



APEA APS1

Analisi Ambientale Iniziale

Allegato C1

(Studio Geologico-Sismico, Studio MaC, 2020)

SOMMARIO:

1. PREMESSA	3
2. UBICAZIONE OPERA IN PROGETTO.....	4
PARTE I – STUDIO GEOLOGICO	5
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E DESCRIZIONE DELLE FORMAZIONI PRESENTI NELL'AREA DI STUDIO	6
4. IDROGEOLOGIA	9
5. ASSETTO MORFOLOGICO, IDROGRAFICO E LITOSTRATIGRAFICO LOCALE.....	12
6. INDAGINI GEOGNOSTICHE (Sondaggio a carotaggio continuo – Allegato 1)	14
7. INDAGINI GEOGNOSTICHE (Prove penetrometriche C.P.T. – Allegato 2).....	17
8. CARATTERISTICHE LITOSTRATIMETRICHE E GEOMECCANICHE DEI TERRENI ATTRAVERSATI.....	18
Modello geomeccanico e litostratimetrico	18
PARTE II – STUDIO SISMICO	20
9. DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITA' DI BASE E DEGLI EVENTI DI RIFERIMENTO	20
Zonizzazione sismogenetica.....	20
Sismicità del territorio	21
Classificazione sismica comunale	23
10. AZIONE SISMICA.....	25
Premessa.....	25
Parametri di riferimento rigido orizzontale	25
Risposta sismica locale – EFFETTO DI SITO –.....	28
Parametri di classificazione e determinazione delle categorie di sottosuolo.....	28
Condizioni topografiche.....	29
INDAGINE GEOFISICA MEDIANTE TECNICA “MASW”	30
Caratteristiche generali dell'indagine.....	30
Strumentazione impiegata	30
Azione sismica e spettri di risposta elastici in accelerazione	33
Spettri di progetto.....	33
11. SINTESI DEGLI STUDI DI MICROZONAZIONE SISMICA DI III° LIVELLO – COMUNE DI SORBOLO MEZZANI.....	34
12. DETERMINAZIONE PRELIMINARE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	35
PARTE III – STUDIO GEOTECNICO PRELIMINARE	39
13. CALCOLO PRELIMINARE DELLA CAPACITA' PORTANTE	39
14. DETERMINAZIONE PRELIMINARE DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO.....	42
<i>Valutazione teorica del coefficiente di sottofondo – Metodo di Terzaghi</i>	42
<i>Valutazione teorica del coefficiente di sottofondo in condizioni statiche – Metodo di Bowles</i>	43
13. CONCLUSIONI	44
Studio geologico.....	44
Studio sismico	46
Studio geotecnico preliminare	47

Tavole ed Allegati

TAVOLA I	Stralcio Carta Topografica Regionale	1:25.000 (modificata)
TAVOLA II	Stralcio Carta Topografica Regionale	1:5.000 (modificata)
TAVOLA III	Stralcio planimetria Catastale	1:2.000 (modificata)
TAVOLA III bis	Sintesi degli elementi di progetto	
TAVOLA IV	Stralcio Carta Geologica d'Italia	1:100.000 (modificata)
TAVOLA IV bis	Stralcio Carta Geologica Regione Emilia Romagna	1:10.000 (modificata)
TAVOLA V	Stralcio Carta PSC del Comune di Sorbolo	1:10.000 (modificata)
TAVOLA VI	Stralcio Carta POC del Comune di Sorbolo	1:2.000 (modificata)
TAVOLA VII	Stralcio Carta Piano Infraregionale delle Attività Estrattive della Regione Emilia Romagna	1:25.000 (modificata)
TAVOLA VIII	Stralcio Carta P.T.C.P. – Tutela ambientale, paesistica e storico-culturale	1:25.000 (modificata)
TAVOLA IX	Stralcio Carta Geologico – Tecnica	1:10.000 (modificata)
TAVOLA X	Stralcio Carta del Piano di gestione del rischio alluvioni - Esondazioni	1:25.000 (modificata)
TAVOLA X bis	Stralcio Carta del Piano di gestione del rischio alluvioni - Rischio	1:25.000 (modificata)
TAVOLA XI	Stralcio Carta delle indagini	1:10.000 (modificata)
TAVOLA XII	Stralcio Carta frequenza naturale dei terreni	1:10.000 (modificata)
TAVOLA XIII	Stralcio Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS)	1:10.000 (modificata)
TAVOLA XIV	Stralcio Carta velocità delle onde di taglio S	1:10.000 (modificata)
TAVOLA XV	Stralcio Carta della microzonazione sismica (FA_PGA)	1:10.000 (modificata)
TAVOLA XVI	Stralcio Carta della microzonazione sismica (FA_IS 0.1 – 0.5 s)	1:10.000 (modificata)
TAVOLA XVII	Stralcio Carta della microzonazione sismica (FA_IS 0.5 – 1.0 s)	1:10.000 (modificata)
TAVOLA XVIII	Stralcio ripresa aereofotogrammetrica	
TAVOLA XIX	Pericolosità sismica locale	
TABELLA I	Fondazioni Superficiali (Terzaghi) – Prof. imposta 2.50 metri	
TABELLA II	Fondazioni Superficiali (Meyerhof) - Prof. imposta 2.50 metri	
TABELLA III	Fondazioni superficiali (Brinch-Hansen) carichi eccentrici, inclinati, coeff. sismico - Prof. imposta 2.50 metri	
TEBELLA IV	Calcolo del coefficiente di sottofondazione	
Allegato 1	Prove penetrometriche statiche CPT	
Allegato 2	Documentazione fotografica	

1. PREMESSA

Su incarico della Ditta SANI Trasporti s.r.l. è stata effettuata un'indagine geologico-tecnica atta a connotare le condizioni "geologiche" zonali nonché le condizioni stratimeccaniche e di rischio sismico di interesse, al fine di supportare la predisposizione del PUA (Progetto Urbanistico Attuativo) in variante al POC (Piano Operativo Comunale) previsto per l'area ricompresa nell'APEA – APS1.2 in località Bogolese, nel Comune di Sorbolo-Mezzani (PR).

Lo studio è stato redatto in accordo con i progettisti dell'intervento urbanistico – Collettivo Urbanistica – con l'Arch. Luca Pagliettini, l'Arch. Gianfranco Pagliettini e la collaborazione del Geom. Pietro Mazzoni.

Normativa di riferimento:

- D.M. LL.PP. 11/03/88 – “Norme Tecniche riguardanti le indagini...” G.U. Rep. Ita. N° 127 del 1/06/88;
- Circ LL.PP. n° 30483 del 24/09/1988 "Istruzione per l'applicazione del D.M. 11-03-1988";
- D.M. LL.PP. 16/01/96 – “Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche” G.U. Rep. Ita. N° 29 del 5/02/96;
- L.R. Regione Emilia Romagna n°20/2000 e successive modifiche ed integrazioni;
- D.P.C.M. n° 3274 del 20/02/03 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica ...” G.U. Rep. Ita. N° 252 del 29/10/03;
- Linee Guida AGI, 2005 (ed. provv.) – “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica” del marzo 2005;
- Del. di Giunta Regionale n. 1677/2005;
- Ass. Lgs. Regione Emilia-Romagna – Oggetto 2131 – Approvazione atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, comma 1, della L.R. 20/2000 “Disciplina ...” in merito a “Indirizzi per gli studi ... territoriale ed urbanistica” (Proposta della giunta regionale in data 10 gennaio 2007, n°1)
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale – Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007.
- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018, recante “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circ 21 gennaio 2019 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;

Lo studio, come anzi detto, verrà articolato in tre distinte parti (ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni):

1. lo **studio geologico (caratterizzazione e modellazione geologica del sito)**, volto a definire:
 - la caratterizzazione morfologica della zona, i lineamenti geomorfologici e la loro tendenza evolutiva, i caratteri litologici, stratigrafici e strutturali, il grado di alterazione, la degradabilità dei terreni e la pericolosità geologica del territorio;
 - lo schema idrologico definendo la posizione e le caratteristiche delle eventuali falde idriche presenti;
 - le proprietà fisico-meccaniche dei principali tipi di terreno presenti (mediante l'individuazione di unità geologico-tecnico locali);

2. lo **studio sismico**, volto a definire:
 - i parametri sismici di riferimento per il sito;
 - la categoria sismica del suolo di fondazione;
 - la stima dell'azione sismica di progetto e della pericolosità sismica del sito (definita sulla base degli spettri di risposta elastici e dei valori di accelerazione massima attesa) per i diversi stati limite prescritti dalla vigente normativa;
3. lo **studio geotecnico preliminare (metodo alle tensioni ammissibili)**, atto a costituire solo un riferimento per il progettista strutturale al fine di poter inquadrare il contesto indagato secondo le metodologie precedentemente utilizzate, definendo gli eventuali problemi geotecnici emersi, permettendo la programmazione di ulteriori indagini.

Tali studi, realizzati sulla scorta delle informazioni preliminari ipotizzabili circa le strutture in ambito di progetto (tipologia, dimensioni, stima dei carichi di progetto), a compendio delle conoscenze e dell'esperienza del Geologo, forniranno:

- la stima preliminare del carico limite;
- la stima del valore del coefficiente di sottofondo;
- la stima preliminare del potenziale di liquefazione.

La relazione geotecnica e le verifiche di sicurezza nei confronti dei vari stati limite (metodo semibrobabilistico dei coefficienti parziali) verranno prodotte in conformità a quanto previsto dalle NTC '18, a seguito della definizione dei valori di progetto dell'effetto delle azioni (Ed), valutato in base ai valori di progetto nelle varie combinazioni di carico e definite dal progettista strutturale.

Si è provveduto all'esecuzione della seguente relazione nel mese di agosto/settembre 2020.

2. UBICAZIONE OPERA IN PROGETTO

L'area di studio è ubicata a sud ovest dell'abitato di Sorbolo, nella fascia immediatamente a nord della zona industriale di Bogolese. L'area in oggetto si colloca in un contesto urbano periferico, a confine con terreni agricoli e posto ad un'altezza di circa 32 metri s.l.m., in un contesto morfologico sub pianeggiante, caratterizzato da una blanda pendenza degradante verso nord, nord est. (Coord. UTM N 4.965.695 E 611.146 Lat. 44.835617° - Lon.10,409550° Tavola I, II e XX).

L'area è censita al Nuovo Catasto Terreni del Comune di Sorbolo Mezzani, Sez. A "Sorbolo" al Foglio 37 Mappali 173, 175, 177, 181, 183, 257, 367, 368, 369, 370, 371, 376, 377, 378, 379, 380, 381, 397, 398, 400 (Tavola III).

Come anzi detto il presente studio è stato realizzato a corredo degli studi la predisposizione del PUA (Progetto Urbanistico Attuativo) in variante al POC (Piano Operativo Comunale), esteso su di un'area di circa 12 ettari.

PARTE I – STUDIO GEOLOGICO

Dopo una fase preliminare che ha permesso l'inquadramento geologico e la caratterizzazione geomorfologica dei terreni, si è proceduto alla caratterizzazione dei suoli mediante la realizzazione di indagini geognostiche. In accordo con il responsabile del procedimento ed in relazione alle conoscenze acquisite al contorno, si è provveduto alla realizzazione di tre prove penetrometriche di tipo statiche (CPT).

Le indagini sono state spinte fino ad una profondità massima di circa 9.80/12.00 metri dal piano campagna (Tavola III). L'area di studio risulta comunque ben conosciuta, grazie agli studi realizzati dalla Ditta GeoStudi s.r.l., nel giugno del 2007, propedeutici all'APEA ed agli studi realizzati dallo scrivente per il sub ambito denominato APS 1.1 situato poco più ad est, nella medesima località. Nel corso delle precedenti campagne geognostiche sono state realizzate differenti tipologie di indagine, sia dirette mediante sondaggio a carotaggio e prove penetrometriche, sia indirette con prospezione geoelettrica con metodo tomografico e sismica con metodo MASW.

In aggiunta a tali indagini si è provveduto alla realizzazione di ulteriori prove penetrometriche sito specifiche ed all'esecuzione di indagini geofisiche mediante tecnica MASW, al fine di ottenere una stratigrafia interpretativa fino alla quota di 30 metri dall'attuale piano di campagna, per caratterizzare il "sito" in accordo con quanto previsto dal D.P.C.M. 3274 e dalle "Norme tecniche per le costruzioni" – DM. 17/01/2018.

Un più ampio inquadramento del comparto dal punto di vista sismico, è stato possibile grazie all'analisi degli studi di micro-zonazione sismica di terzo livello disponibili per il territorio del Comune di Sorbolo-Mezzani.

Ulteriori approfondimenti dovranno prevedersi per la fase esecutiva delle opere realizzando studi geologico-tecnici di dettaglio per la caratterizzazione dei terreni di fondazione in rapporto alle sollecitazioni trasmesse da ogni singolo edificio previsto nel comparto (PdC Permessi di Costruire)

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E DESCRIZIONE DELLE FORMAZIONI PRESENTI NELL'AREA DI STUDIO

L'Appennino Settentrionale risulta dalla sovrapposizione tettonica di due grandi insiemi, diversi per litologia, struttura ed origine paleogeografica: un Insieme Esterno Umbro-Toscano ed un insieme Interno Ligure-Emiliano.

L'insieme Esterno è costituito essenzialmente da uno zoccolo continentale appartenente alla Placca Apula su cui poggiano, anche se scollate e deformate, le successioni mesozoico-terziarie che ne rappresentano l'originale copertura sedimentaria.

L'Insieme Interno consta di una serie di unità tettoniche che, per la presenza di ofioliti (rocce ignee tipiche della litosfera oceanica) si sono invece originate in un oceano estendendosi eventualmente anche sulla parte più assottigliata dei margini continentali adiacenti. Queste unità hanno comunque abbandonato il loro substrato originario che è scomparso in subduzione, per sovrascorrere da ovest verso est (vergenza appenninica) sull'Insieme Esterno, che ha avuto ruolo di avanpaese, costituendo perciò una coltre alloctona.

L'insieme Interno comprende due domini detti rispettivamente Ligure Interno e Ligure Esterno (Liguridi), separati da un contatto tettonico lungo il quale il primo si accavalla sul secondo, poggiando per il resto anche sulla Falda Toscana con la sola interposizione dell'Unità di Canetolo. Pur essendo entrambe caratterizzati dalla presenza di ofioliti, queste assumono un differente significato. Mentre nelle Liguridi Interne hanno caratteristiche sicuramente oceaniche (le maggiori masse ofiolitiche si trovano ancora in posizione primaria alla base della successione sedimentaria) nelle Liguridi Esterne non si conoscono ofioliti che costituiscano sicuramente la base della successione, ma compaiono invece come masse scivolte in gran parte nel bacino di sedimentazione ligure del Cretacico superiore e pertanto intercalate in quei sedimenti. Tali depositi rimaneggiati sono un indizio della vicinanza di un rilievo oceanico tettonicamente attivo situato verosimilmente fra Ligure Interno ed Esterno. A questo rilievo ipotetico (Cretacico superiore) che avrebbe in qualche modo separato i due domini è stato dato il nome di "Ruga del Bracco".

Il Dominio Ligure Esterno comprende esclusivamente unità alloctone che hanno abbandonato il loro substrato originario e risultano abitualmente distinti nei *Complessi di base* di età per lo più compresa tra l'Albiano ed il Campaniano inferiore e delle formazioni torbiditiche a dominante calcarea conosciute come flysch ad elmintoidi (Campaniano-Paleocene). Questi nella sola fascia esterna sono seguite da altri flysch anch'essi calcarei, di età paleocenico-eocenica.

L'area oggetto di studio ricade nel Dominio Ligure Esterno ed in particolare nella zona più esterna chiamata anche "Emiliana" caratterizzata dalla comparsa di unità tettoniche (M. Caio, Solignano, M. Cassio, ecc.) in cui i clasti ofiolitici diventano una componente occasionale o sono addirittura assenti. Nei "Complessi di base" compaiono invece estese formazioni terrigene silicoclastiche, quali le Arenarie di Ostia, di Scabiazza, le Argille di San Siro, di provenienza continentale. Infine, mentre nella zona più interna (sempre del Dominio Ligure Esterno) la sedimentazione termina con il flysch ad elmintoidi alla fine del Maastrichtiano o all'inizio del Paleocene, nella Zona Emiliana la successione si completa con potentissimi flysch paleocenico-eocenici che, dopo essersi parzialmente sedimentati sul flysch ad elmintoidi, sono stati in buona parte scollati per costruire unità a se stanti (M. Sporno, Farini d'Olmo, Val Luretta, ecc.) (Figg.re 1 e 2 int.)

A partire dal Miocene superiore sul versante padano continua la compressione con la migrazione verso nord, nord-est del fronte di accavallamento appenninico, con la formazione di bacini fluvio-lacustri plio-pleistocenici. Le successioni sedimentarie di tutti questi bacini, sono

molto simili e costituite da depositi detritici. Esse cominciano sempre con peliti basali grigio-azzurre contenenti livelli ligniferi seguiti da sabbie e conglomerati, mostrando così una stessa tendenza evolutiva, da una fase francamente lacustre e/o palustre ad una di piana alluvionale intermontana.

Sul quaternario marino si verifica in questo modo (netta discordanza angolare) la deposizione dei sistemi deposizionali fluviali del Mindel, del Riss e del Wurm, cui succedono le alluvioni medie e recenti.

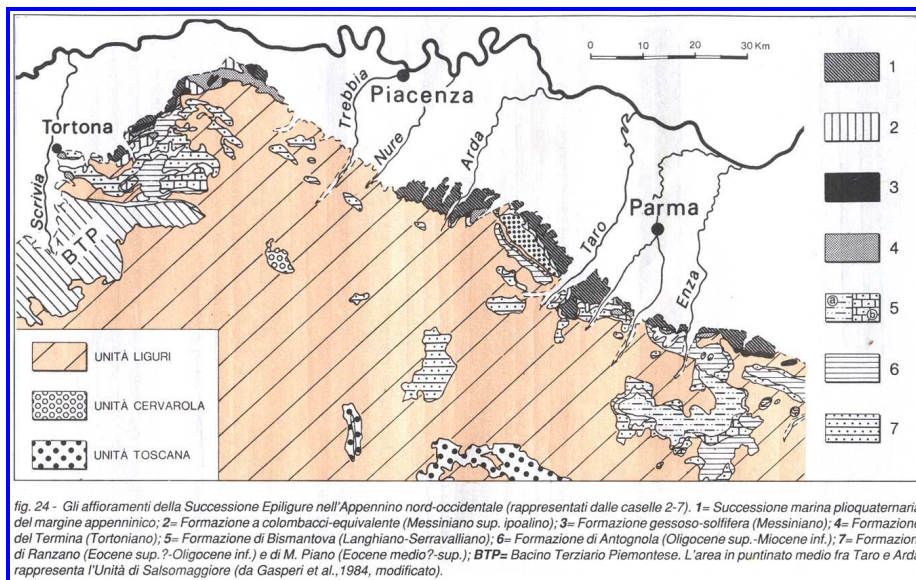
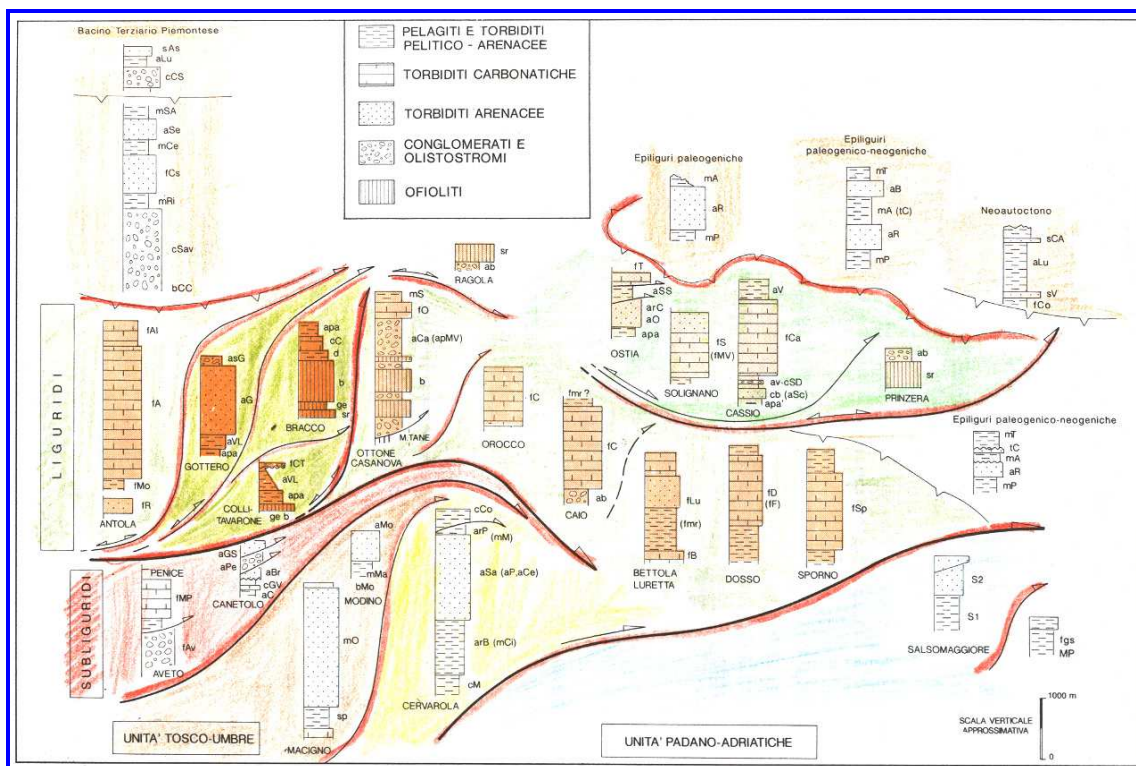


Figura 1 int - Rapporti tra Insieme Interno (o Dominio) Liguree la Successione Epiliguri (G. Papani e L. Vernia)



Descrizione delle Formazioni nell'area di studio

(Sulla base delle Note Illustrative della Carta Geologica della Regione Emilia-Romagna alla scala 1:10.000, Sezione 182 130 Parma nord est).

DEPOSITI QUATERNARI INTRAPPENNINICI CONTINENTALI PRIVI DI UNA FORMALE CONNOTAZIONE STRATIGRAFICA

Questi depositi si sono formati ad opera di vari processi sedimentari, legati principalmente alla dinamica fluviale. I depositi alluvionali sono stati distinti in depositi alluvionali in evoluzione e depositi alluvionali recenti, dal punto di vista litologico sono costituiti da ghiaie, decisamente prevalenti, sabbie e da locali blocchi, di dimensioni fino a plurimetriche. I depositi alluvionali in evoluzione occupano l'alveo attuale del corso d'acqua, i depositi alluvionali recenti i tratti temporaneamente abbandonati, ma che sono potenzialmente interessati dalle dinamiche fluviali in regime di piena ordinaria, sono quindi depositi soggetti ancora a rimobilizzazione.

SUPERSINTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO

Il Supersintema Emiliano-Romagnolo, affiorante con i suoi terreni più antichi sul margine appenninico padano è stato suddiviso in due unità principali, denominate come segue:

- Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore, **AES**
- Sintema Emiliano-Romagnolo Inferiore, **AEI**

Queste due unità sono separate, in corrispondenza del margine appenninico, da una superficie di discontinuità, spesso con discordanza angolare ed erosione, testimonianza di una fase tettonica regionale databile alla fine del Pleistocene inferiore.

Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore (AES)

Si tratta di un'unità alluvionale, terrazzata, costituita da ghiaie prevalenti in corrispondenza degli apparati fluviali principali (depositi di conoide e depositi intravallivi terrazzati), passanti a limi prevalenti con rare intercalazioni di sabbia e ghiaia nelle aree di interconoide. L'età complessiva dell'unità è Pleistocene medio - Olocene.

spessore massimo di circa 100 m;

spessore minimo di circa 20 m

L'AES risulta suddivisibile in 5 Subsintemi, affioranti a quote progressivamente decrescenti lungo il margine appenninico; in ordine crescente di età:

- Subsintema di Ravenna – **AES8** (che comprende l'unità di Modena **AES8a**)
- Subsintema di Villa Verucchio - **AES7** (suddiviso nell'unità di Vignola -**AES7b** e di Niviano -**AES7a**)
- Subsintema di Agazzano - **AES3**
- Subsintema di Maiatico - **AES2** (suddiviso nell'unità di Fico Rosso - **AES2b** e di Miano - **AES2a**)
- Subsintema di Monterlinzana - **AES1**

La sedimentazione dell'AES prende inizio al termine di un evento minore, ancorchè regionale, di sollevamento delle strutture compressive appenniniche, registrato in affioramento da una superficie di discontinuità erosiva. Tale superficie, riconoscibile anche nei profili sismici, risulta particolarmente evidente in corrispondenza dei principali fronti strutturali sepolti (DI DIO *et alii*, 1997a,b).

AES8 - Subsistema di Ravenna

Ghiaie sabbiose, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi: depositi intravallivi terrazzati. Il profilo di alterazione varia da qualche decina di cm fino ad 1 m ed è di tipo A/Bw/Bk(C). Il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico, mentre il contatto di base è discordante sulle unità più antiche. Lo spessore massimo dell'unità è inferiore a 20 m.

Pleistocene sup. – Olocene

4. IDROGEOLOGIA

La pianura alluvionale è stata costruita dall'azione combinata dei corsi d'acqua appenninici ed è costituita dalle loro conoidi pleisto-oloceniche, raccordate e livellate a formare una superficie sub-pianeggiante con lieve immersione da SSO (limite collinare) a NNE (alveo del Fiume Po). I corsi d'acqua, all'uscita delle valli, dove hanno costruito la parte più elevata delle loro conoidi, hanno divagato nell'antistante pianura, depositando i materiali litoidi provenienti dall'erosione dei bacini montani.

La permeabilità dei sedimenti alluvionali è dovuta ad una porosità intergranulare: i clasti che li costituiscono, di forma e dimensioni molto varie lasciano dei vacuoli comunicanti nel corpo del sedimento; il grado di permeabilità è direttamente proporzionale alle dimensioni dei pori, che dipendono dalla classazione, dalla disposizione relativa e dalla forma dei granuli, per cui depositi ghiaiosi e sabbiosi (definiti a granulometria grossolana) sono più permeabili di depositi limosi (definiti a granulometria fine); le argille sono normalmente considerate impermeabili.

La classazione granulometrica dall'apice della conoide alle aree più distali, è fondamentale per la comprensione della geometria del sistema idrogeologico. L'insieme dei meccanismi geologico-sedimentari determina la geometria degli acquiferi profondi, che coincidono con gli alvei sepolti, dispersi a diversi livelli in un corpo impermeabile o semipermeabile. L'alta e la media pianura sarebbero quindi formate da un **sistema idrogeologico plurifalda, con acquiferi separati ed indipendenti**.

Il Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia – Romagna ha proposto una stratigrafia valida a livello di bacino per i depositi alluvionali e marino marginali presenti nelle prime centinaia di metri del sottosuolo, riassunta schematicamente nella figura riportata in seguito.

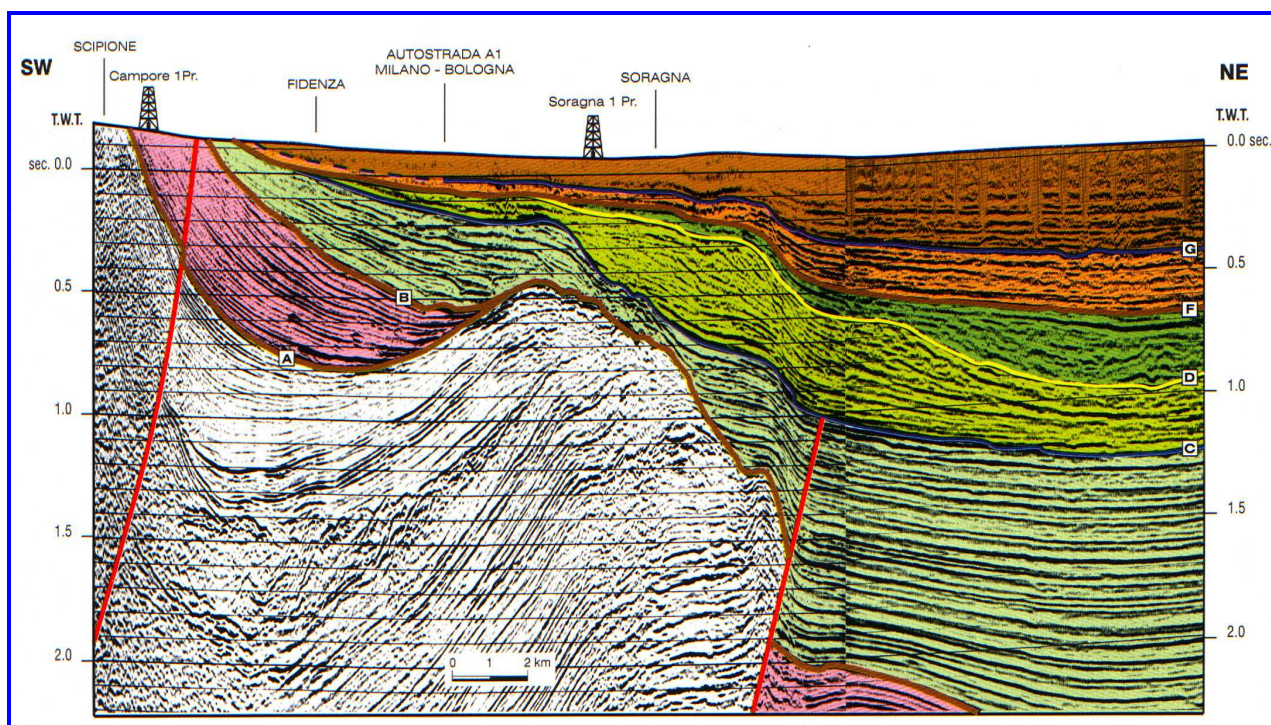


Figura 3 int - Profilo sismico interpretato - "da Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia-Romagna"

I depositi della pianura sono stati suddivisi in tre nuove unità stratigrafiche, denominate Gruppi Acquiferi A, B e C: il Gruppo Acquifero A è il più recente ed ha un'età che va dall'Attuale sino a 350.000 – 450.000 anni; il Gruppo Acquifero B, intermedio, va da 350.000 – 450.000 anni sino a 650.000 circa; il Gruppo Acquifero C è il più vecchio e va da 650.000 sino a oltre 3 milioni di anni. Il Gruppo Acquifero A ed il Gruppo Acquifero B sono costituiti principalmente da depositi alluvionali ed in particolare dalle ghiaie delle conoidi alluvionali, dai depositi fini di piana alluvionale e dalle sabbie della piana del Fiume Po; il gruppo acquifero C è formato principalmente da depositi costieri e marino marginali ed è costituito principalmente da pacchi di sabbie alternati a sedimenti più fini. In prossimità dei principali sbocchi vallivi il gruppo acquifero C contiene anche delle ghiaie intercalate alle sabbie, che costituiscono i delta conoide dei fiumi appenninici durante il Pleistocene inferiore e medio.

Le Unità Idrostratigrafiche sono formate da una o più sequenze deposizionali caratterizzate da alternanze cicliche di depositi fini (alla base) e grossolani (al tetto) molto spessi. Una sequenza deposizionale è una successione di sedimenti geneticamente legati tra loro (sono depositi durante lo stesso intervallo di tempo e con meccanismi della sedimentazione legati tra loro), compresi alla base e al tetto da superfici di discontinuità della sedimentazione e da superfici di continuità ad esse correlate. All'interno di ciascuna sequenza, si trovano depositi costituiti da differenti litologie, corrispondenti a vari sistemi e ambienti deposizionali. Alla base di ciascuna sequenza si trova un livello molto continuo a scarsa permeabilità che funge da acquicludo tra le diverse unità individuate.

PRINCIPALI UNITA' STRATIGRAFICHE							ETA' (milioni di anni)	SCALA CRONOSTRATIGRAFICA (milioni di anni)	UNITA' IDROSTRATIGRAFICHE									
AFFIORANTI				SEPOLTE					GRUPPO ACQUIFERO	COMPLESSO ACQUIFERO								
QUATERNARIO CONTINENTALE	TERRE ROSSE, DILUVIUM, ALLUVIUM, TERRAZZI E ALLUVIONI	FORMAZIONE FLUVIO - LACUSTRE	FORTIFICAZIONE DI CLIMATELLO	UNITA' DI VILLA DEL BOSCO	UNITA' DI CA' DI SOLA	SUPERSISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO SUPERIORE	UNITA' DI BORGO PANIGALE	ORIZZONTE di FOSCOLO	ALLUVIONI / QUATERNARIO MARINO E SABBIE DI ASTI	~0.12	PLEISTOCENE SUPERIORE - OLOCENE 0.125	A	A1				
														A2				
	A3																	
	A4																	
	DILUVIUM p.p.	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO INFERIORE	UNITA' ALLUVIONALE INFERIORE	~0.35-0.45										PLEISTOCENE MEDIO	B	B1		
B2																		
B3																		
B4																		
QUATERNARIO MARINO	MILAZZIANO SABBIE di CASTELVETRO p.p. SABBIE GIALLE di IMOLA p.p.	SUPERSISTEMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SISTEMA QUATERNARIO MARINO 2'	SISTEMA QUATERNARIO MARINO 1'	~0.65	0.89	PLEISTOCENE INFERIORE	C	~0.8	1.72	C	C1				
	MILAZZIANO e CALABRIANO p.p. SABBIE di CASTELVETRO p.p. SABBIE GIALLE di IMOLA p.p.													CALABRIANO p.p. SABBIE di MONTERICCO FORMAZIONE di TERRA del SOLE p.p.	CALABRIANO p.p. FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	~1.0	Pliocene MEDIO - SUPERIORE	C2
	C3																	
	C4																	
	C5																	
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSISTEMA DEL Pliocene MEDIO-SUPERIORE			Pliocene MEDIO SUPERIORE	~2.2	3.55	Pliocene INFERIORE MIocene										
							~3.3-3.6											
							~3.9											
															ACQUITARDO BASALE			

Figura 4 int - Inquadramento geologico-stratigrafico ed idrostratigrafico - "da Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia-Romagna"

All'interno di ciascun Gruppo Acquifero vengono poi distinti diversi Complessi Acquiferi, unità gerarchicamente inferiori (a cui comunque corrisponde un'unità stratigrafica della Carta Geologica) identificate dal nome del Gruppo Acquifero di appartenenza, seguito da un numero progressivo (A0, A1 ecc.). Anche i Complessi Acquiferi sono Unità Idrostratigrafiche e come tali rappresentano una sequenza deposizionale contraddistinta da un acquitardo basale molto continuo, a cui fa seguito una sedimentazione più fine che diventa poi decisamente grossolana nella porzione terminale della sequenza.

5. ASSETTO MORFOLOGICO, IDROGRAFICO E LITOSTRATIGRAFICO LOCALE

L'area si colloca ad un'altezza di circa 32 metri s.l.m., inserita in un contesto morfologico sub pianeggiante, caratterizzato da una blanda pendenza con immersione verso nord nord-est, in accordo con la vergenza appenninica. Nel complesso l'area di studio risulta essere, per tutte le caratteristiche al contorno, **assolutamente stabile e con bassissima predisposizione al dissesto** (Tavola I, II e XX).

La regimazione delle acque meteoriche è garantita dalla rete antropica di canali e fossi collegati alle attività agricole presenti al contorno dell'area di studio. L'idrografia di superficie è caratterizzata dal Torrente Enza, posto a est ad una distanza di circa 3 km, con direzione di scorrimento verso nord-ovest.

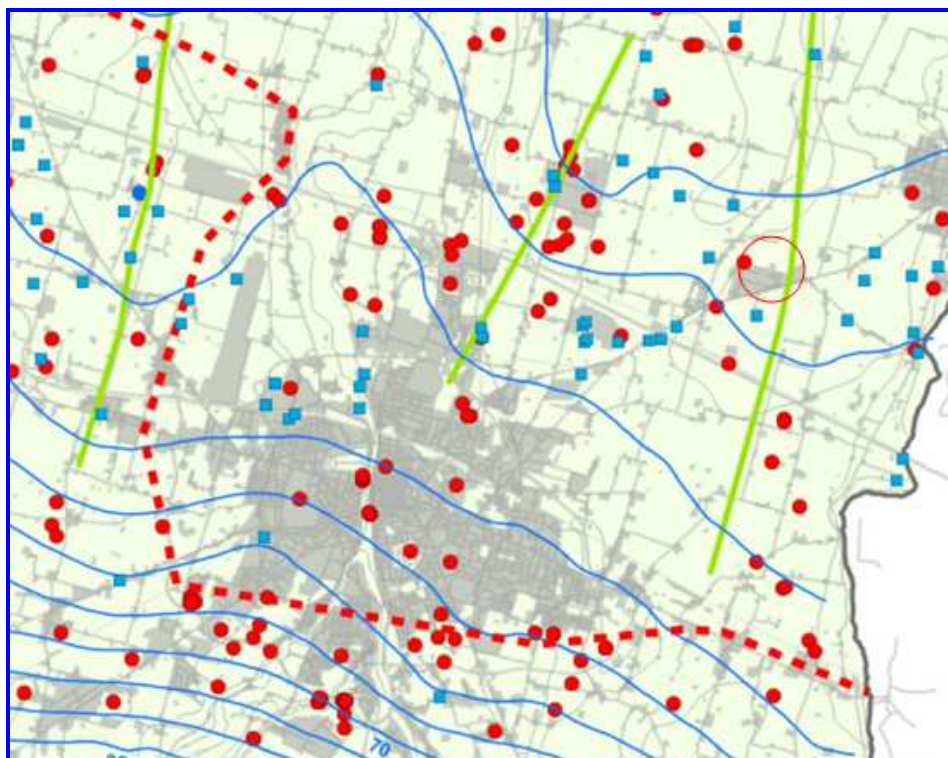
A differente scala gerarchica, con direzione di scorrimento verso nord si osservano il Canale Naviglia che borda il comparto in direzione ovest, il Cavo Formica che borda il comparto in direzione est ed il Cavo Formichetta poco più ad est.

