito	Modulo di Young	Modulo Edometrico	Classificazione AGI	Poisson	G	K0	
(m)	(Mpa)		(KN/m³)	(KN/m³)	(KPa)		(KPa)	(Mpa)	(Mpa)		(%)	(°)	(Mpa)	(Mpa)			(Mpa)		
1	-0.04	Coesivo	13.73	18.04	6.86	0.03	0.2	0.01	0.03	PRIVO DI CONSISTENZA									
3.6	0.42	Incoerente - coesivo	14.51	18.04	32.59	0.94	5.79	0.42	0.92	PRIVO DI CONSISTENZA	0	20.27	---	2.88	SCIOLTO	0.35	6.01	0	
4.6	0.93	Incoerente - coesivo	16.48	18.34	49.45	3.73	22.85	1.68	3.66	POCO CONSISTENTE	13.32	21.07	---	3.45	SCIOLTO	0.35	21.97	0.7	
5.8	1.16	Incoerente - coesivo	18.73	20.59	60.18	8.32	55.11	3.74	8.16	CONSISTENTE	26.05	22.38	---	4.37	POCO ADDENSATO	0.34	46.7	1.7	
6.8	-1.79	Incoerente - coesivo	20.2	22.26	72.88	14.3	94.83	6.45	14.05	CONSISTENTE	35.19	24.09	14.38	5.58	MODERATAMENTE ADDENSATO	0.33	77.86	3	
Prof. Falda:																			

Tabella 4 - Modello geotecnico in corrispondenza della DPSH4.

Rd: Resistenza dinamica alla punta  
Cu: Coesione non drenata  
Eed: Modulo edometrico  
Ey: Modulo di Young



Dal punto di vista geotecnico (tabelle da 1 a 4), tutte le quattro prove effettuate hanno evidenziato la presenza, nei primi 4,6 m (in media) di terreni a bassa consistenza, caratterizzati da valori di coesione non drenata molto scarsi e da densità relative e angoli di attrito interno indicativi di terreni sciolti. Da qui fino a circa 6 m i valori di consistenza e addensamento aumentano a livelli mediocri per poi raggiungere livelli buoni nell'ultimo metro precedente il rifiuto. La sola DPSH3 ha raggiunto il rifiuto a soli -3,4 m, registrando, nei metri superficiali, valori di resistenza geomeccanica molto scarsi.

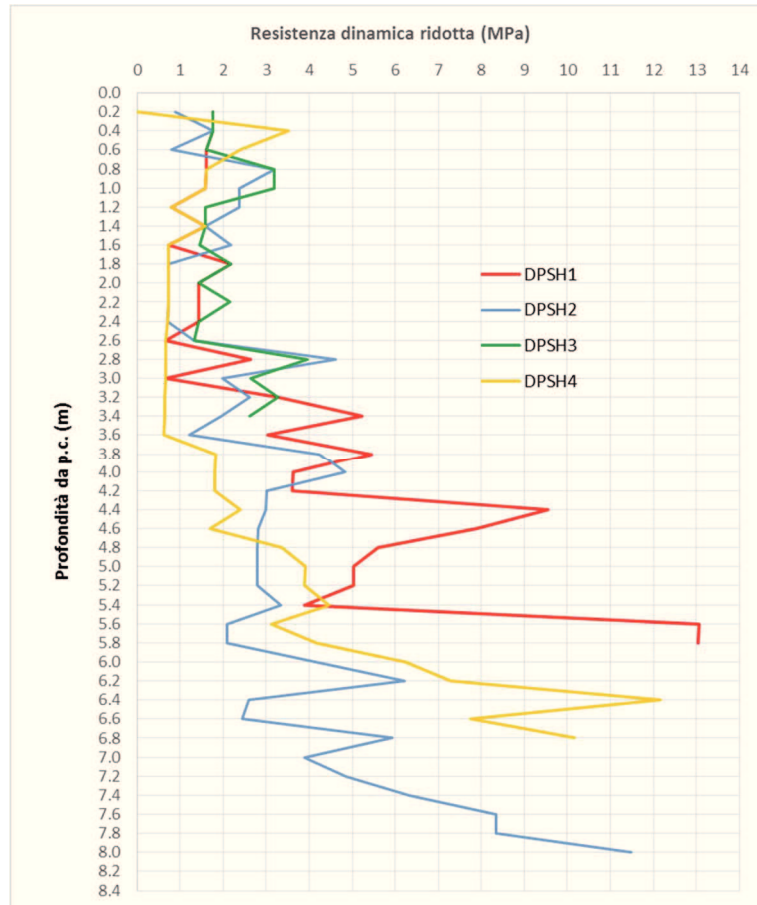


Figura 18 – Diagramma dei valori di Rd con la profondità.

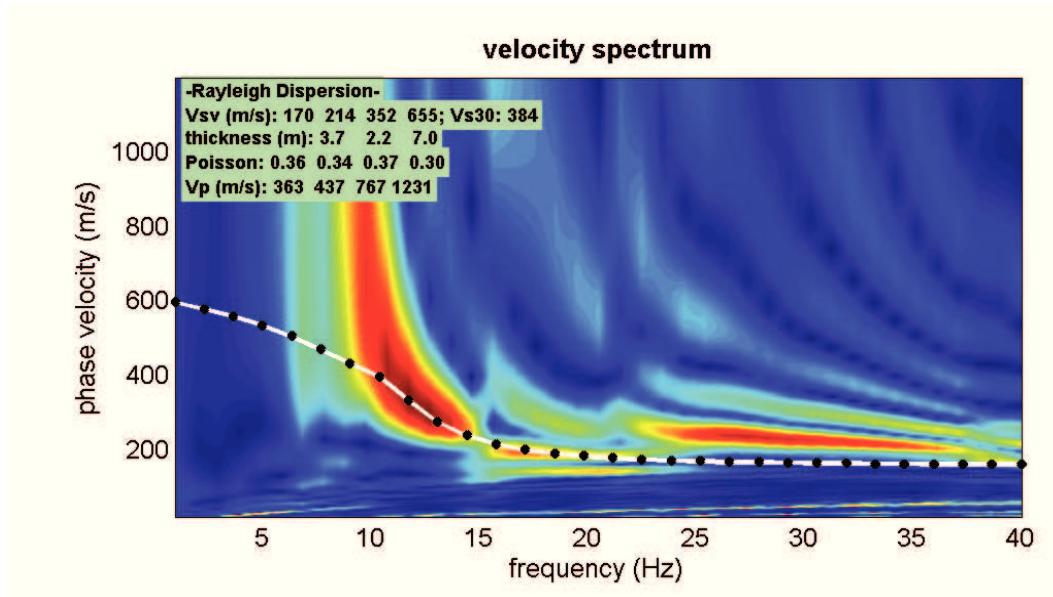
In generale, dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche è possibile ipotizzare la presenza di una coltre detritica di circa 4/5 m di spessore, sovrastante lo strato di alterazione, più superficiale, della Formazione di Loiano, quest'ultimo di consistenza crescente con la profondità. Lo spessore detritico, in corrispondenza delle DPSH2 e DPSH4, presenta un livello a bassissima consistenza, che potrebbe rappresentare una potenziale superficie di scollamento locale del terreno, da cui possono avere avuto origine fenomeni franosi, superficiali, evidenziati anche in occasione del rilevamento geomorfologico di dettaglio; confrontando, infatti, questi risultati con le evidenze geomorfologiche rilevate sul campo, tale superficie di potenziale scollamento coincide spazialmente con due morfologie convesse all'interno dell'area di studio (Figura 14), identificabili con due depositi di frana superficiali, coalescenti al piede, poco a monte dell'area in cui è prevista l'ubicazione degli spogliatoi. In corrispondenza

di quest'ultima area, il rifiuto è avvenuto già a -3,4 m, evidenziando, probabilmente, la presenza di una soglia rocciosa sub-superficiale che giustifica una situazione di relativa stabilità rispetto a quanto riscontrato a monte.

#### 4. INDAGINE SISMICA

Per la classificazione sismica dei terreni è stato eseguito, sempre in data 09/09/2014, uno stendimento sismico composto da 24 geofoni; mediante la metodologia d'analisi attiva MASW del segnale registrato dai geofoni, è stato possibile individuare la frequenza, l'ampiezza, la lunghezza d'onda e la velocità di propagazione delle onde sismiche superficiali (principalmente onde di Rayleigh) generate artificialmente.

L'indagine sismica è stata eseguita sul terreno naturale dell'area di studio (Figura 17). Essa ha consentito di determinare gli spessori dei sismostrati e le relative velocità di taglio, permettendo di calcolare un valore di  $V_{s30}$  pari a **384** m/sec, che inserisce il terreno di fondazione all'interno della classe **B** - *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica  $N_{SPT} > 50$  nei terreni a grana grossa, o coesione non drenata  $c_u > 250$  kPa nei terreni a grana fine).*



Profondità da p.c. (m)	Spessore (m)	Velocità onde S (m/sec)
3.7	3.7	170
5.9	2.2	214
12.9	7.0	352
30.0	17.1	655

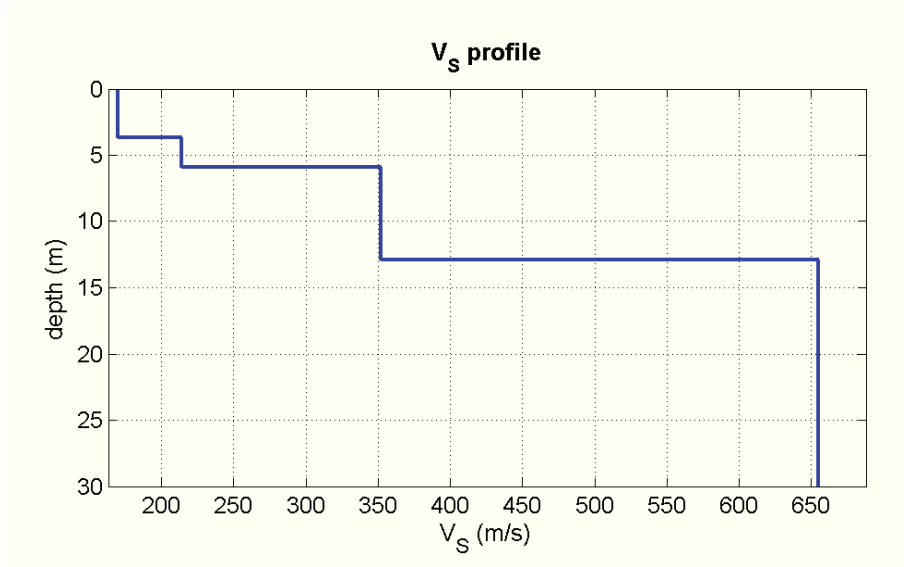
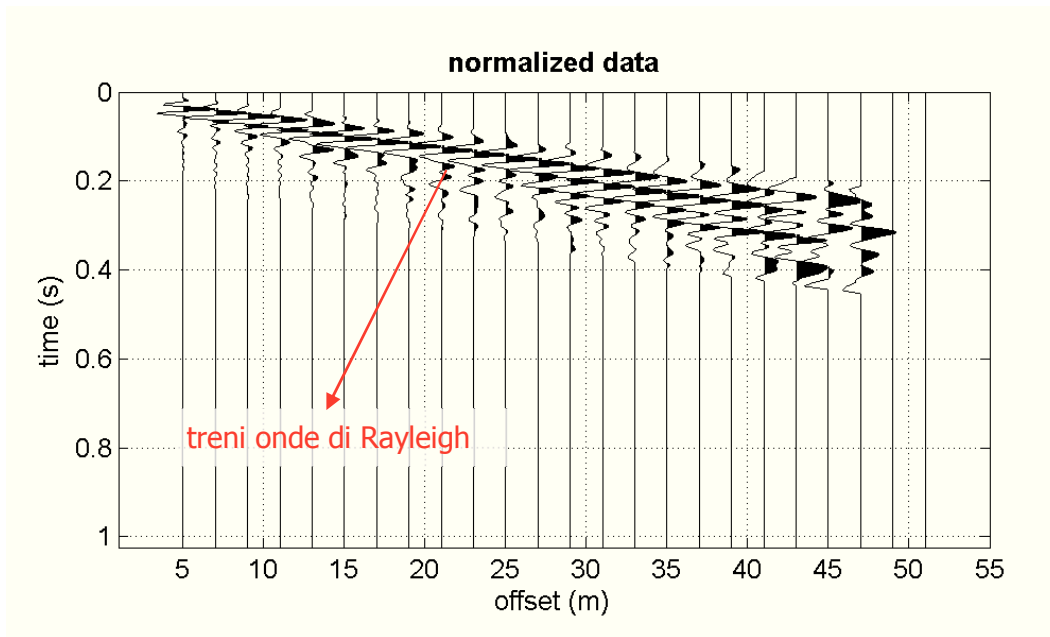


Diagramma velocità Vs/profondità



Sismogramma

Nello studio di microzonazione sismica del Comune di Pavullo n/F., nella Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (Figura 19), l'area d'indagine fa parte di una zona suscettibile di instabilità in corrispondenza di un evento sismico, poiché identificata come una "instabilità di versante quiescente". La frequenza fondamentale di vibrazione del terreno ( $f_0$ ), misurata in corrispondenza della dorsale rocciosa adiacente, a NO, dell'area in esame, è stata misurata pari a 1Hz, con relativa ampiezza del rapporto spettrale pari a 2, ovvero caratteristica di un basso contrasto d'impedenza. Tale misura, però, non può essere assimilabile anche al terreno in cui è prevista la realizzazione dell'impianto sportivo, in quanto caratterizzato dalla presenza di una coltre detritica, in superficie, di origine gravitativa. Per l'area d'indagine, la microzonazione sismica del PSC non ha misurato la  $V_{SH}$ .



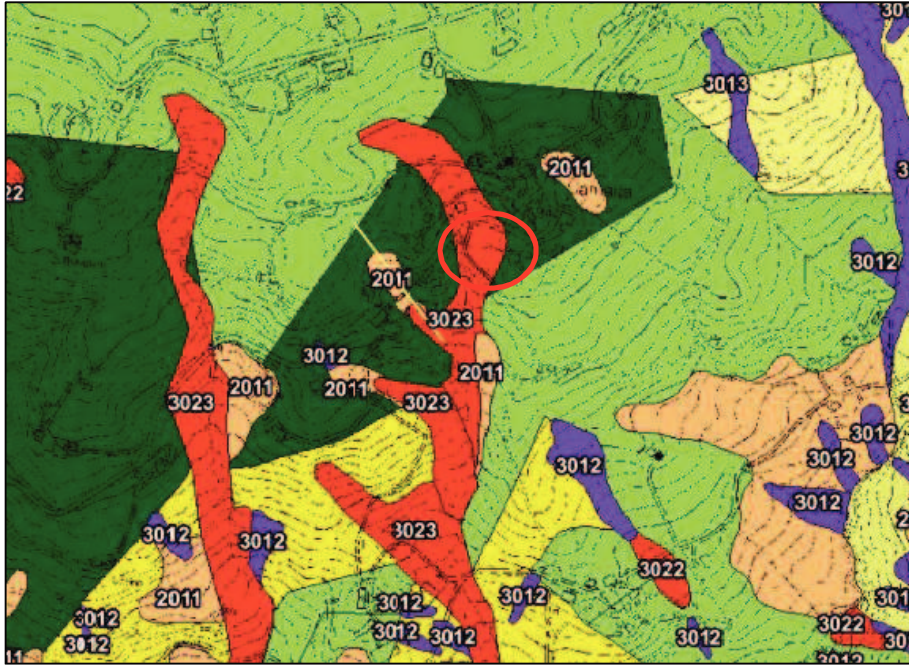


Figura 19 – Stralcio della Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica del PSC di Pavullo n/F. Il cerchio rosso identifica l'area di studio.

## 5. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI BASE

La pericolosità sismica di base è quella componente di pericolosità dovuta alle caratteristiche sismologiche dell'area. Essa fornisce, in termini probabilistici, per una certa regione e per un determinato periodo di tempo, i valori, corrispondenti a prefissate probabilità di eccedenza, dei parametri che descrivono lo scuotimento prodotto dal terremoto. Si riferisce a condizioni ideali di suolo roccioso affiorante e privo di irregolarità morfologiche e fornisce le caratteristiche del terremoto di riferimento atteso al sito.

Tali caratteristiche sono definite<sup>3</sup> quando sono noti l'accelerazione di picco orizzontale ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, entrambi riferiti a condizioni di suolo rigido e superficie topografica orizzontale.

La possibilità di descrivere l'azione sismica in forma di accelerogrammi è ammessa solo a condizione che essi siano compatibili con le predette caratteristiche del moto sismico.

La pericolosità sismica di base è definita secondo una procedura basata sui risultati dello studio dell'INGV, disponibili sul sito web<sup>4</sup> nella sezione "Mappe interattive della pericolosità sismica". In tali mappe, la pericolosità si sgancia dalle divisioni amministrative e viene distribuita sui 10751 nodi, a distanza reciproca non superiore a 10 km, di un reticolo geografico regolare. Ogni nodo è caratterizzato da specifiche curve di pericolosità che definiscono la frequenza media annua di occorrenza di una serie di terremoti caratterizzati da diversi livelli di severità, espressa, ad esempio, in termini di  $a_g$ .