Con riferimento alla cartografia tematica di riferimento per quanto riguarda il rischio idraulico, l'area in oggetto risulta inserita come area a rischio di inondazione, con scenario di pericolosità P2-M con alluvioni poco frequenti: tempo di ritorno tra 100 e 200 anni – media probabilità (Tavola XII – Piano di gestione rischio alluvioni – Tavola delle esondazioni) e con classe di rischio R1 – rischio moderato o nullo (Tavola XII bis – Piano di gestione rischio alluvioni – Tavola del rischio).

Nel corso delle indagini effettuate si è osservata la presenza di un sistema di circolazione idrica attestato ad una quota di circa 2.60/2.70 metri dal piano di campagna, probabilmente connesso alle acque dei limitrofi sistemi di circolazione.

Oltre a questo sistema di circolazione idrica, è possibile anche l'instaurarsi di un sistema di circolazione sub-superficiale, attestato nei livelli a maggior granulometria presenti. Tali sistemi di circolazione pur potendo considerare il substrato superficiale come scarsamente permeabile, è resa possibile dalle condizioni di infiltrazione efficace presenti nella coltre dei terreni argillosi, proprio per le fessurazioni che in essi si producono in seguito ai cicli di essiccazione/imbibizione (contrazione/rigonfiamento). Questi sistemi risultano pertanto caratterizzati da una forte stagionalità con lenti freatiche superficiali e discontinue, caratterizzate da livelli di soggiacenza assai variabili. Per questo motivo i piani interrati degli edifici dovranno essere protetti, mediante idonei sistemi di difesa passiva, dalle acque di circolazione potenzialmente presenti.

La cartografia tematica esistente, in particolare la "Tavola A.6 del Piano Infraregionale delle Attività Estrattive – Carta Idrogeologica della Pianura e dei Sistemi Idrogeologici dell'Appennino Parmense" delinea l'andamento delle linee isofreatiche mediante pozzi e punti di controllo della rete piezometrica. Nell'area indagata le linee isofreatiche sono riportate ad una quota assoluta compresa tra i 30 ed i 35 metri, corrispondendo ad una soggiacenza media di circa 2/3 metri, in accordo con quanto direttamente osservato.

**ANALISI IDROGEOLOGICA DELLA PIANURA PARMENSE**

- Punti di controllo della rete piezometrica
- Limite freatico
- Linee isofreatiche
- Assi di drenaggio
- Depositi alluvionali di pianura
- Pozzi
- Sorgenti non captate
- Sorgenti storiche (I.B.C.)
- Sorgenti captate
- Sorgenti con deposito di travertino
- Faglia
- Concessioni minerarie
- Limite delle zone di protezione delle acque sotterranee pedecollina-pianura

Figura -5-int Stralcio Tavola A.6 PIAE della Regione Emilia Romagna (si veda Tavola VI)

L'area di studio, così come riportato nella cartografia tematica esistente (Carta Geologica Regione Emilia-Romagna scala 1:10.000 Foglio 182 130 Tavola IV bis), si colloca in corrispondenza dei depositi di conoide alluvionale dell'**Unità Idice** appartenente all' **AES8 - Subsintema di Ravenna**. I depositi sono costituiti da ghiaie sabbiose, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi. Questi depositi corrispondono all' **Alluvium antico Q_{2a}** (Carta Geologica d'Italia 1:100.000 foglio 73 Parma - Tavola IV) costituito da alluvioni argillose con alternanze lenticolari sabbiose nere e sabbioso-ghiaiose della media pianura, a suolo prevalentemente grigiastro.

6. INDAGINI GEOGNOSTICHE (Sondaggio a carotaggio continuo – Allegato 1)

Per la definizione delle caratteristiche litologiche dei terreni che saranno interessati dall'intervento edificatorio previsto si riportano i risultati ottenuti dal sondaggio a carotaggio continuo spinto fino alla profondità di -20.00 metri dal piano campagna (denominato S1) eseguito nel lotto limitrofo.

I sondaggi a carotaggio continuo permettono infatti di investigare direttamente le litologie presenti nel sottosuolo, garantendo un'analisi diretta di buon dettaglio delle carote estratte (caratterizzazione litologica e caratterizzazione con pocket vane test).

Le indagini sono state realizzate dalla Ditta GeoStudi s.r.l. con sede in Via Nadi Nedo civico 9/A in Parma (PR).



Fotografia 1 – Impianto cantiere per la realizzazione del sondaggio



Fotografia 1.1 – Cassa n°1 del Sondaggio (0.00-5.00 m)



Fotografia 1.2 – Cassa n°2 del Sondaggio (5.00-10.00 m)



Fotografia 1.3 – Cassa n°3 del Sondaggio (10.00-15.00 m)



Fotografia 1.4 – Cassa n°4 del Sondaggio (15.00-20.00 m)

L'analisi macroscopica delle carote estratte (operata dai tecnici della ditta che hanno eseguito il sondaggio) ha permesso una puntuale ricostruzione del substrato indagato, riassunta nella stratigrafia riportata (per un maggiore dettaglio si rimanda all'Allegato 2).

Stratigrafia del sondaggio a carotaggio continuo realizzato:

p.c. – 1.00 m: terreni coesivi di natura prevalentemente argillosa, di colore marrone, con resti di apparati radicali (coltivo);

Valore di resistenza Pocket: 2.4

Valore di resistenza al Vane 1.2

1.00 – 2.00 m: terreni coesivi di natura prevalentemente argillosa, di colore nocciola;

Valore di resistenza Pocket: 2.4

Valore di resistenza al Vane: 1.2

2.00 – 4.00 m: terreni coesivi di natura prevalentemente limoso argillosa, debolmente sabbiosi, di colore nocciola;

Valore di resistenza Pocket: 0.6

Valore di resistenza al Vane: 0.3

4.00 – 8.40 m: terreni coesivi di natura prevalentemente argillosa, di colore nocciola;

Valore di resistenza Pocket: 0.8 - 2

Valore di resistenza al Vane: 0.5 – 0.8

8.40 – 11.50 m: terreni di natura prevalentemente limosa e limoso sabbiosa, di colore grigio;

11.50 – 20.00 m: (limite di indagine sondaggio S1), da terreni incoerenti di natura sabbiosa fine, a tratti limosa, di colore grigio.

7. INDAGINI GEOGNOSTICHE (Prove penetrometriche C.P.T. – Allegato 2)

Le caratteristiche geolitologiche dei terreni di fondazione sono state investigate mediante la realizzazione di prove penetrometriche di tipo statico. Il contesto litologico presente al contorno, con depositi prevalentemente limoso argillosi tra quelli superficiali che maggiormente interessano per la caratterizzazione geotecnica del sito, ha infatti portato a preferire l'utilizzo di un penetrometro statico, che risulta essere il più idoneo allo studio dei litotipi fini. In particolare è stato utilizzato un penetrometro statico tipo Pagani da 10/20t; costante di trasformazione $C_t = 10$ e velocità di avanzamento della punta 2 cm/s. Sul penetrometro è stata montata una punta meccanica tipo Begemann $\varnothing = 35.7$ mm (area punta 10 cm² – apertura 60°) con manicotto laterale (superficie 150 cm²).

L'ampiezza dell'indagine, in accordo con le "Raccomandazioni AGI 1975", nonché al punto "B3", lettera "B" del sopraccitato DM 11.03.88 e con l'art. 7.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 17/01/2018, anche in ragione delle caratteristiche dell'opera in progetto, sono state spinte ben oltre il limite della porzione di sottosuolo interessato direttamente ed in direttamente dalla costruzione del manufatto ("volume significativo").

Le caratteristiche del terreno sono state ricavate dall'indagine realizzata. I risultati delle singole prove sono riportati negli Allegati (Letture di campagna/Valori di resistenza - Diagrammi di Resistenza - Valutazioni Litologiche), con letture effettuate ogni 20 centimetri (prove statiche). L'interpretazione della stratigrafia del suolo è stata ricavata mediando i valori risultanti dai modelli di Begemann, 1965 - Raccomandazioni AGI, 1977 e di Schmertmann, 1978 (Figura 11 - int.) Tali modelli empirici, permettono di riconoscere la litologia del terreno in base al rapporto tra i valori di resistenza delle prove.

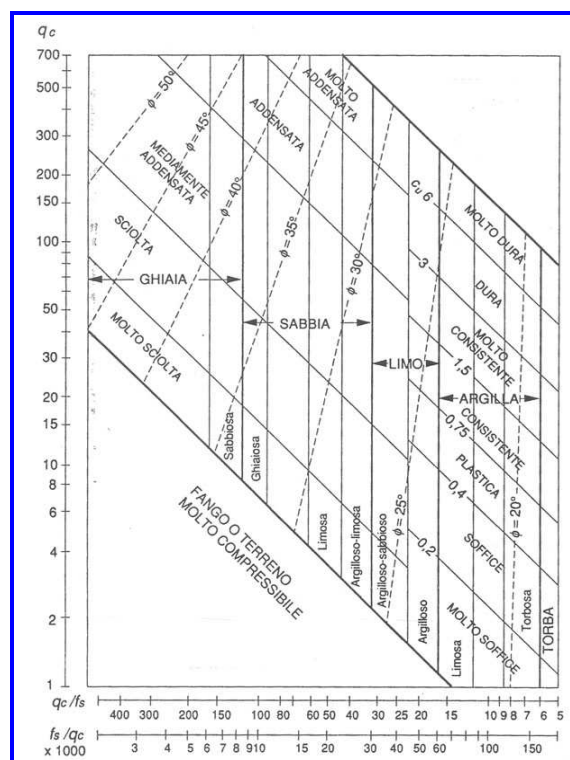


Figura -6 int - Litologia in funzione di q_c ed f_s

8. CARATTERISTICHE LITOSTRATIMETRICHE E GEOMECCANICHE DEI TERRENI ATTRAVERSATI

Modello geomeccanico e litostratimetrico

Dall'analisi delle prove penetrometriche statiche realizzate è stato possibile ricostruire il modello geomeccanico e litostratimetrico della porzione di sottosuolo di interesse.

Il sottosuolo è stato suddiviso in 3 intervalli, oltre alla coltre di alterazione superficiale (suoli), distinti essenzialmente sulla base dei differenti valori di resistenza meccanica riscontrati (Tabella 1-int).

I parametri geomeccanici riportati per ciascun intervallo, riassumono le principali caratteristiche geotecniche dei terreni e rappresentano la determinazione del loro valore caratteristico come stima cautelativa e ragionata del loro valore per lo stato limite ultimo (SLU) operata sulla base dell'interpretazione dei risultati delle prove in sito e delle misure effettuate (ai sensi dell'art. 6.2.2 del N.T.C. – D.M. 17/01/2018).

In particolare sono stati determinati:

- γ : peso dell'unità di volume del terreno;
- γ' : peso dell'unità di volume del terreno (saturo);
- **Cu**: coesione non drenata nel caso di terreni a comportamento coesivo;
- Φ' : angolo di attrito efficace nel caso di terreni a comportamento granulare;
- **E**: modulo di deformazione edometrico (stimato da Mitchell e Gardner, 1975).

Il **primo (A)** intervallo considerato come litologicamente e geomeccanicamente uniforme, è caratterizzato da depositi di natura coesiva, contraddistinto da valori di resistenza alla punta compresi tra 15 e 25 kg/cm², riconducibili alla presenza di terreni argilloso limosi e limi argilloso-sabbiosi

(da -0.80/-1.00 a -3.80/6.00 m dal piano campagna)

Natura coesiva

- γ : 1,80 t/m³;
- γ' : 0,80 t/m³;
- **Cu**: 0,80 kg/cm²;
- **E**: 60 kg/cm²

Il **secondo (B)** intervallo è posto in corrispondenza di depositi che mostrano una generale diminuzione dei valori di resistenza e attrito laterale compresi generalmente tra 10 e 16 kg/cm², riconducibili alla presenza di terreni in prevalenza argilloso limosi e limosi con un minor grado di addensamento.

(da -3.80/6.00 a -6.60/9.80 m dal piano campagna)

Natura coesiva

- γ : 1,80 t/m³;
- γ' : 0,80 t/m³;
- **Cu**: 0,60 kg/cm²;
- **E**: 40 - 50 kg/cm²

Il **terzo (C)** intervallo è posto in corrispondenza di valori del tutto simili al primo intervallo caratterizzato da valori di resistenza alla punta R_p compresi generalmente tra 20 e 25 kg/cm²,

riconducibili alla presenza di terreni in prevalenza argilloso limosi e limosi più compatti. È possibile evidenziale nella seconda e terza verticale di indagine la presenza di depositi incoerenti di natura prevalentemente sabbiosa e sabbiosa limosa a grana fine.

(dalla base dell'orizzonte B fino a -9.80/-12.00 m (limite di indagine delle prove penetrometriche statiche))

Natura coesiva

- γ : 1,80 t/m³;
- γ' : 0,80 t/m³;
- **Cu**: 0,80 kg/cm²;
- **E**: 60 kg/cm²

Natura granulare

- γ : 1,75 t/m³;
- γ' : 0,75 t/m³;
- Φ** : 27°
- E**: 70 kg/cm²

Intervallo	Z _{min} (m)	Z _{max} (m)	γ (t/m ³)	γ' (t/m ³)	Cu (kg/cm ²)	Φ'	E (kg/cm ²)
Suoli	0.00	-0.80/-1.00	---	---	---	---	---
A	-0.80/-1.00	-3.80/-6.00	1.80	0.80	0.80		60
B	-3.80/-6.00	-6.60/-9.80	1.80	0.80	0.60	---	40-50
C	-6.60/-9.80	interruzione	1.75	0.70	0.80	27	60-70

Tabella 1-int Intervalli litologicamente e geomeccanicamente uniformi individuati

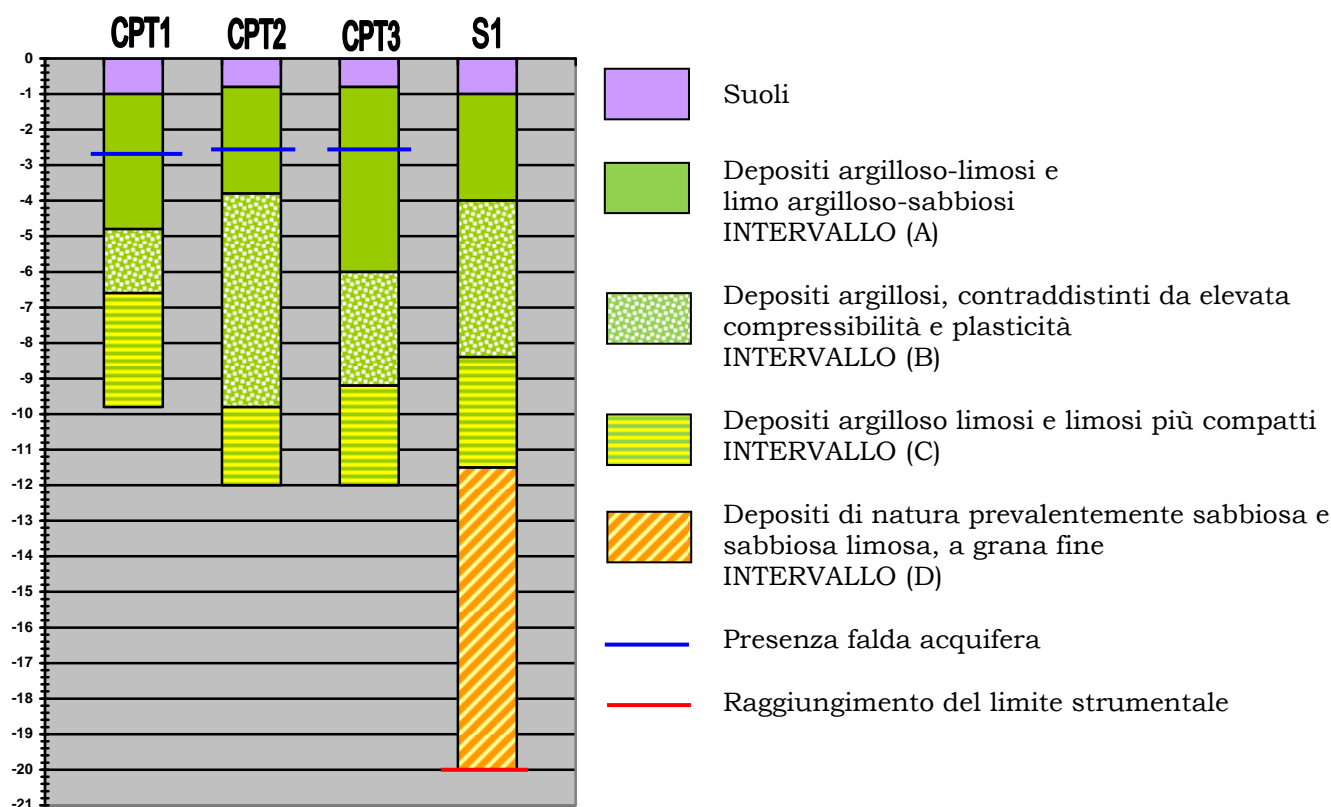


Figura 7 int – Modello litostratigrafico locale

PARTE II – STUDIO SISMICO**9. DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITA' DI BASE E DEGLI EVENTI DI RIFERIMENTO**

[tratto da Studio di Microzonazione sismica (primo e secondo livello di approfondimento)
Gennaio 2015 – aggiornato e parzialmente modificato]

Zonizzazione sismogenetica

Gli studi sulla pericolosità sismica, promossi dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (I.N.G.V.), hanno portato alla definizione di una nuova zonazione sismogenetica del territorio italiano, denominata “ZS9” (Figura 8 int.), a cura del gruppo di lavoro coordinato da C. Meletti e G. Valensise, 2004, che prevede una suddivisione in 36 zone, i cui limiti sono stati tracciati sulla base di informazioni tettoniche, geologico –strutturali e/o di differenti caratteristiche della sismicità (distribuzione spaziale, frequenza degli eventi, massima magnitudo rilasciata, ecc.). Essa risulta estremamente importante per gli studi pianificazione territoriale ed, in particolare, nelle valutazioni di pericolosità sismica.

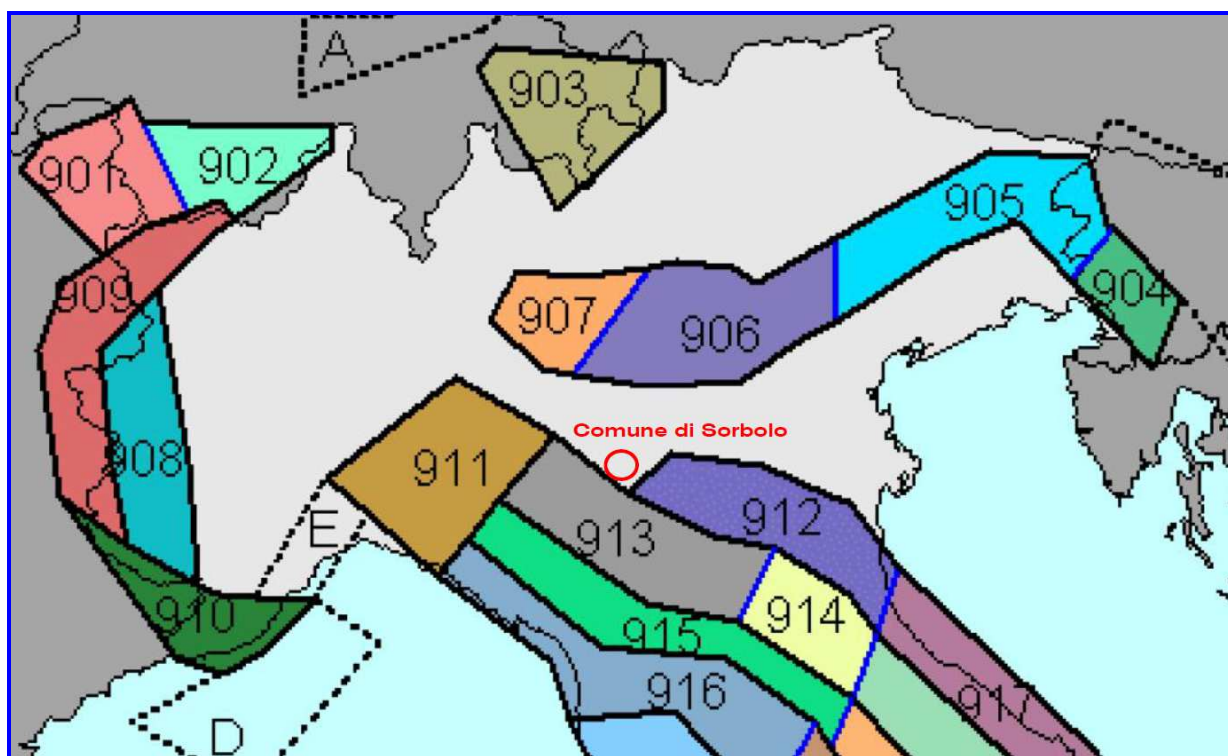


Figura 8 int – Stralcio della zonizzazione sismogenetica ZS9

Come evidenziato in figura 8 int., il Comune di Sorbolo Mezzani ricade appena a nord della zona sismogenetica “913” denominata “Appennino Emiliano”.

La Zona 913 è caratterizzata da terremoti di magnitudo medio – bassa, originati da movimenti prevalentemente compressivi in direzione NW con meccanismi trascorrenti nelle zone di svincolo che dissecano la continuità longitudinale delle strutture sepolte attive. Il maggior numero di terremoti che si verificano in questa zona presenta il proprio ipocentro a profondità comprese tra 12 e 20 km ed i valori di magnitudo massima previsti, sulla base dei meccanismi focali, sono pari a $M_{wmax} = 5,91$. A corredo degli studi di zonizzazione sono stati raccolti ed analizzati quasi 2.500 terremoti, spalmati sugli ultimi 1000 anni, limitatamente agli eventi contraddistinti da intensità epicentrale pari ad almeno il V-VI della scala MCS.

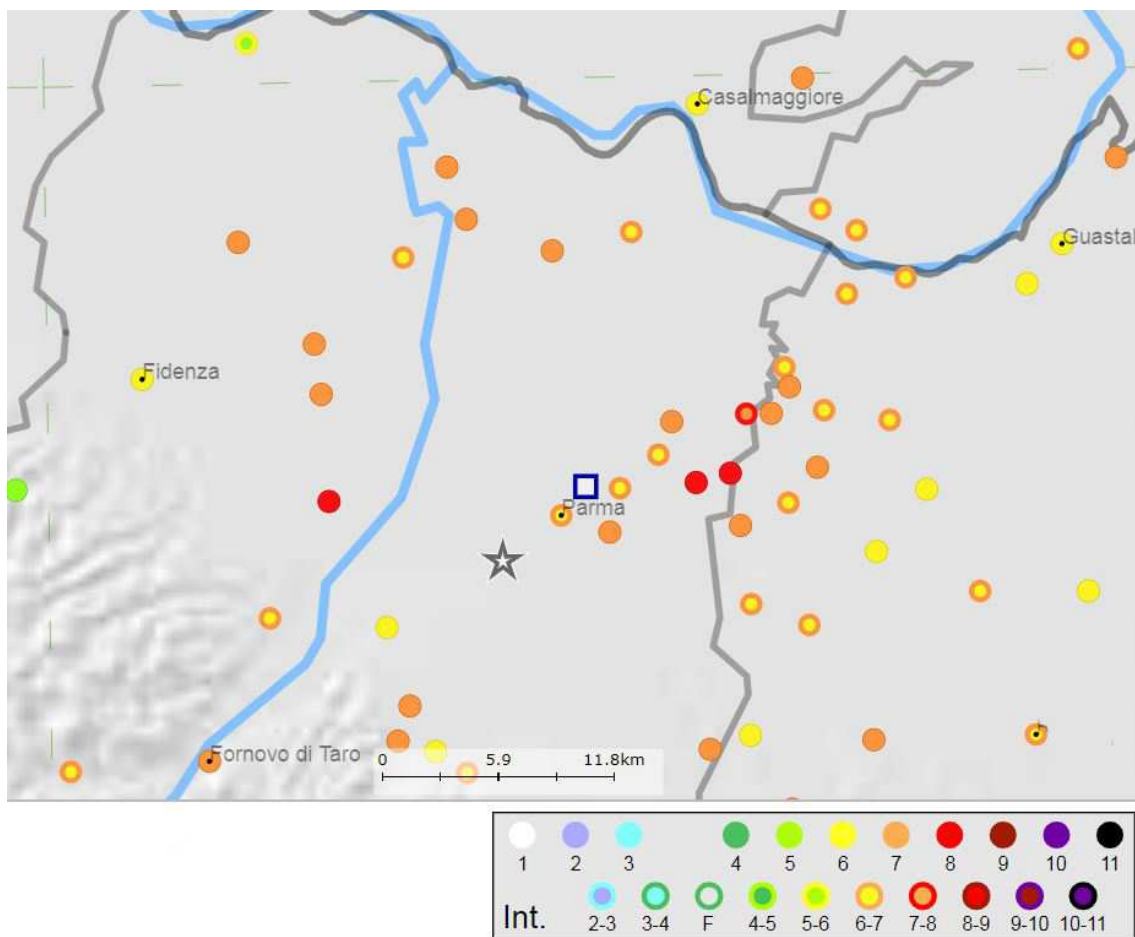


Figura 9 int – Principali terremoti in Emilia -Romagna dall'anno 1.000 d.c. al 1990 con indicazione della magnitudo

Sismicità del territorio

Nella valutazione della pericolosità sismica di una determinata area occorre, in primo luogo, definire la pericolosità di base attraverso una corretta analisi della sismicità evidenziando, sia la distribuzione spaziotemporale degli eventi, sia le caratteristiche di intensità degli stessi, seguita da una valutazione della pericolosità locale determinata dagli aspetti geologico-morfologici del territorio.

L'appennino nord – occidentale è caratterizzato da una sismicità da moderata a media, che si manifesta principalmente lungo le zone di accavallamento frontale del margine appenninico e secondo una fascia con direttrice appenninica che, dalla zona di Varzi, si estende quasi con continuità sino a Borgo Val di Taro e alla Lunigiana, proseguendo poi verso strutture del *graben* della Garfagnana. Allineamenti di terremoti si trovano anche lungo lineamenti trasversali alle due fasce longitudinali e sembrano quasi collegarle; particolarmente evidente è la distribuzione di sismi lungo la Val Parma e la Val Taro.

La storia sismica comunale è stata dedotta da DBMI11 la versione 2011 del Database Macrosismico Italiano (a cura di M. Locati, R. Camassi e M. Stucchi), nel quale sono riportate le osservazioni macrosismiche relative al Comune di Sorbolo Mezzani.

Essa è riassunta nella Tabella 2, dove sono stati elencati gli eventi di maggior intensità al sito ($I_s > III$ grado della scala MCS), indicando, per ciascuno di essi, oltre alla stessa intensità al sito: l'anno, il mese, il giorno, l'ora e il minuto in cui si è verificato, la denominazione dell'area dei maggiori effetti (Area Epicentrale), l'intensità massima epicentrale in scala MCS (I_o) e la magnitudo momento (M_w).

Storia sismica di Sorbolo
[44.846, 10.449]

Numero di eventi: 16

Effetti	In occasione del terremoto del:				
I [MCS]	Data	Ax	Np	Io Mw	
7-8	1831 09 11 18:15	Reggiano	25	7-8 5.54 ±0.32	
6-7	1832 03 13 03:30	Reggiano	98	7-8 5.53 ±0.18	
4-5	1886 10 15 02:20	COLLECCHIO	44	6 4.70 ±0.24	
5	1951 05 15 22:54	LODIGIANO	154	6-7 5.39 ±0.14	
2	1961 08 13 22:34	Parmense	22	5-6 4.47 ±0.35	
5-6	1967 04 03 16:36	Reggiano	47	5-6 4.69 ±0.19	
7-8	1971 07 15 01:33	Parmense	229	8 5.64 ±0.09	
6	1983 11 09 16:29	Parmense	850	6-7 5.06 ±0.09	
NF	1986 12 06 17:07	BONDENO	604	6 4.61 ±0.10	
4-5	1988 03 15 12:03	Reggiano	160	6 4.66 ±0.12	
3	1995 10 10 06:54	LUNIGIANA	341	7 4.85 ±0.09	
5	1996 10 15 09:56	Correggio	135	7 5.41 ±0.09	
2-3	1997 05 12 22:13	Reggiano	56	4-5 4.22 ±0.27	
4-5	1998 02 21 02:21	Reggiano	104	5 4.34 ±0.17	
4	2000 06 18 07:42	Parmense	300	5-6 4.43 ±0.09	
NF	2002 11 13 10:48	Franciacorta	770	5-6 4.29 ±0.09	

Figura 10 int – Massimi eventi sismici verificatisi nel comune di Sorbolo reperiti dall'Archivio DBMI11

Dalla lettura di tabella si evidenzia che il massimo evento sismico censito e osservato a Sorbolo Mezzani si è verificato l'11 settembre 1831 e il 15 luglio 1971 entrambi con un'intensità al sito del VII-VIII grado della scala MCS.

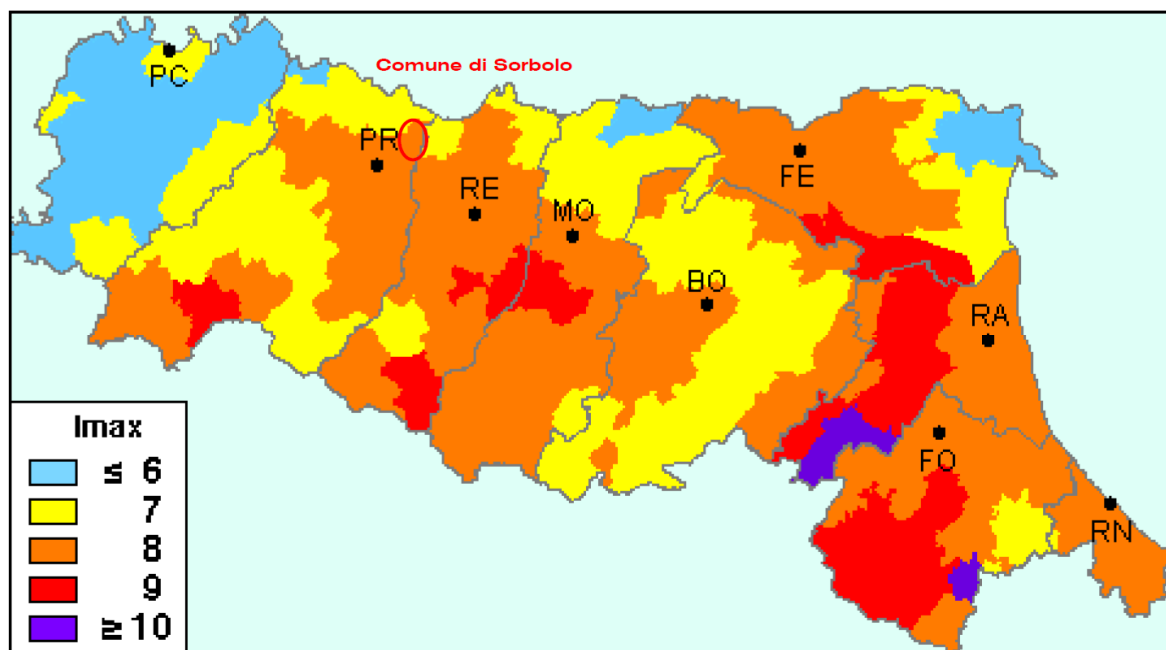


Figura 11 int – Carta della massima intensità macrosismica osservata nei comuni dell'Emilia Romagna

LClassificazione sismica comunale

Classificazione sismica comunale

La classificazione sismica dei comuni su tutto il territorio nazionale è stata stabilita dall'All. 1, punto 3 dell'OPCM 3274/2003, utilizzando e aggiornando la precedente proposta nel 1998. La suddivisione è articolata in 4 zone: le prime 3 corrispondono alle zone di sismicità alta ($S=12$), media ($S=9$) e bassa ($S=6$), contemplati nella Legge 64/74, mentre la zona 4 è di nuova introduzione. Ciascuna zona è contraddistinta da un diverso valore dell'accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni (Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.), eliminando di fatto la presenza di aree del territorio classificate come non sismiche. In questo modo ad ogni area del territorio nazionale è stato attribuito un differente livello di pericolosità sismica.

Zona sismica	Descrizione	accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni [a_g]	accelerazione orizzontale massima convenzionale (Norme Tecniche) [a_g]	numero comuni con territori ricadenti nella zona (*)
1	Indica la zona più pericolosa, dove possono verificarsi fortissimi terremoti.	$a_g > 0,25 \text{ g}$	0,35 g	703
2	Zona dove possono verificarsi forti terremoti.	$0,15 < a_g \leq 0,25 \text{ g}$	0,25 g	2.225
3	Zona che può essere soggetta a forti terremoti ma rari.	$0,05 < a_g \leq 0,15 \text{ g}$	0,15 g	2.810
4	E' la zona meno pericolosa, dove i terremoti sono rari ed è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica.	$a_g \leq 0,05 \text{ g}$	0,05 g	2.185

La classificazione vigente identifica il **Comune di Sorbolo Mezzani** in **zona 3** (Fig. 12), cui corrispondono valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g), con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, compresi tra $0,05 \cdot g$ e $0,15 \cdot g$ (dove g è l'accelerazione di gravità).

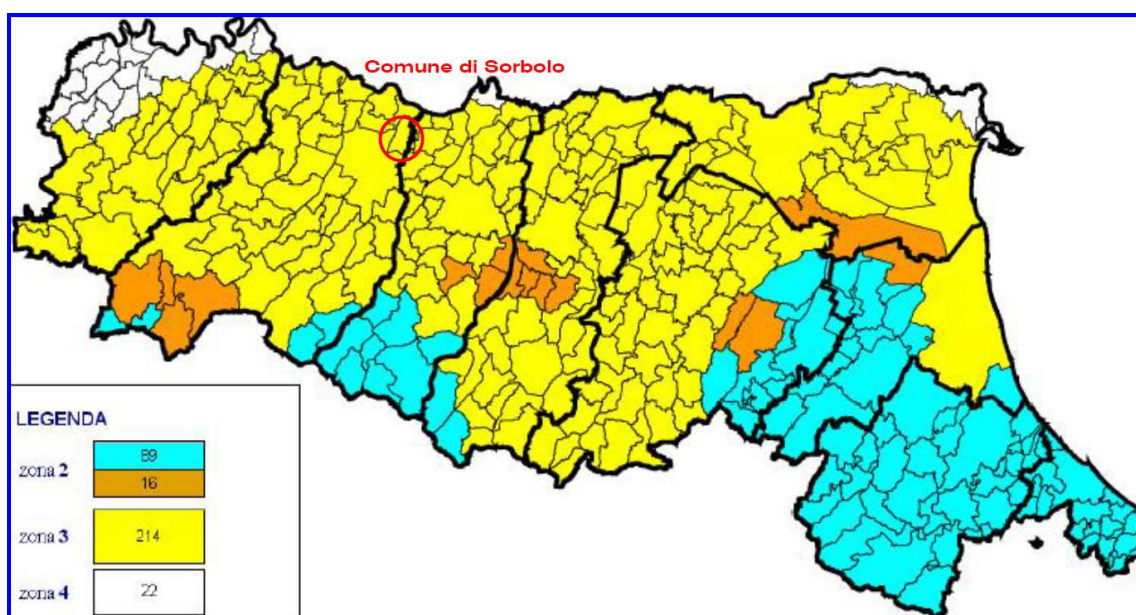


Figura 12 int – Nuova classificazione sismica regionale dei Comuni dell'Emilia Romagna

L'elaborazione dei parametri della mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale redatta da INGV (2004) e riportata nell'OPCM 3519 del 28/04/2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone", identifica, per la fascia territoriale in oggetto, valori di accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni compresi tra 0,05 g e 0,15 g (ricavato dalle mappe interattive di pericolosità sismica dell'Istituto di Geofisica e Vulcanologia – INGV. Figura 13 int.).