Anche la definizione di spettro elastico (attraverso 3 parametri di controllo) varia da punto a punto del reticolo e in funzione del periodo di ritorno dell'azione sismica.

Dal punto di vista temporale, la pericolosità non è più definita con riferimento ad un singolo valore del *periodo di ritorno*,  $T_R = 475$  anni<sup>5</sup>, ma in corrispondenza di 9 valori, ovvero  $T_R = 30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975$  e  $2475$  anni. Questo coerentemente con un *approccio prestazionale alla progettazione*, basato sull'assunzione che, a fronte di un'azione sismica di intensità variabile e pertanto caratterizzata da un periodo di ritorno variabile, si richiedano alle strutture livelli di prestazione diversi.

I 3 parametri che definiscono la pericolosità sismica di base, in condizioni ideali di sito di riferimento, sono  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*_c$ , rispettivamente definiti come: *accelerazione orizzontale massima del terreno, valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale, periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale*.

Essi sono necessari per la definizione dello spettro di risposta elastico rispetto ad uno specifico periodo di ritorno. Per ogni nodo del reticolo INGV sono forniti i grafici relativi alle curve di pericolosità e gli spettri di risposta a pericolosità uniforme (isoprobabili), corrispondenti alle diverse probabilità di eccedenza in 50 anni.

---

<sup>3</sup> Per una prefissata  $P_{VR}$ .

<sup>4</sup> <http://esse1.mi.ingv.it/>

<sup>5</sup> Considerato internazionalmente come il livello di pericolosità di riferimento per la progettazione di edifici ordinari allo stato limite ultimo.

Si fa notare che, qualora il periodo di ritorno calcolato nell'approccio prestazionale fosse inferiore al valore minimo nello studio di pericolosità sismica dell'INGV (30 anni) o superiore al valore massimo considerato (2475 anni), si porrà pari a 30 anni nel primo caso e pari a 2475 anni nel secondo caso.

### 5.1. Definizione dell'azione sismica di base per l'area di studio

I parametri di pericolosità sismica possono essere automaticamente ricavati, come espresso nella Circolare NTC08, dal software "Azioni sismiche - Spettri di risposta" scaricabile dal sito web<sup>6</sup> del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che effettua le operazioni di interpolazione sia geografica, sia temporale richieste per la valutazione dell'azione sismica. Come risultato, il software restituisce i 9 spettri di risposta elastici delle NTC08 (su roccia) e i 9 spettri a pericolosità uniforme dai quali sono stati derivati, per il sito in questione<sup>7</sup> e per i 9 periodi di ritorno considerati. Si riportano, di seguito, i valori dei parametri di riferimento che definiscono gli spettri di risposta elastici caratteristici del sito in esame per i 9 periodi di ritorno di riferimento (Tabella 5).

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
30	0.057	2.495	0.251
50	0.071	2.483	0.264
72	0.082	2.496	0.270
101	0.093	2.485	0.276
140	0.105	2.488	0.281
201	0.120	2.497	0.286
475	0.161	2.534	0.293
975	0.202	2.543	0.302
2475	0.263	2.583	0.317

Tabella 5 - Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento.

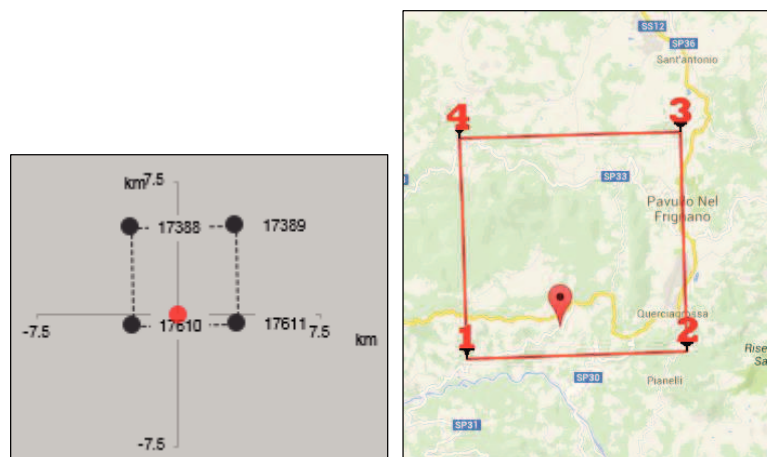


Figura 20 - Coordinate geografiche dei 4 punti della griglia INGV entro i quali ricade il sito in esame e distanza, in km, del sito da essi.

<sup>6</sup> <http://www.cslp.it/>

<sup>7</sup> Coordinate geografiche del sito: (LAT: 44.310432; LONG: 10.795700)

## 5.2. Scelta della strategia di progettazione

L'associazione tra i livelli prestazionale definiti per una data struttura e la severità dello scuotimento sismico dipende dall'importanza dell'opera considerata.

In particolare, le NTC08 prevedono che l'azione sismica sia associata ad un *periodo di riferimento* ( $V_R$ ) dell'opera e ad una prefissata probabilità di eccedenza, cui è abbinato un periodo di ritorno  $T_R$ .  $V_R$  definisce il periodo di osservazione per l'accadimento di terremoti di severità prefissata in base a  $T_R$ , mentre *allo stato limite è associata la probabilità di eccedenza*, durante tale periodo, dell'azione sismica da considerare.

Per ogni tipo di costruzione,  $V_R$  è ottenuto come prodotto della *vita nominale dell'opera* ( $V_N$ ) per il *coefficiente della classe d'uso* ( $C_u$ ) della stessa e non può essere inferiore a 35 anni.

La  $V_N$  è indicata espressamente negli elaborati di progetto e, per il caso in esame risulta essere pari a  **$V_N = 50$  anni**<sup>8</sup>. Essa definisce la durata della vita di progetto della struttura.

Le diverse strutture sono suddivise in *classi d'uso*, sulla base del livello di affollamento tipicamente presente nell'opera e delle possibili conseguenze, in termini sia di vittime, sia di rischi per l'ambiente, derivabili da un eventuale collasso o, comunque, da un'interruzione d'uso. A ciascuna classe d'uso è associato un valore del *coefficiente d'uso*  $C_u$ .

Nel caso in esame, la classe d'uso è la **II**<sup>9</sup>, corrispondente ad un coefficiente d'uso  $C_u$  pari a **1**.

Da qui deriva, per la struttura in esame, un  $V_R$  pari a **50**.

Da un punto di vista prestazionale, la filosofia che sta alla base della definizione degli stati limite prevede che la struttura rimanga operativa, o comunque subisca danni tali da non comprometterne significativamente la resistenza, nel caso di terremoti meno severi e pertanto con una più elevata probabilità di verificarsi nel periodo di riferimento della struttura (superiore al 63%). Per contro, si accettano danni più significativi, sempre però garantendo la salvaguardia della vita degli occupanti, nel caso si verifichi un terremoto più severo, cui è associata una probabilità di occorrenza significativamente più bassa (5-10%) durante il periodo di riferimento dell'opera.

Per questo, ad ogni SL è associata una *probabilità di eccedenza*  $P_{VR}$  che rappresenta la probabilità di accadimento, nel periodo di riferimento  $V_R$ , di almeno un sisma avente periodo di ritorno  $T_R$ :

Stato Limite di Operatività	(SLO) - 81%
Stato Limite di Danno	(SLD) - 63%
Stato Limite di salvaguardia della Vita	(SLV) - 10%

---

<sup>8</sup> Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.

<sup>9</sup> 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 costruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.  $C_u = 1$ .



Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC) - 5%

Identificati  $V_R$  e  $P_{VR}$ , il periodo di ritorno dell'azione sismica, da considerare per l'opera in esame e per i diversi SL, può essere calcolato sulla base della relazione biunivoca riportata di seguito:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})}$$

Dall'equazione di cui sopra si ottengono le relazioni tra il periodo di ritorno e il periodo di riferimento per i 4 SL e i rispettivi parametri d'azione.

Per il sito in esame si riportano di seguito la tabella dei parametri d'azione e gli spettri elastici per i 4 periodi di ritorno e per i 4 SL:

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	30	0.057	2.495	0.251
SLD	50	0.071	2.483	0.264
SLV	475	0.161	2.534	0.293
SLC	975	0.202	2.543	0.302

Tabella 6 - Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento associati a ciascun SL.

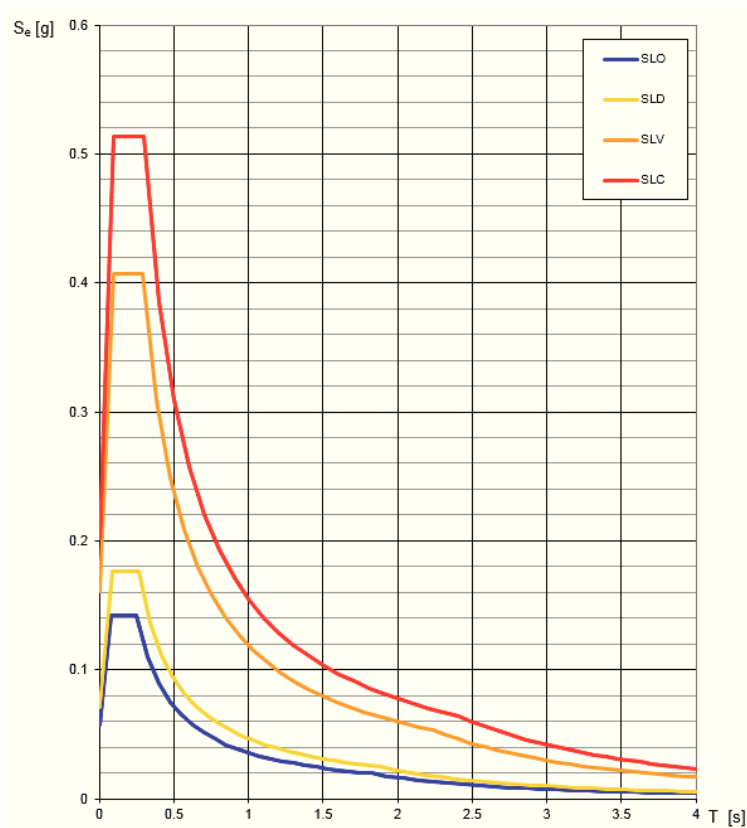


Figura 21 – Spettri di risposta elastica per i 4 Stati Limite

## 6. AZIONE SISMICA DI PROGETTO

L'utilizzo degli spettri di risposta elastici precedentemente descritti corrisponde ad esigere che, durante un terremoto di prefissata severità, la struttura in progetto (o esistente) mantenga un comportamento elastico lineare, evitando in tal modo qualsiasi alterazione della sua integrità. Questa filosofia, evidentemente molto gravosa dal punto di vista economico, viene di fatto utilizzata soltanto nel caso di strutture particolari, il cui danneggiamento anche lieve può provocare conseguenze molto gravi alla società. A parte questi casi di strutture particolari, tipicamente si ammette che, sotto l'azione del terremoto, la struttura possa uscire dal campo elastico e sia in grado di sfruttare le proprie risorse in campo inelastico. In altre parole, è consentito progettare una struttura per un livello di azione sismica più moderata rispetto a quella corrispondente ad un comportamento puramente elastico, ammettendo che, oltre il limite elastico, la struttura abbia un comportamento duttile e dissipativo.

Per *duttilità* si intende la capacità di una struttura di deformarsi anche dopo la plasticizzazione del primo elemento, senza raggiungere la rottura in modo fragile. A parità di duttilità, le strutture possono tuttavia rispondere in modo diverso, in relazione alla loro capacità di dissipare l'energia di deformazione accumulata nei cicli di carico e scarico indotti dal terremoto.

La filosofia delle normative più recenti, incluse le NTC08, è di mirare alla realizzazione di strutture con un prefissato livello di duttilità e con un'opportuna capacità dissipativa, grazie alla quale la struttura sia in grado di esibire riserve di resistenza oltre il limite di plasticizzazione del primo elemento, prima che si formi un meccanismo di collasso controllato, in accordo al criterio di gerarchia delle resistenze. Poiché dunque tali strutture, se correttamente progettate, possono attingere a risorse ulteriori una volta raggiunta la resistenza massima, per le strutture con adeguato comportamento dissipativo, le forze corrispondenti ad una risposta puramente elastica (risultati perciò dall'applicazione dello spettro di risposta elastico) possono essere ridotte.

In particolare, si dividono le ordinate dello spettro di risposta elastico per un coefficiente, detto *fattore di struttura* ( $q$ ), il cui valore dipende dal materiale, dal tipo di sistema strutturale adottato e dal suo grado di iperplasticità.

Nella definizione degli spettri di risposta di progetto, le NTC08 adottano questa filosofia<sup>10</sup>.

Gli spettri di risposta di progetto in accelerazione per le componenti orizzontali, da utilizzare per la verifica degli stati limite ultimi, possono essere pertanto definiti solo qualora il progettista abbia calcolato il *fattore di struttura* ( $q$ ), definito nel capitolo 7 delle NTC08 (punto 7.3.1), per le strutture dissipative.

Per la componente verticale dell'azione sismica, a meno di adeguate analisi giustificative, le NTC08 stabiliscono di utilizzare sempre un fattore di struttura  $q = 1.5$ , per qualunque tipologia strutturale e di materiale. Fanno eccezione i ponti, per i quali si richiede di adottare  $q = 1$ .

---

<sup>10</sup> Le righe di questo capitolo, fino alla presente nota, sono in gran parte state trascritte, integralmente, dalla seguente pubblicazione: C.G. Lai, S. Foti e M. Rota (2009) – Input sismico e stabilità geotecnica dei siti di costruzione. IUSS Press, 312 p.

Per gli stati limite di esercizio, le NTC08 stabiliscono di utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per quelle verticali, gli spettri di progetto elastici riferiti al periodo di ritorno corrispondente a ciascun stato limite. Secondo le NTC08 questo avviene indipendentemente dal fatto che le strutture siano dissipative o non dissipative. Pertanto, nel caso degli stati limite di esercizio la risposta sismica della struttura è affidata esclusivamente alle sue caratteristiche di rigidezza e resistenza.

## 7. EFFETTI DI SITO

### 7.1. Amplificazione stratigrafica

L'influenza del profilo stratigrafico sulla risposta sismica locale può essere valutata in prima approssimazione con riferimento alle categorie di sottosuolo di cui al paragrafo § 3.2.2. delle NTC08. Il moto sismico alla superficie di un sito, associato a ciascuna categoria di sottosuolo, è definito mediante l'accelerazione massima ( $a_{max}$ ) attesa in superficie ed una forma spettrale ancorata ad essa. Il valore di  $a_{max}$  può essere ricavato dalla relazione  $a_{max} = S_s \cdot a_g$  dove  $a_g$  è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido ed  $S_s$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica.

Per categorie speciali di sottosuolo (Tab. 3.2.III - § 3.2.2. delle NTC08), per determinati sistemi geotecnici o se si intende aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante specifiche analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

Tabella 3.2.III – 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.

Tabella 7 - Tab. 3.2.III - § 3.2.2. delle NTC08.

Per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti  $S_s$  e  $C_c$  valgono 1. Per le categorie di sottosuolo **B**, **C**, **D** ed **E** i coefficienti  $S_s$  e  $C_c$  possono essere calcolati, in funzione dei valori di  $F_0$  e  $T^*c$  relativi al sottosuolo di categoria **A**, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.V (§3.2.3.2. delle NTC08), nelle quali  $g$  è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Tabella 3.2.V – Espressioni di  $S_S$  e di  $C_C$

Categoria sottosuolo	$S_S$	$C_C$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 8 - Tab. 3.2.V - § 3.2.3.2. delle NTC08.

Di seguito si riportano i valori del fattore di amplificazione stratigrafica  $S_S$  per il sito in esame, per la categoria di suolo "B" e per ogni Stato Limite, calcolati con l'approccio semplificato consentito dalle NTC08.

COMPONENTE ORIZZONTALE	
Parametri indipendenti	
Stato limite - <b>SLO</b>	
$a_g$	0,057 g
$F_0$	2,495
$T_C^*$	0,251 s
$S_S$	1,2
$C_C$	1,45
$S_T$	1

COMPONENTE ORIZZONTALE	
Parametri indipendenti	
Stato limite - <b>SLD</b>	
$a_g$	0,071 g
$F_0$	2,483
$T_C^*$	0,264 s
$S_S$	1,2
$C_C$	1,436
$S_T$	1

COMPONENTE ORIZZONTALE	
Parametri indipendenti	
Stato limite - <b>SLV</b>	
$a_g$	0,161 g
$F_0$	2,534
$T_C^*$	0,293 s
$S_S$	1,2
$C_C$	1,406
$S_T$	1

COMPONENTE ORIZZONTALE	
Parametri indipendenti	
Stato limite - <b>SLC</b>	
$a_g$	0,202 g
$F_0$	2,543
$T_C^*$	0,302 s
$S_S$	1,194
$C_C$	1,398
$S_T$	1



## 7.2. Amplificazione topografica

Considerando le condizioni topografiche e morfologiche dell'area di studio (inclinazione media della superficie topografica  $< 15^\circ$ ), il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  può essere assunto pari ad **1**, sulla base delle categorie individuate dalle NTC08 (Tabella 9).

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

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

Tabella 9 – Tabelle 3.2.IV e 3.2.VI – NTC08.