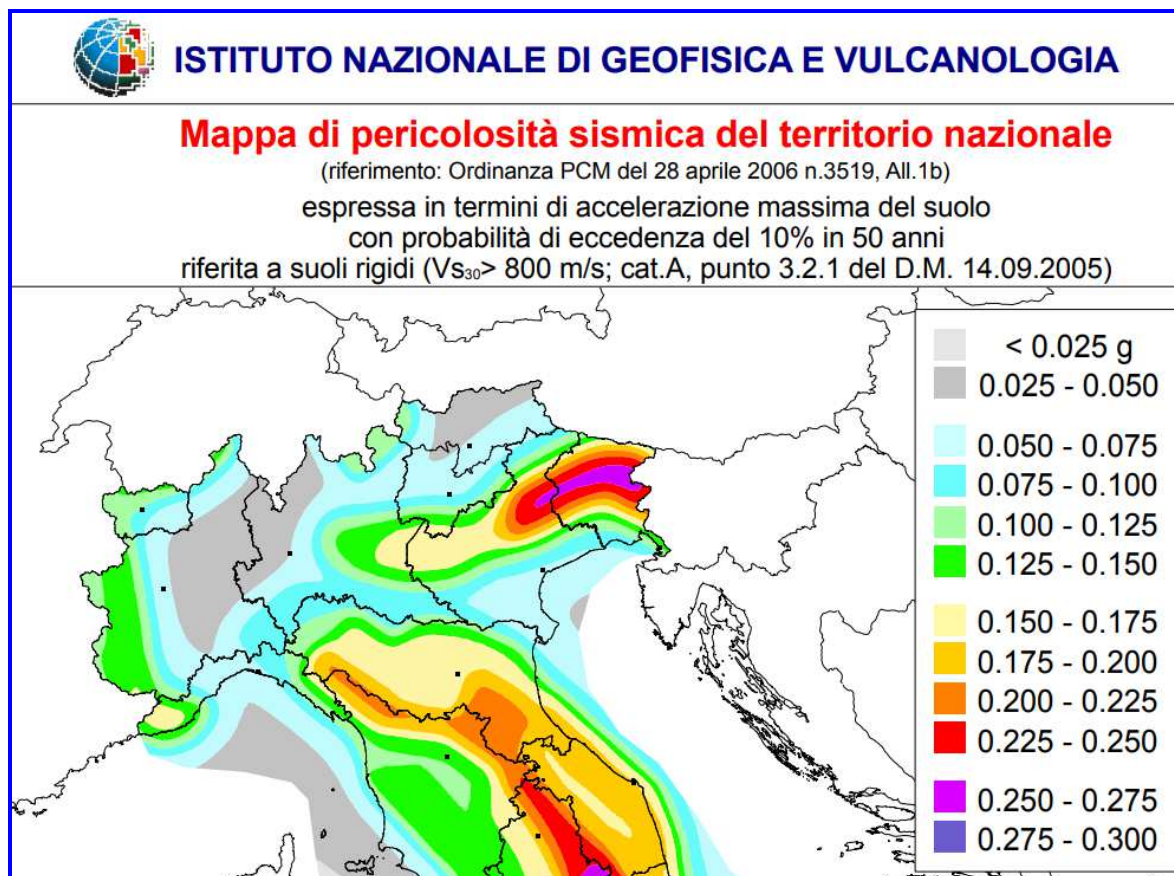


Figura 13 int – Mappa di pericolosità sismica ricavata dal sito dell'Istituto di Geofisica e Vulcanologia

10. AZIONE SISMICA

Premessa

L'attuale filosofia di progettazione prestazionale richiede l'analisi della risposta di un sistema a più terremoti di diversa intensità; il sistema deve soddisfare requisiti minimi di sicurezza rispetto agli stati limite di funzionalità e collasso, per ciascuno degli eventi considerati. Generalmente si prescrive una duplice verifica, con riferimento a due peculiari eventi sismici, differenti tra loro per "probabilità di occorrenza":

- un terremoto "probabile" (L_1), caratterizzato da un'intensità che ha una probabilità di eccedenza (P_1) in un arco temporale (T_s) correlato alla durata del sistema in esame;
- un terremoto "severo" e "poco probabile" (L_2), caratterizzato da una intensità che, nello stesso periodo di riferimento (T_s), ha una probabilità di eccedenza (P_2) più bassa.

Tipicamente il terremoto di riferimento L_1 è definito come l'evento che ha una probabilità di eccedenza del 50 % durante la vita nominale del sistema, mentre quello di livello L_2 corrisponde ad una probabilità di eccedenza del 10 %.

Nell'ambito della progettazione devono essere chiaramente definite, per l'opera in esame, le prestazioni che devono essere soddisfatte, come grado di danno ammissibile per i differenti terremoti di progetto. I tre gradi di danno individuabili (Tabella 3-int) in relazione ai terremoti di differente livello (L_1 ed L_2) concorrono nel definire tre classi di prestazione (Tabella 4-int).

Parametri di riferimento rigido orizzontale

Al fine di poter definire le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, deve essere valutata la **"pericolosità sismica di base"** del sito di costruzione.

Questa è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A – si veda paragrafo successivo), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$.

Ai fini dell'applicazione del D.M. 17/01/2018, sulla base dei risultati del progetto S1 – INGV, sono stati definiti, in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento (P_{VR}), i valori dei parametri di sito necessari per determinare le forme spettrali di progetto.

Tali parametri sono:

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

Essi dipendono da:

- **LON** longitudine del sito oggetto di studio;
- **LAT** latitudine del sito oggetto di studio;
- **V_R** **periodo di riferimento:** definisce un intervallo temporale al quale devono essere rapportate le azioni sismiche su ciascuna costruzione.

$$V_R = V_N \times C_U;$$

- **V_N** **vita nominale** dell'opera in progetto, cioè numero di anni nel corso dei quali l'opera deve poter essere usata per lo scopo per la quale è destinata, essendo soggetta alla ordinaria manutenzione
- **C_U** **coefficiente d'uso** è definito al variare della classe d'uso dell'opera che a sua volta suddivide le costruzioni in relazione alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso dell'opera

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

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

Vita nominale **V_N** per diversi tipi di opere (D.M. 17/01/2018 – Tabella 2.4.I)

Classe I:	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II:	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III:	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV:	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Classi di costruzioni secondo il D.M. 17/01/2018

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

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

Valori del coefficiente d'uso **C_U** (D.M. 17/01/2018 – Tabella 2.4.II)

Sulla base dei valori di progetto e dei siti di riferimento, sono di seguito riportati i parametri di sito da considerare al fine della determinazione delle forme spettrali da utili per la definizione dell'azione sismica di progetto:

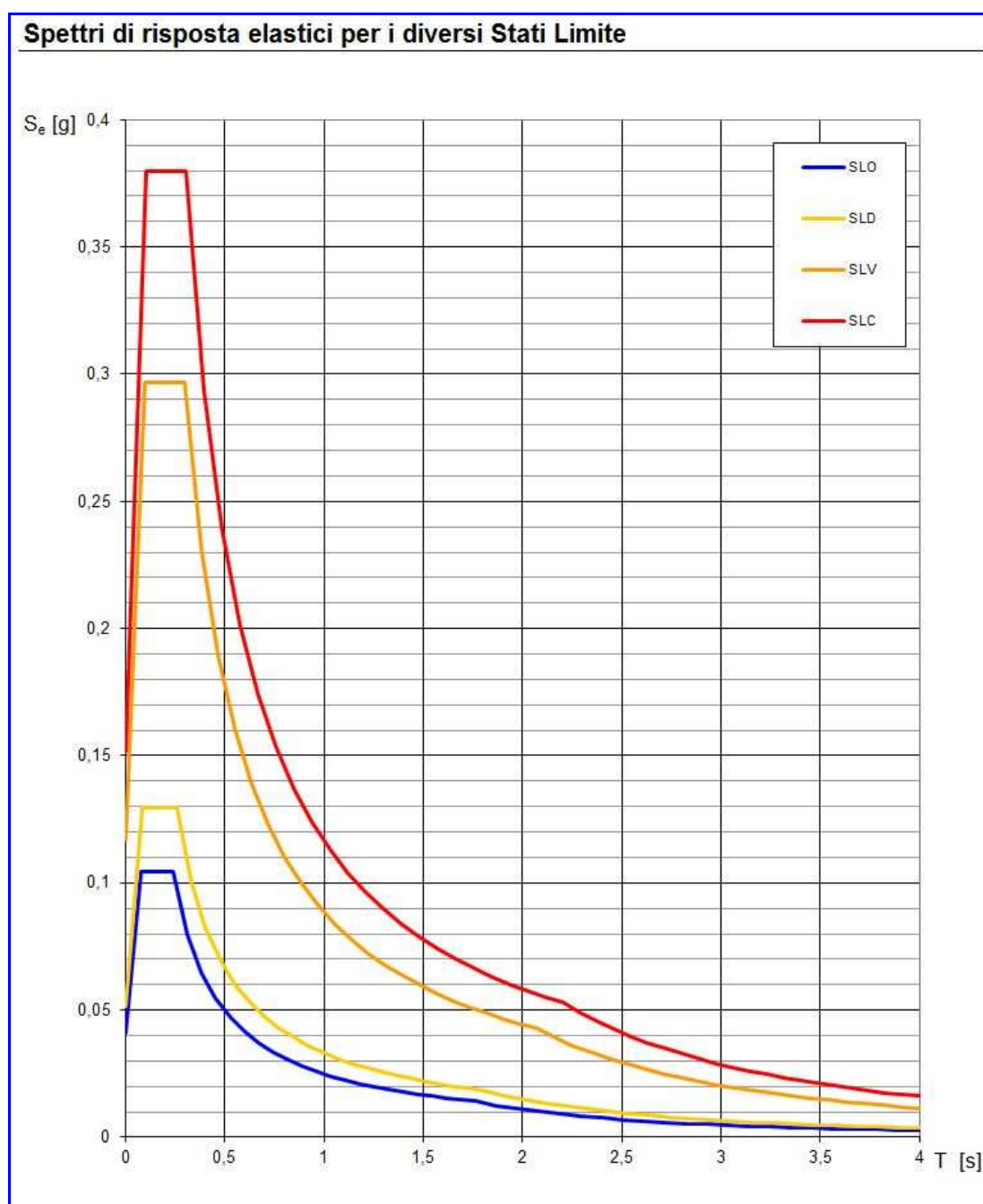
LON	E 10,409550°
LAT	N 44.835617°
V_N	50 anni
Classe	II
C_U	1.0

STATO LIMITE	T _R (anni)	a _g (g)	F ₀	T _c * (s)
SLO	30	0,041	2,538	0,239
SLD	50	0,052	2,522	0,257
SLV	475	0,119	2,525	0,298
SLC	975	0,154	2,496	0,306

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

Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato D.M. 17/01/2018 – Tabella 3.2.I)

Di seguito è riportato lo spettro di risposta elastico di riferimento (riferimento rigido con superficie topografica orizzontale - sottosuolo di categoria A) per il sito oggetto di studio, che esprime l'accelerazione spettrale (S) in funzione del periodo di vibrazione della struttura (T) e delle diverse probabilità di superamento legate agli stati limite sopra descritti.



Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite.
(elaborazioni effettuate con "Spettri NTC-08" ver. 1.03)

Risposta sismica locale – EFFETTO DI SITO –

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalla complessa interazione tra le onde sismiche e le particolari condizioni locali, cioè l'insieme delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche dei depositi di terreno ed ammassi rocciosi e delle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Sotto certe condizioni questa interazione determina una specifica risposta sismica locale rispetto a quella che si avrebbe in un sito di riferimento ideale, rigido con superficie topografica orizzontale.

Si denomina “risposta sismica locale” l'azione sismica quale emerge in “superficie” a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido.

Per individuare in modo univoco la risposta sismica si assume come “superficie” il “piano di riferimento” per le diverse tipologie strutturali:

- per fondazioni superficiali questo coincide con il piano di imposta delle stesse ;
- per fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali;
- nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera;
- per muri di sostegno di terrapieni la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Parametri di classificazione e determinazione delle categorie di sottosuolo

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

Categorie di sottosuolo (D.M. 17/01/2018 – Tabella 3.2.II)

Il parametro meccanico di base per la classificazione di un sito è $V_{s,eq}$ calcolato secondo la seguente espressione:

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

Dove:

h_i spessore dell'i-esimo strato

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

N numero di strati

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia e terreno molto rigido, caratterizzato da V_s non inferiore a 800 m/s. La profondità H del substrato è calcolata a partire dal piano di imposta per le fondazioni superficiali, dalla testa dei pali per le fondazioni profonde e a partire dalla testa dell'opera per le opere di sostegno.

$V_{S,eq} = V_{S,30}$ quando la profondità del substrato sia superiore a 30 metri.

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} [m/s]$$

h_i e V_i indicano lo spessore (in metri) e la velocità delle onde di taglio dello strato i -esimo per un totale di N strati presenti nei 30 metri superiori.

Le elaborazioni effettuate hanno permesso di attribuire al sito indagato la categoria di sottosuolo "C".

Condizioni topografiche

Nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, sono prescritte specifiche analisi di risposta sismica locale nel caso di condizioni topografiche complesse: e tabella.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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 $i > 30^\circ$

Categorie topografiche (D.M. 17/01/2018 – Tabella 3.2.IV)

Categorie topografiche riferite a geometrie prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore ai 30 metri

STATO LIMITE		Ss	Cc	St	k_h	k_v	Amax [m/s ²]	β
SLE	SLO	1,500	1,680	1,000	0,012	0,006	0.607	0,200
	SLD	1,500	1,640	1,000	0,015	0,008	0.758	0,200
SLU	SLV	1,500	1,570	1,000	0,043	0,021	1.746	0,240
	SLC	1,470	1,550	1,000	0,054	0,027	2.216	0,240

INDAGINE GEOFISICA MEDIANTE TECNICA “MASW”

Caratteristiche generali dell'indagine

L'indagine effettuata è stata condotta con l'ausilio della tecnica MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*), alla luce degli spazi e della logistica operativa riscontrata in cantiere, nonché tenendo conto delle finalità dell'indagine e del grado di dettaglio auspicabile dai risultati.

La tecnica Masw permette di realizzare una modellazione del sottosuolo mediante l'analisi delle onde di superficie (di *Rayleigh* e di *Love*), attraverso una dettagliata ricostruzione della distribuzione delle onde S nel sottosuolo, realizzata mediante modellizzazione diretta della velocità di fase delle onde superficiali, registrate da opportuno sismografo, con l'ausilio di geofoni di superficie a bassa frequenze ed indotte mediante energizzazione con fonte artificiale (massa battente).

La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio (V_s), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali.

La procedura MASW può sintetizzarsi in tre stadi distinti:

- 1) acquisizione dei dati sperimentali;
- 2) estrazione della curva di dispersione;
- 3) inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle V_s (profilo 1-D), che descrive la variazione di V_s con la profondità.

Strumentazione impiegata

Come già anticipato, l'indagine è stata eseguita utilizzando un sismografo multicanale ad incrementi di segnale della P.A.S.I., mod. 16SG24, a 24 canali.

La linea di acquisizione si è sviluppata su una lunghezza di 34.5 metri utilizzando i geofoni con spaziatura a distanza di 1.5 metri l'uno dall'altro.

La sorgente è stata posta ad una distanza pari a 10 metri, ovvero circa 6 volte l'interasse, al fine di ottimizzare il segnale in acquisizione.

I dati sono stati acquisiti con sismografo PASI SG 24.

I dati acquisiti sono stati elaborati con processore Pentium 200 MMx Intel – Floating Point 32 Bit

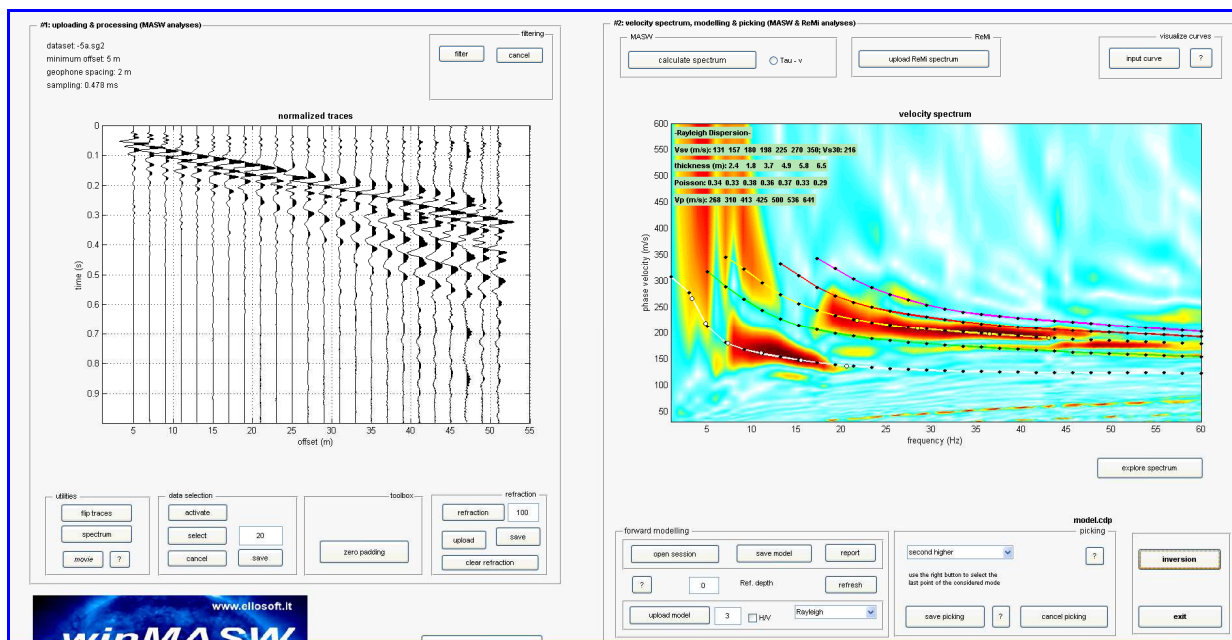


Figura 14 int – Velocità di fase/frequenza.

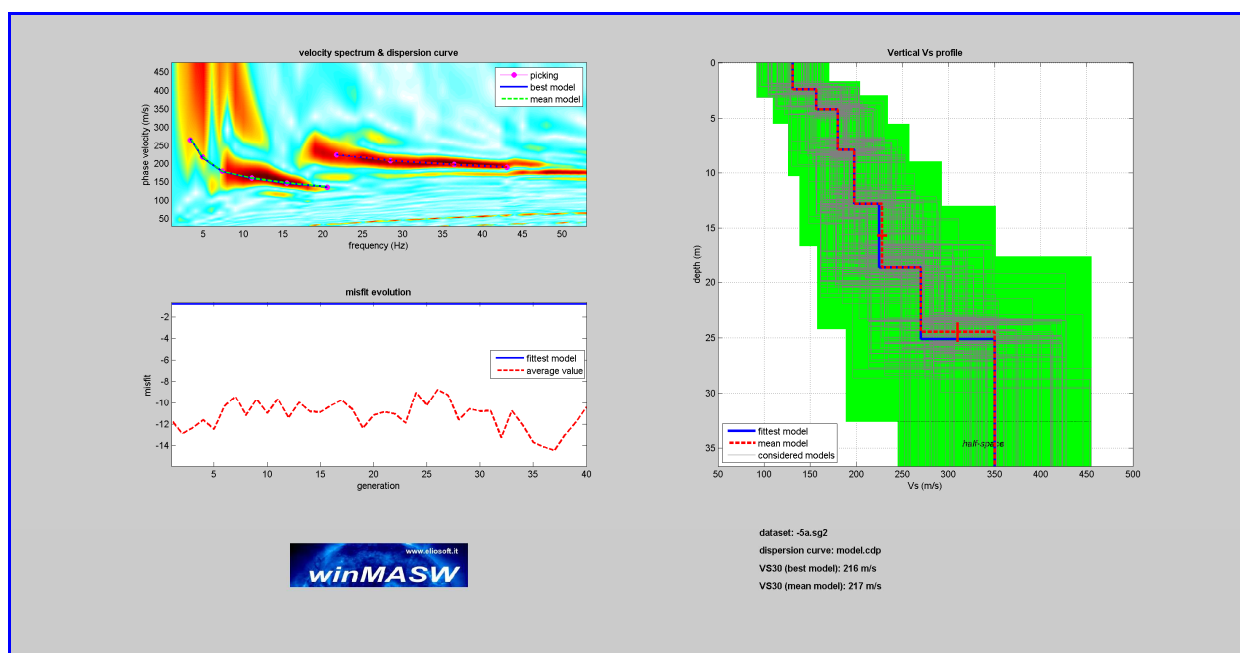
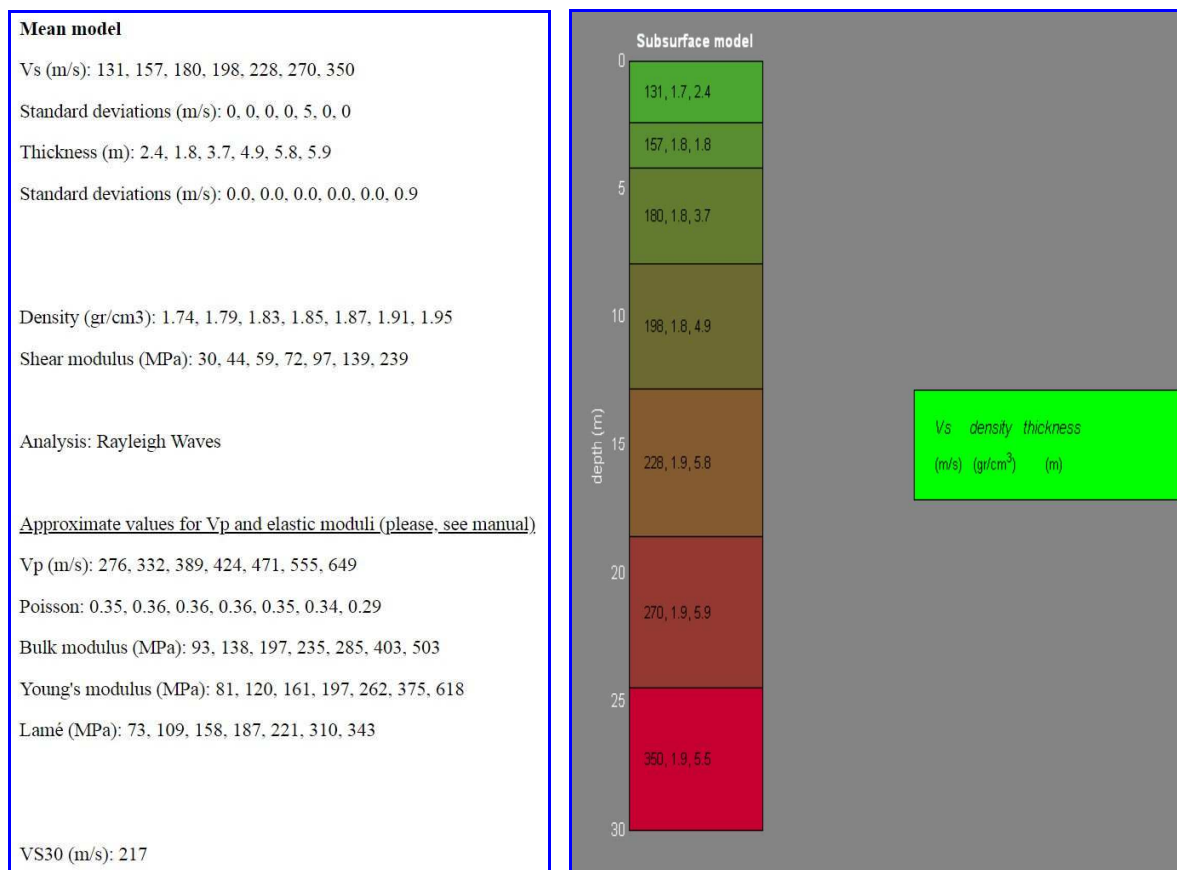


Figura 15 int – Velocità onde S/profondità.

**Tabella 2 – int.**

Velocità Vs (m/sec)	Deviaz. Standard vel. (m/sec)	Spessore (m)	Deviaz. Standard spessori (m)
131	0	2.4	0.0
157	0	1.8	0.0
180	0	3.7	0.0
198	0	4.9	0.0
228	5	5.8	0.0
270	0	5.9	0.9
350	0	5.5	-

Secondo il calcolo effettuato, utilizzando la formula espressa in precedenza, si ottiene una **velocità Vs30=217 m/sec**, che permette di classificare l'area indagata nella categoria di **sottosuolo C** (così come definita nella normativa vigente).

Azione sismica e spettri di risposta elastici in accelerazione

Alla scala del singolo sistema geotecnico, la risposta sismica locale può essere decomposta secondo tre componenti (direzioni ortogonali) rappresentate generalmente mediante spettri di risposta. Qualora la costruzione sia di dimensioni limitate o le sue fondazioni siano sufficientemente rigide e resistenti, si può assumere che il moto sia lo stesso per tutti i punti al di sotto della costruzione. Altrimenti si deve tener conto della variabilità spaziale del moto (art.7.3.2.5 N.T.C.).

La rappresentazione di riferimento per le componenti dell'azione sismica è lo **spettro di risposta elastico in accelerazione** che esprime una forma spettrale (spettro normalizzato) per uno smorzamento convenzionale del 5% moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Esso fornisce la risposta massima in accelerazione del generico sistema dinamico elementare con periodo di oscillazione $T \leq 4$ s ed è espresso come il prodotto di una forma spettrale per l'accelerazione massima del terreno.

La forma spettrale per le componenti orizzontali è definita dalle Norme Tecniche per le Costruzioni mediante le stesse espressioni fornite dall'EN1998 con la differenza che non si è assunto un singolo valore per l'amplificazione massima ma si è fornita tale grandezza, F_0 , in funzione della pericolosità del sito insieme alle grandezze a_g , T_C e, conseguentemente, T_B , T_D .

Per la componente verticale, invece, le uniche grandezze fornite in funzione della pericolosità del sito sono l'accelerazione massima, posta pari alla massima accelerazione orizzontale del suolo a_g , e l'amplificazione massima F_v , espressa come funzione di a_g .

Spettri di progetto

Per gli **stati limite di esercizio** lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata

Per gli **stati limite ultimi** qualora le verifiche non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovrarresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura.

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto la non linearità di materiale.

In tal caso, non disponendo delle caratteristiche strutturali definitive delle opere in progetto, verranno presi in considerazione gli spettri relativi al terreno anche per SLV, di seguito esposti e desunti dall'utilizzo del programma "*Spettri di risposta ver. 1.03**" – Consiglio Superiore Lavori Pubblici e dal software *Geostru-spettri2*.

Le risposte ascrivibili al comportamento inelastico della struttura a seguito di sollecitazione sismica, saranno oggetto di valutazione da parte del Progettista incaricato.

11. SINTESI DEGLI STUDI DI MICROZONAZIONE SISMICA DI III° LIVELLO – COMUNE DI SORBOLO MEZZANI

L'Amministrazione Comunale ha provveduto alla realizzazione degli studi di microzonazione sismica di III livello in tutto il territorio comunale.

Di seguito si riporta una sintesi di quanto evidenziato dagli studi effettuati. Gli stralci delle tavole tematiche relativamente all'areale indagato sono riportati in allegato.

Sintesi degli studi di microzonazione sismica

- Frequenza naturale dei terreni:
Classe di frequenza: $0.6 < f_0 \leq 1$ Hz ($1.5 \leq \text{HVR} < 2$) - valore di picco pari a 0.66 Hz – Tavola XIII;
Classe di frequenza: $f_0 > 8$ Hz ($1.5 \leq \text{HVR} < 2$) - valore di picco pari a 17.15 Hz – Tavola XIII;
- MOPS – Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica:
2001 – Zona 1: successione stratigrafica costituita da prevalenti depositi argilloso – limosi con locali intercalazioni lenticolari sabbiose e sabbioso - limose – Tavola XIV;
- Velocità delle onde di taglio S:
VS30 = 200 Velocità Vs (m/s) delle onde di taglio S nei primi 30 metri di terreno – Tavola XV;
- FA_{PGA}: Fattore di amplificazione in termini di picco di accelerazione (Peak Ground Acceleration):
Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali compresa tra FA_{PGA} 1.5 ed 1.6
Valore IL (Indice di Liquefacibilità) sulla verticale ≤ 2 – Tavola XVI;
- FA_{IS 0.1-0.5 s}: Fattore di amplificazione di sito in termini di rapporto tra intensità dello spettro di risposta in pseudovelocità, calcolato in superficie e quello calcolato su suolo rigido nell'intervallo 0.1-0.5 s:
Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali compresa tra FA_{IS 0.1-0.5 s} 1.3 ed 1.4 – Tavola XVII;
- FA_{IS 0.5-1.0 s}: Fattore di amplificazione di sito in termini di rapporto tra intensità dello spettro di risposta in pseudovelocità, calcolato in superficie e quello calcolato su suolo rigido nell'intervallo 0.5-1.0 s:
Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali compresa tra FA_{IS 0.5-1.0 s} 1.7 e 1.8 – Tavola XIII;

12. DETERMINAZIONE PRELIMINARE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

In condizioni sismiche, il termine “liquefazione” comprende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Tali fenomeni sono legati allo sviluppo di sovrappressioni interstiziali che, se positive, causano una riduzione della resistenza al taglio. La riduzione della resistenza può rappresentare solo una condizione temporanea, seguita da un successivo recupero, o può indurre nel terreno una condizione di collasso generalizzata e definitiva.

La liquefazione include tre principali fenomeni. Il primo è la “fluidificazione” che avviene quando le tensioni tangenziali richieste per assicurare le condizioni di equilibrio statico sono maggiori della resistenza al taglio del terreno al termine del terremoto. Ne consegue che una volta avviate, le deformazioni prodotte dalla fluidificazione possono proseguire anche dopo il terremoto. Il secondo fenomeno è quello della “mobilità ciclica” che si verifica quando le tensioni di taglio necessarie all’equilibrio statico sono minori della resistenza del terreno al termine del terremoto; in tal caso le deformazioni si sviluppano in maniera incrementale durante il terremoto. Il terzo fenomeno, che rappresenta un caso particolare di mobilità ciclica, è quello della “liquefazione ciclica” che si verifica nelle condizioni di free-field e piano campagna orizzontale.

Posizione del problema

In linea di principio, l’analisi di suscettibilità alla liquefazione di un dato sito richiede:

1. la valutazione delle caratteristiche dell’evento sismico atteso (fattore scatenante)
2. la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo (fattore predisponente);
3. la stima degli effetti conseguenti alla liquefazione.

In relazione al tipo di analisi prescelto, le caratteristiche del moto sismico dovranno essere valutate in termini di grandezze rappresentative (es. magnitudo, durata o storia temporale delle accelerazioni).

Per la caratterizzazione geotecnica del sito in esame dovranno essere effettuate opportune indagini in sito che permettano, direttamente od attraverso correlazioni empiriche, di caratterizzare:

- la profondità della falda;
- le condizioni stratigrafiche;
- le proprietà fisiche e meccaniche dei terreni costituenti il deposito.

Sulla base dei risultati ottenuti dalle analisi di pericolosità di liquefazione, se il livello di danno indotto dal fenomeno non è compatibile con la stabilità del sito, dovrà essere eventualmente valutata la possibilità di non utilizzare il sito o di modificare le caratteristiche dei manufatti oggetto di studio (od eventualmente di migliorare le caratteristiche meccaniche dei terreni).

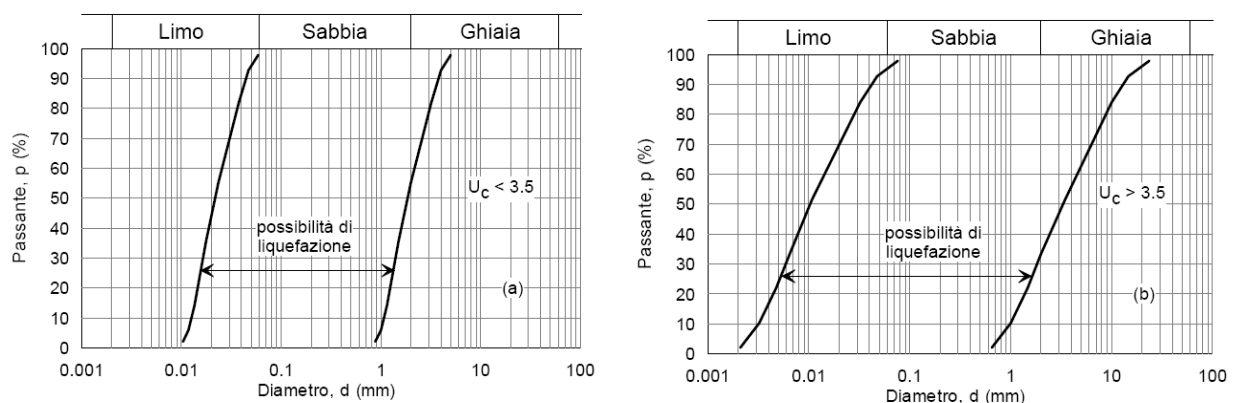
Rischio di liquefazione: verifica preliminare

Ai fini della presente relazione (in accordo con la normativa di riferimento), il termine “liquefazione” denota una diminuzione di resistenza a taglio e/o di rigidità causata dall’aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico, tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l’annullamento degli sforzi efficaci nel terreno.

Deve essere verificata la suscettibilità alla liquefazione quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa.

Sulla base di un’analisi preliminare della sismicità del sito e delle caratteristiche geotecniche del deposito, si può ritenere che la probabilità che si verifichi la liquefazione sia estremamente bassa o nulla nel caso in cui si manifesti almeno una delle seguenti condizioni (art. 7.11.3.4.2 N.T.C.):

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$



Non avendo potuto escludere la possibilità di liquefazione per i depositi indagati, (impossibilità di veder soddisfatti i punti 1 e 2 del precedente paragrafo) sulla base dell’analisi preliminare delle caratteristiche del sito e del deposito, si è proceduto alla verifica a liquefazione applicando alcuni metodi di analisi empirica e semplificata noti in letteratura.

Tutti i metodi semplificati permettono di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto fra la resistenza al taglio mobilitabile nello strato (R) e lo sforzo tagliante indotto dal sisma (T):

$$F_s = \frac{R}{T}$$

Un deposito dovrà essere considerato suscettibile di liquefazione, se il coefficiente di sicurezza sarà minore di 1.

La grandezza T dipende dai parametri del sisma di progetto (accelerazione sismica e magnitudo di progetto). R è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato, principalmente del suo stato di addensamento, e può essere ricavato direttamente attraverso correlazioni con i risultati di prove penetrometriche dinamiche, statiche o con i valori delle velocità delle onde S ricavati da stendimenti di sismica a rifrazione.

Calcolo dello sforzo di taglio indotto dal sisma (T)

La grandezza T viene ricavata attraverso la relazione:

$$T = 0,65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d \frac{1}{MSF}$$

dove:

a_{\max} = accelerazione sismica massima;
 g = accelerazione di gravità = 980.7 cm/s²;
 σ_{v0} = pressione verticale totale alla profondità z dal p.c.;
 σ'_{v0} = pressione verticale efficace alla profondità z dal p.c.;
 r_d = coefficiente funzione della profondità dal p.c., valutabile secondo il seguente schema:

$r_d = 1 - 0.00765z$ per $z \leq 9.15$ m
 $r_d = 1.174 - 0.0267z$ per $9.15 < z \leq 23$ m
 $r_d = 0.774 - 0.008z$ per $23 < z \leq 30$ m
 $r_d = 0.5$ per $z > 30$ m

MSF = coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma, ricavabile con la relazione

$$MSF = \left(\frac{M}{7.5} \right)^{-3.3}$$

se $M < 7.5$ o, se $M > 7.5$, con la formula

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}}$$

Calcolo della resistenza al taglio mobilitata (R)a) Da prove penetrometriche statiche – metodo di Robertson e Wride (1997)

Il metodo di Robertson e Wride permette di correlare la resistenza al taglio mobilitata nel terreno con i risultati della prova penetrometrica statica (CPT). La procedura di calcolo si basa sulle due seguenti equazioni:

$$R = 0,883 \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right] + 0,05 \text{ per } (q_{c1n})_{cs} < 50$$

e

$$R = 93 \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right] + 0,08 \text{ per } 50 \leq (q_{c1n})_{cs} < 160$$

La grandezza $(q_{c1n})_{cs}$ rappresenta la resistenza alla punta normalizzata e corretta per tenere conto della percentuale di fine presente.

Viene considerato non liquefacibile un deposito in cui sia $F_s > 1$.

Questa procedura è raccomandata dal National Center for Earthquake Reasearch (NCEER).

Calcolo dell'indice di liquefacibilità

Una stima del rischio di liquefazione complessivo lungo una verticale di calcolo viene fornita dal parametro indice di liquefazione (IL). Tale indice viene definito dalla seguente relazione:

$$IL = \sum_{i=1}^n FW(z) \Delta z$$

dove: n = numero degli intervalli di calcolo di F_s lungo la verticale;

$F = 1 - F_s$ per $F_s \leq 1$ e $F = 0$ per $F_s > 1$;

Δz = spessore dell'intervallo di calcolo;

$W(z) = 10 - 0,5z$, con z = profondità di calcolo (massimo 20 m).

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

IL	Rischio di liquefazione
IL=0	Molto basso
0<IL≤5	Basso
5<IL≤15	Alto
15<IL	Molto alto

Avendo ottenuto, con tutti i metodi applicati, fattori di sicurezza superiori a 1 e verifiche ampiamente positive, si ottiene un **indice di liquefazione IL = 0.00**, che corrisponde ad un **rischio di liquefazione molto basso**. Tale valore permette di ritenere positivamente soddisfatta la verifica di stabilità sismica delle fondazioni.

PARTE III – STUDIO GEOTECNICO PRELIMINARE

I risultati rappresentano un riferimento per il progettista e saranno quindi da utilizzare in fase preliminare esclusivamente per permettere un corretto predimensionamento delle strutture fondali e non utilizzabili per le verifiche di stabilità del sistema sovrastruttura-fondazione previste dalla vigente normativa (per cui è necessario conoscere gli effettivi valori dei carichi previsti, le dimensioni esecutive delle strutture, le sollecitazioni effettivamente trasmesse dalla struttura al terreno), che dovranno essere eseguite dal progettista stesso (art. 6.2.2 N.T.C.).

I calcoli geotecnici sono stati sviluppati in via preliminare, sull'ipotesi di realizzare un sistema fondale costituito da una serie di plinti quadrati di dimensioni 2,50 x 2,50 metri.

In relazione alle condizioni in essere nell'area, è stata sviluppata un'ipotesi di calcolo che vede il piano fondale in corrispondenza dell'orizzonte A (così come definito al capitolo 7) con una profondità di circa 2.50 metri dal piano campagna. Come tipologia dell'impianto fondale è stata ipotizzata una fondazione superficiale a plinti.