## 7.3. Accelerazione massima orizzontale al suolo

La determinazione dell'**accelerazione massima orizzontale al sito**, per i 4 stati limite, sarà data dalla formula:

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g \cdot 9,81$$

e sarà rispettivamente pari a:

SLO:  $0,67 \text{ m/sec}^2$

SLD:  $0,84 \text{ m/sec}^2$

SLV:  $1,90 \text{ m/sec}^2$

SLC:  $2,37 \text{ m/sec}^2$

I **coefficienti sismici orizzontale e verticale**, per il sito in esame, sono dati rispettivamente dalle seguenti formule:

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

dove:  $\beta_s$  è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito ricavabile dalla sottostante tabella:

	<b>Categoria di sottosuolo</b>	
	<b>A</b>	<b>B, C, D, E</b>
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	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

$$K_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

Pertanto, i coefficienti sismici orizzontali e verticali per i 4 stati limite saranno:

<b>Stato limite</b>	<b><math>k_h</math></b>	<b><math>k_v</math></b>
<b>SLO</b>	0,014	$\pm 0,007$
<b>SLD</b>	0,017	$\pm 0,009$
<b>SLV</b>	0,046	$\pm 0,023$
<b>SLC</b>	0,068	$\pm 0,034$

## 8. SINTESI DELL'ANALISI DEI DATI RACCOLTI E CONCLUSIONI

Dall'analisi integrata dei dati scientifici disponibili in bibliografia, delle osservazioni di campagna effettuate durante il sopralluogo e dei dati acquisiti ed elaborati grazie ai sondaggi geognostici eseguiti, è stato possibile caratterizzare il terreno in esame dai punti di vista litostratigrafico, geotecnico e sismico e dare un giudizio sulla fattibilità dell'intervento in progetto.

Giudizio che è risultato essere positivo e che ha permesso di dichiarare la **fattibilità del progetto di realizzazione del campo da calcio a 5 e del relativo edificio da adibire a spogliatoi.**

Dallo studio eseguito emerge come l'area si collochi in una zona a moderata inclinazione topografica, caratterizzata da una morfologia debolmente ondulata dovuta a movimenti di versante superficiali, attualmente privi di evidenze di recente attivazione. Nelle aree circostanti sono presenti edifici risalenti in gran parte agli anni '60-'70 del secolo scorso e, in minor parte, a periodi precedenti, i quali non mostrano alcun evidenza di instabilità statica.

Dall'esame delle indagini penetrometriche dinamiche è stato possibile individuare, nei primi 3-4 m dal piano campagna, terreni a consistenza molto bassa rappresentati, probabilmente, da limi argilloso-sabbiosi di origine colluviale e/o legati a movimenti superficiali di tipologia variabile (colate, scivolamenti roto-traslazionali). A questo spessore più superficiale segue un livello variabile da 1 a 2,2 m, con resistenze superiori al primo strato e rappresentato, probabilmente, da limi sabbiosi, a minor percentuale argillosa, riferibili alla porzione più superficiale del substrato alterato della Formazione di Loiano (LOI). Da circa -4,6 m fino a profondità variabili, l'andamento delle resistenze tocca valori molto alti, indice di un progressivo avvicinamento al livello meno alterato del substrato della Formazione di Loiano. In due verticali (DPSH2 e DPSH4) è stato individuato uno spessore con resistenze bassissime, rispettivamente tra -1,6 e -2,4 m e tra -1,6 e -3,6 m, al cui interno è stata identificata la presenza d'acqua.

Dal punto di vista geotecnico, tutte le quattro prove effettuate hanno evidenziato la presenza, nei primi 4,6 m (in media) di terreni a bassa consistenza, caratterizzati da valori di coesione non drenata molto scarsi e da densità relative e angoli di attrito interno indicativi di terreni sciolti. Da qui fino a circa 6 m i valori di consistenza e addensamento aumentano a livelli mediocri per poi raggiungere livelli buoni nell'ultimo metro precedente il rifiuto. La sola DPSH3 ha raggiunto il rifiuto a soli -3,4 m, registrando, nei metri superficiali, valori di resistenza geomeccanica molto scarsi.

La soggiacenza della falda più superficiale, intercettata solo in corrispondenza delle DPSH2 e DPSH4, si attesta, al momento dell'indagine, a circa -2,6 m dal p.d.c.; poiché la stessa falda non è stata rilevata nelle altre due verticali penetrometriche, si può supporre la presenza di una falda superficiale effimera e discontinua spazialmente.



In generale, dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche è possibile ipotizzare la presenza di una coltre detritica di circa 4/5 m di spessore, sovrastante lo strato di alterazione, più superficiale, della Formazione di Loiano, quest'ultimo di consistenza crescente con la profondità. Lo spessore detritico, in corrispondenza delle DPSH2 e DPSH4, presenta un livello a bassissima consistenza, che potrebbe rappresentare una potenziale superficie di scollamento locale del terreno, da cui possono avere avuto origine fenomeni franosi, superficiali in passato. In corrispondenza dell'area destinata dal progetto all'edificio per spogliatoi, il rifiuto avvenuto già a -3,4 m indica, probabilmente, la presenza di una soglia rocciosa sub-superficiale che giustifica una situazione di relativa stabilità rispetto a quanto riscontrato a monte e, quindi, una estensione limitata dei depositi franosi superficiali, quiescenti, rilevati.

Per la caratterizzazione sismica del terreno sono stati utilizzati i dati ricavati da uno stendimento sismico realizzato in data 09/09/2014 in prossimità dell'area d'indagine, che ha restituito un valore di  $V_{S30}$  pari a **384** m/s, permettendo di assegnare al terreno in esame la categoria di suolo **B** "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{S30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica  $N_{SPT} > 50$  nei terreni a grana grossa, o coesione non drenata  $c_u > 250$  kPa nei terreni a grana fine)".

Sono stati, inoltre, determinati i parametri di pericolosità sismica di base del sito specifico e i parametri d'azione e gli spettri elastici relativi ai quattro stati limite. Infine, sempre per i quattro stati limite, si sono calcolate, attraverso l'approccio semplificato consentito dalle NTC08 (§ 3.2.2), l'amplificazione litostratigrafica e l'accelerazione massima orizzontale attesa al sito ed i rispettivi coefficienti sismici orizzontale e verticale.

In generale, la configurazione litostratigrafia, geotecnica e sismica, in relazione alle caratteristiche costruttive (*qualitative*) dell'edificio per spogliatoi in progetto, rende possibile ipotizzare l'adozione di fondazioni dirette superficiali, il cui dimensionamento strutturale dovrà tener conto dei parametri geotecnici e sismici in questa sede indicati, in relazione alle reali strutture fondali ed ai relativi carichi trasmessi al terreno.

Durante le fasi di scavo ed asportazione del terreno, per la risagomatura del pendio in funzione dell'adeguamento topografico alla superficie del campo da calcio, si dovrà porre particolare attenzione al livello debole individuato dalle prove penetrometriche DPSH2 e DPSH4, potenzialmente saturo d'acqua e con parametri di resistenza geomeccanica molto bassi.

I fronti di scavo dovranno quindi essere aperti in periodi poco piovosi, per porzioni limitate e con deboli inclinazioni; laddove dovrà essere realizzato un muro di sostegno lo stesso dovrà essere dotato a monte di un dreno che intercetti le acque di filtrazione attraverso opportune opere di drenaggio mirate e permanenti, convogliandole nel vicino rio.

Dovrà essere posta particolare attenzione anche nella realizzazione dei riporti, avendo cura di gradonare preventivamente la superficie naturale così da meglio ammorsare il terreno riportato.

Modena, 03/10/2014

Il Tecnico incaricato  
*Dott. Geol. Valeriano Franchi*



# **Allegato 1**

## **Indagini geognostiche Archivio dati geognostici eseguite per questo studio**



---

## PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Cantiere: Camatta Località: Pavullo n/F. (MO) Data: 09/09/2014	
--	--

### Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DPSH TG 63-200 PAGANI

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63.5 Kg
Altezza di caduta libera	0.75 m
Peso sistema di battuta	0.63 Kg
Diametro punta conica	51.00 mm
Area di base punta	20.43 cm <sup>2</sup>
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6.31 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0.40 m
Avanzamento punta	0.20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Coeff. Correlazione	1.47
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	90 °

PROVA ... Nr.1

Strumento utilizzato...  
 Prova eseguita in data  
 Profondità prova  
 Falda non rilevata

DPSH TG 63-200 PAGANI  
 09/09/2014  
 5.80 mt

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Distribuzione normale R.N.C.