Tipologia di fondazioni:	plinti
Profondità del piano di imposta:	- 2.50 m da p.c.
Larghezza fondazione:	2.50 m
Altezza fondazione:	2.50 m
Carichi per SLU	centrati

13. CALCOLO PRELIMINARE DELLA CAPACITA' PORTANTE

Il calcolo della pressione ammissibile del terreno è stato ricavato utilizzando le equazioni più verificate in letteratura per l'analisi delle fondazioni superficiali. Queste considerano una rottura del terreno provocata dal cedimento verticale della fondazione che cede solidale con un cuneo di terra sottostante e che provoca perciò la rottura del terreno laterale lungo una superficie arcuata (Figura 15 int.). Inoltre, si è ipotizzata una struttura reologicamente omogenea (caratteristiche meccaniche uniformi), per la zona interessata dal carico di rottura della fondazione, formata da terreni limoso argillosi.

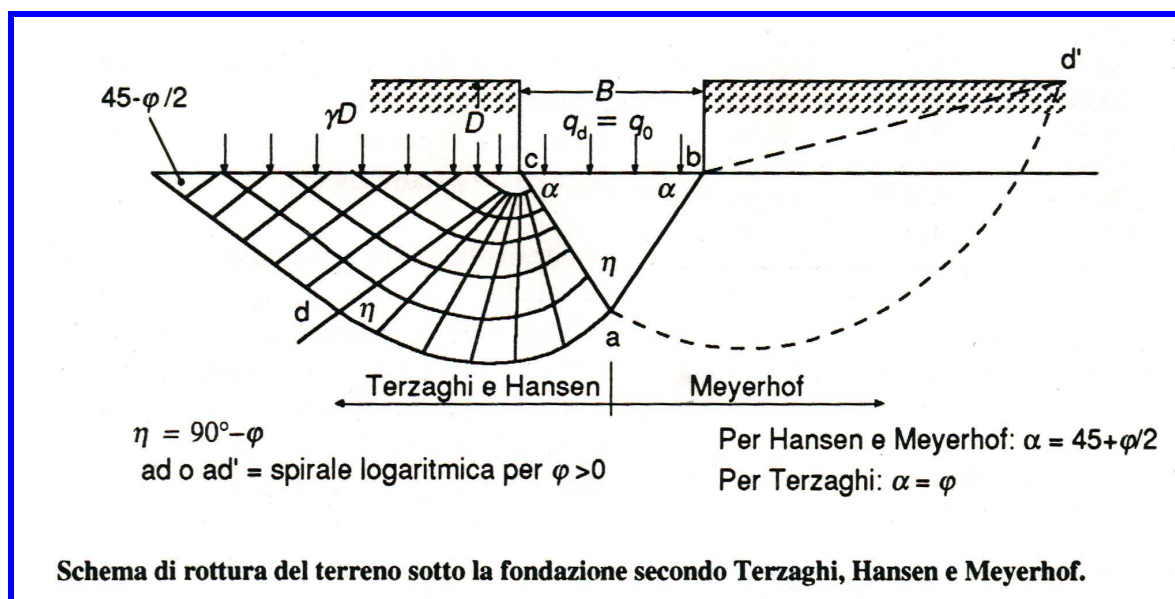


Figura 15 int - Schema di rottura del terreno sotto fondazioni superficiali

Il calcolo della capacità portante è stato sviluppato secondo le equazioni di **Terzaghi**, considerando il substrato limoso argilloso come molto addensato (Tabella 1) e con l'equazione di **Meyerhof** (Tabella 2) ed in ultimo con quella di **Brinch-Hansen** (Tabella 3) per considerare gli effetti inerziali sismici.

(Equazione generale di Terzaghi (Fondazioni superficiali - Terreni fortemente addensati):

$$q_d = cN_c s_c + yDN_q + 0,5yBN_y s_y \dots$$

Equazione generale di Meyerhof (Fondazioni superficiali):

$$q_d = cN_c s_c d_c + yDN_q s_q d_q + 0,5yBN_y s_y d_y \dots$$

Equazione generale di Brinch-Hansen (Fondazioni superficiali – carichi eccentrici, inclinati – correzione coeff. sismico):

$$q_d = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c z_c + yDN_q s_q d_q i_q g_q b_q z_q + 0,5yBN_y s_y d_y i_y g_y b_y z_y$$

dove:

q_d:	pressione di rottura
c:	coesione
D:	profondità del piano di posa
N'_c, N'_q, N'_y:	fattori di capacità portante
y':	peso specifico
s_c, s_y:	coefficienti di forma (Terzaghi)
s_c, s_y, s_q:	coefficienti di forma (Meyerhof)
d_c, d_y, d_q:	coefficienti di profondità (Meyerhof)
g_c, g_y, g_q:	coefficienti di inclinazione del piano campagna (Brinch-Hansen)
b_c, b_y, b_q:	coefficienti di inclinazione fondazione (Brinch-Hansen)
i_c, i_y, i_q:	coefficienti per carichi eccentrici (Brinch-Hansen)
z_c, z_y, z_q:	coefficienti per effetti inerziali correttivi (Brinch-Hansen)

Nello sviluppo dei calcoli, riportato sinteticamente nelle Tabelle 1, 2, 3 la distribuzione dei carichi derivanti dalla struttura è stata assimilata a quella derivante da una **struttura fondale superficiale** ($D/B < 4$) **a plinti con profondità del piano fondale a circa -2,50 metri dal piano campagna**. Il carico ammissibile è stato ricavato dal carico di rottura utilizzando un coefficiente di sicurezza pari a 3.

I parametri di seguito riportati esprimono pertanto le caratteristiche medie (in un'ottica assolutamente cautelativa) di tali depositi alla profondità di progetto:

$$\begin{aligned} \text{Cu} &= 0.80 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 8.00 \text{ t/m}^2 \\ &= 78.45 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Il valore assunto come significativo, è stato ottenuto dai risultati delle prove penetrometriche, in particolare è stato considerato, in via del tutto cautelativa, il minimo valore rappresentativo dell'intervallo A alla quota ipotizzata.

$$\begin{aligned} \gamma &= 800 \text{ kg/m}^3 \\ &= 0.80 \text{ t/m}^3 \\ &= 7.85 \text{ KN/m}^3 \end{aligned}$$

Volendo considerare le condizioni di saturazione del substrato (fino al piano campagna) in relazione alla possibile insorgenza di un sistema di circolazione sub-superficiale, si è ritenuto opportuno adottare un valore di riferimento alleggerito dalla spinta idrostatica γ' .

$$D = -2.50 \text{ m}$$

La profondità del piano di posa, è stata ipotizzata a circa -2.50 metri dal piano campagna.

$$\Phi' = 0^\circ$$

L'angolo di attrito è stato ridotto in via cautelativa ad un valore nullo, volendo considerare la sola natura coesiva dei depositi.

Nella **Tabella 3 int.** sono stati raffrontati i risultati derivati dall'applicazione dei differenti metodi di calcolo. Tali valori, assolutamente orientativi, dovranno essere verificati in funzione delle strutture in progetto, con i reali carichi di esercizio ed una accurata analisi dei cedimenti indotti.

Metodo di calcolo		Carico limite qd (kg/cm ²)	Ceff. Sicurezza	Carico ammissibile qamm. (kg/cm ²)
Terzaghi	Tabella 1	5,19	3	1,73
Meyerhof	Tabella 2	4,94	3,5	1,41
Brinch-Hansen	Tabella 3	6,86	3,5	1,96

Tabella 3 int.

Il valore di riferimento da assumere per il calcolo delle strutture è quello derivante dall'applicazione delle formule di Meyerhof con un valore di **pressione ammissibile (qamm) pari a 1.41 kg/cm²**.

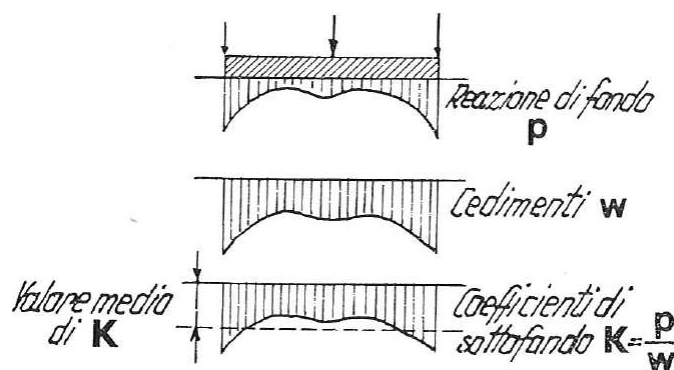
I criteri di calcolo ed i parametri geotecnici utilizzati per la determinazione della capacità portante dei terreni in oggetto, sono stati volutamente scelti in un'ottica ampiamente cautelativa (minimi valori di coesione, natura granulare considerata nulla, ecc.) al fine di garantire l'attendibilità dei risultati ottenuti, prescindendo dalle approssimazioni effettuate nel corso dei calcoli (omogeneità delle caratteristiche geomeccaniche, semplificazione della struttura in ipotesi e dei carichi applicati, ecc.).

14. DETERMINAZIONE PRELIMINARE DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO

Il coefficiente di sottofondo k_s , introdotto da Winkler nell'ambito del suo modello di interazione terreno-struttura, definisce la relazione di proporzionalità tra una pressione fittizia p in un punto generico del terreno ed il corrispondente cedimento w :

$$k_s = \frac{p}{w}$$

A livello teorico essa si presenta come una proprietà costante del terreno, indipendente dalla estensione e dalla forma della superficie di carico, nonché dalle caratteristiche elastiche di questa e designa un suolo idealmente costituito da un letto di molle indipendenti aventi costante di elasticità pari a k_s . In realtà nessuna massa terrosa si comporta in tal modo e l'applicazione di questo modello risulta significativa solo per limitati casi teorici.



Valutazione teorica del coefficiente di sottofondo – Metodo di Terzaghi

La valutazione sperimentale del coefficiente k_s è limitata a prove di carico con piastre rigide, attendibili solo per strutture sottoposte a carichi concentrati, come ad esempio le pavimentazioni stradali.

Date le difficoltà a ricavarne sperimentalmente il valore, è possibile ricorrere ad un'indagine analitica che, per una determinata fondazione, consente di ricavarlo in funzione dei parametri di deformabilità del terreno e delle dimensioni della fondazione, come suggerito da Terzaghi applicando le relazioni:

$$w = \frac{qb}{E} I_u$$
$$k = \frac{E}{I_w b}$$

con q sollecitazione di carico
 E modulo di elasticità
 I_w modulo di compressibilità

e ipotizzando una ripartizione uniforme del carico e del cedimento in una zona delimitata da piani inclinati di 45° .

Il successivo foglio espone tale calcolo per i terreni costituenti il piano fondale nel caso oggetto di studio, confrontandone le risultanze con i valori di k_s presenti in letteratura.

Valutazione teorica del coefficiente di sottofondo in condizioni statiche – Metodo di Bowles

$$K_s = \frac{E_s}{B(1 - \nu^2)}$$

dove:

Ks = modulo di Winkler verticale;

Es = modulo di Young (ricavato indirettamente dai valori delle indagini penetrometriche)

B = larghezza della fondazione

ν = coefficiente di Poisson (ricavato indirettamente dai valori delle indagini MASW)

$$K_h = 2 \cdot K_s$$

dove:

Kh = modulo di Winkler orizzontale;

Ks = modulo di Winkler verticale.

13. CONCLUSIONI

Il presente lavoro si è prefisso lo scopo di valutare le condizioni zonali dell'area di studio, esaminando il contesto geologico, morfologico ed idrologico presenti, insieme alla caratterizzazione geotecnica preliminare del sito, al fine di poter supportare le verifiche strutturali relative all'intervento in ambito di progetto. Di seguito si riporta una sintesi dei principali aspetti emersi:

Studio geologico

L'area si colloca ad un'altezza di circa 32 metri s.l.m., inserita in un contesto morfologico sub pianeggiante, caratterizzato da una blanda pendenza con immersione verso nord nord-est, in accordo con la vergenza appenninica. Nel complesso l'area di studio risulta essere, per tutte le caratteristiche al contorno, **assolutamente stabile e con bassissima predisposizione al dissesto**.

La regimazione delle acque meteoriche è garantita dalla rete antropica di canali e fossi collegati alle attività agricole presenti al contorno dell'area di studio. L'idrografia di superficie è caratterizzata dal Torrente Enza, posto a est ad una distanza di circa 3 km, con direzione di scorrimento verso nord-ovest.

A differente scala gerarchica, con direzione di scorrimento verso nord si osservano il Canale Naviglia che borda il comparto in direzione ovest, il Cavo Formica che borda il comparto in direzione est ed il Cavo Formichetta poco più ad est.

Con riferimento alla cartografia tematica di riferimento per quanto riguarda il rischio idraulico, l'area in oggetto risulta inserita come area a rischio di inondazione, con scenario di pericolosità P2-M con alluvioni poco frequenti: tempo di ritorno tra 100 e 200 anni – media probabilità e con classe di rischio R1 – rischio moderato o nullo.

Nel corso delle indagini effettuate si è osservata la presenza di un sistema di circolazione idrica attestato ad una quota di circa 2.60/2.70 metri dal piano di campagna, probabilmente connesso alle acque dei limitrofi sistemi di circolazione.

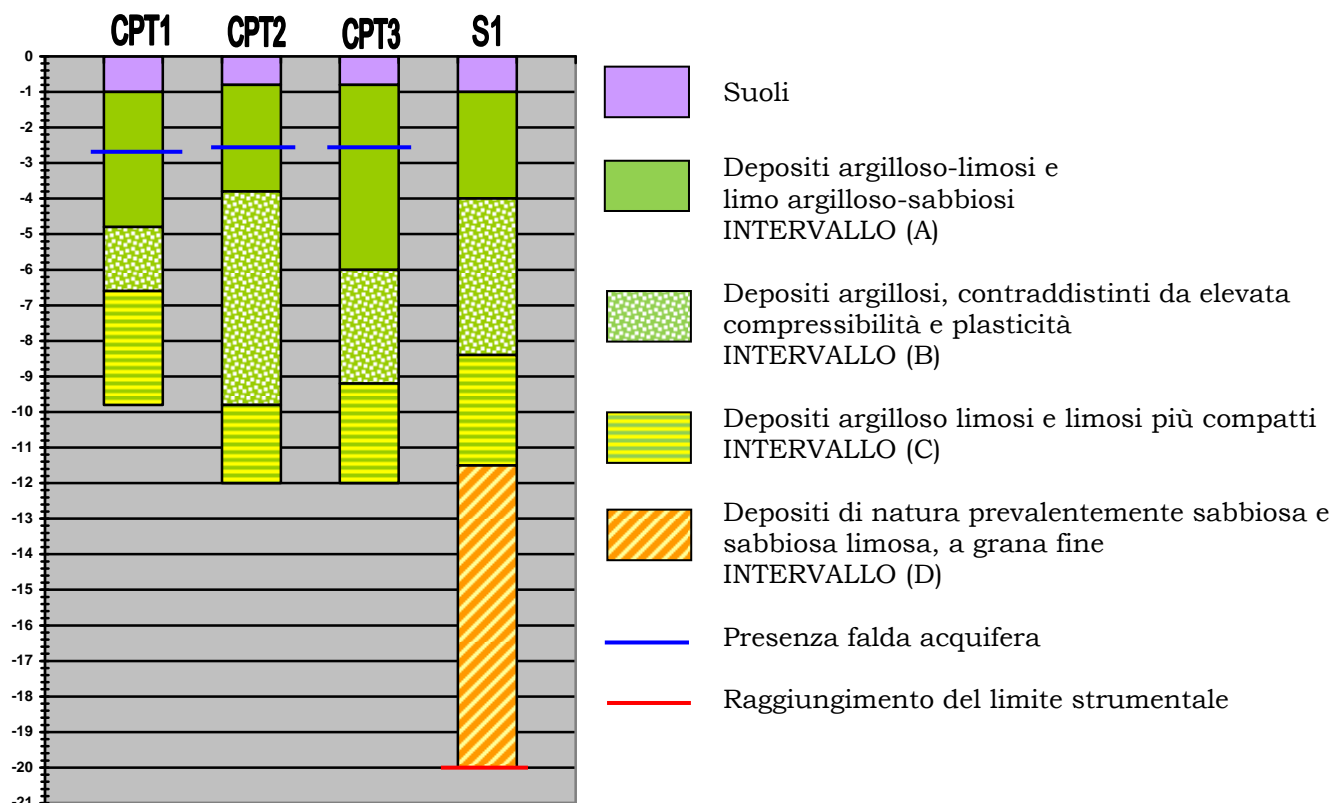
Oltre a questo sistema di circolazione idrica, è possibile anche l'instaurarsi di un sistema di circolazione sub-superficiale, attestato nei livelli a maggior granulometria presenti. Tali sistemi di circolazione pur potendo considerare il substrato superficiale come scarsamente permeabile, è resa possibile dalle condizioni di infiltrazione efficace presenti nella coltre dei terreni argillosi, proprio per le fessurazioni che in essi si producono in seguito ai cicli di essiccazione/imbibizione (contrazione/rigonfiamento). Questi sistemi risultano pertanto caratterizzati da una forte stagionalità con lenti freatiche superficiali e discontinue, caratterizzate da livelli di soggiacenza assai variabili. Per questo motivo i piani interrati degli edifici dovranno essere protetti, mediante idonei sistemi di difesa passiva, dalle acque di circolazione potenzialmente presenti.

La cartografia tematica esistente, in particolare la "Tavola A.6 del Piano Infraregionale delle Attività Estrattive – Carta Idrogeologica della Pianura e dei Sistemi Idrogeologici dell'Appennino Parmense" delinea l'andamento delle linee isofreatiche mediante pozzi e punti di controllo della rete piezometrica. Nell'area indagata le linee isofreatiche sono riportate ad una quota assoluta compresa tra i 30 ed i 35 metri, corrispondendo ad una soggiacenza media di circa 2/3 metri, in accordo con quanto direttamente osservato.

I risultati delle indagini geognostiche realizzate permettono di supporre i seguenti intervalli reologicamente e geomeccanicamente uniformi:

Intervallo	Z _{min} (m)	Z _{max} (m)	γ (t/m ³)	γ' (t/m ³)	Cu (kg/cm ²)	Φ'	E (kg/cm ²)
Suoli	0.00	-0.80/-1.00	---	---	---	---	---
A	-0.80/-1.00	-3.80/-6.00	1.80	0.80	0.80	---	60
B	-3.80/-6.00	-6.60/-9.80	1.80	0.80	0.60	---	40-50
C	-6.60/-9.80	interruzione	1.75	0.70	0.80	27	60-70

Tabella 2-int Intervalli litologicamente e geomeccanicamente uniformi individuati



Studio sismico

I parametri necessari per la determinazione delle forme spettrali da utili per la definizione dell'azione sismica di progetto sono stati ricavati dal programma messo a punto dal Ministero "Spettri NTC-07" ver. 1.0.3 in accordo con quanto previsto dal D.M. 17/01/2018

LON	E 10,409550°
LAT	N 44.835617°
V_N	50 anni
Classe	II
C_U	1.0

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F₀	T_c[*] (s)
SLO	30	0,041	2,538	0,239
SLD	50	0,052	2,522	0,257
SLV	475	0,119	2,525	0,298
SLC	975	0,154	2,496	0,306

Per la classificazione del sito in oggetto si è definito il parametro meccanico di base definito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, Vs₃₀ realizzando indagini geofisiche in sito mediante la tecnica "MASW".

Le elaborazioni effettuate hanno permesso di attribuire al sito indagato la categoria di sottosuolo "C".

La natura dei depositi riscontrati sotto il profilo litologico e dei processi morfo-genetici deposizionali che li hanno formati permette di escludere il rischio di liquefazione per il sito oggetto di studio.

Coefficienti sismici

Tipo

Stabilità dei pendii e fondazioni

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

1

us (m)

0.1

Cat. Sottosuolo

C

Cat. Topografica

T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,47
CC Coeff. funz categoria	1,68	1,64	1,57	1,55
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.012	0.015	0.043	0.054
0.006	0.008	0.021	0.027	
Amax [m/s²]	0.607	0.758	1.746	2.216
Beta	0.200	0.200	0.240	0.240

Studio geotecnico preliminare

I risultati rappresentano un riferimento per il progettista e saranno quindi da utilizzare in fase preliminare esclusivamente per permettere un corretto predimensionamento delle strutture fondali e non utilizzabili per le verifiche di stabilità del sistema sovrastruttura-fondazione previste dalla vigente normativa (per cui è necessario conoscere gli effettivi valori dei carichi previsti, le dimensioni esecutive delle strutture, le sollecitazioni effettivamente trasmesse dalla struttura al terreno), che dovranno essere eseguite dal progettista stesso (art. 6.2.2 N.T.C.).

I calcoli geotecnici sono stati sviluppati in via preliminare, sulla scorta delle soluzioni progettuali ipotizzate dal progettista strutturale delle opere.

Come tipologia dell'impianto fondale sono state ipotizzate fondazioni superficiali a plinti, con profondità del piano fondale in corrispondenza dell'intervallo C (così come anzi definito)

Tipologia di fondazioni:	plinti
Profondità del piano di imposta:	- 2.50 m da p.c.
Dimensioni fondazione:	2.50 m
Altezza fondazione:	2.50 m
Carichi per SLU	centrati

Il valore di riferimento da assumere per il calcolo delle strutture è quello derivante dall'applicazione delle formule di Meyerhof con un valore di **pressione ammissibile (σ_{amm}) pari a 1.41 kg/cm²**.

Il valore del **coefficiente di sottofondo k_s** , ricavato attraverso un'indagine analitica in funzione dei parametri di deformabilità del terreno e delle dimensioni della fondazione, è stato stimato in **1.00 kg/cm³** per fondazioni superficiali nastriformi.

A seguito delle considerazioni effettuate, derivanti dalle valutazioni geologiche e geologico-tecniche formulate e fatte salve le prescrizioni di cui sopra, si ritiene di poter esprimere **un parere del tutto favorevole alla realizzazione dell'opera in ambito di progetto**.

San Michele Tiorre, li 21 settembre 2020

Dott. Geol. Luca Calzolari



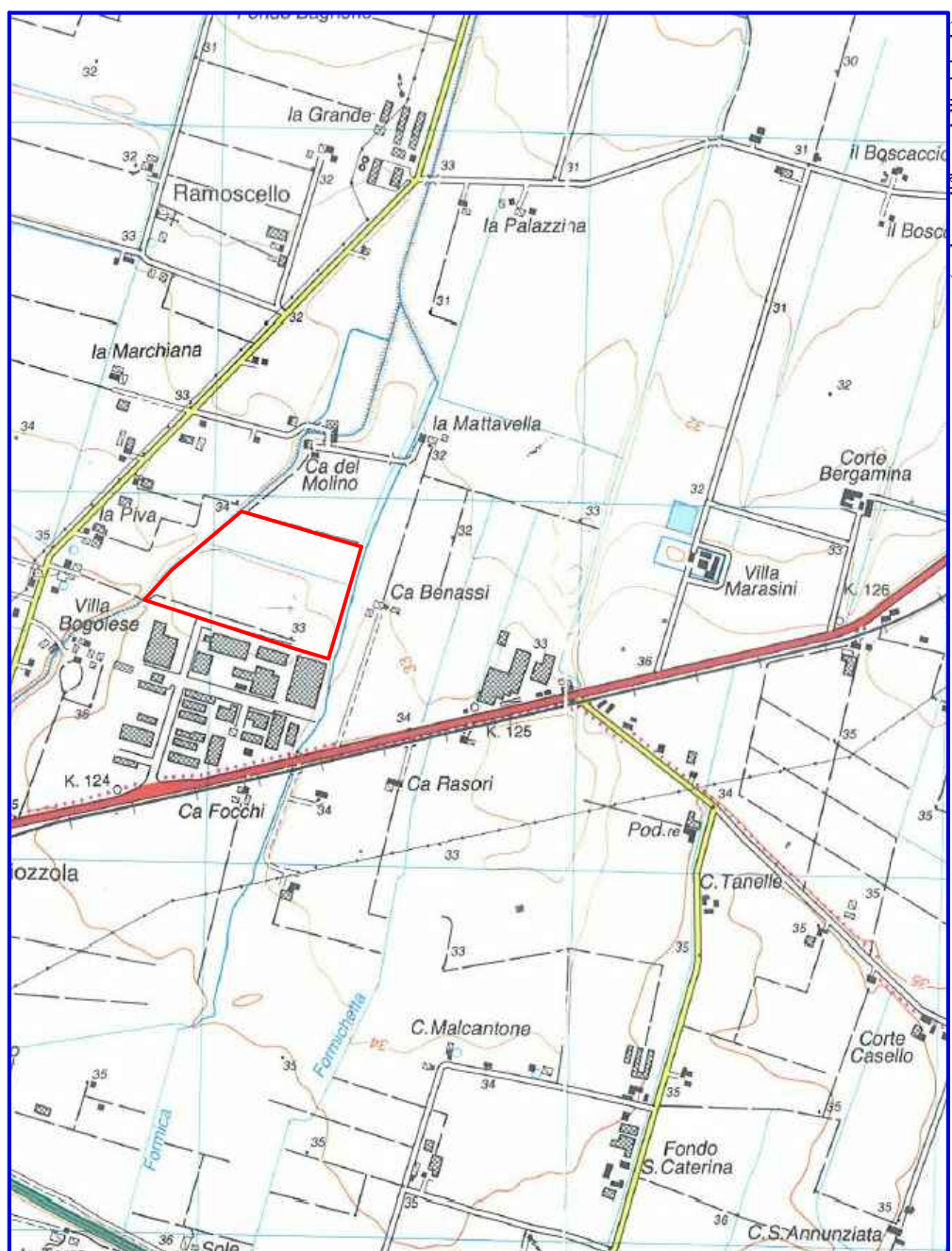
TAVOLE

Tavola I

STRALCIO CARTA TOPOGRAFICA REGIONALE PARMA NORD EST

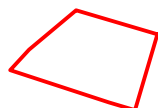
Tavola 182 - SO

Scala 1:25.000



(scala modificata dall'originale)

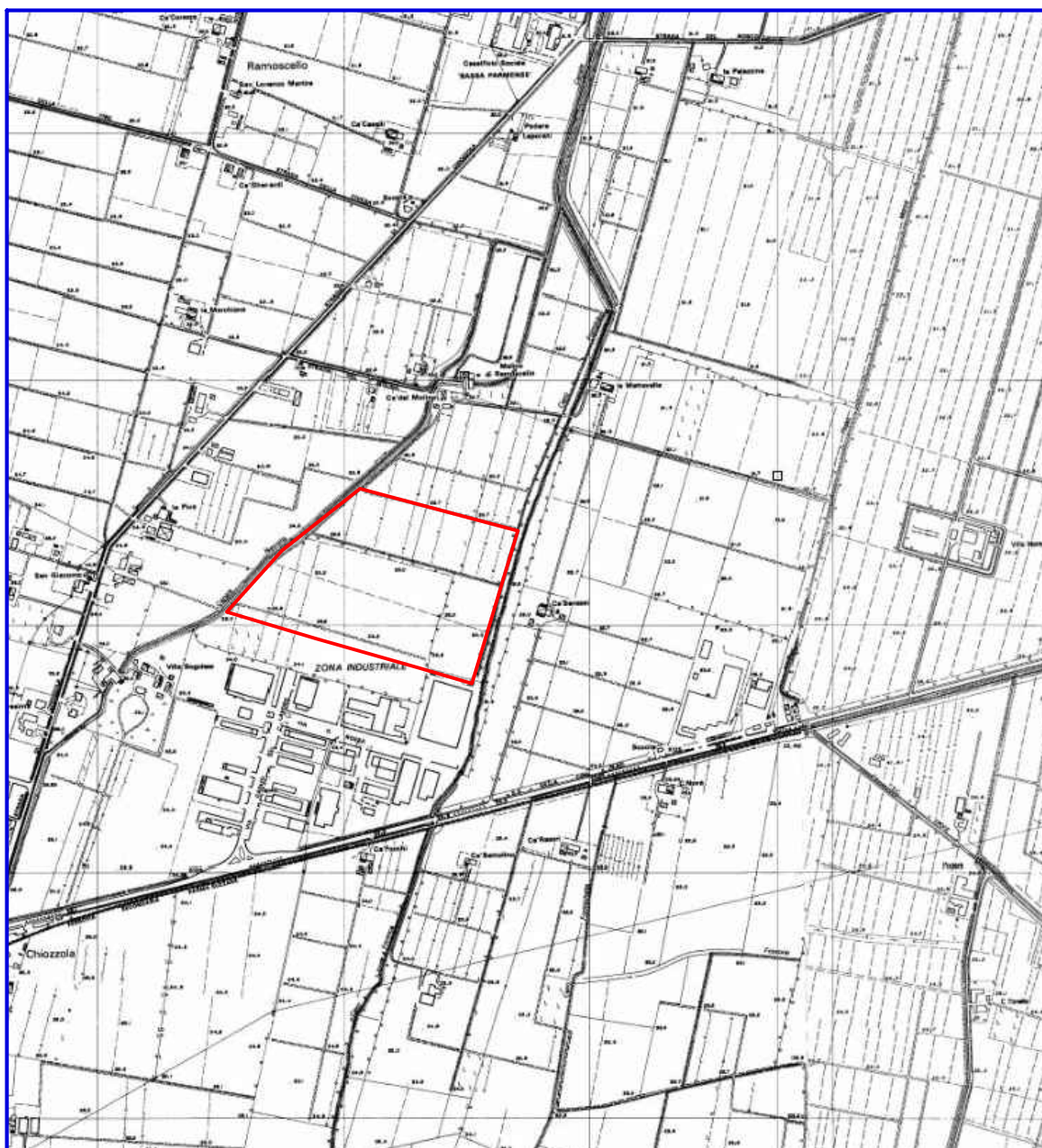
(Coord. UTM N 4.965.695 E 611.146)
(Lat. 44,835617° - Lon 10,409550°)



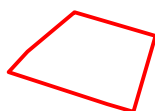
Area di ubicazione di studio

Tavola II

STRALCIO CARTA TECNICA REGIONALE PARMA NORD EST Foglio 182 - SO Elementi 131-144 Scala 1:5.000



(scala modificata dall'originale)



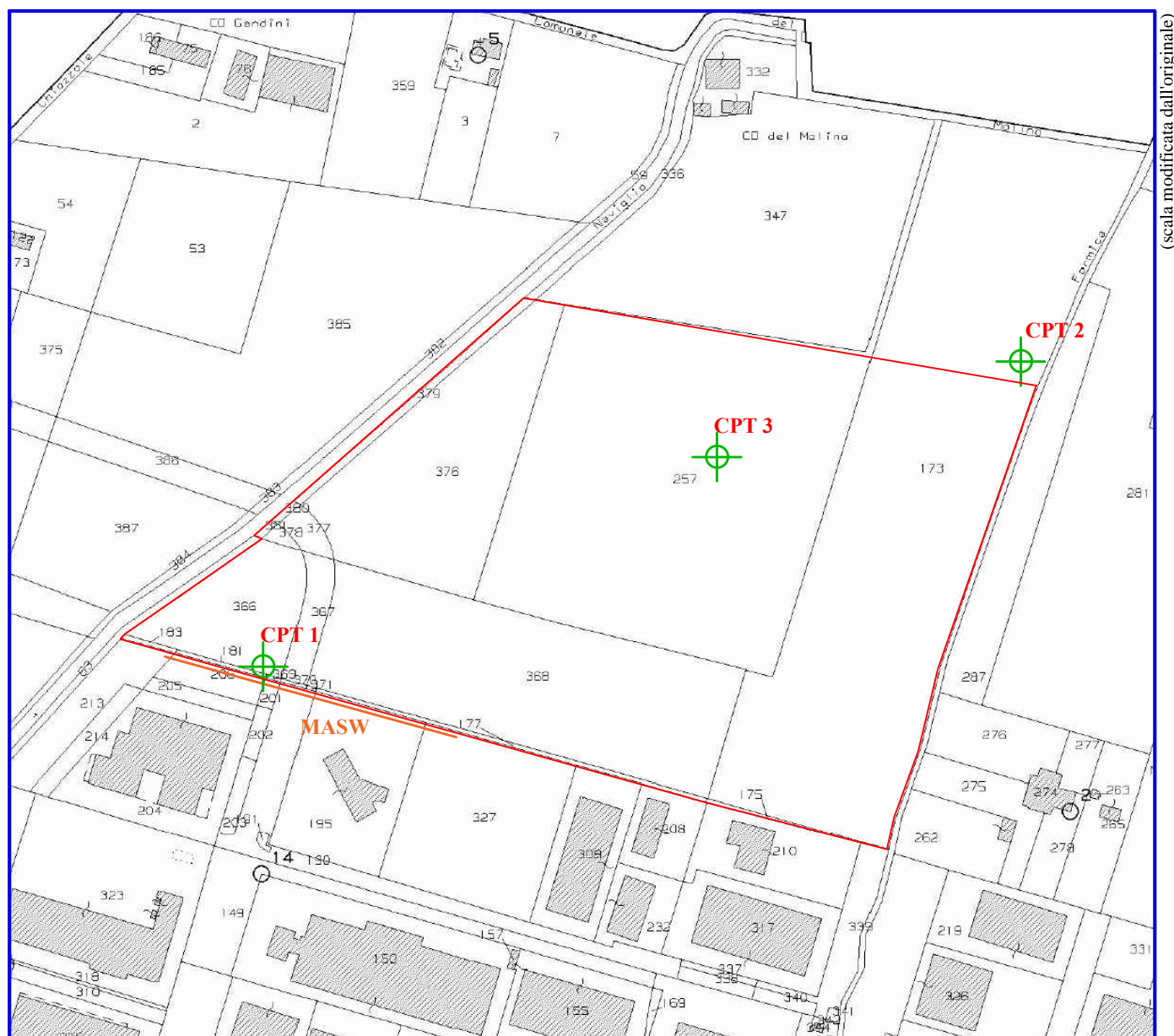
Area di ubicazione di studio

(Coord. UTM N 4.965.695 E 611.146)
(Lat. 44,835617° - Lon 10,409550°)

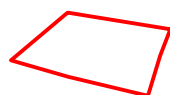
Tavola III

STRALCIO PLANIMETRICO CATASTALE E UBICAZIONE DELLE PROVE EFFETTUATE Scala 1:2.000

**Comune di Sorbolo - Foglio 37 Mappali 173, 175, 177, 257,
366, 367, 368, 369, 370, 371, 376, 377, 378, 379, 380, 381.**



(scala modificata dall'originale)



Area in oggetto di studio



Ubicazione prove penetrometriche di tipo statico (CPT)



Stendimento MASW

(Coord. UTM N 4.965.695 E 611.146)
(Lat. 44,835617° - Lon 10,409550°)

Tavola III bis

SINTESI DEGLI ELEMENTI DI PROGETTO ARCH. LUCA PAGLIETTINI



PLANIMETRIA DI PROGETTO

	Delineazione Ambito APS1.2	110.400 mq.		Aree per la viabilità	11.495 mq.
	Superficie fondiaria produttiva	80.510 mq.		di cui pertinenze	2.021 mq.
	di cui aree prevalentemente permeabili a verde privato	9.712 mq.		di cui per la viabilità veicolare	6.413 mq.
	di cui oggetto di conversionamento	6.566 mq.		di cui per la viabilità ciclabile	949 mq.
	Aree per attrezzature e spazi pubblici	12.279 mq.		di cui per la viabilità pedonale	1.797 mq.
	Aree a parcheggio pubblico	6.116 mq.		di cui per sosta autocarri	194 mq.
	di cui per auto (n° 72 stalli di cui n°13 per disabili)	2.409 mq.		di cui per raccolta rifiuti	121 mq.
	di cui per mezzi pesanti (n°16 stalli)	3.256 mq.			
	di cui per cicli e motocicli (n°25 stalli)	401 mq.			



Rispetto dei corsi d'acqua meritevoli di tutela art. 12 bis PTCP



Limite area soggetta a vincolo paesaggistico art. 142 D.Lgs. 42/2004



Principali alberature degli spazi pubblici



Elementi della centuriazione



Ingressi carrabili

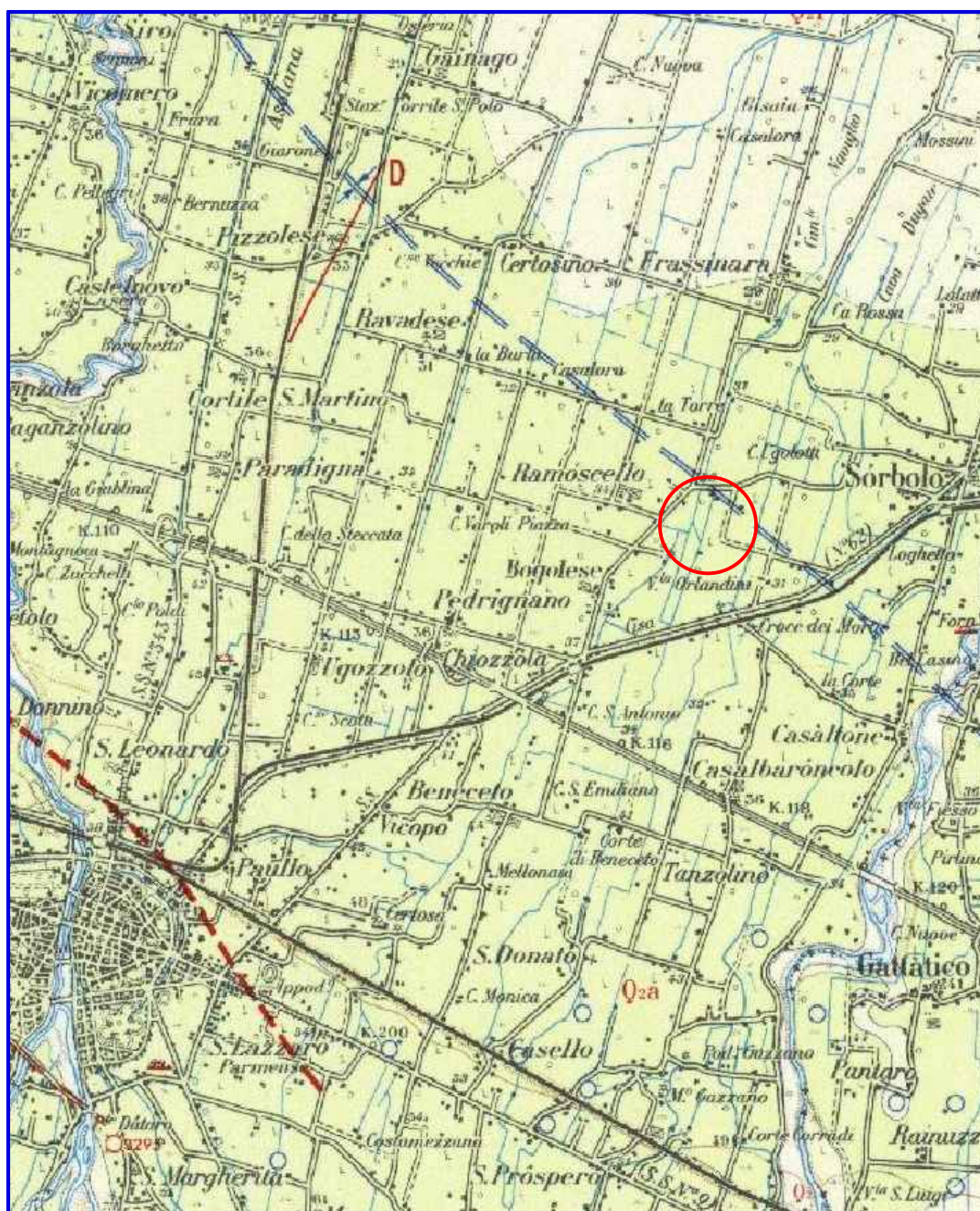
Tavola IV

STRALCIO CARTA GEOLOGICA D'ITALIA

- Foglio 73 -

Parma

Scala 1:100.000



(scala modificata dall'originale)



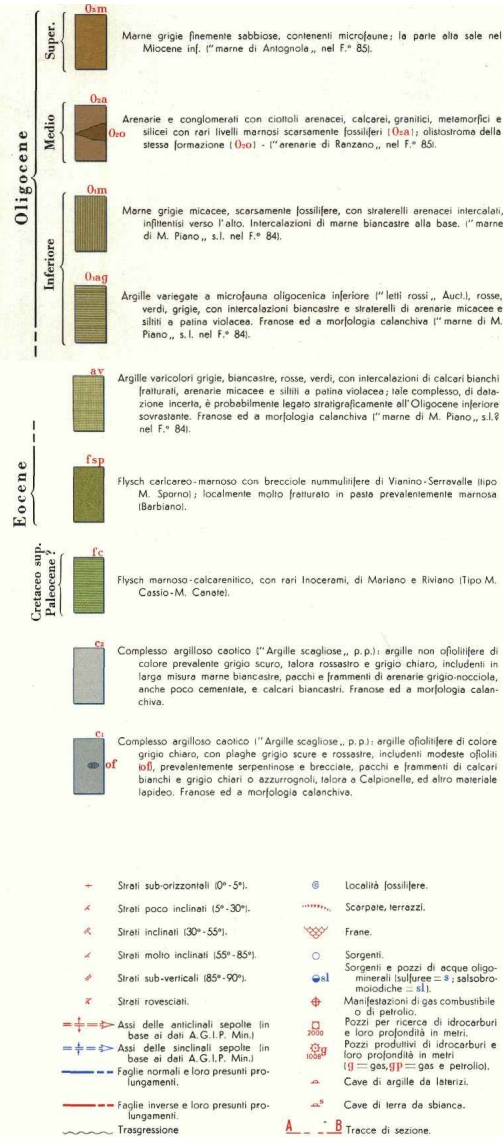
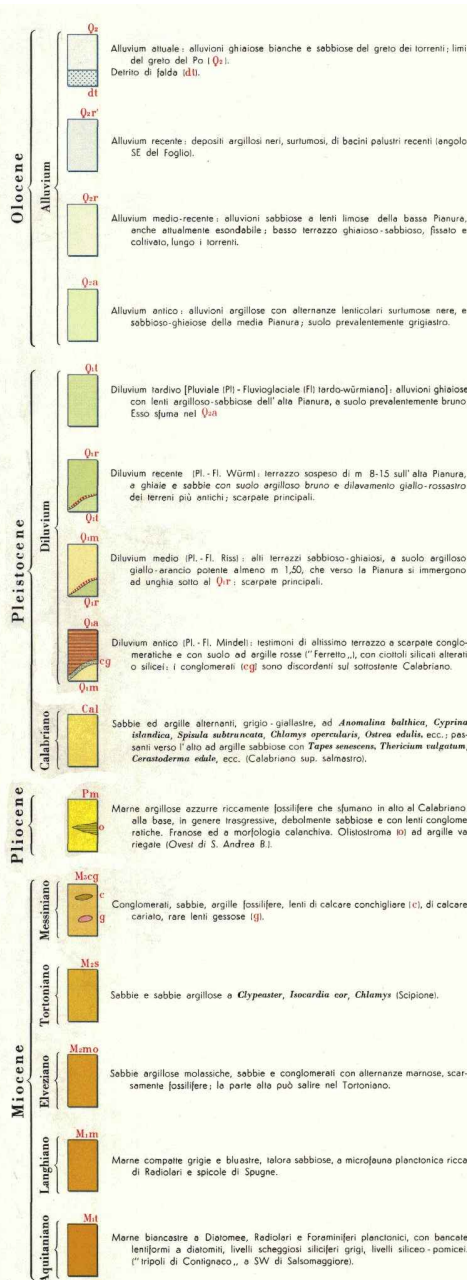
Area di ubicazione edificio in oggetto di studio

(Coord. UTM N 4.965.695 E 611.146)
(Lat. 44,835617° - Lon 10,409550°)

LEGENDA CARTA GEOLOGICA D'ITALIA

- Foglio 73 -

Parma



Schema dei rapporti stratigrafici
(Scala 1 : 25.000)

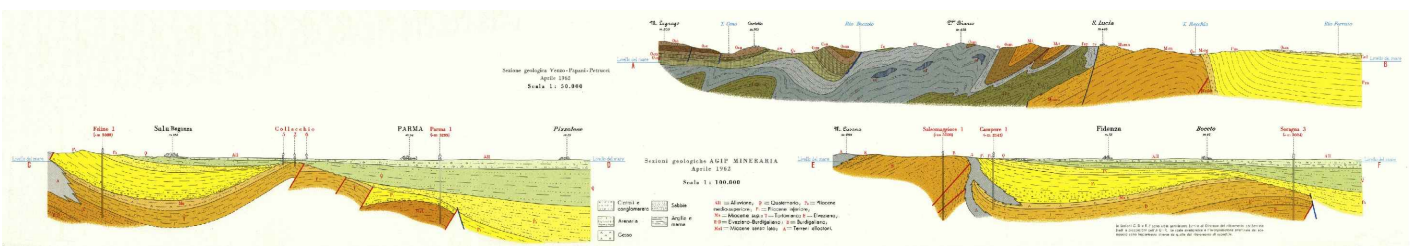
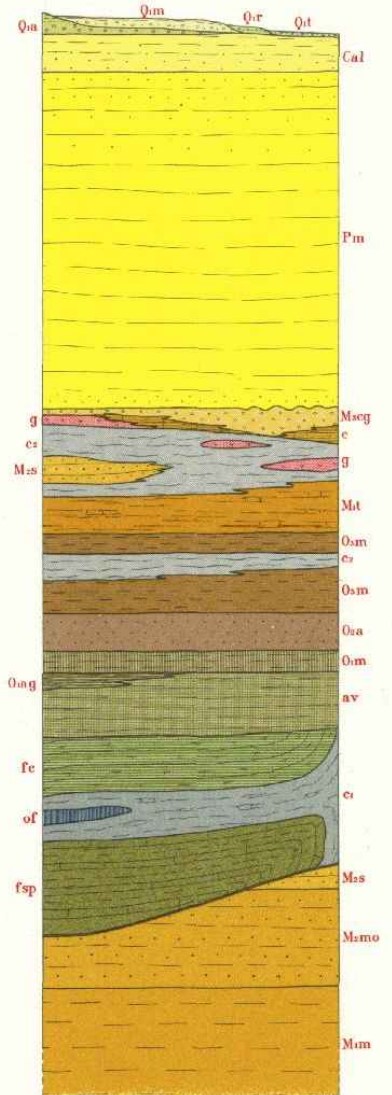
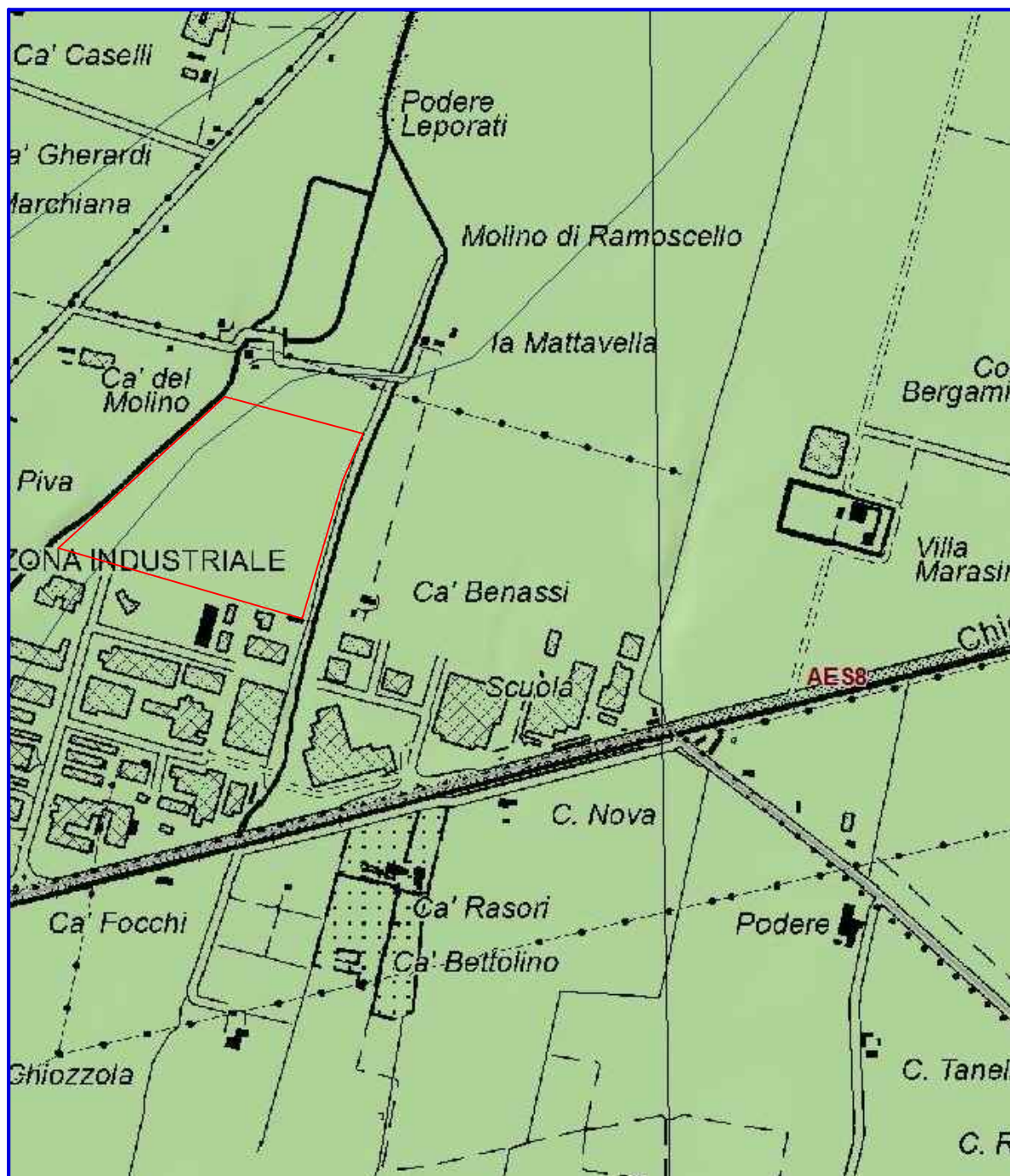
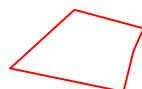


Tavola IV bis

STRALCIO CARTA GEOLOGICA REGIONALE EMILIA ROMAGNA - Scala 1:10.000 Foglio 182130 - Parma Nord Est



(scala modificata dall'originale)



Area di ubicazione edificio in oggetto di studio

(Coord. UTM N 4.965.695 E 611.146)
(Lat. 44,835617° - Lon 10,409550°)

LEGENDA CARTA GEOLOGICA REGIONE EMILIA ROMAGNA

Scala 1:10.000

Foglio 182130 - Parma Nord Est

Successione neogenico - quaternaria del margine appenninico padano



AES8 - Subsistema di Ravenna

Ghiaie sabbiose, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi: depositi intravallivi terrazzati. Il profilo di alterazione varia da qualche decina di cm fino ad 1 m ed è di tipo A/Bw/Bk(C). Il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico, mentre il contatto di base è discordante sulle unità più antiche. Lo spessore massimo dell'unità è inferiore a 20 m.

(Pleistocene sup. - Olocene)



AES8a - Unità di Modena

Ghiaie prevalenti e sabbie, ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua: depositi alluvionali intravallivi. Il profilo di alterazione è di esiguo spessore (poche decine di cm) e di tipo A/C, localmente A/Bw/C. Lo spessore massimo dell'unità è di alcuni metri.

(Olocene)

Simboli Convenzionali presenti nel 10.000

Tessiture:

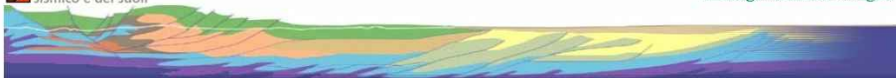


Argilla Limosa

Limo Sabbioso

servizio geologico
sismico e dei suoli

Regione Emilia-Romagna



LEGENDA DELLA SEZIONE CARTOGRAFICA: 182130 - PARMA NORD-EST

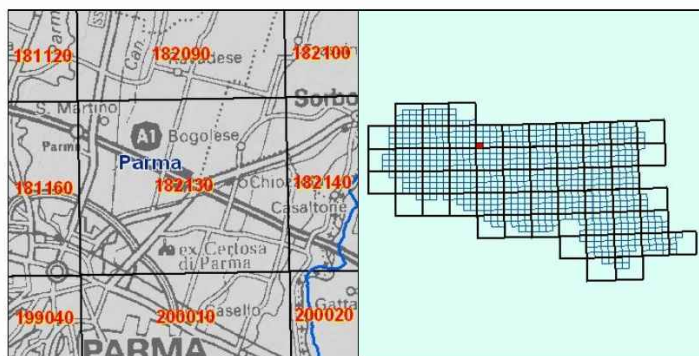
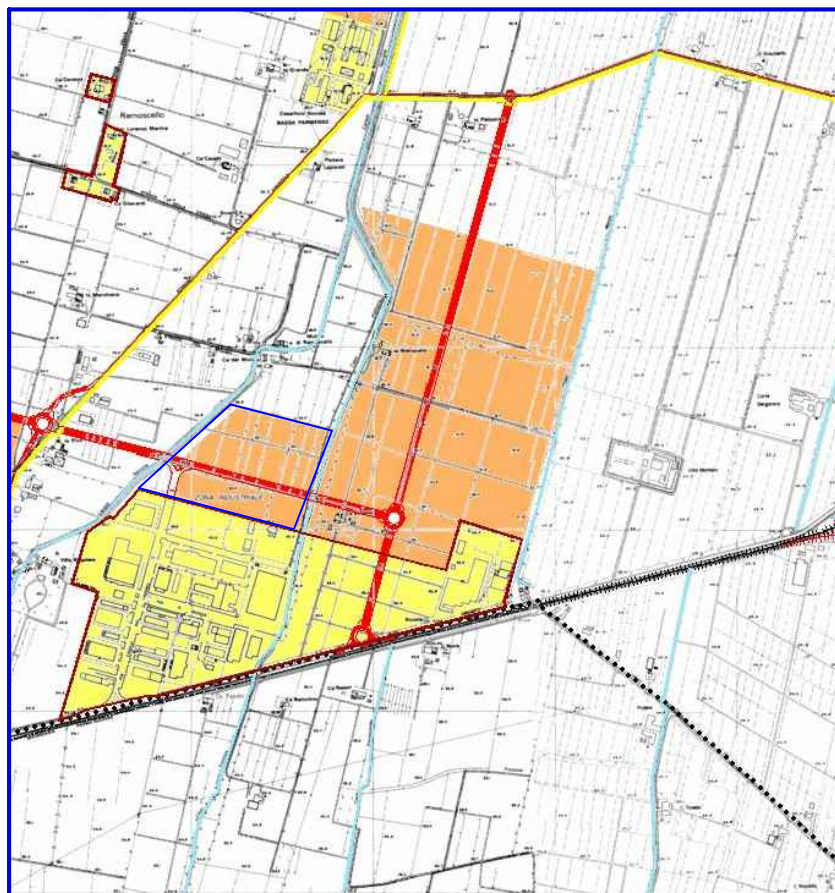


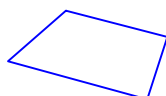
Tavola V

STRALCIO DEL PSC DEL COMUNE DI SORBOLO Scala 1:10.000



(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4.965.695 E 611.146)
(Lat. 44,835617° - Lon 10,409550°)



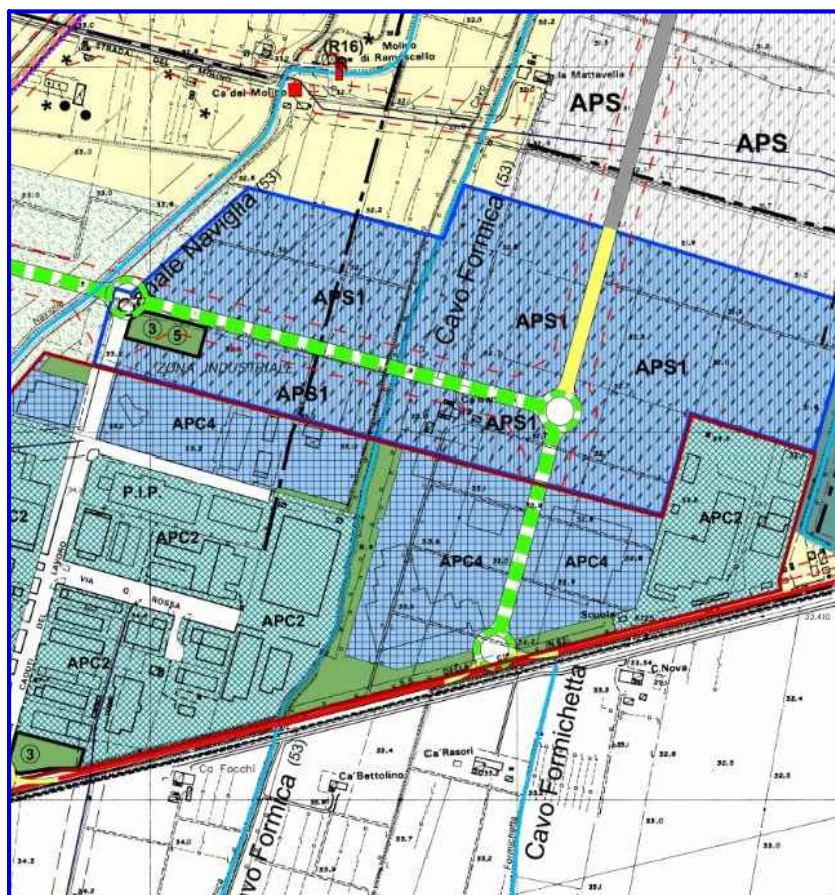
Area di oggetto di studio

LEGENDA			
	Territorio urbanizzato		
	Territorio urbanizzabile		
	Territorio rurale		
	Delimitazione del territorio urbanizzato (art. 13 L.R. 47/78)		
	Viabilità stradale di progetto		
	Percorsi ciclabili		
	Viabilità ferroviaria esistente		Viabilità ferroviaria di progetto
	Confine Comunale		

COMUNE DI SORBOLO PROV. PARMA (PR)	
PIANO STRUTTURALE COMUNALE P.S.C. 2003 (Legge Regionale 29 marzo 2000 n° 23)	
	ADOZIONE Del. C.C. n° 16 del 15/10/2003 CONTRIBUZIONE ALLE COSTRUZIONI E ALLE RISTRUTTURE Del. C.C. n° 16 del 15/10/2003 APPROVAZIONE Del. C.C. n° 42 del 28/11/2005
Territorio Comunale	TAV. 1 SCALA 1: 10.000 DATA 14/11/2005
TITOLO: P.S.C. Territorio Urbanizzato e Urbanizzabile Territorio Rurale	
IL SINDACO	IL SEGRETARIO
PROGETTO Studio di architettura e Urbanistica Dott. Arch. Giulio Lenzi P. via Arden 24/26, 43100 Parma tel. 0521-772255 - e-mail: arch.lenzi@studiomac.com Collaboratore Arch. Stefano Cornaro	

Tavola VI

STRALCIO DEL POC DEL COMUNE DI SORBOLO Scala 1:10.000



(scala modificata dall'originale)

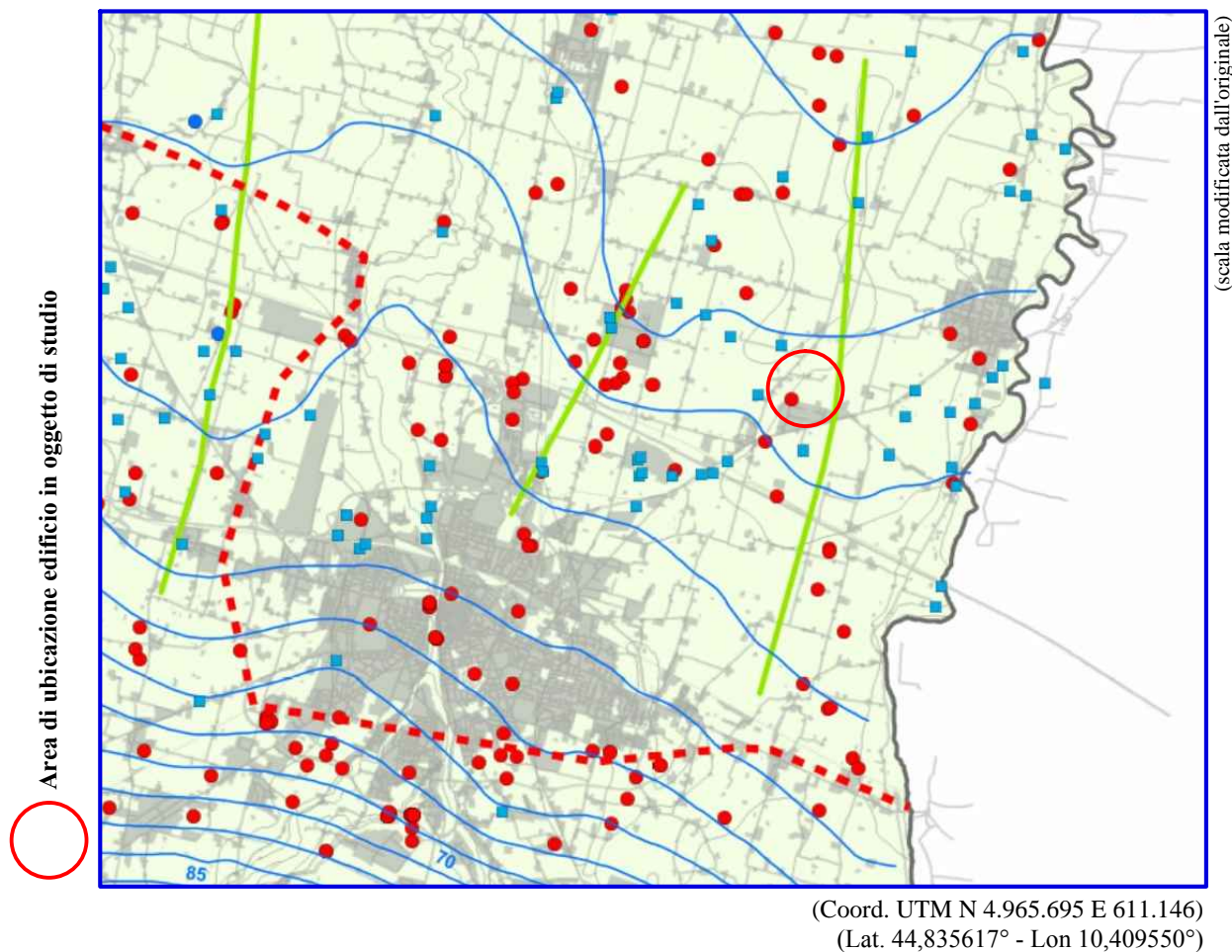
(Coord. UTM N 4.965.695 E 611.146)
(Lat. 44,835617° - Lon 10,409550°)

POC			Rif. Articoli Normativi	
SISTEMA INSEDIATIVO			Articoli RUE	
			PSC	POC RUE
AMBITI DEL TERRITORIO URBANIZZATO E URBANIZZABILE				
	ARUn	Ambiti urbani da riqualificare	54 (1.2)	57
	NUUn	Ambiti o Sub-ambiti per nuovi insediamenti	54 (1.3)	58
	Dotazioni territoriali di progetto, all'interno degli Ambiti o Sub-ambiti, in cessione POC 2006-2011			
	AP	Ambiti specializzati per attività produttive :	54 (1.4)	-
	APS	Ambiti per attività produttive di rilievo sovracomunale (APS1)	-	60
	APC	Ambiti per attività produttive di rilievo comunale:	-	61
	APC1	Nuovi insediamenti produttivi (APC1a)	-	62

COMUNE DI SORBOLO PROVINCIA DI PARMA	
PIANO OPERATIVO COMUNALE P.O.C. 2006-2011 <small>(Legge Regionale 24 marzo 2000 n° 20 e s.m.)</small>	
	AGGIORNAMENTO POC Del C.C. n° 54 del 04/12/2006 CONTRODEDUZIONE POC Del C.C. n° 27 del 10/05/2007 APPROVAZIONE POC Del C.C. n° 27 del 10/05/2007
	TAV. 1 SCALA DATA maggio 2007
	TITOLO: TAVOLA SINOTTICA POC
	I. SINDACO Geom. Franco Pizzi II. SEGRETARIO Dott.ssa Cristina Sori
PROGETTO: Studio di Architettura e Urbanistica - Dott. Arch. Guido Leoni P.zza Arturo Salsani, 31A - 43100 Parma Tel. 0521.772218 - e-mail: architettureon@guidoleoni.com	


Tavola VII

STRALCIO CARTA DEL PIANO INFRAREGIONALE DELLE ATTIVITÀ ESTRATTIVE Scala 1:25.000



ANALISI IDROGEOLOGICA DELLA PIANURA PARMENSE

- Punti di controllo della rete piezometrica
- Limite freatico
- Linee isofreatiche
- Assi di drenaggio
- Depositi alluvionali di pianura
- Pozzi
- Sorgenti non captate
- Sorgenti storiche (I.B.C.)
- Sorgenti captate
- Sorgenti con deposito di travertino
- Faglia
- Concessioni minerarie
- Limite delle zone di protezione delle acque sotterranee pedecollina-pianura


PROVINCIA DI PARMA
SETTORE TUTELA DEL TERRITORIO
SERVIZIO PROGRAMMAZIONE E PIANIFICAZIONE TERRITORIALE

PIANO INFRAREGIONALE ATTIVITA' ESTRATTIVE

**QUADRO CONOSCITIVO
VARIANTE SPECIFICA**
ai sensi dell'art. 27 bis della L.R. 20/2000

adozione: Del. C.P. n° 59 del 16.11.2013
controdeduzioni: Del. C.P. n° 42 del 23.07.2016
approvazione: Del. C.P. n° 42 del 23.07.2016

Direttore del Servizio: Dott. Urb. Sergio Perri
Gruppo di Lavoro: Ing. Andrea Cornelli, Dott. Geol. Andrea Palcosio

**Carta Idrogeologica della Pianura
e dei Sistemi Idrogeologici
dell'Appennino Parmense**

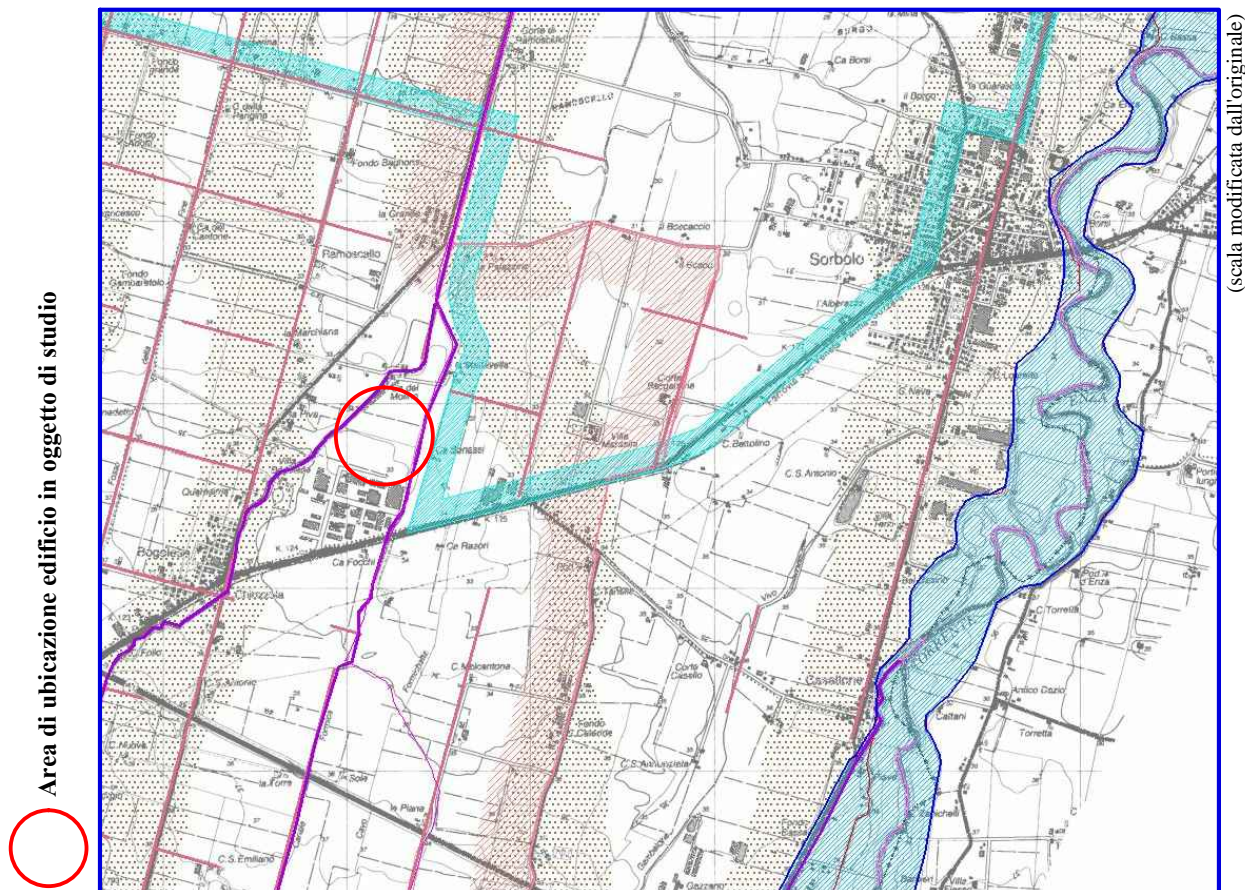
Scala 1:100.000

TAV. A.6

ottobre 2015

Tavola VIII

STRALCIO CARTA P.T.C.P - TUTELA AMBIENTALE, PAESISTICA E STORICO-CULTURALE Scala 1:25.000



(Coord. UTM N 4.965.695 E 611.146)
(Lat. 44,835617° - Lon 10,409550°)

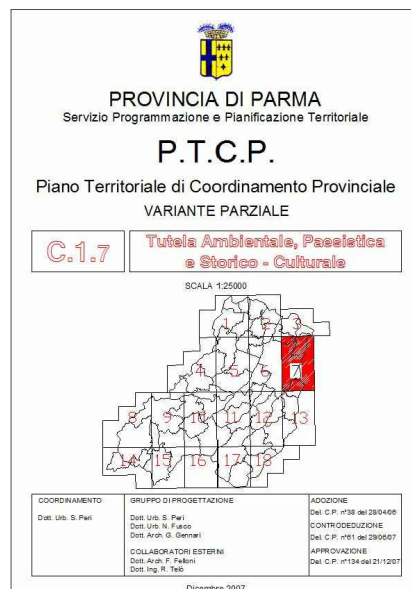
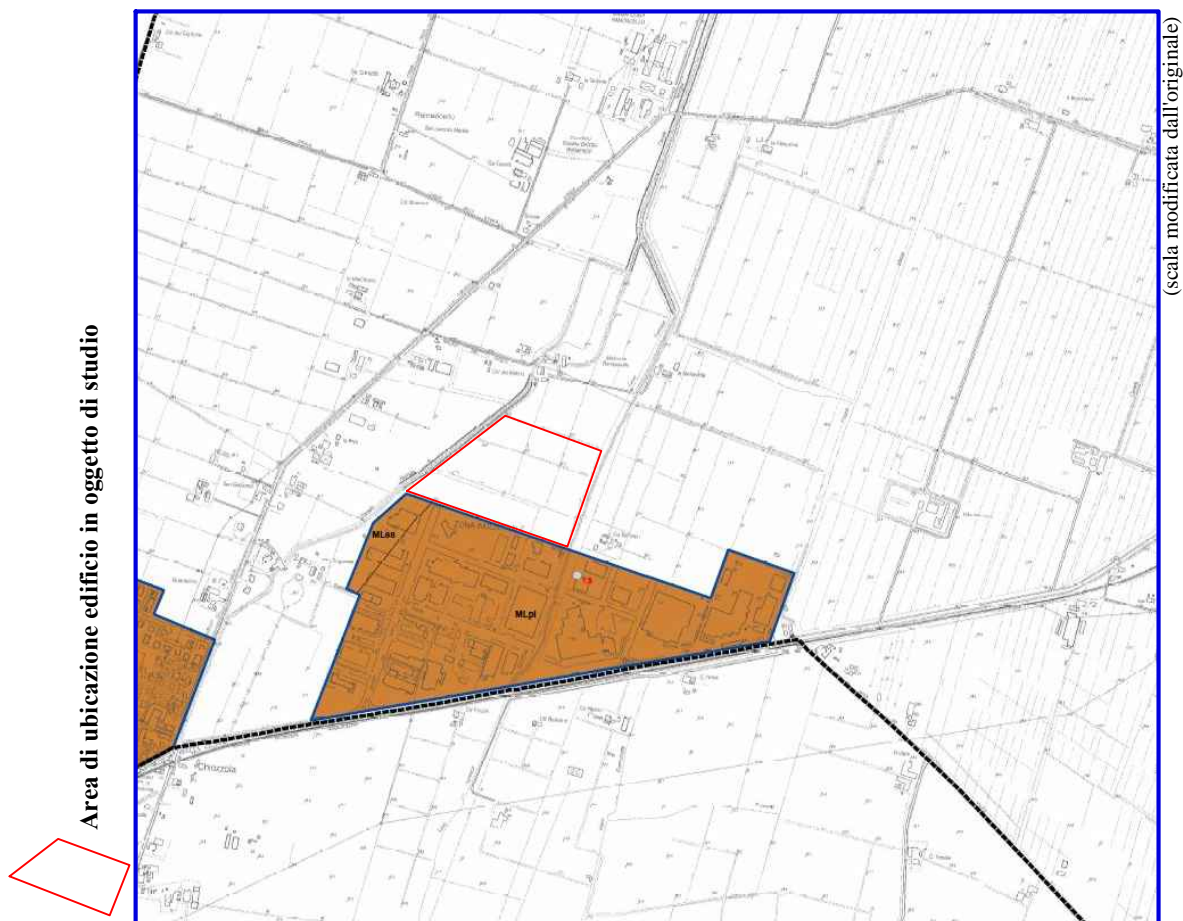


Tavola IX

STRALCIO CARTA GEOLOGICO - TECNICA (Scala 1:10.000)



(Coord. UTM N 4.965.695 E 611.146)
(Lat. 44,835617° - Lon 10,409550°)

Legenda

Area oggetto di studio Confine comunale

Terreni di copertura

ML Limi inorganici, farina di roccia, sabbie fini, limose o argillose, limi argillosi di bassa plasticità
CL Argille inorganiche di media-bassa plasticità, argille ghiaiose o sabbiose, argille limose, argille magre

Elementi geologici e idrogeologici

● 30 Pozzo o sondaggio che non ha raggiunto il substrato geologico (profondità in m)
● 0.8 Profondità della falda in aree con sabbie e/o ghiaie