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (KPa)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (KPa)
0.20	2	0.855	1.76	2.06	88.06	103.04
0.40	2	0.851	1.75	2.06	87.66	103.04
0.60	2	0.847	1.60	1.89	80.10	94.57
0.80	2	0.843	1.60	1.89	79.75	94.57
1.00	2	0.840	1.59	1.89	79.42	94.57
1.20	1	0.836	0.79	0.95	39.54	47.28
1.40	2	0.833	1.58	1.89	78.76	94.57
1.60	1	0.830	0.72	0.87	36.25	43.69
1.80	3	0.826	2.17	2.62	108.31	131.08
2.00	2	0.823	1.44	1.75	71.93	87.39
2.20	2	0.820	1.43	1.75	71.67	87.39
2.40	2	0.817	1.43	1.75	71.41	87.39
2.60	1	0.814	0.66	0.81	33.06	40.61
2.80	4	0.811	2.64	3.25	131.80	162.43
3.00	1	0.809	0.66	0.81	32.84	40.61
3.20	5	0.806	3.27	4.06	163.65	203.04
3.40	8	0.803	5.22	6.50	261.00	324.86
3.60	5	0.801	3.04	3.79	151.88	189.65
3.80	9	0.798	5.45	6.83	272.55	341.37
4.00	6	0.796	3.62	4.55	181.16	227.58
4.20	6	0.794	3.61	4.55	180.63	227.58
4.40	17	0.741	9.56	12.90	478.08	644.81
4.60	15	0.739	7.89	10.67	394.57	533.75
4.80	10	0.787	5.60	7.12	280.07	355.83
5.00	9	0.785	5.03	6.40	251.40	320.25
5.20	9	0.783	5.02	6.40	250.76	320.25
5.40	7	0.781	3.89	4.98	194.54	249.08
5.60	31	0.629	13.07	20.78	653.55	1038.81
5.80	31	0.627	13.03	20.78	651.62	1038.81

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Mpa)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (KN/m³)	Peso unità di volume saturo (KN/m³)	Tensione efficace (KPa)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
3	0.66	0.44	Incoerente - coesivo	0	14.51	18.04	21.77	1.47	0.97	Strato
4.2	4.03	1.61	Incoerente - coesivo	0	17.75	18.53	54.18	1.47	5.92	Strato
4.8	9.16	2.36	Incoerente - coesivo	0	20.01	21.97	70.83	1.47	13.47	Strato
5.4	6.78	1.68	Incoerente - coesivo	0	19.32	21.28	82.63	1.47	9.97	Strato
5.8	31	3.96	Incoerente	0	21.77	24.52	92.78	1.47	45.57	Strato

PROVA ... Nr.2

Strumento utilizzato...  
Prova eseguita in data  
Profondità prova  
Falda rilevata: -2,6 m

DPSH TG 63-200 PAGANI  
09/09/2014  
8.00 mt

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Distribuzione normale R.N.C.

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (KPa)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (KPa)
0.20	1	0.855	0.88	1.03	44.03	51.52
0.40	2	0.851	1.75	2.06	87.66	103.04
0.60	1	0.847	0.80	0.95	40.05	47.28
0.80	4	0.843	3.19	3.78	159.51	189.14
1.00	3	0.840	2.38	2.84	119.12	141.85
1.20	3	0.836	2.37	2.84	118.63	141.85
1.40	2	0.833	1.58	1.89	78.76	94.57
1.60	3	0.830	2.17	2.62	108.74	131.08
1.80	1	0.826	0.72	0.87	36.10	43.69
2.00	1	0.823	0.72	0.87	35.97	43.69
2.20	1	0.820	0.72	0.87	35.83	43.69
2.40	1	0.817	0.71	0.87	35.70	43.69
2.60	2	0.814	1.32	1.62	66.13	81.22
2.80	7	0.811	4.61	5.69	230.65	284.25
3.00	3	0.809	1.97	2.44	98.52	121.82
3.20	4	0.806	2.62	3.25	130.92	162.43
3.40	3	0.803	1.96	2.44	97.87	121.82
3.60	2	0.801	1.22	1.52	60.75	75.86
3.80	7	0.798	4.24	5.31	211.99	265.51
4.00	8	0.796	4.83	6.07	241.54	303.44
4.20	5	0.794	3.01	3.79	150.52	189.65
4.40	5	0.791	3.00	3.79	150.09	189.65
4.60	5	0.789	2.81	3.56	140.42	177.92
4.80	5	0.787	2.80	3.56	140.04	177.92
5.00	5	0.785	2.79	3.56	139.67	177.92
5.20	5	0.783	2.79	3.56	139.31	177.92
5.40	6	0.781	3.34	4.27	166.75	213.50
5.60	4	0.779	2.09	2.68	104.43	134.04
5.80	4	0.777	2.08	2.68	104.19	134.04
6.00	8	0.775	4.16	5.36	207.89	268.08
6.20	12	0.774	6.22	8.04	311.13	402.12
6.40	5	0.772	2.59	3.35	129.35	167.55
6.60	5	0.770	2.44	3.17	121.97	158.32
6.80	13	0.719	5.92	8.23	295.87	411.64
7.00	8	0.767	3.89	5.07	194.34	253.32
7.20	10	0.766	4.85	6.33	242.44	316.65
7.40	14	0.714	6.33	8.87	316.59	443.31
7.60	21	0.663	8.35	12.61	417.68	630.26
7.80	21	0.661	8.34	12.61	416.79	630.26
8.00	29	0.660	11.49	17.41	574.36	870.36



Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Mpa)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (KN/m <sup>3</sup> )	Peso unità di volume saturo (KN/m <sup>3</sup> )	Tensione efficace (KPa)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
0.6	0.56	0.57	Coesivo	0	14.42	18.04	4.33	1.47	0.82	Strato
1.6	1.96	1.7	Incoerente - coesivo	0	15.0	18.14	16.15	1.47	2.88	Strato
2.6	0.54	0.31	Incoerente - coesivo	0	14.32	18.04	30.81	1.47	0.79	Strato
3.6	0.97	-0.01	Incoerente - coesivo	0	14.91	18.14	40.52	1.47	1.43	Strato
4	6.68	2.6	Incoerente - coesivo	0	19.22	21.18	44.96	1.47	9.82	Strato
5.4	4.57	1.33	Incoerente - coesivo	0	18.14	18.53	52.67	1.47	6.72	Strato
5.8	4	0.51	Incoerente - coesivo	0	17.75	18.53	60.1	1.47	5.88	Strato
6.2	6.71	0.36	Incoerente - coesivo	0	19.22	21.18	63.57	1.47	9.86	Strato
6.6	5	0.39	Incoerente - coesivo	0	18.34	18.63	67.16	1.47	7.35	Strato
7.4	7.33	-0.71	Incoerente - coesivo	0	19.52	21.48	72.75	1.47	10.78	Strato
8	17.46	-2.55	Incoerente	0	19.61	23.54	79.58	1.47	25.67	Strato

PROVA ... Nr.3

Strumento utilizzato...  
 Prova eseguita in data  
 Profondità prova  
 Falda non rilevata

DPSH TG 63-200 PAGANI  
 09/09/2014  
 3.40 mt

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Distribuzione normale R.N.C.

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (KPa)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (KPa)
0.20	2	0.855	1.76	2.06	88.06	103.04
0.40	2	0.851	1.75	2.06	87.66	103.04
0.60	2	0.847	1.60	1.89	80.10	94.57
0.80	4	0.843	3.19	3.78	159.51	189.14
1.00	4	0.840	3.18	3.78	158.83	189.14
1.20	2	0.836	1.58	1.89	79.09	94.57
1.40	2	0.833	1.58	1.89	78.76	94.57
1.60	2	0.830	1.45	1.75	72.49	87.39
1.80	3	0.826	2.17	2.62	108.31	131.08
2.00	2	0.823	1.44	1.75	71.93	87.39
2.20	3	0.820	2.15	2.62	107.50	131.08
2.40	2	0.817	1.43	1.75	71.41	87.39
2.60	2	0.814	1.32	1.62	66.13	81.22
2.80	6	0.811	3.95	4.87	197.70	243.65
3.00	4	0.809	2.63	3.25	131.35	162.43
3.20	5	0.806	3.27	4.06	163.65	203.04
3.40	4	0.803	2.61	3.25	130.50	162.43

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Mpa)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (KN/m³)	Peso unità di volume saturo (KN/m³)	Tensione efficace (KPa)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
2.6	1.23	0.9999999	Incoerente - coesivo	0	15.2	18.14	19.76	1.47	1.81	Strato
3.4	3.39	1.85	Incoerente - coesivo	0	17.26	18.44	46.42	1.47	4.98	Strato

PROVA ... Nr.4

Strumento utilizzato...  
 Prova eseguita in data  
 Profondità prova  
 Falda rilevata: -2,6 m

DPSH TG 63-200 PAGANI  
 09/09/2014  
 6.80 mt

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Distribuzione normale R.N.C.