Ambienti genetico-deposizionali dei terreni di copertura

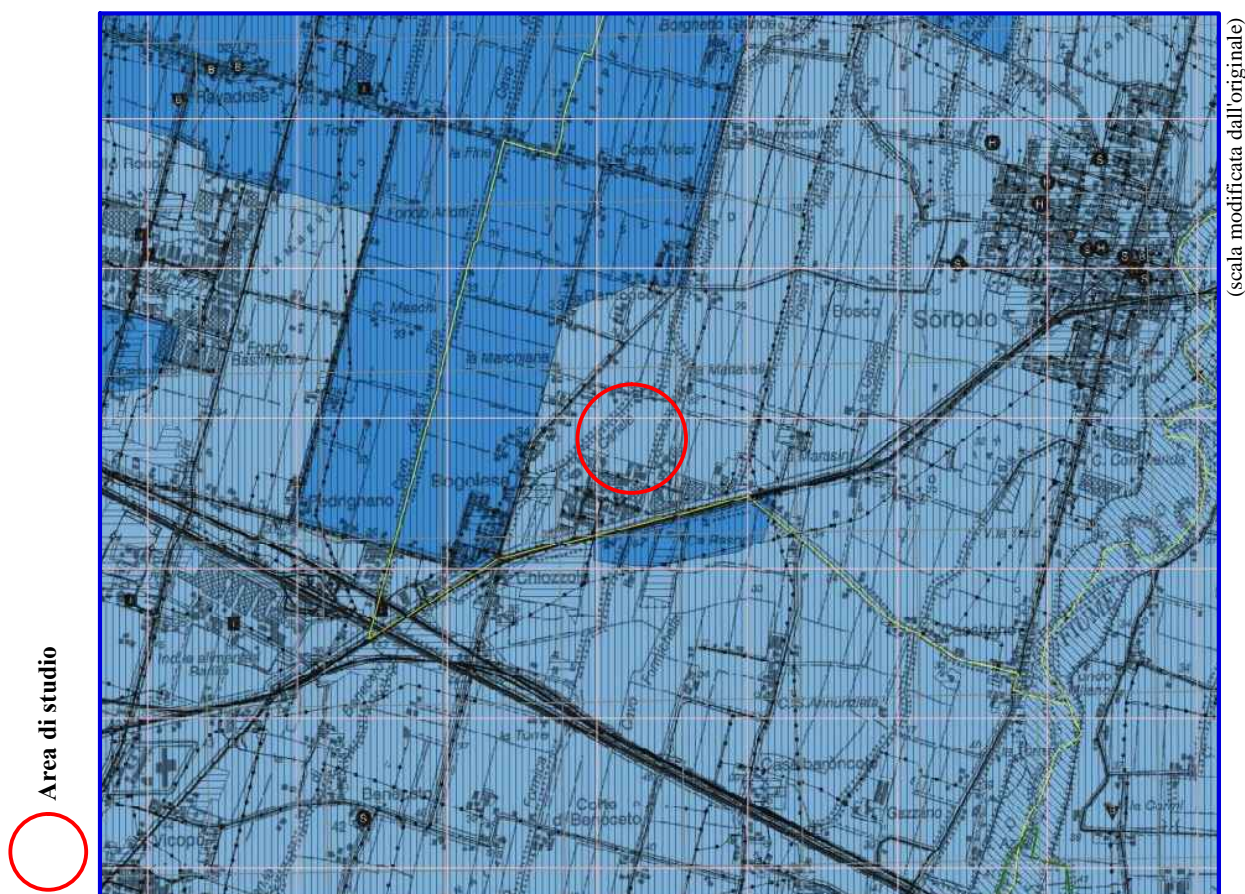
es Argini / barre / canali **pi** Piana inondabile



Tavola X

STRALCIO CARTA DEL PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO ALLUVIONI Tavola delle esondazioni Scala 1:25.000

182 SO - PARMA NORD EST - RSP



(Coord. UTM N 4.965.695 E 611.146)
(Lat. 44,835617° - Lon 10,409550°)

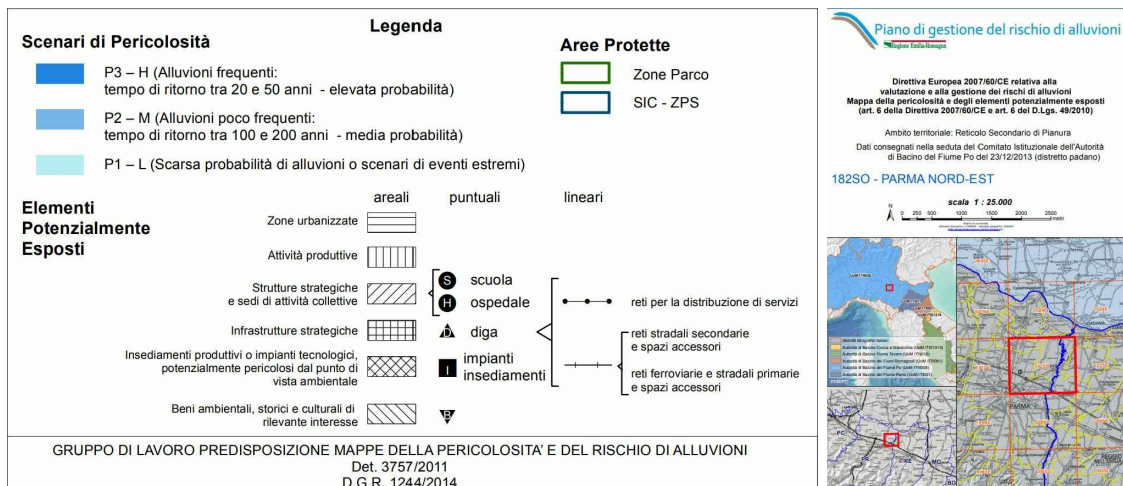


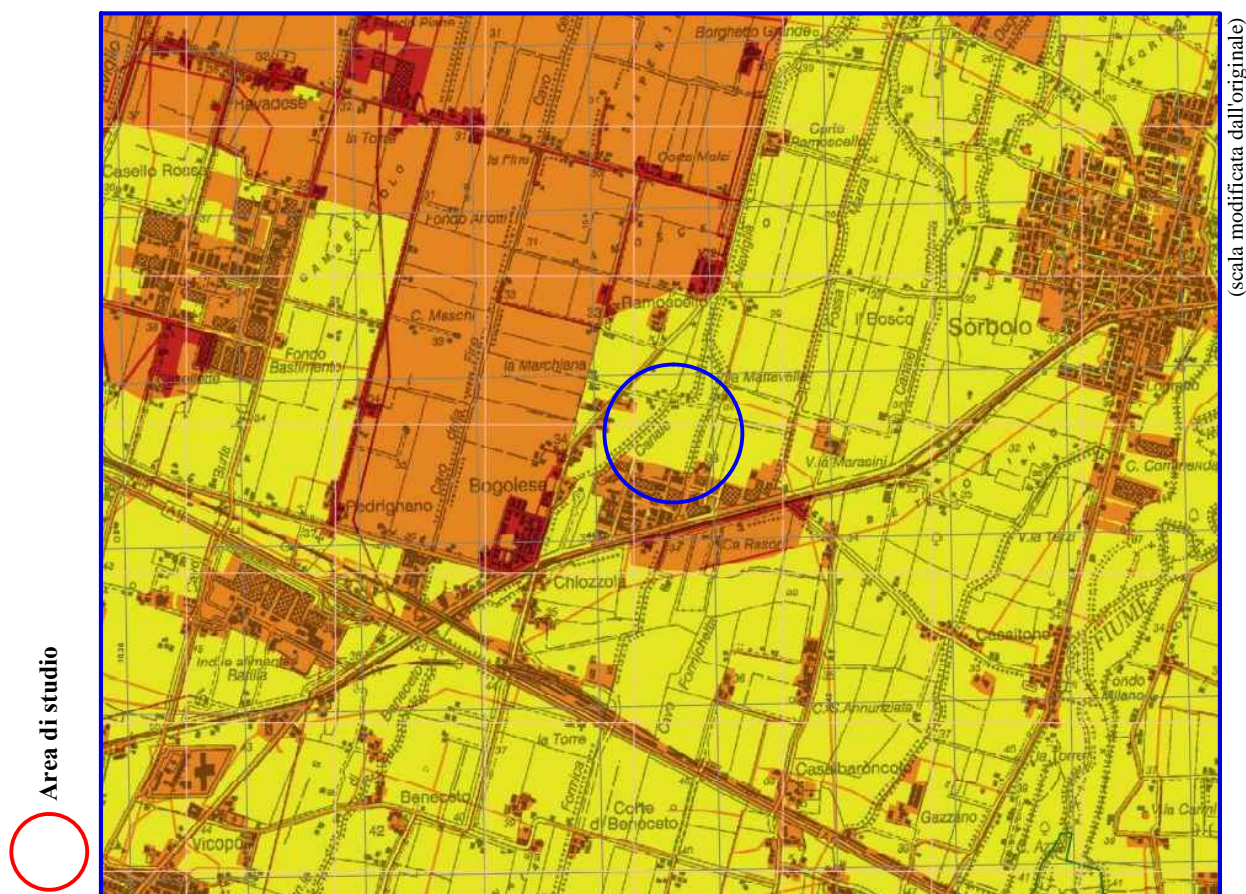
Tavola X bis

STRALCIO CARTA DEL PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO ALLUVIONI

Tavola del rischio

Scala 1:25.000

182 SO - PARMA NORD EST - RSP



(Coord. UTM N 4,965.695 E 611.146)
(Lat. 44,835617° - Lon 10,409550°)

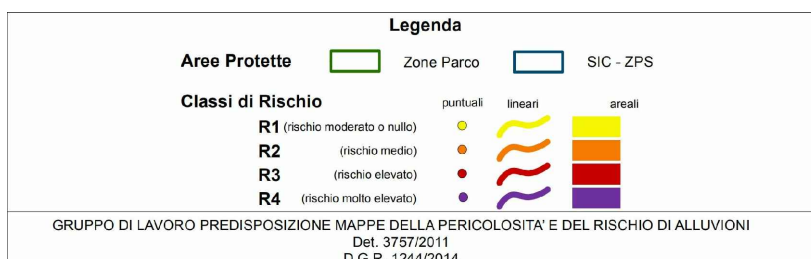
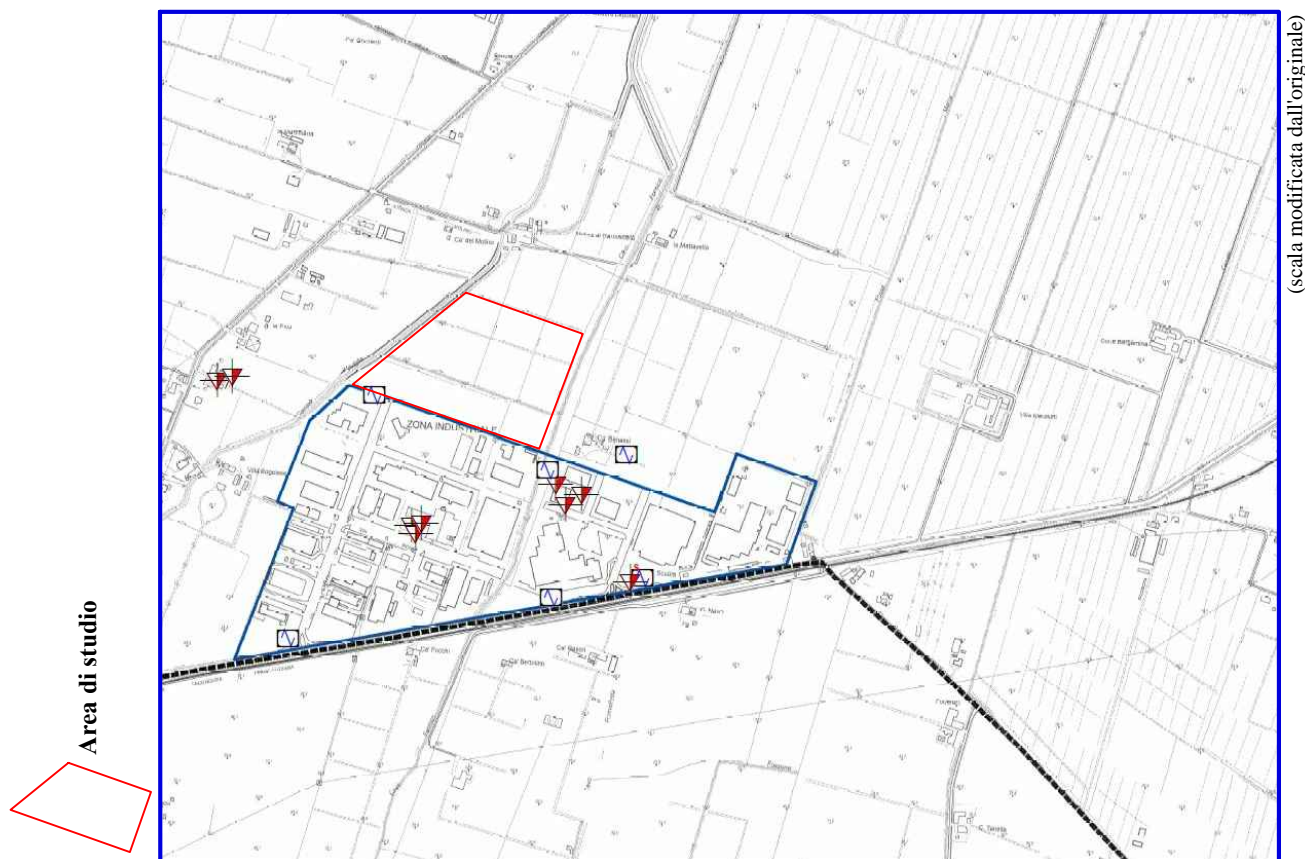


Tavola XI

STRALCIO CARTA DELLE INDAGINI Scala 1:10.000



(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4.965.695 E 611.146)
(Lat. 44,835617° - Lon 10,409550°)

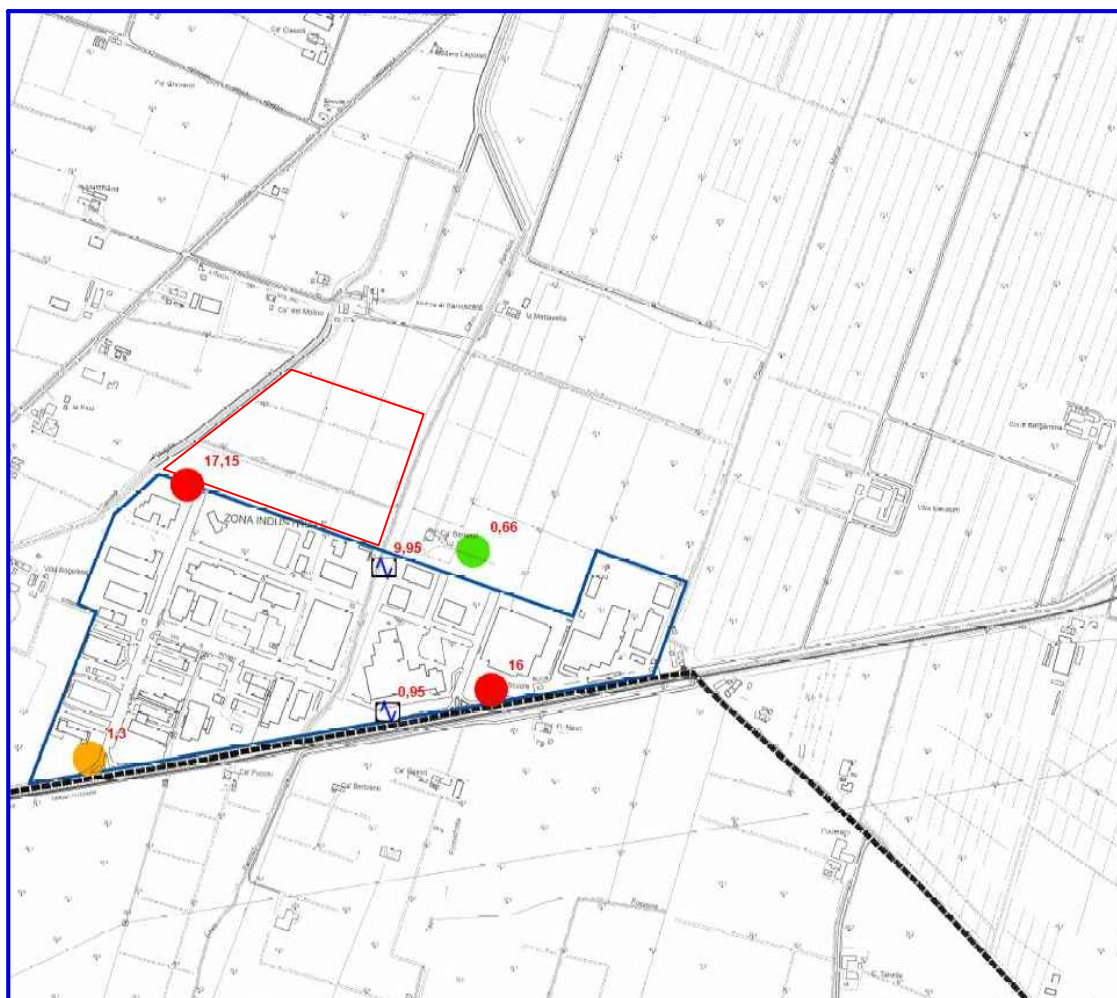
Legenda

- Area oggetto di studio
- Confine comunale
- Sondaggio a carotaggio continuo
- Sondaggio da cui sono stati prelevati campioni
- ⊕ Trincea o pozzetto esplorativo
- ▽ Prova penetrometrica statica con punta meccanica (CPT)
- ▽^U Prova penetrometrica statica con piezocono
- ▽^S Prova penetrometrica con cono sismico
- MW MASW
- SR Sismica a rifrazione
- ▽ Stazione microtremore a stazione singola



Tavola XII

STRALCIO CARTA DELLE FREQUENZE NATURALI DEI TERRENI Scala 1:10.000



(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4.965.695 E 611.146)
(Lat. 44,835617° - Lon 10,409550°)

Legenda

- Area oggetto di studio
- Confine comunale

FREQUENZE NATURALI DEI TERRENI

Frequenza picco significativo (hz)	Ampiezza picco		
	$1,5 \leq HVS \leq 2$	$2 \leq HVS \leq 3$	$HVS \geq 3$
$f_0 \leq 0,6$	●	●	●
$0,6 < f_0 \leq 1$	●	●	●
$1 < f_0 \leq 2$	●	●	●
$2 < f_0 \leq 8$	●	●	●
$f_0 > 8 \text{ Hz}$	●	●	●
Assenza picchi significativi $HVS < 1,5$	□		

A lato del simbolo sono riportate le frequenze relative al primo picco significativo (in rosso) e al secondo picco (in blu) se presente



Attuazione dell'articolo 11 della legge 24 giugno 2009, n. 77

MICROZONAZIONE SISMICA

Carta delle frequenze naturali dei terreni

scala 1:10.000

Regione Emilia - Romagna
Comune di Sorbolo



Regione
Emilia Romagna

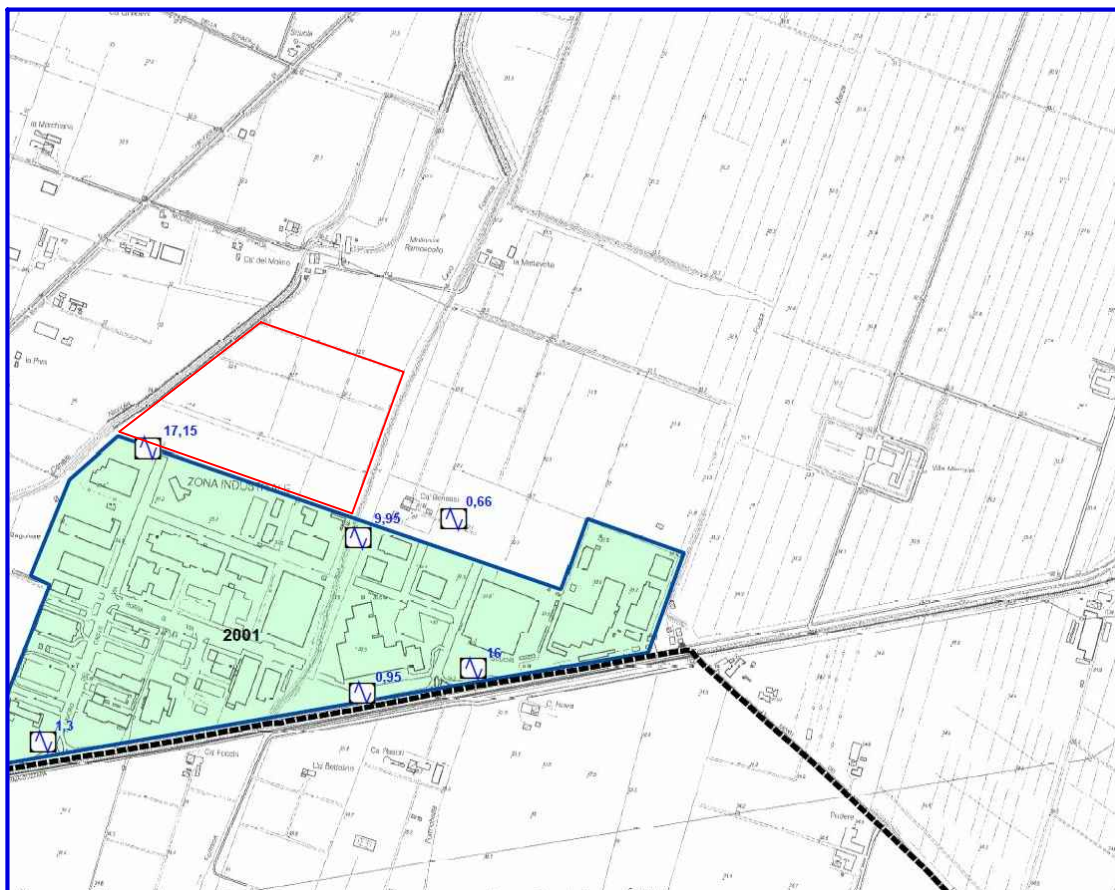
Comune
Sorbolo

Autore
Dott. Luca Calzolari

Data
Dicembre 2016

Tavola XIII

STRALCIO CARTA DELLE MICROZONE OMOGENEE IN PROSPETTIVA SISMICA - MOPS Scala 1:10.000



(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4,965.695 E 611.146)
(Lat. 44,835617° - Lon 10,409550°)

Legenda

Area oggetto di studio

Confine comunale

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

2001 Zona 1: successione stratigrafica costituita da prevalenti depositi argilloso-limosi con locali intercalazioni lenticolari sabbiose e sabbioso-limose




Zone di attenzione per l'instabilità

2002 ZALQ: zona di attenzione per liquefazioni - Zona 2 successione stratigrafica costituita da depositi argilloso-limosi con locali intercalazioni lenticolari sabbiose e sabbioso-limose presenti sino a quote variabili da -5,00 a -10,00 m da p.c., che ricoprono un livello sabbioso e sabbioso-ghiaioso, di potenza pluridecimetrica

2003 ZALQ: zona di attenzione per liquefazioni - Zona 3 successione stratigrafica costituita da depositi argilloso-limosi con locali intercalazioni lenticolari sabbiose e sabbioso-limose presenti sino a quote variabili da -13,00 a -18,00 m da p.c., che ricoprono un livello sabbioso e sabbioso-ghiaioso, di potenza pluridecimetrica.

Punti di misura di rumore ambientale

3,0 Punti di misura di rumore ambientale con indicazione del valore di 6


Attuazione dell'articolo 11 della legge 24 giugno 2009, n. 77

MICROZONAZIONE SISMICA

Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS)

scala 1:10.000

Regione Emilia - Romagna
Comune di Sorbolo



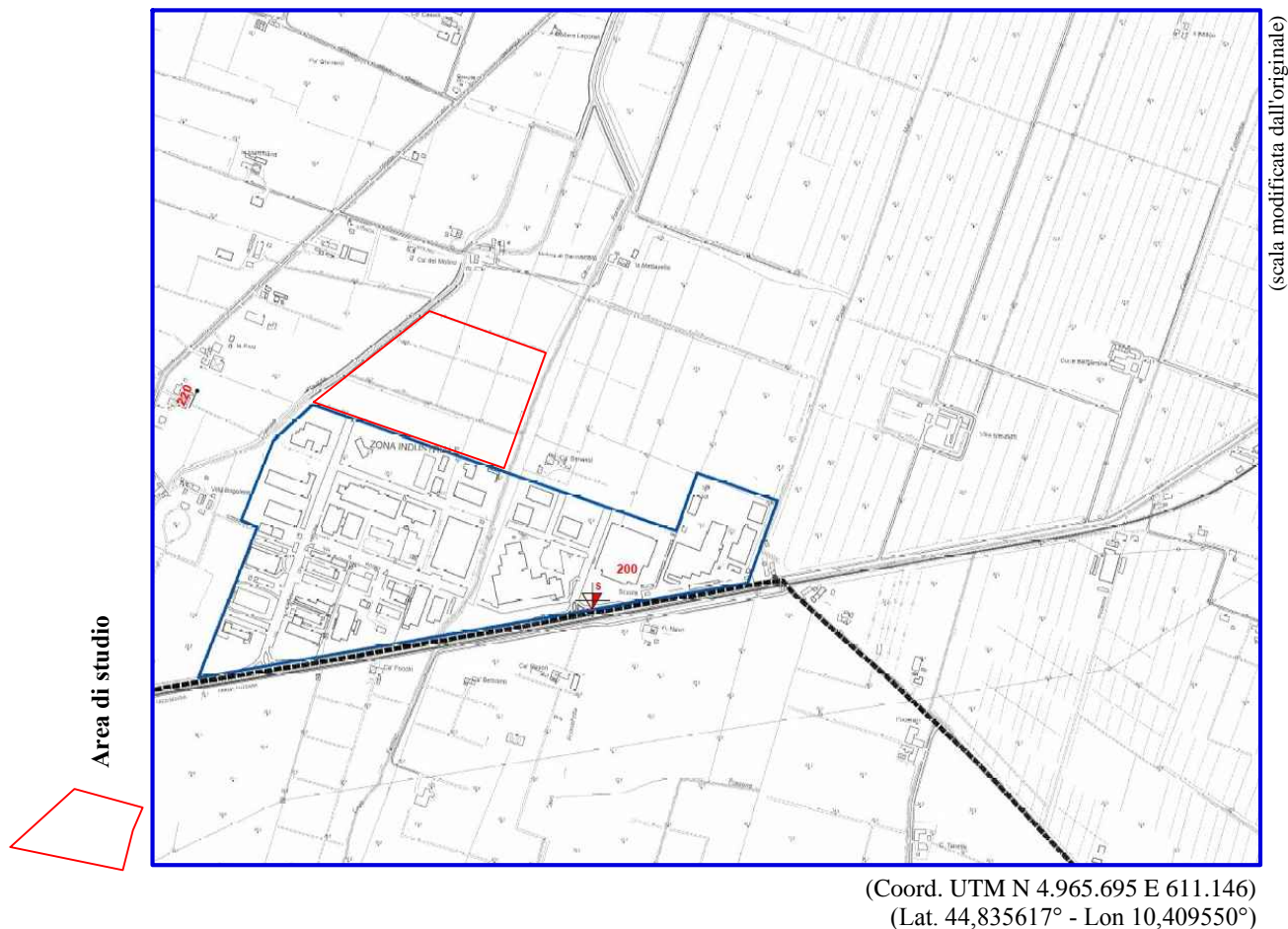
Regione
Emilia Romagna

Elaborato da:
Dott. Luca Calzolari
Dott. Luca Calzolari
Dott. Luca Calzolari

Data
Dicembre 2016

Tavola XIV

STRALCIO CARTA DELLE VELOCITA' DELLE ONDE DI TAGLIO S Scala 1:10.000



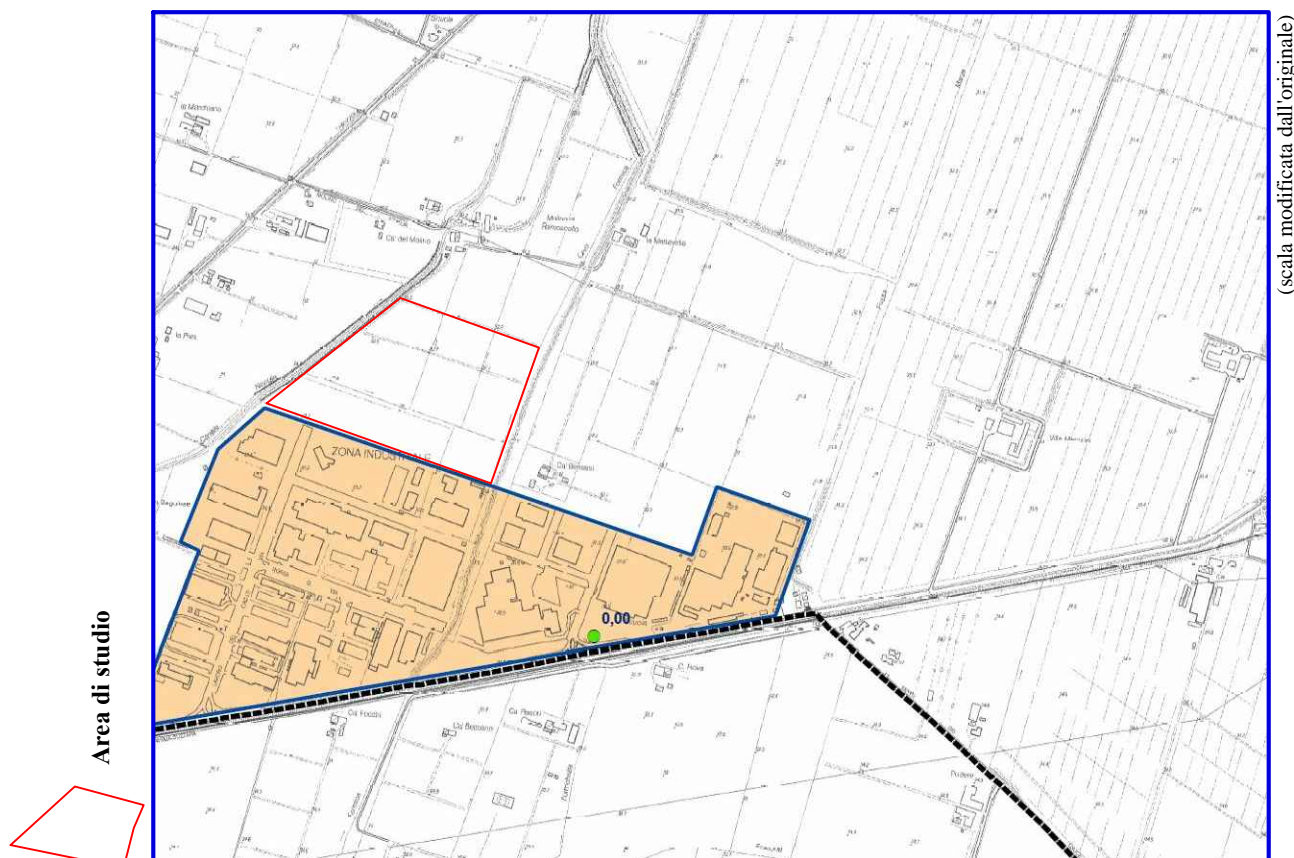
Legenda

- Area oggetto di studio
- Confine comunale
- Prova sismica in foro down hole con indicato il valore di Vs30
- Prova penetrometrica con cono sismico con indicato il valore di Vs30
- MASW con indicato il valore di Vs30
- HVSr Stazione microtremore a stazione singola con valore di Vs30



Tavola XV

STRALCIO CARTA DELLA MICROZONAZIONE SISMICA LIVELLO 3 FA-PGA Scala 1:10.000



(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4.965.695 E 611.146)
(Lat. 44,835617° - Lon 10,409550°)

Legenda

Area oggetto di studio

Confine comunale

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

$FA_{PGA} = 1,5 - 1,6$

Zone suscettibili di instabilità (Livello 3)

ZSLQ - Zona di suscettibilità per liquefazione
 $FA_{PGA} = 1,5 - 1,6$
 $5 < IL < 15$

Verticale di verifica alla liquefazione con indicato il valore di IL:

$IL < 2$

$5 < IL < 15$

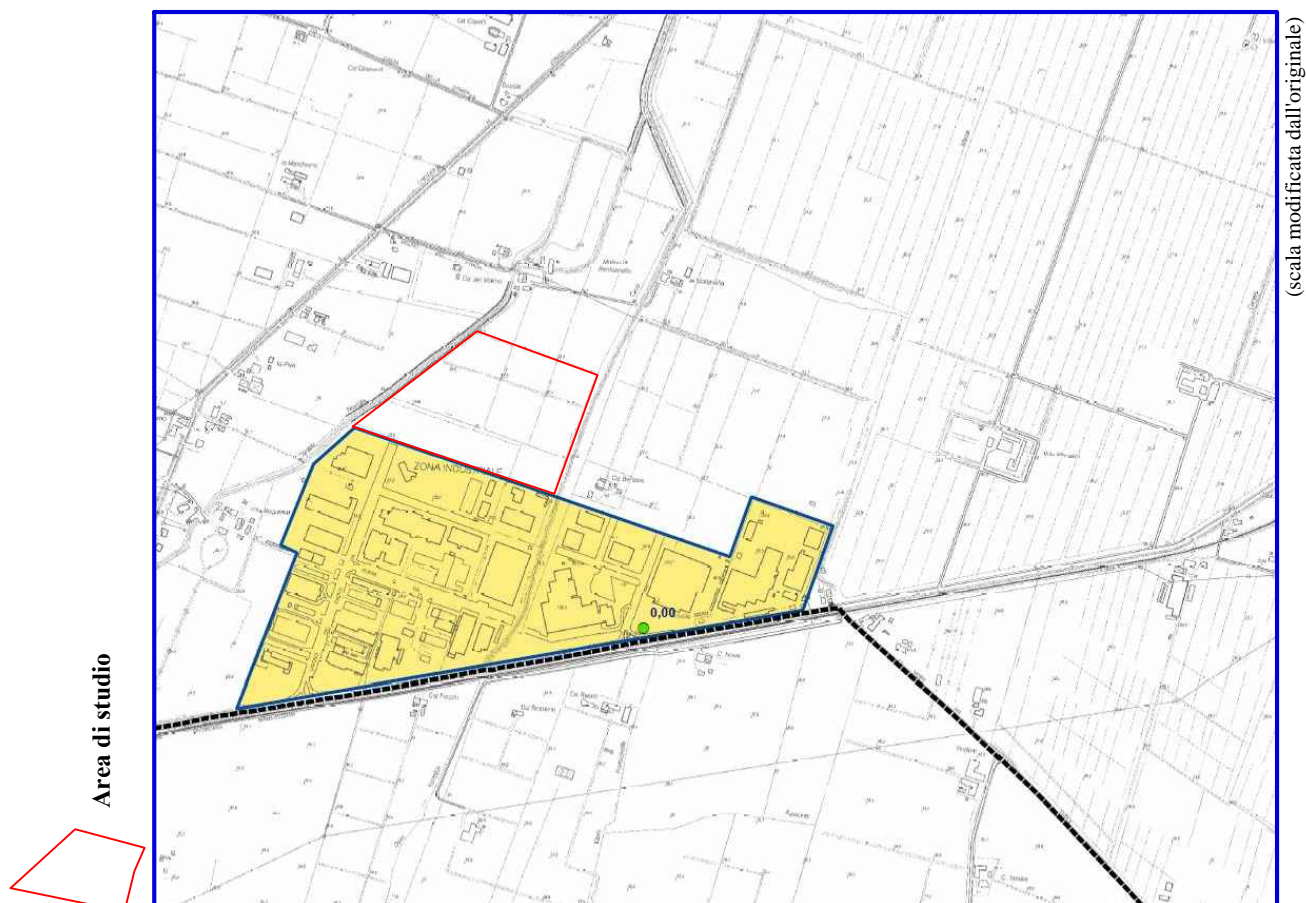


Tavola XVI

STRALCIO CARTA DELLA MICROZONAZIONE SISMICA

FA-IS 0.1 - 0.5 s

Scala 1:10.000



(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4.965.695 E 611.146)
(Lat. 44,835617° - Lon 10,409550°)

Legenda

Area oggetto di studio

Confine comunale

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

FA_{1,5, 0,1-0,5 s} = 1,3 - 1,4

Zone suscettibili di instabilità (Livello 3)

ZSLQ - Zona di suscettibilità per liquefazione
FA_{1,5, 0,1-0,5 s} = 1,3 - 1,4
5 < IL <= 15

Verticale di verifica alla liquefazione con indicato il valore di IL:

IL <= 2

5 < IL <= 15

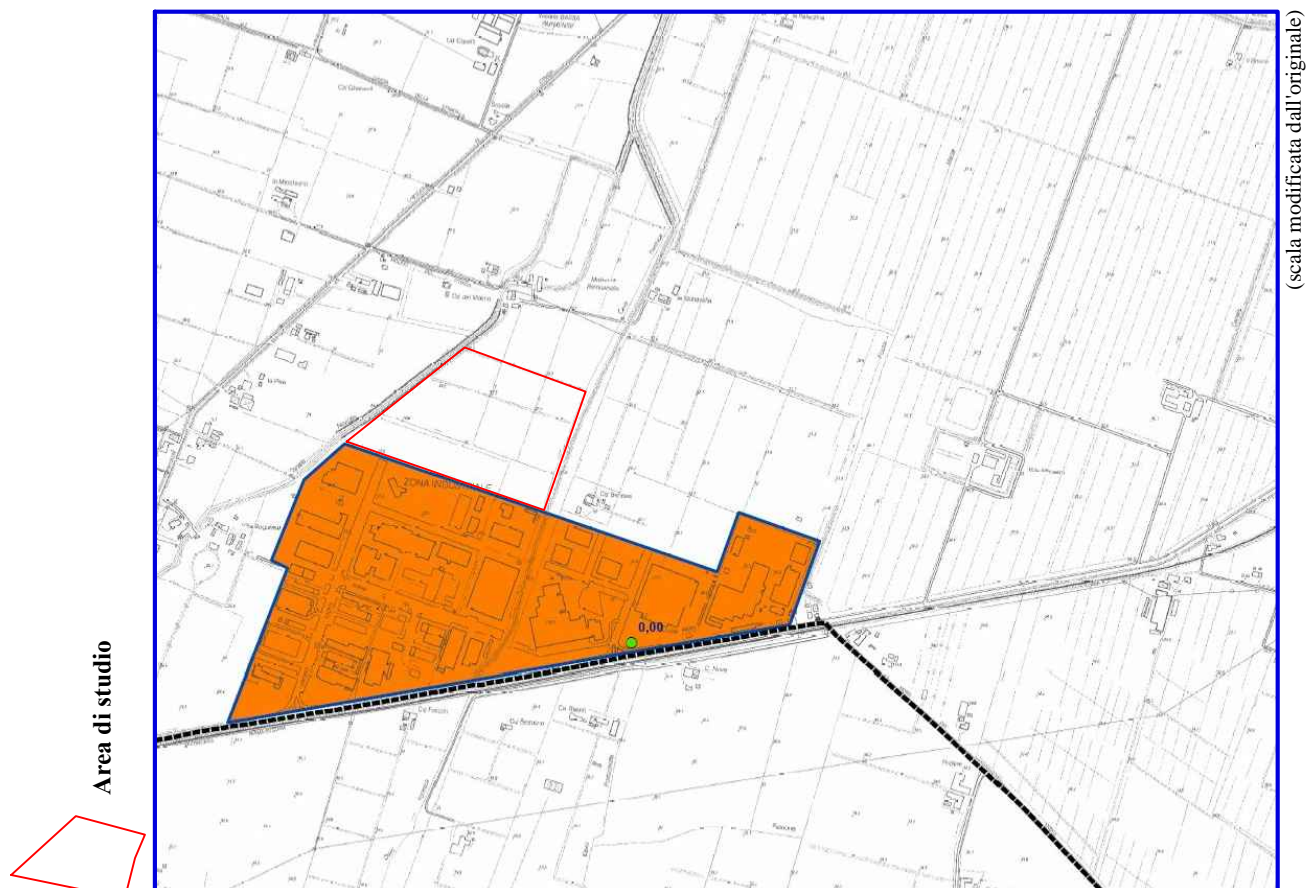


Tavola XVII

STRALCIO CARTA DELLA MICROZONAZIONE SISMICA

FA-IS 0.5 - 1.0 s

Scala 1:10.000



(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4.965.695 E 611.146)
(Lat. 44,835617° - Lon 10,409550°)

Legenda

Area oggetto di studio

Confine comunale

Zone stabili suscettibili di amplificazione locali

$FA_{IS, 0.5-1.0s} = 1,7 - 1,8$

Zone suscettibili di instabilità (Livello 3)

ZSLQ - Zona di suscettibilità per liquefazione
 $FA_{IS, 0.5-1.0s} = 1,7 - 1,8$
 $5 < IL \leq 15$

Verticale di verifica alla liquefazione con indicato il valore di IL:

- $IL < 2$
- $5 < IL \leq 15$



Tavola XVIII

STRALCIO RIPRESA AEREOFOTOGRAMMETRICA Google Earth 2019



(scala modificata dall'originale)

Area di studio

(Coord. UTM N 4.965.695 E 611.146)
(Lat. 44,835617° - Lon 10,409550°)



Tavola XIX

PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE



Stati limite

Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

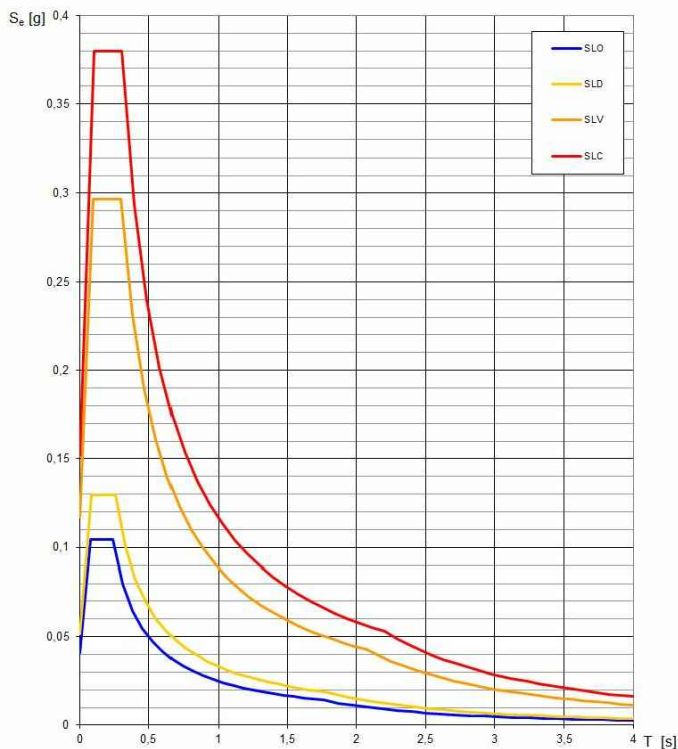
Vita Nominale 50

Interpolazione Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0.041	2.538	0.239
Danno (SLD)	50	0.052	2.522	0.257
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.119	2.525	0.298
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.154	2.496	0.306
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

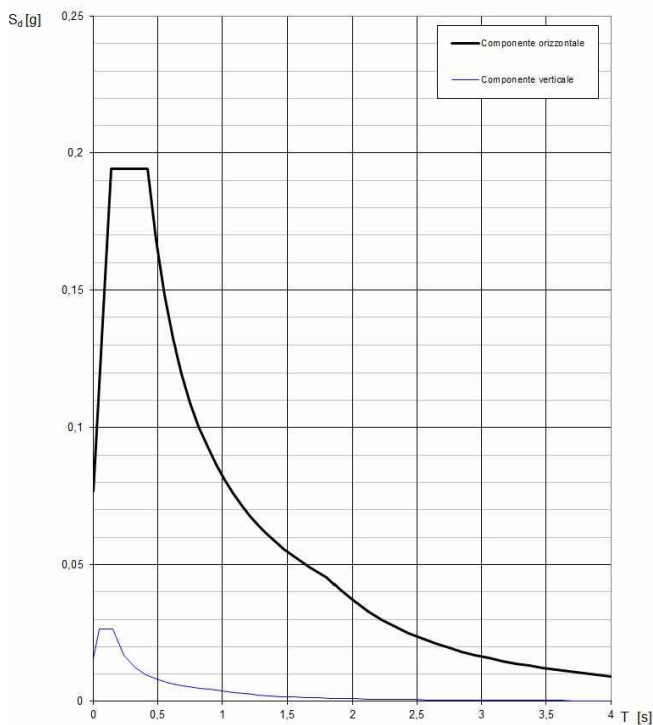
Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Coefficienti sismici

Tipo	Stabilità dei pendii e fondazioni			
<input type="checkbox"/> Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.				
H (m)	us (m)			
1	0.1			
Cat. Sottosuolo	C			
Cat. Topografica	T1			
	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,47
CC Coeff. funz categoria	1,68	1,64	1,57	1,55
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00
<input type="checkbox"/> Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]	0.6			
Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.012	0.015	0.043	0.054
kv	0.006	0.008	0.021	0.027
Amax [m/s²]	0.607	0.758	1.746	2.216
Beta	0.200	0.200	0.240	0.240

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,051 g
F_g	2,524
T_c	0,257 s
S_s	1,500
C_c	1,644
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,141 s
T_C	0,423 s
T_D	1,805 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,077
0,141	0,194
0,423	0,194
0,488	0,168
0,554	0,148
0,620	0,132
0,686	0,120
0,752	0,109
0,818	0,100
0,883	0,093
0,949	0,086
1,015	0,081
1,081	0,076
1,147	0,072
1,213	0,068
1,279	0,064
1,344	0,061
1,410	0,058
1,476	0,056
1,542	0,053
1,608	0,051
1,674	0,049
1,739	0,047
1,805	0,045
1,910	0,041
2,014	0,037
2,119	0,033
2,223	0,030
2,328	0,027
2,432	0,025
2,537	0,023
2,641	0,021
2,746	0,020
2,850	0,018
2,955	0,017
3,059	0,016
3,164	0,015
3,268	0,014
3,373	0,013
3,477	0,012
3,582	0,012
3,686	0,011
3,791	0,010
3,895	0,010
4,000	0,009

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_{gv}	0,016 g
S_s	1,000
S_T	1,000
q	1,500
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	0,772
S	1,000
η	0,667

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 § 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

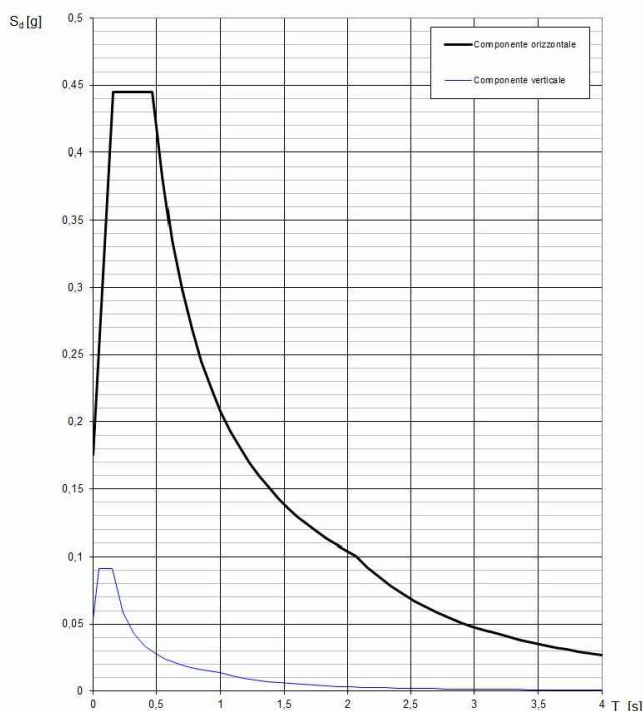
$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

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

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,016
0,050	0,026
0,150	0,026
0,235	0,017
0,320	0,012
0,405	0,010
0,490	0,008
0,575	0,007
0,660	0,006
0,745	0,005
0,830	0,005
0,915	0,004
1,000	0,004
1,094	0,003
1,188	0,003
1,281	0,002
1,375	0,002
1,469	0,002
1,563	0,002
1,656	0,001
1,750	0,001
1,844	0,001
1,938	0,001
2,031	0,001
2,125	0,001
2,219	0,001
2,313	0,001
2,406	0,001
2,500	0,001
2,594	0,001
2,688	0,001
2,781	0,001
2,875	0,000
2,969	0,000
3,063	0,000
3,156	0,000
3,250	0,000
3,344	0,000
3,438	0,000
3,531	0,000
3,625	0,000
3,719	0,000
3,813	0,000
3,906	0,000
4,000	0,000

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{av}	0,117 g
F_0	2,534
T_c	0,299 s
S_0	1,500
C_0	1,564
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,156 s
T_C	0,467 s
T_D	2,068 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_0 \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

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

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

$$T_C = C_0 \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_k(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_k(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_k(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_k(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

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

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,176
0,156	0,445
0,467	0,445
0,544	0,383
0,620	0,336
0,696	0,299
0,772	0,269
0,849	0,245
0,925	0,225
1,001	0,208
1,077	0,193
1,154	0,180
1,230	0,169
1,306	0,159
1,382	0,150
1,458	0,143
1,535	0,136
1,611	0,129
1,687	0,123
1,763	0,118
1,840	0,113
1,916	0,109
1,992	0,104
2,068	0,101
2,160	0,092
2,252	0,085
2,344	0,078
2,436	0,072
2,528	0,067
2,620	0,063
2,712	0,058
2,804	0,055
2,896	0,051
2,988	0,048
3,080	0,045
3,172	0,043
3,264	0,040
3,356	0,038
3,448	0,036
3,540	0,034
3,632	0,033
3,724	0,031
3,816	0,030
3,908	0,028
4,000	0,027

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{av}	0,054 g
S_0	1,000
S_T	1,000
q	1,500
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,170
S	1,000
η	0,667

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_0 \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_k(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_k(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

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

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

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,054
0,050	0,091
0,150	0,091
0,235	0,058
0,320	0,043
0,405	0,034
0,490	0,028
0,575	0,024
0,660	0,021
0,745	0,018
0,830	0,017
0,915	0,015
1,000	0,014
1,094	0,011
1,188	0,010
1,281	0,008
1,375	0,007
1,469	0,006
1,563	0,006
1,656	0,005
1,750	0,004
1,844	0,004
1,938	0,004
2,031	0,003
2,125	0,003
2,219	0,003
2,313	0,003
2,406	0,002
2,500	0,002
2,594	0,002
2,688	0,002
2,781	0,002
2,875	0,002
2,969	0,002
3,063	0,001
3,156	0,001
3,250	0,001
3,344	0,001
3,438	0,001
3,531	0,001
3,625	0,001
3,719	0,001
3,813	0,001
3,906	0,001
4,000	0,001

TABELLE



Fondazioni superficiali (metodo di Terzaghi)

condizioni:

$D/B < 4$

Cuneo $\alpha = \varphi$

$D < B$

Tipo fond.

3

$$q_d = c \cdot N_c \cdot s_c + q \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

PARAMETRI di CALCOLO:

φ	angolo di attrito	0,00	°
B	larghezza fondazione	2,50	m
D	profondità piano di imposta	2,50	m
Dq	prof. Interramento fondazioni	2,50	m
c	coesione	78,45	kN/m ²
γ'	peso specifico	7,85	kN/m ³
\bar{q}	sovraccarico laterale = $\gamma' \cdot Dq$	19,61	kN/m ²

N.B. I valori di γ derivati dall'elaborazione delle prove penetrometriche sono in realtà dei γ' (scelta a favore di sicurezza)

Nc	5,00
Nq	1,00
Ny	0,00

Ricavati graficamente dall'ABACO

qd=	530	kN/m ²
qd=	5,19	kg/cm ²
qd =	5,09	daN/cm ²
q amm	176,52	kN/m ²
q amm=	1,73	kg/cm ²
q amm =	1,70	daN/cm ²

pressione limite

pressione ammissibile

Fatt.Sicurezza

3

Coefficienti s_c e s_γ

Fondazioni

	nastri.	circol.	quadr.
s_c	1,0	1,3	1,3
s_γ	1,0	0,6	0,8

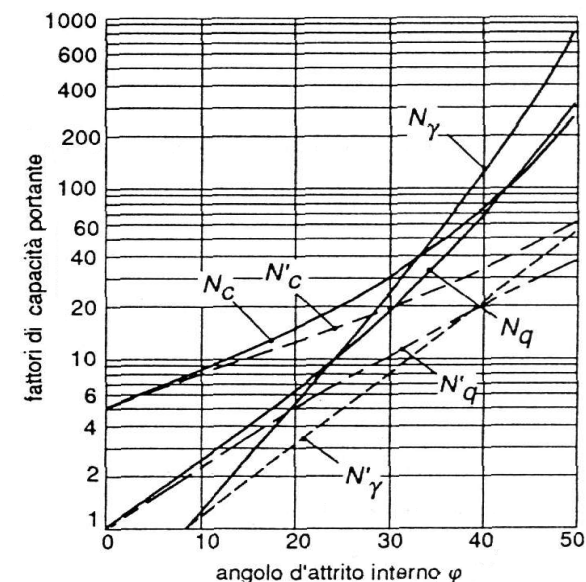
Valori

di calcolo

1,30

0,80

Fattori di capacità portante



Coefficienti di capacità portante secondo Terzaghi

- N terreni fortemente consolidati
- N' terreni normalmente consolidati

Tabella Conversione Peso specifico:

t/m ³	Kg/m ³	Kg/cm ³	KN/m ³	daN/cm ³
0,8	800	0,0008	7,8	0,00078

Tabella Conversione Coesione:

kg/cm ²	KN/cm ²	kN/m ²	kPa	t/mq	daN/cm ³
0,80	0,0078	78,5	78,5	8,00	0,7848



Fondazioni superficiali (metodo di Meyerhof)

Carico Verticale

condizioni:

D/B < 4

Cuneo a=f

D < B

$$q_d = cN_{cs}dc + \gamma DN_q sqdq + 0,5\gamma BN_{ys}dy$$

Tipo fond. **3**

PARAMETRI di CALCOLO:

φ	angolo di attrito	0,00	°
B	larghezza fondazione	2,50	m
Dq	prof. Interramento fondazioni	2,50	m
D	profondità piano di imposta	2,50	m
c	coesione	78,45	kN/m ²
γ'	peso specifico	7,85	kN/m ³
L	lung. Fond.nastrif.	2,50	m
\bar{q}	sovraccarico laterale = $\gamma' Dq$	19,61	kN/m ²

Nc	5,14	Kp	0,998	dc	1,200
Nq	1,00	sc	1,000	dq=dy	1,000
Ny	0,00	sq=sy	1,000		

qd =	504	kN/m²	pressione limite
qd =	4,94	kg/cm ²	
qd =	4,84	daN/cm ²	
q amm	144	kN/m²	pressione ammissibile
q amm =	1,41	kg/cm ²	
q amm =	1,38	daN/cm ²	

Fatt.Sicurezza
3,5

Tabella Conversione Peso specifico:

t/m ³	Kg/m ³	Kg/cm ³	KN/m ³	daN/cm ³
0,8	800	0,0008	7,8	0,00078

Tabella Conversione Coesione:

kg/cm ²	KN/cm ²	kN/m ²	kPa	t/mq	daN/cm ²
0,80	0,0078	78,5	78,4544	8,00	0,7848

Tabella 3. Coefficienti di capacità portante per le equazioni di Meyerhof (M), Hansen (H) e Vesic (V).

φ	N_c	N_q	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(V)}$	N_q / N_c	$2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2$
0	5,14	1,0	0,0	0,0	0,0	0,195	0,000
5	6,49	1,6	0,1	0,1	0,4	0,242	0,146
10	8,34	2,5	0,4	0,4	1,2	0,296	0,241
15	10,97	3,9	1,2	1,1	2,6	0,359	0,294
20	14,83	6,4	2,9	2,9	5,4	0,461	0,315
25	20,71	10,7	6,8	6,8	10,9	0,514	0,311
26	22,25	11,8	7,9	8,0	12,5	0,533	0,308
28	25,79	14,7	10,9	11,2	16,7	0,570	0,299
30	30,13	18,4	15,1	15,7	22,4	0,610	0,289
32	35,47	23,2	20,8	22,0	30,2	0,653	0,276
34	42,14	29,4	28,7	31,1	41,0	0,698	0,262
36	50,55	37,7	40,0	44,4	56,2	0,746	0,247
38	61,31	48,9	56,1	64,0	77,9	0,797	0,231
40	75,25	64,1	79,4	93,6	109,3	0,852	0,214
45	133,73	134,7	200,5	262,3	271,3	1,007	0,172
50	266,50	318,5	564,4	871,7	761,3	1,195	0,131

Tabella 4. Fattori di forma, profondità e inclinazione dell'equazione di Meyerhof (D = profondità, B = larghezza, L = lunghezza della fondazione).

Fattori	Valori	Per
Forma	$s_r = 1 + 0,2K_r \frac{B}{L}$ $s_q = s_\gamma = 1 + 0,1K_r \frac{B}{L}$ $s_q = s_\gamma = 1$	Ogni valore di φ $\varphi > 10^\circ$ $\varphi = 0$
Profondità	$d_r = 1 + 0,2\sqrt{K_r} \frac{D}{B}$ $d_q = d_\gamma = 1 + 0,1\sqrt{K_r} \frac{D}{B}$ $d_q = d_\gamma = 1$ dove $K_r = \tan^2(45 + \varphi/2)$	Ogni valore di φ $\varphi > 10^\circ$ $\varphi = 0$
Inclinazione	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90^\circ}\right)^2$ $i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2$ $i_\gamma = 0$	Ogni valore di φ $\varphi > 10^\circ$ $\varphi = 0$

**Fondazioni superficiali (metodo di Brinch - Hansen)**

Possibilità carico eccentrico - piano inclinato - effetti inerziali sismici

CONDIZIONI DRENATE:

$$q_d = c N_{cs} d c_{dc} i c_{gc} b c_{zq} + \gamma D N_q s q d q_{iq} q_{gb} q_{zq} + 0,5 \gamma B N_{sy} s d y i y_{g y} y_{z y}$$

CONDIZIONI NON DRENATE:

$$q_d = c_u N'_{cs} c'_{dc} i'_{gc} b'_{zq} c'_{zq} + q$$

condizioni:

D/B < 4

Cuneo a=f

D < B

Tipo fond. **3**

PARAMETRI di CALCOLO:

φ	angolo di attrito	0,0	gradi
B	larghezza fondazione	2,5	m
D	prof. Interramento fondazioni	2,5	m
c	coesione	78,5	kN/m ²
γ'	peso specifico	7,8	kN/m ²
L	lung. Fond.nastrif.	2,5	m
β	incl. Piano camp.	0	gradi
α	incl. Fondazione	0	gradi
e	eccentricità Msd/Nsd	0	
S	Fattore sottosuolo	1,50	
\bar{q}	sovraccarico laterale = g' Dq	14,0	kN/m ²
γ	peso saturo	8,8	kN/m ²
q	spinta laterale	22,11	kN/m ²

0,0000	rad
1,00	D/B
0,0000	tan φ (1-sen φ) ²
2	m(B)
2,5	Br=B-2e
0,0000	rad
0,0000	rad
0,4447	kh

Fattori di forma	Fattori di profondità	Fattori di inclinazione	Fattori di terreno (base/su pendio)
$s'_c = 0,2 \frac{B}{L}$ $s_c = 1 + \frac{N_s \gamma B}{N_c L}$ $s_s = 1$ per f. nastrif.	$d'_c = 0,4k$ $d_c = 1 + 0,4k$ $d'_g = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) k$ $d'_\gamma = 1$ (ogni valore di φ)	$i'_c = 0,5 - 0,5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$ (Hansen) $i_c = 1 - \frac{mH}{A_f c_a N_c}$ (Vesic) $i_c = i'_c \frac{1 - i_g}{N_g - 1}$ (Hansen e Vesic)	$g'_c = \frac{\beta}{147^\circ}$ per Vesic usare $N_g = -2 \sin \beta$ per $\varphi = 0$ $g_c = 1 - \frac{\beta}{147^\circ}$
$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$ $s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$	$k = \frac{D}{B}$ per $\frac{D}{B} \leq 1$ $k = \tan^{-1} \frac{D}{B}$ per $\frac{D}{B} > 1$ (rad)	$i_g = \left(1 - \frac{0,5H}{V + A_f c_a \cot \varphi}\right)^5$ (Hansen) $i_g = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \cot \varphi}\right)^m$ (Vesic)	$g_g = g_\gamma = (1 - 0,5 \tan \beta)^5$ (H) $g_g = g_\gamma = (1 - \tan \beta)^2$ (V)
A_f = area effettiva della fondazione ($B' \times L'$) c_a = adesione alla base = coesione o valore ridotto D = profondità della fondazione e_B, e_L = eccentricità del carico H = componente orizzontale del carico, con $H \leq V \tan \delta + c_a A_f$ V = carico totale verticale sulla f. β = inclinazione del pendio δ = angolo d'attrito tra terreno e fondazione ($\delta = \phi$ per calcestruzzo-terreno) η = inclinazione della fondazione		$i_\gamma = \left(1 - \frac{0,7H}{V + A_f c_a \cot \varphi}\right)^5$ ($\eta = 0$) (H) $i_\gamma = \left(1 - \frac{(0,7 - \eta^2/450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi}\right)^5$ ($\eta > 0$) (H) $i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \cot \varphi}\right)^{m+1}$ (V)	Fattori di base (base inclinata) $b'_c = \frac{\eta}{147^\circ}$ $b_c = 1 - \frac{\eta}{147^\circ}$ $b_g = \exp(-2\eta \tan \varphi)$ (H) $b_\gamma = \exp(-2,7\eta \tan \varphi)$ (H) $b_g = b_\gamma = (1 - \eta \tan \varphi)^2$ (V)
		$m = m_g = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$ (H parall. a B) $m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$ (H parall. a L)	Note: $\beta + \eta \leq 90^\circ$ $\beta \leq \varphi$ $i_g, i_g > 0$

Fattori Capacità portante	Fattori Forma	Fattori Profondità	Incl.piano camp.	Incl.fondazione	Inc. ed eccentric. Carico	Effetti inerziali correttivi
Nc	5,140	Sc 1,20	dc 1,000	gc ---	bc ---	zc 0,858
Nq	1,000	Sq 1,10	dq 1,000	gq 1,000	bq 1,000	zq ---
Ny	0,000	Sy 1,10	d'c 1,400	gy 1,000	by 1,000	zy ---
N'c	5,140	s'c 1,20		g'c 1,000	b'c 1,000	

qd=	700	kN/m²
------------	------------	-------------------------

qd= 6,86 kg/cm²qd = 6,73 daN/cm²

q amm	200	kN/m²
--------------	------------	-------------------------

q amm= 1,96 kg/cm²q amm = 1,92 daN/cm²

pressione limite

pressione ammissibile

Fatt.Sicurezza

3,5

N.B. - I fattori con indice ' vengono usati nel caso di condizioni non drenate

$$k = \frac{q}{w} = E \frac{b + 2H}{bH} = \alpha_1 \frac{E}{b}$$

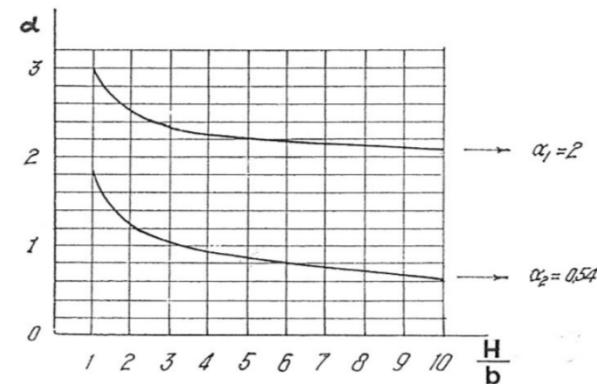
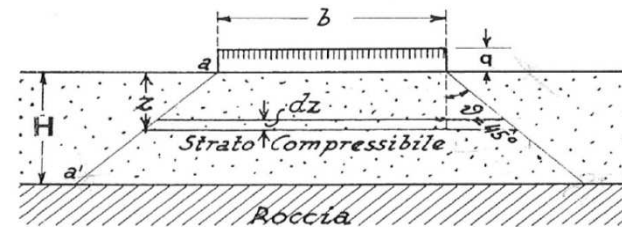
Fondazioni circolari o quadrate

E	56	kg/cm ²
H	740	cm
b	250	cm
H/b	2,96	
α_1	2,30	

modulo di elasticità
potenza dello strato compressibile
lato o diametro della fondazione

$$k = 1,00 \text{ kg/cm}^3$$

0,51 (valore non compensato o da
(*) NOTA bibliografia)

**Fondazioni nastriformi**

E	58	kg/cm ²
H	360	cm
b	120	cm
H/b	3,00	
α_2	1,20	

modulo di elasticità
potenza dello strato compressibile
base della fondazione

$$k = \text{kg/cm}^3$$

0,58 (valore non compensato o da
bibliografia)

Sabbia	sciolta	mediamente addensata	densa
secca o umida satura	$K_1 = 1-2$ $K_1 = 1$	2-10 3	10-30 10
Argille preconsolidate	$C_u = 0.5-1$ $K_1 = 2-4$	$C_u = 1-2$ 4-8	$C_u \geq 2 \text{ kg/cm}^2$ 8-10

Valori sperimentali ricavati da prove con piastra standard

Terreno coerente normal consolidato	1 ÷ 5	kg/cm ³
Terreno coerente sovra consolidato	15 ÷ 25	»
Sabbia molto compatta	> 15	»
» compatta	15 ÷ 7,5	»
» mediamente compatta	7,5 ÷ 3	»
» mediamente sciolta	3 ÷ 1,25	»
» sciolta	1,25 ÷ 0,4	»
» molto sciolta	< 0,4	»
» e ghiaia compatta	10 ÷ 30	»

Metodo di Vesic (Bowles)

$$K_s = \frac{E_s}{B(1 - \nu^2)}$$

	Plinti	Nastriformi	
$k_v =$	0,25		kg/cm ³
$k_h =$	0,51		kg/cm ³

(*) NOTA

Per valore non compensato si intende il valore derivante dalla formula esposta. Può succedere che le equazioni portino a valori talvolta anomali. In questo caso i valori vengono compensati con i valori sperimentali presenti in letteratura in un'ottica comunque cautelativa

ALLEGATO 1

Prove Penetrometriche Statiche (CPT)

LEGENDA VALORI DI RESISTENZA

Strumento utilizzato:

PENETROMETRO STATICO OLANDESE tipo GOUDA (tipo meccanico).

Caratteristiche:

- punta conica meccanica $\varnothing 35.7$ mm, angolo di apertura $\alpha = 60^\circ$ - (area punta $A_p = 10 \text{ cm}^2$)
- manicotto laterale di attrito tipo 'Begemann' ($\varnothing 35.7$ mm - h 133 mm - sup. lat. Am. = 150 cm^2)
- velocità di avanzamento costante $V = 2 \text{ cm / sec}$ ($\pm 0,5 \text{ cm / sec}$)
- spinta max nominale dello strumento S_{max} variabile a seconda del tipo
- costante di trasformazione (lett. \Rightarrow Spinta) $C_t = \text{SPINTA (Kg)} / \text{LETTURA DI CAMPAGNA}$

fase 1 - resistenza alla punta $R_p \text{ (Kg / cm}^2\text{)} = (\text{L. punta}) C_t / 10$

fase 2 - resistenza laterale locale $R_L \text{ (Kg / cm}^2\text{)} = [(\text{L. laterale}) - (\text{L. punta})] C_t / 150$

fase 3 - resistenza totale $R_t \text{ (Kg)} = (\text{L. totale}) C_t$

$R_p / R_L = \text{'rapporto Begemann'}$

- L. punta = lettura di campagna durante l'infissione della sola punta (fase 1)

- L. laterale = lettura di campagna relativa all'infissione di punta e manicotto (fase 2)

- L. totale = lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne (fase 3)

N.B. : la spinta $S \text{ (Kg)}$, corrispondente a ciascuna fase, si ottiene moltiplicando la corrispondente lettura di campagna L per la costante di trasformazione C_t .

N.B. : causa la distanza intercorrente (20 cm circa) fra il manicotto laterale e la punta conica del penetrometro, la resistenza laterale locale R_L viene computata 20 cm sopra la punta.

CONVERSIONI

1 kN (kiloNewton) = 1000 N $\approx 100 \text{ kg} = 0,1 \text{ t}$ - 1MN (megaNewton) = 1000 kN = 1000000 N $\approx 100 \text{ t}$

1 kPa (kiloPascal) = 1 kN/m² = 0,001 MN/m² = 0,001 MPa $\approx 0,1 \text{ t/m}^2 = 0,01 \text{ kg/cm}^2$

1 MPa (MegaPascal) = 1 MN/m² = 1000 kN/m² = 1000 kPa $\approx 100 \text{ t/m}^2 = 10 \text{ kg/cm}^2$

$\text{kg/cm}^2 = 10 \text{ t/m}^2 \approx 100 \text{ kN/m}^2 = 100 \text{ kPa} = 0,1 \text{ MN/m}^2 = 0,1 \text{ Mpa}$

1 t = 1000 kg $\approx 10 \text{ kN}$

LEGENDA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

Valutazioni in base al rapporto: $F = (R_p / R_L)$

(Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977)

valide in via approssimata per terreni immersi in falda :

$F = R_p / R_L$	NATURA LITOLOGICA	PROPRIETA'
$F < 15$	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE	COESIVE
$15 < F \leq 30$	LIMI ED ARGILLE	COESIVE
$30 < F \leq 60$	LIMI SABBIOSI E SABBIE LIMOSE	GRANULARI
$F > 60$	SABBIE E SABBIE CON GHIAIA	GRANULARI

Vengono inoltre riportate le valutazioni stratigrafiche fornite da Schmertmann (1978), ricavabili in base ai valori di R_p e di $FR = (R_L / R_p) \% :$

- AO = argilla organica e terreni misti
- Att = argilla (inorganica) molto tenera
- At = argilla (inorganica) tenera
- Am = argilla (inorganica) di media consistenza
- Ac = argilla (inorganica) consistente
- Acc = argilla (inorganica) molto consistente
- ASL = argilla sabbiosa e limosa
- SAL = sabbia e limo / sabbia e limo argilloso
- Ss = sabbia sciolta
- Sm = sabbia mediamente addensata
- Sd = sabbia densa o cementata
- SC = sabbia con molti fossili, calcareniti

Secondo Schmertmann il valore della resistenza laterale da usarsi, dovrebbe essere pari a:

- $1/3 \pm 1/2$ di quello misurato , per depositi sabbiosi
- quello misurato (inalterato) , per depositi coesivi.