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (KPa)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (KPa)
0.20	0	0.855	0.00	0.00	0.00	0.00
0.40	4	0.851	3.51	4.12	175.33	206.08
0.60	3	0.847	2.40	2.84	120.15	141.85
0.80	2	0.843	1.60	1.89	79.75	94.57
1.00	2	0.840	1.59	1.89	79.42	94.57
1.20	1	0.836	0.79	0.95	39.54	47.28
1.40	2	0.833	1.58	1.89	78.76	94.57
1.60	1	0.830	0.72	0.87	36.25	43.69
1.80	1	0.826	0.72	0.87	36.10	43.69
2.00	1	0.823	0.72	0.87	35.97	43.69
2.20	1	0.820	0.72	0.87	35.83	43.69
2.40	1	0.817	0.71	0.87	35.70	43.69
2.60	1	0.814	0.66	0.81	33.06	40.61
2.80	1	0.811	0.66	0.81	32.95	40.61
3.00	1	0.809	0.66	0.81	32.84	40.61
3.20	1	0.806	0.65	0.81	32.73	40.61
3.40	1	0.803	0.65	0.81	32.62	40.61
3.60	1	0.801	0.61	0.76	30.38	37.93
3.80	3	0.798	1.82	2.28	90.85	113.79
4.00	3	0.796	1.81	2.28	90.58	113.79
4.20	3	0.794	1.81	2.28	90.31	113.79
4.40	4	0.791	2.40	3.03	120.08	151.72
4.60	3	0.789	1.69	2.13	84.25	106.75
4.80	6	0.787	3.36	4.27	168.04	213.50
5.00	7	0.785	3.91	4.98	195.53	249.08
5.20	7	0.783	3.90	4.98	195.03	249.08
5.40	8	0.781	4.45	5.69	222.34	284.66
5.60	6	0.779	3.13	4.02	156.65	201.06
5.80	8	0.777	4.17	5.36	208.37	268.08
6.00	12	0.775	6.24	8.04	311.83	402.12
6.20	15	0.724	7.28	10.05	363.78	502.65
6.40	27	0.672	12.16	18.10	608.02	904.77
6.60	17	0.720	7.76	10.77	387.77	538.30
6.80	24	0.669	10.16	15.20	508.22	759.96

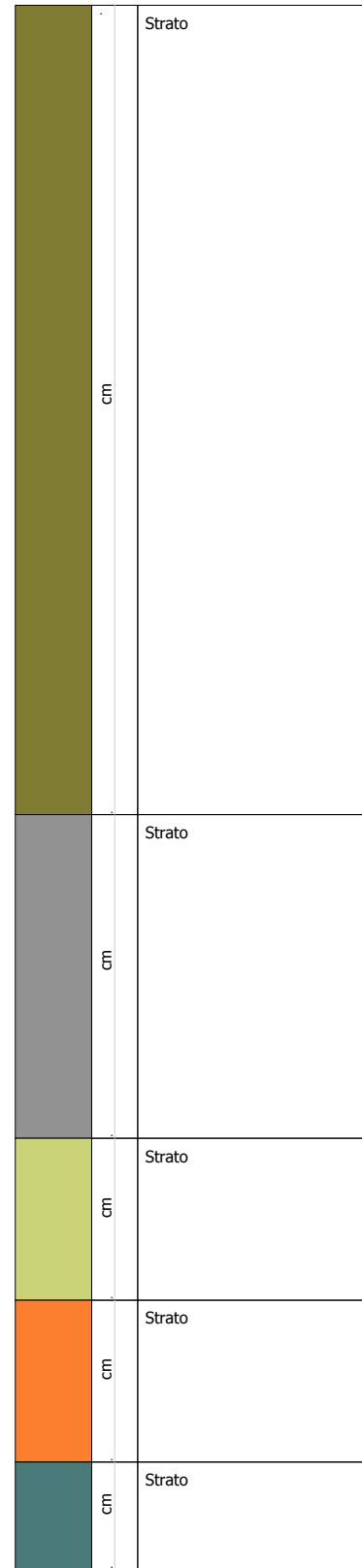
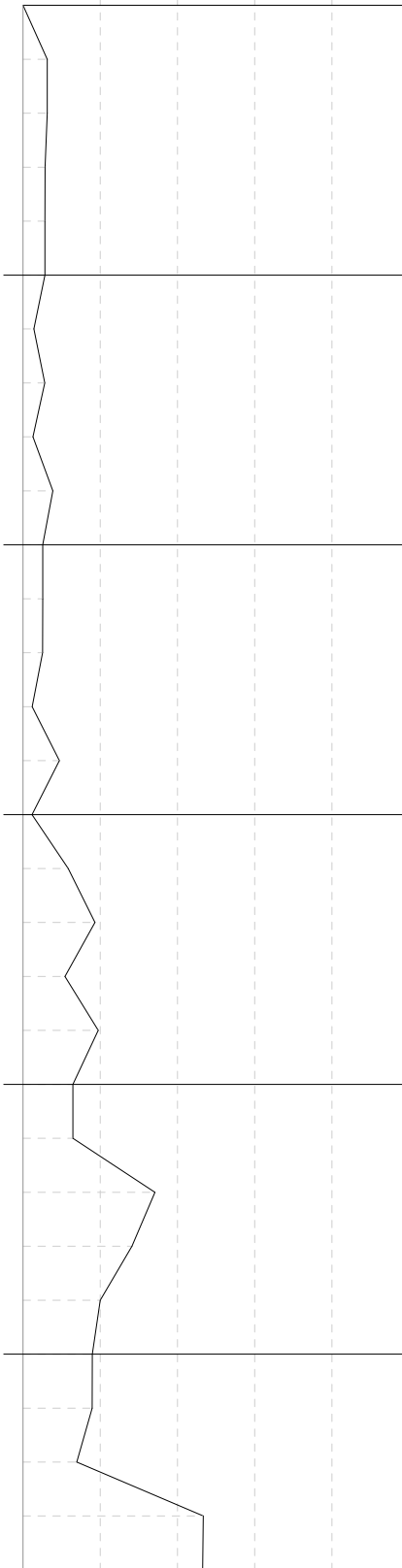
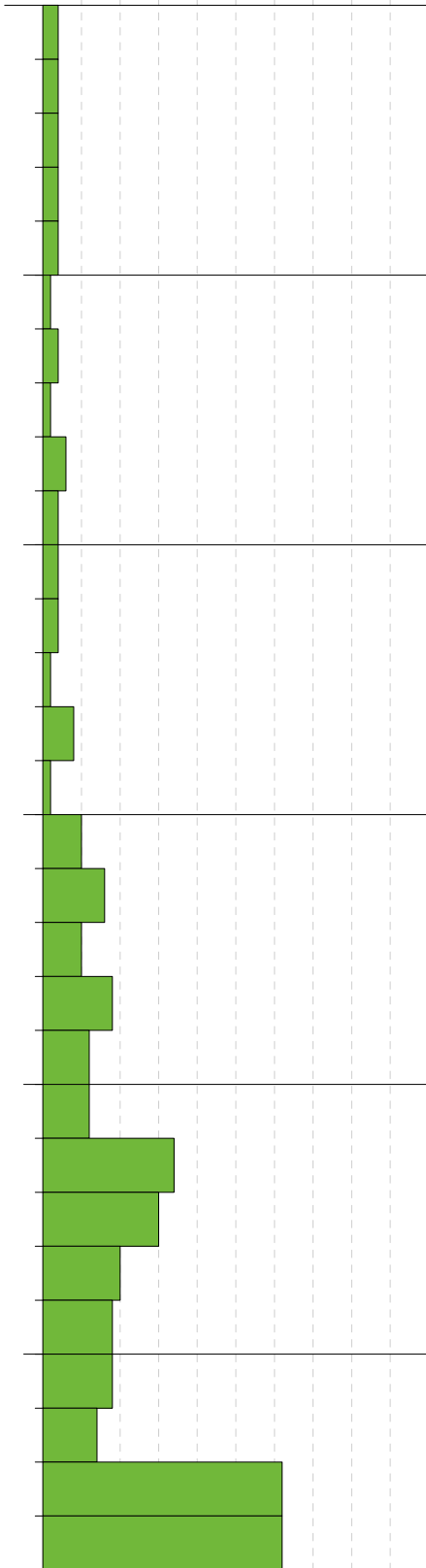
Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Mpa)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (KN/m³)	Peso unità di volume saturo (KN/m³)	Tensione efficace (KPa)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
1	0.02	-0.04	Coesivo	0	13.73	18.04	6.86	1.47	0.03	Strato
3.6	0.64	0.42	Incoerente - coesivo	0	14.51	18.04	32.59	1.47	0.94	Strato
4.6	2.54	0.9299999	Incoerente - coesivo	0	16.48	18.34	49.45	1.47	3.73	Strato
5.8	5.66	1.16	Incoerente - coesivo	0	18.73	20.59	60.18	1.47	8.32	Strato
6.8	9.75	-1.79	Incoerente - coesivo	0	20.2	22.26	72.88	1.47	14.33	Strato



mero di colpi penetra ione p nta

Rpd ( pa)

nterpreta ione Stratigrafica



ott. eol. Valeriano ranchi  
 V.le ad ti in erra.  
 odena  
 el

PR V P R R r.  
 Str mento tili ato... PS P

ommittente  
 antiere  
 ocalità

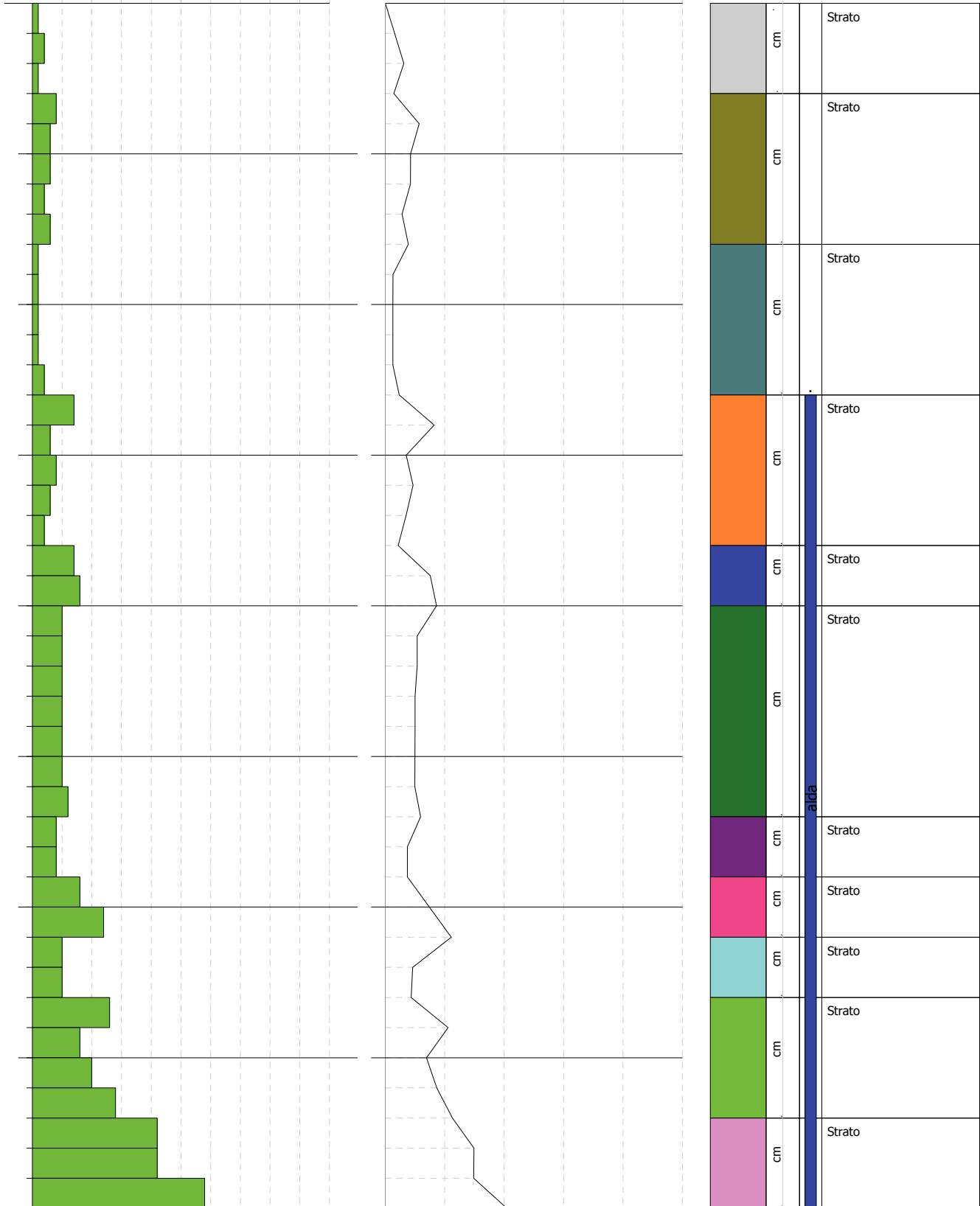
ata / /

Scala

mero di colpi penetra ione p nta

Rpd ( pa)

nterpreta ione Stratigrafica



S R

S R

ott. eol. Valeriano ranchi  
V.le ad ti in erra.  
odena  
el

PR V P R R r.  
Str mento tili ato... PS P

ommittente  
antiere  
ocalità

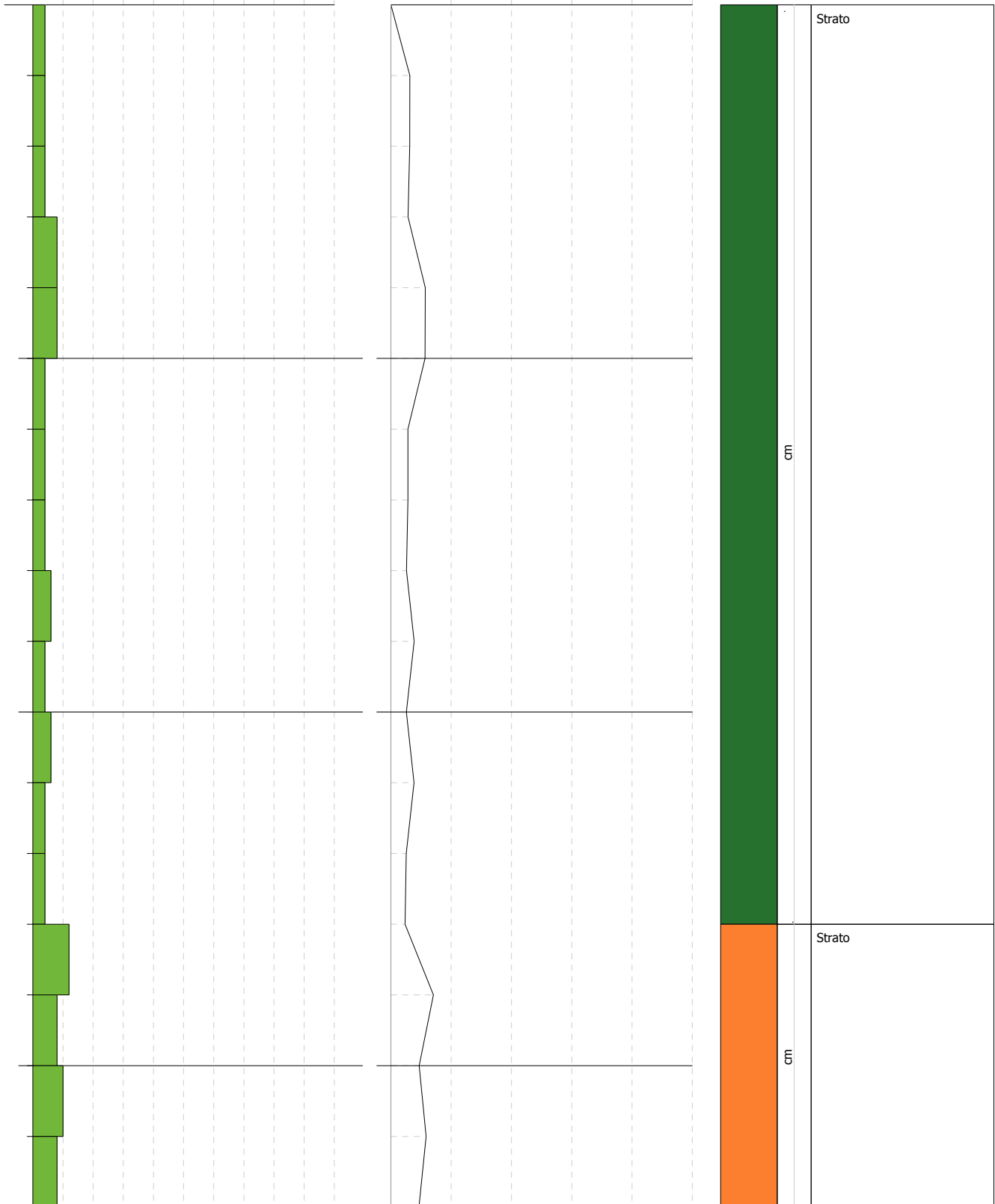
ata / /

Scala

mero di colpi penetra ione p nta

Rpd ( pa)

nterpreta ione Stratigrafica



ott. eol. Valeriano ranchi  
 V.le ad ti in erra.  
 odena  
 el

PR V P R R r.  
 Str mento tili ato... PS P

ommittente  
 antiere  
 ocalità

ata / /

Scala

mero di colpi penetra ione p nta

Rpd ( pa)

nterpreta ione Stratigrafica