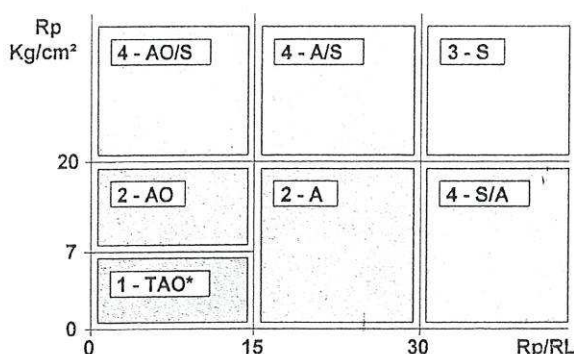
LEGENDA PARAMETRI GEOTECNICI

SCELTE LITOLOGICHE (validità orientativa)

Le scelte litologiche vengono effettuate in base al rapporto R_p / R_L
(Begemann 1965 -Raccomandazioni A.G.I. 1977), prevedendo altresì la possibilità di casi dubbi :

$R_p \leq 20 \text{ kg/cm}^2$: possibili terreni COESIVI anche se $(R_p / R_L) > 30$

$R_p \geq 20 \text{ kg/cm}^2$: possibili terreni GRANULARI anche se $(R_p / R_L) < 30$



NATURA LITOLOGICA

- 1 - COESIVA (TORBOSA) ALTA COMPRIMIBILITA'
- 2 - COESIVA IN GENERE
- 3 - GRANULARE
- 4 - COESIVA / GRANULARE

PARAMETRI GEOTECNICI (validità orientativa) - simboli - correlazioni - bibliografia

- γ' = peso dell' unità di volume (efficace) del terreno [correlazioni : γ' - R_p - natura]
(Terzaghi & Peck 1967 -Bowles 1982)
- σ'_{vo} = tensione verticale geostatica (efficace) del terreno (valutata in base ai valori di γ')
- C_u = coesione non drenata (terreni coesivi) [correlazioni : C_u - R_p]
- OCR = grado di sovra consolidazione (terreni coesivi) [correlazioni : OCR - C_u - σ'_{vo}]
(Ladd et al. 1972 / 1974 / 1977 - Lancellotta 1983)
- Eu = modulo di deformazione non drenato (terr.coes.) [correl. : Eu - C_u - OCR - l_p l_p = ind.plast.]
Eu50 - Eu25 corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (Duncan & Buchigani 1976)
- E' = modulo di deformazione drenato (terreni granulari) [correlazioni : E' - R_p]
 E'_{50} - E'_{25} corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (coeff. di sicurezza $F = 2 - 4$ rispettivamente)
(Schmertmann 1970 / 1978 - Jamiolkowski et al. 1983)
- Mo = modulo di deformazione edometrico (terreni coesivi e granulari) [correl. : Mo - R_p - natura]
(Sanglerat 1972 - Mitchell & Gardner 1975 - Ricceri et al. 1974 - Holden 1973)
- Dr = densità relativa (terreni gran. N. C. - normalmente consolidati)
[correlazioni : Dr - R_p - σ'_{vo}] (Schmertmann 1976)
- ϕ' = angolo di attrito interno efficace (terreni granulari N.C.) [correl. : ϕ' - Dr - R_p - σ'_{vo}]
(Schmertmann 1978 - Durgunoglu & Mitchell 1975 - Meyerhof 1956 / 1976)
 ϕ'_{1s} - (Schmertmann) sabbia fine uniforme ϕ'_{2s} - sabbia media unif./ fine ben gradata
 ϕ'_{3s} - sabbia grossa unif./ media ben gradata ϕ'_{4s} - sabbia-ghiaia poco lim./ ghiaietto unif.
 ϕ'_{dm} - (Durgunoglu & Mitchell) sabbie N.C. ϕ'_{my} - (Meyerhof) sabbie limose



Prova Penetrometrica Statica

CPT **1**

Lettture di Campagna/Valori di Resistenza

Committente APEA
Cantiere privato
Località Bogolese
Provincia Parma

Data 05/08/2020
Quota inizio +0,20
Prof. Falda 2,70 metri

Profondità	Lettture Campagna		qc	fs	RF
m	punta	laterale	kg/cm2		

Profondità	Lettture Campagna		qc	fs	RF
m	punta	laterale	kg/cm2		

0,20	---	---	---	0,733	0,0
0,40	23	34	23,00	1,467	15,7
0,60	29	51	29,00	2,133	13,6
0,80	32	64	32,00	1,400	22,9
1,00	24	45	24,00	2,200	10,9
1,20	19	52	19,00	1,800	10,6
1,40	19	46	19,00	0,867	21,9
1,60	16	29	16,00	0,600	26,7
1,80	16	25	16,00	0,800	20,0
2,00	15	27	15,00	0,667	22,5
2,20	22	32	22,00	0,533	41,3
2,40	21	29	21,00	0,733	28,6
2,60	18	29	18,00	0,867	20,8
2,80	21	34	21,00	1,267	16,6
3,00	20	39	20,00	1,067	18,8
3,20	21	37	21,00	1,267	16,6
3,40	20	39	20,00	1,067	18,8
3,60	18	34	18,00	0,600	30,0
3,80	23	32	23,00	0,533	43,1
4,00	19	27	19,00	0,533	35,6
4,20	19	27	19,00	1,067	17,8
4,40	18	34	18,00	0,667	27,0
4,60	20	30	20,00	0,800	25,0
4,80	19	31	19,00	0,867	21,9
5,00	16	29	16,00	0,800	20,0
5,20	16	28	16,00	0,667	24,0
5,40	11	21	11,00	0,667	16,5
5,60	10	20	10,00	0,400	25,0
5,80	13	19	13,00	0,533	24,4
6,00	12	20	12,00	0,533	22,5
6,20	14	22	14,00	0,667	21,0
6,40	16	26	16,00	0,733	21,8
6,60	16	27	16,00	0,733	21,8
6,80	19	30	19,00	0,867	21,9
7,00	17	30	17,00	0,800	21,3
7,20	17	29	17,00	0,667	25,5
7,40	20	30	20,00	0,867	23,1
7,60	16	29	16,00	0,800	20,0

7,80	19	31	19,00	0,867	21,9
8,00	18	31	18,00	0,867	20,8
8,20	19	32	19,00	0,933	20,4
8,40	18	32	18,00	0,800	22,5
8,60	17	29	17,00	0,800	21,3
8,80	15	27	15,00	0,667	22,5
9,00	17	27	17,00	0,800	21,3
9,20	21	33	21,00	0,933	22,5
9,40	22	36	22,00	0,867	25,4
9,60	23	36	23,00	1,067	21,6
9,80	22	38	22,00	---	---
10,00	---	---	---	---	---
10,20	---	---	---	---	---
10,40	---	---	---	---	---
10,60	---	---	---	---	---
10,80	---	---	---	---	---
11,00	---	---	---	---	---
11,20	---	---	---	---	---
11,40	---	---	---	---	---
11,60	---	---	---	---	---
11,80	---	---	---	---	---
12,00	---	---	---	---	---
12,20	---	---	---	---	---
12,40	---	---	---	---	---
12,60	---	---	---	---	---
12,80	---	---	---	---	---
13,00	---	---	---	---	---
13,20	---	---	---	---	---
13,40	---	---	---	---	---
13,60	---	---	---	---	---
13,80	---	---	---	---	---
14,00	---	---	---	---	---
14,20	---	---	---	---	---
14,40	---	---	---	---	---
14,60	---	---	---	---	---
14,80	---	---	---	---	---
15,00	---	---	---	---	---
15,20	---	---	---	---	---

Penetrometro Statico tipo Pagani da 10/20 t

Costante di trasformazione Ct=10 - Velocità avanzamento punta 2cm/s

Punta meccanica tipo Begemann = 35,7 mm (area punta 10 mm2 - apertura 60°)

Manicotto laterale (superficie 150 cm2)



**Prova Penetrometrica Statica
Diagramma di Resistenza**

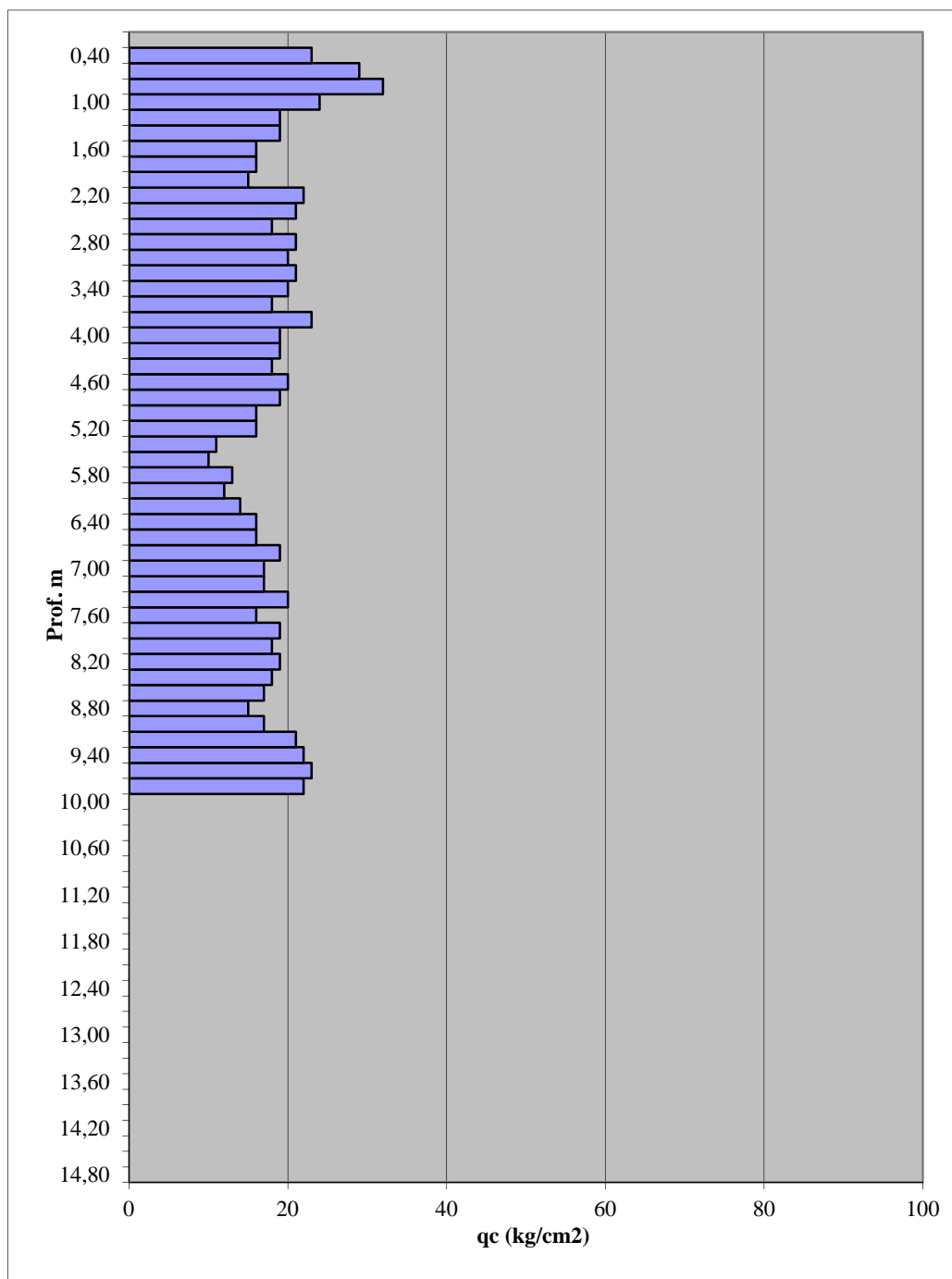
CPT

1

Committente APEA
Cantiere privato
Località Bogolese
Provincia Parma

Data 05/08/2020
Quota inizio +0,20
Prof. Falda 2,70 metri

Resistenza alla Punta (Cone Resistance)



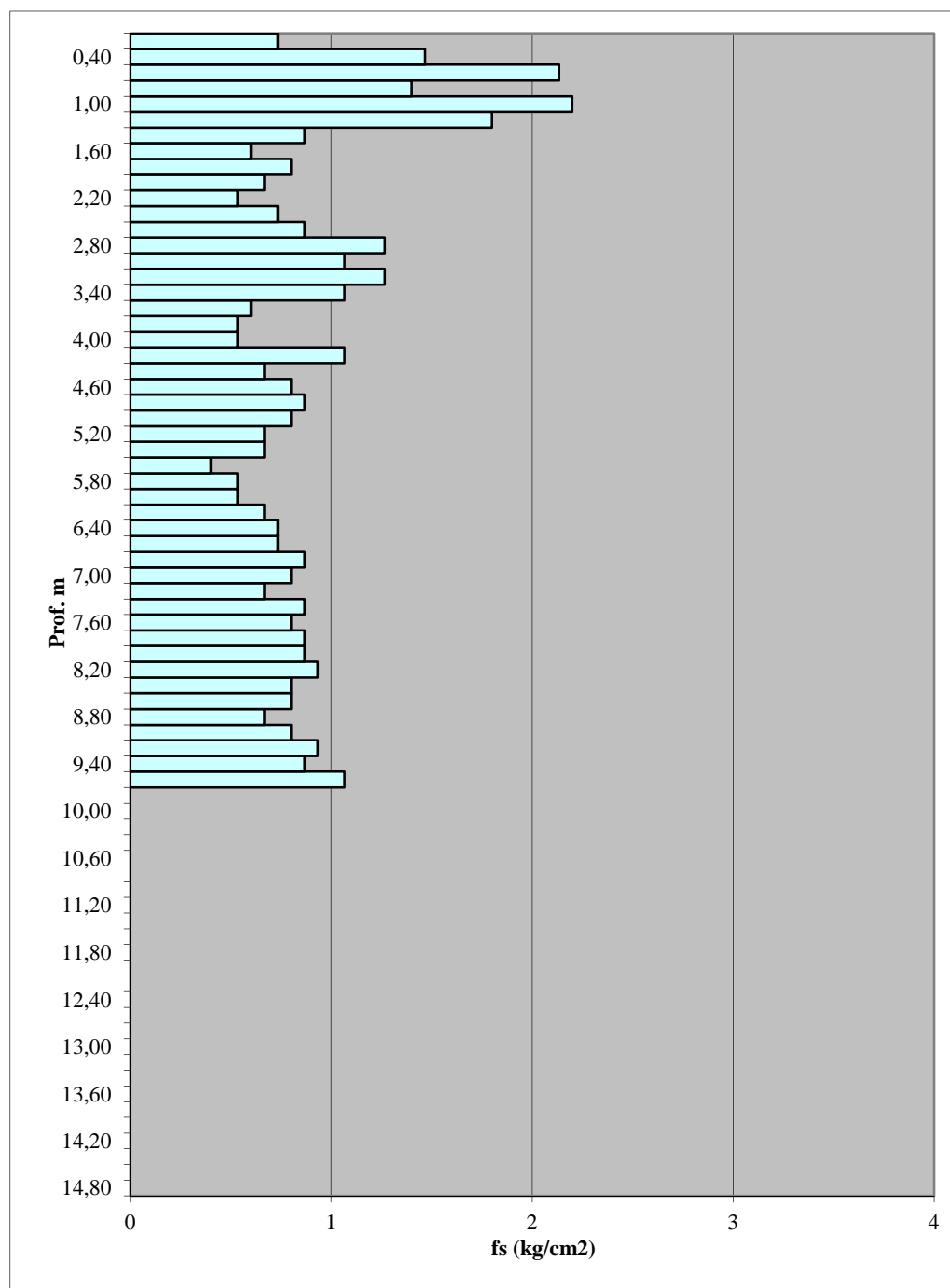


**Prova Penetrometrica Statica
Diagramma di Resistenza**

CPT **1**

Committente	APEA	Data	05/08/2020
Cantiere	privato	Quota inizio	+0,20
Località	Bogolese	Prof. Falda	2,70 metri
Provincia	Parma		

Resistenza Unitaria di attrito laterale locale





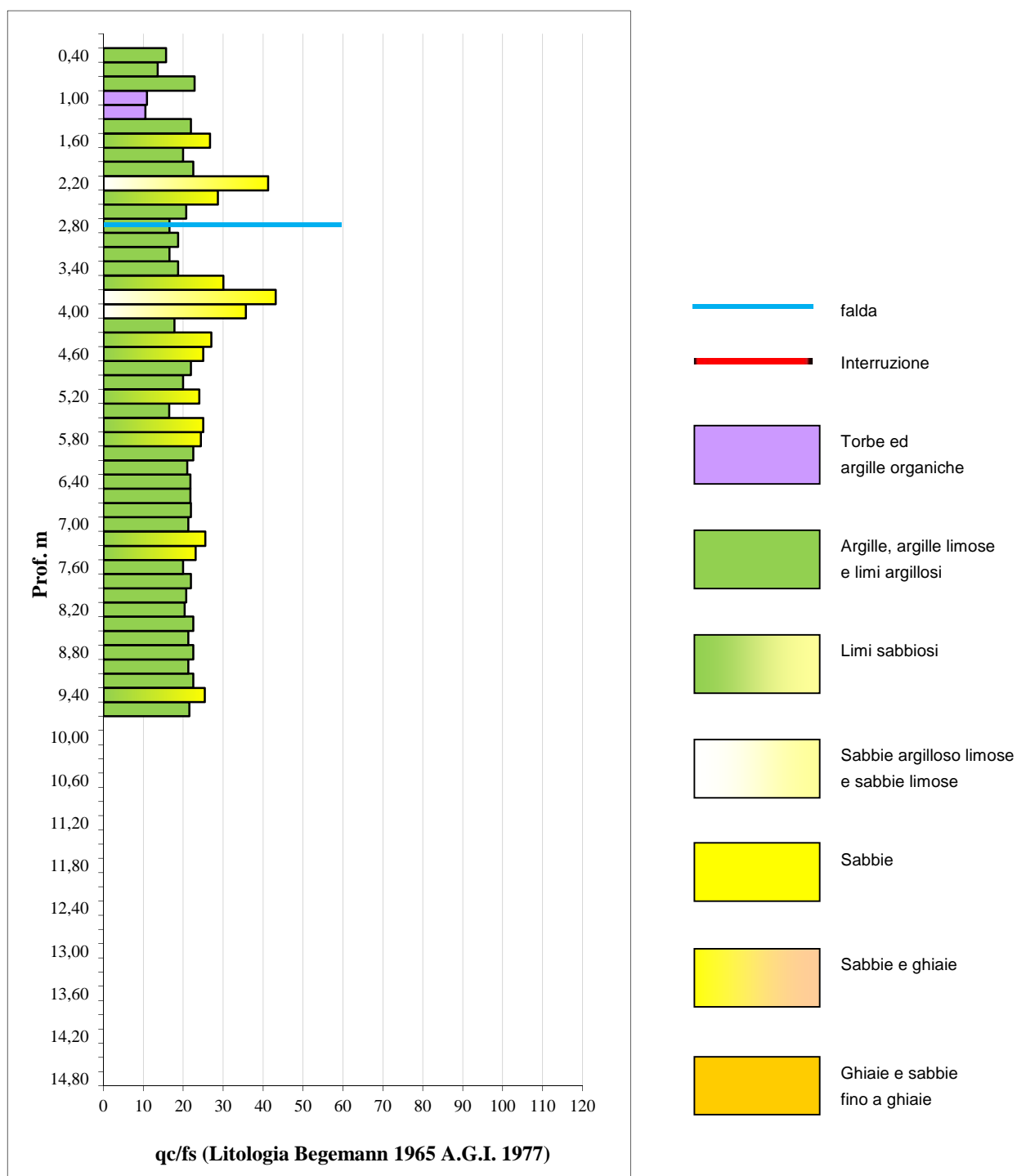
**Prova Penetrometrica Statica
Valutazioni Litologiche**

CPT **1**

Committente APEA
Cantiere privato
Località Bogolese
Provincia Parma

Data: 05/08/2020
Quota inizio: +0,20
Prof. Falda: 2,70 metri

Valutazioni Litologiche





Prova Penetrometrica Statica
Valutazioni Litologiche - Tabella Parametri Geotecnici

CPT

1

Committente APEA
Cantiere privato
Località Bogolese
Provincia Parma

Data: 05/08/2020
Quota inizio: +0,20
Prof. Falda: 2,70 metri

Prof. m	qc kg/cm2	fs kg/cm2	RF	Litologia - Consistenza addensamento (Begemann, 1977- Searle)	Natura	γ' t/m3	σ'_{vo} kg/cm2	Cu	Mo	OCR	φ (dm) °	φ (my) °	DR (%)	φ (1s) °	φ (2s) °	φ (3s) °	φ (4s) °
0,20	---	0,733	0,0	---	coesive	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
0,40	23,00	---	---	---	++consistente	---	1,85	0,07	0,92	46	108,2	----	---	---	---	---	---
0,60	29,00	2,133	13,6	argilla limosa	++consistente	coesive	1,80	0,11	1,02	58	101,0	----	---	---	---	---	---
0,80	32,00	1,400	22,9	limo argilloso	++consistente	coesive	1,85	0,15	1,06	96	72,0	----	---	---	---	---	---
1,00	24,00	2,200	10,9	argille	++consistente	coesive	1,85	0,19	0,96	48	47,6	----	---	---	---	---	---
1,20	19,00	1,800	10,6	argille	consistente	coesive	1,80	0,23	0,82	67	30,6	----	---	---	---	---	---
1,40	19,00	0,867	21,9	limo argilloso	consistente	coesive	1,80	0,27	0,82	67	25,1	----	---	---	---	---	---
1,60	16,00	0,600	26,7	limi argilloso-sabbiosi	consistente	coesive	1,80	0,31	0,69	56	17,0	----	---	---	---	---	---
1,80	16,00	0,800	20,0	limo argilloso	consistente	coesive	1,80	0,35	0,69	56	14,6	----	---	---	---	---	---
2,00	15,00	0,667	22,5	limo argilloso	consistente	coesive	1,75	0,39	0,65	53	11,8	----	---	---	---	---	---
2,20	22,00	0,533	41,3	sabbie argilloso-limose	sciolta	granulari	1,80	0,43	0,88	44	15,4	33	41	34	36	39	41
2,40	21,00	0,733	28,6	limi argilloso-sabbiosi	consistente	coesive	1,80	0,47	0,84	42	13,0	----	---	---	---	---	---
2,60	18,00	0,867	20,8	limo argilloso	consistente	coesive	1,80	0,51	0,77	63	10,6	----	---	---	---	---	---
2,80	21,00	1,267	16,6	argilla limosa	++consistente	coesive	0,80	0,53	0,84	42	11,2	----	---	---	---	---	---
3,00	20,00	1,067	18,8	limo argilloso	consistente	coesive	0,80	0,55	0,80	40	10,0	----	---	---	---	---	---
3,20	21,00	1,267	16,6	argilla limosa	++consistente	coesive	0,80	0,57	0,84	42	10,2	----	---	---	---	---	---
3,40	20,00	1,067	18,8	limo argilloso	consistente	coesive	0,75	0,59	0,80	40	9,2	----	---	---	---	---	---
3,60	18,00	0,600	30,0	limi argilloso-sabbiosi	consistente	granulari	0,75	0,61	0,77	63	8,5	30	26	32	34	37	40
3,80	23,00	0,533	43,1	sabbia limosa	sciolta	granulari	0,75	0,63	0,92	46	10,1	32	34	33	35	38	41
4,00	19,00	0,533	35,6	sabbie argilloso-limose	sciolta	granulari	0,80	0,65	0,82	67	8,4	30	26	32	35	37	40
4,20	19,00	1,067	17,8	limo argilloso	consistente	coesive	0,80	0,67	0,82	67	8,0	----	---	---	---	---	---
4,40	18,00	0,667	27,0	limi argilloso-sabbiosi	consistente	coesive	0,80	0,69	0,77	63	7,2	----	---	---	---	---	---
4,60	20,00	0,800	25,0	limi argilloso-sabbiosi	consistente	coesive	0,80	0,71	0,80	40	7,3	----	---	---	---	---	---
4,80	19,00	0,867	21,9	limo argilloso	consistente	coesive	0,80	0,73	0,82	67	7,2	----	---	---	---	---	---
5,00	16,00	0,800	20,0	limo argilloso	consistente	coesive	0,80	0,75	0,69	56	5,6	----	---	---	---	---	---
5,20	16,00	0,667	24,0	limi argilloso-sabbiosi	consistente	coesive	0,80	0,77	0,69	56	5,5	----	---	---	---	---	---
5,40	11,00	0,667	16,5	argilla limosa	plastica	coesive	0,80	0,79	0,50	39	3,5	----	---	---	---	---	---
5,60	10,00	0,400	25,0	limi argilloso-sabbiosi	soffice	coesive	0,80	0,81	0,45	35	3,0	----	---	---	---	---	---
5,80	13,00	0,533	24,4	limi argilloso-sabbiosi	plastica	coesive	0,80	0,83	0,59	46	4,1	----	---	---	---	---	---
6,00	12,00	0,533	22,5	limo argilloso	plastica	coesive	0,80	0,85	0,54	42	3,6	----	---	---	---	---	---
6,20	14,00	0,667	21,0	limo argilloso	consistente	coesive	0,80	0,87	0,63	49	4,2	----	---	---	---	---	---
6,40	16,00	0,733	21,8	limo argilloso	consistente	coesive	0,80	0,89	0,69	56	4,6	----	---	---	---	---	---
6,60	16,00	0,733	21,8	limo argilloso	consistente	coesive	0,80	0,91	0,69	56	4,4	----	---	---	---	---	---
6,80	19,00	0,867	21,9	limo argilloso	consistente	coesive	0,80	0,93	0,82	67	5,3	----	---	---	---	---	---
7,00	17,00	0,800	21,3	limo argilloso	consistente	coesive	0,80	0,95	0,73	60	4,5	----	---	---	---	---	---
7,20	17,00	0,667	25,5	limi argilloso-sabbiosi	consistente	coesive	0,80	0,97	0,73	60	4,4	----	---	---	---	---	---
7,40	20,00	0,867	23,1	limi argilloso-sabbiosi	consistente	coesive	0,80	0,99	0,80	40	4,8	----	---	---	---	---	---
7,60	16,00	0,800	20,0	limo argilloso	consistente	coesive	0,80	1,01	0,69	56	3,9	----	---	---	---	---	---

γ' = peso di unità di volume del terreno alleggerito

σ'_{vo} = Tensione verticale geostatica (efficace) del terreno

Cu = coesione non drenata

Mo = Modulo confinato drenato (Mitchell & Gardner, 1975) non ricavato da prove su campioni

OCR = Rapporto di sovraconsolidazione (Ladd e Foot)

φ (dm) = angolo di attrito interno efficace (Durgunoglu&Mitchell)

φ (my) = angolo di attrito interno efficace (Meyerhof)

φ (1s) = angolo di attrito interno efficace - sabbia fine unif.(Schmertmann)

φ (2s) = angolo di attrito interno efficace - sabbia media unif. (Schmertmann)

φ (3s) = angolo di attrito interno efficace - sabbia grossa unif.(Schmertmann)

φ (4s) = angolo di attrito interno efficace - sabbia-ghiaia (Schmertmann)

DR = Densità relativa (Harman)



Prova Penetrometrica Statica
Valutazioni Litologiche - Tabella Parametri Geotecnici

CPT

1

Committente APEA
Cantiere privato
Località Bogolese
Provincia Parma

Data: 05/08/2020
Quota inizio: +0,20
Prof. Falda: 2,70 metri

Prof. m	qc kg/cm2	fs kg/cm2	RF	Litologia - Consistenza addensamento (Begemann, 1977- Searle)	Natura	γ^1 t/m3	σ'_{vo} kg/cm2	Cu	Mo	OCR (-)	φ ($\delta\mu$) °	φ ($\mu\psi$) °	DR (%)	φ (1s) °	φ (2s) °	φ (3s) °	φ (4s) °
7,80	19,00	0,867	21,9	limo argilloso	coesive	0,80	1,03	0,82	67	4,7	----	----	----	---	---	---	---
8,00	18,00	0,867	20,8	limo argilloso	coesive	0,80	1,05	0,77	63	4,3	----	----	----	---	---	---	---
8,20	19,00	0,933	20,4	limo argilloso	coesive	0,80	1,07	0,82	67	4,5	----	----	----	---	---	---	---
8,40	18,00	0,800	22,5	limo argilloso	coesive	0,80	1,09	0,77	63	4,1	----	----	----	---	---	---	---
8,60	17,00	0,800	21,3	limo argilloso	coesive	0,80	1,11	0,73	60	3,7	----	----	----	---	---	---	---
8,80	15,00	0,667	22,5	limo argilloso	coesive	0,80	1,13	0,65	53	3,1	----	----	----	---	---	---	---
9,00	17,00	0,800	21,3	limo argilloso	coesive	0,80	1,15	0,73	60	3,6	----	----	----	---	---	---	---
9,20	21,00	0,933	22,5	limo argilloso	coesive	0,80	1,17	0,84	42	4,1	----	----	----	---	---	---	---
9,40	22,00	0,867	25,4	limo argilloso-sabbiosi	coesive	0,80	1,19	0,88	44	4,3	----	----	----	---	---	---	---
9,60	23,00	1,067	21,6	limo argilloso	coesive	0,70	1,21	0,92	46	4,5	----	----	----	---	---	---	---
9,80	22,00	---	---	---	---	0,70	1,23	0,88	44	4,1	28	31	10	30	33	36	39
10,00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
10,20	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
10,40	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
10,60	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
10,80	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
11,00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
11,20	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
11,40	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
11,60	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
11,80	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
12,00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
12,20	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
12,40	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
12,60	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
12,80	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
13,00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
13,20	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
13,40	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
13,60	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
13,80	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
14,00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
14,20	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
14,40	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
14,60	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
14,80	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
15,00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

γ^1 = peso di unità di volume del terreno alleggerito

σ'_{vo} = Tensione verticale geostatica (efficace) del terreno

Cu = coesione non drenata

Mo = Modulo confinato drenato (Mitchell & Gardner, 1975) non ricavato da prove su campioni

OCR = Rapporto di sovraconsolidazione (Ladd e Foot)

φ (dm) = angolo di attrito interno efficace (Durgunoglu & Mitchell)

φ (my) = angolo di attrito interno efficace (Meyerhof)

DR = Densità relativa (Harman)

φ (1s) = angolo di attrito interno efficace - sabbia fine unif. (Schmertmann)

φ (2s) = angolo di attrito interno efficace - sabbia media unif. (Schmertmann)

φ (3s) = angolo di attrito interno efficace - sabbia grossa unif. (Schmertmann)

φ (4s) = angolo di attrito interno efficace - sabbia-ghiaia (Schmertmann)



Prova Penetrometrica Statica
Lecture di Campagna/Valori di Resistenza

CPT **2**

Committente APEA
Cantiere privato
Località Bogolese
Provincia Parma

Data 05/08/2020
Quota inizio 0,00
Prof. Falda 2,60 metri

Profondità	Lecture Campagna		qc	fs	RF
m	punta	laterale	kg/cm ²		

0,20	---	---	---	0,333	0,0
0,40	14	19	14,00	0,333	42,0
0,60	13	18	13,00	0,600	21,7
0,80	17	26	17,00	0,800	21,3
1,00	21	33	21,00	0,867	24,2
1,20	22	35	22,00	1,467	15,0
1,40	19	41	19,00	1,400	13,6
1,60	19	40	19,00	1,667	11,4
1,80	23	48	23,00	1,800	12,8
2,00	22	49	22,00	1,600	13,8
2,20	22	46	22,00	1,600	13,8
2,40	22	46	22,00	1,600	13,8
2,60	22	46	22,00	1,400	15,7
2,80	24	45	24,00	1,267	18,9
3,00	23	42	23,00	1,333	17,3
3,20	20	40	20,00	1,200	16,7
3,40	20	38	20,00	1,133	17,6
3,60	19	36	19,00	1,267	15,0
3,80	17	36	17,00	1,067	15,9
4,00	17	33	17,00	1,067	15,9
4,20	16	32	16,00	1,533	10,4
4,40	15	38	15,00	1,000	15,0
4,60	15	30	15,00	0,933	16,1
4,80	19	33	19,00	1,200	15,8
5,00	20	38	20,00	1,067	18,8
5,20	20	36	20,00	1,133	17,6
5,40	18	35	18,00	1,200	15,0
5,60	18	36	18,00	0,933	19,3
5,80	20	34	20,00	1,000	20,0
6,00	19	34	19,00	0,867	21,9
6,20	13	26	13,00	0,600	21,7
6,40	9	18	9,00	0,400	22,5
6,60	8	14	8,00	0,333	24,0
6,80	9	14	9,00	0,533	16,9
7,00	10	18	10,00	0,400	25,0
7,20	10	16	10,00	0,400	25,0
7,40	9	15	9,00	0,400	22,5
7,60	10	16	10,00	0,400	25,0

Profondità	Lecture Campagna		qc	fs	RF
m	punta	laterale	kg/cm ²		

7,80	13	19	13,00	0,400	32,5
8,00	12	18	12,00	0,533	22,5
8,20	8	16	8,00	0,267	30,0
8,40	14	18	14,00	0,400	35,0
8,60	10	16	10,00	0,400	25,0
8,80	11	17	11,00	0,467	23,6
9,00	11	18	11,00	0,400	27,5
9,20	12	18	12,00	0,733	16,4
9,40	18	29	18,00	0,800	22,5
9,60	28	40	28,00	1,000	28,0
9,80	15	30	15,00	1,533	9,8
10,00	30	53	30,00	0,733	40,9
10,20	19	30	19,00	0,800	23,8
10,40	28	40	28,00	0,867	32,3
10,60	16	29	16,00	0,600	26,7
10,80	25	34	25,00	0,733	34,1
11,00	29	40	29,00	0,600	48,3
11,20	27	36	27,00	0,667	40,5
11,40	10	20	10,00	0,800	12,5
11,60	21	33	21,00	0,733	28,6
11,80	23	34	23,00	0,733	31,4
12,00	24	35	24,00	---	---
12,20	---	---	---	---	---
12,40	---	---	---	---	---
12,60	---	---	---	---	---
12,80	---	---	---	---	---
13,00	---	---	---	---	---
13,20	---	---	---	---	---
13,40	---	---	---	---	---
13,60	---	---	---	---	---
13,80	---	---	---	---	---
14,00	---	---	---	---	---
14,20	---	---	---	---	---
14,40	---	---	---	---	---
14,60	---	---	---	---	---
14,80	---	---	---	---	---
15,00	---	---	---	---	---
15,20	---	---	---	---	---

Penetrometro Statico tipo Pagani da 10/20 t
Costante di trasformazione Ct=10 - Velocità avanzamento punta 2cm/s
Punta meccanica tipo Begemann = 35,7 mm (area punta 10 mm² - apertura 60°)
Manicotto laterale (superficie 150 cm²)



**Prova Penetrometrica Statica
Diagramma di Resistenza**

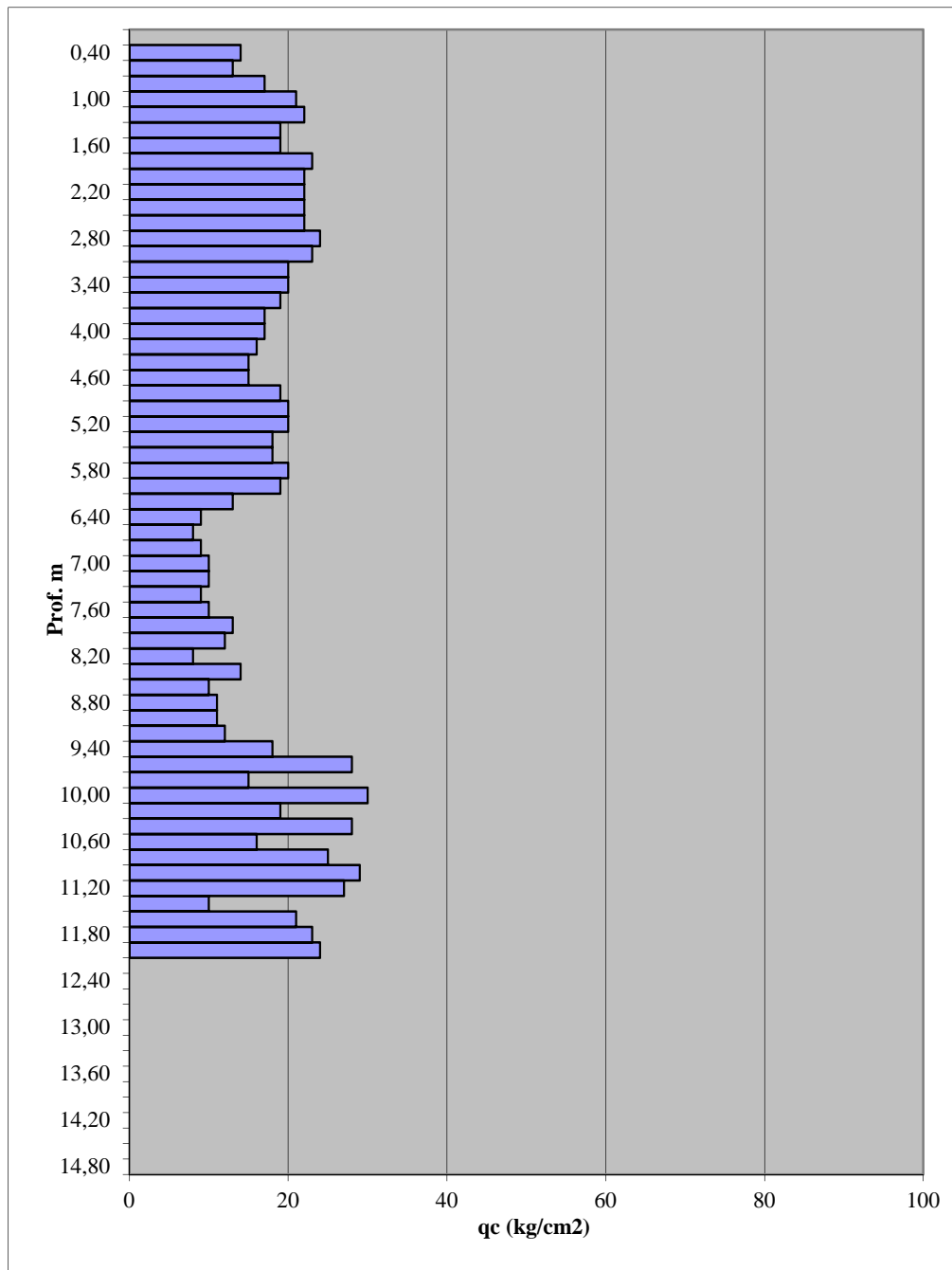
CPT

2

Committente APEA
Cantiere privato
Località Bogolese
Provincia Parma

Data 05/08/2020
Quota inizio 0,00
Prof. Falda 2,60 metri

Resistenza alla Punta (Cone Resistance)





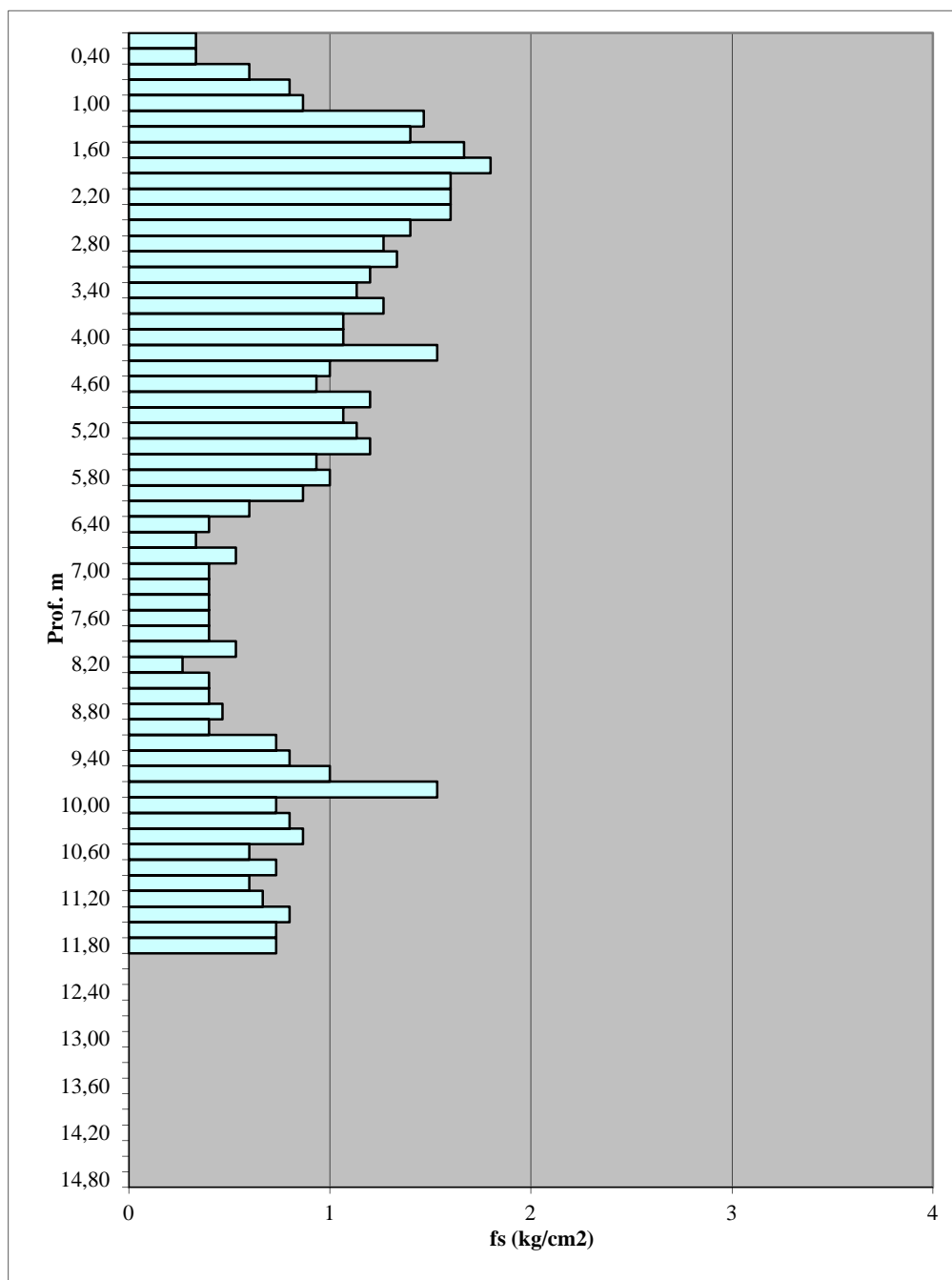
**Prova Penetrometrica Statica
Diagramma di Resistenza**

CPT **2**

Committente APEA
Cantiere privato
Località Bogolese
Provincia Parma

Data 05/08/2020
Quota inizio 0,00
Prof. Falda 2,60 metri

Resistenza Unitaria di attrito laterale locale





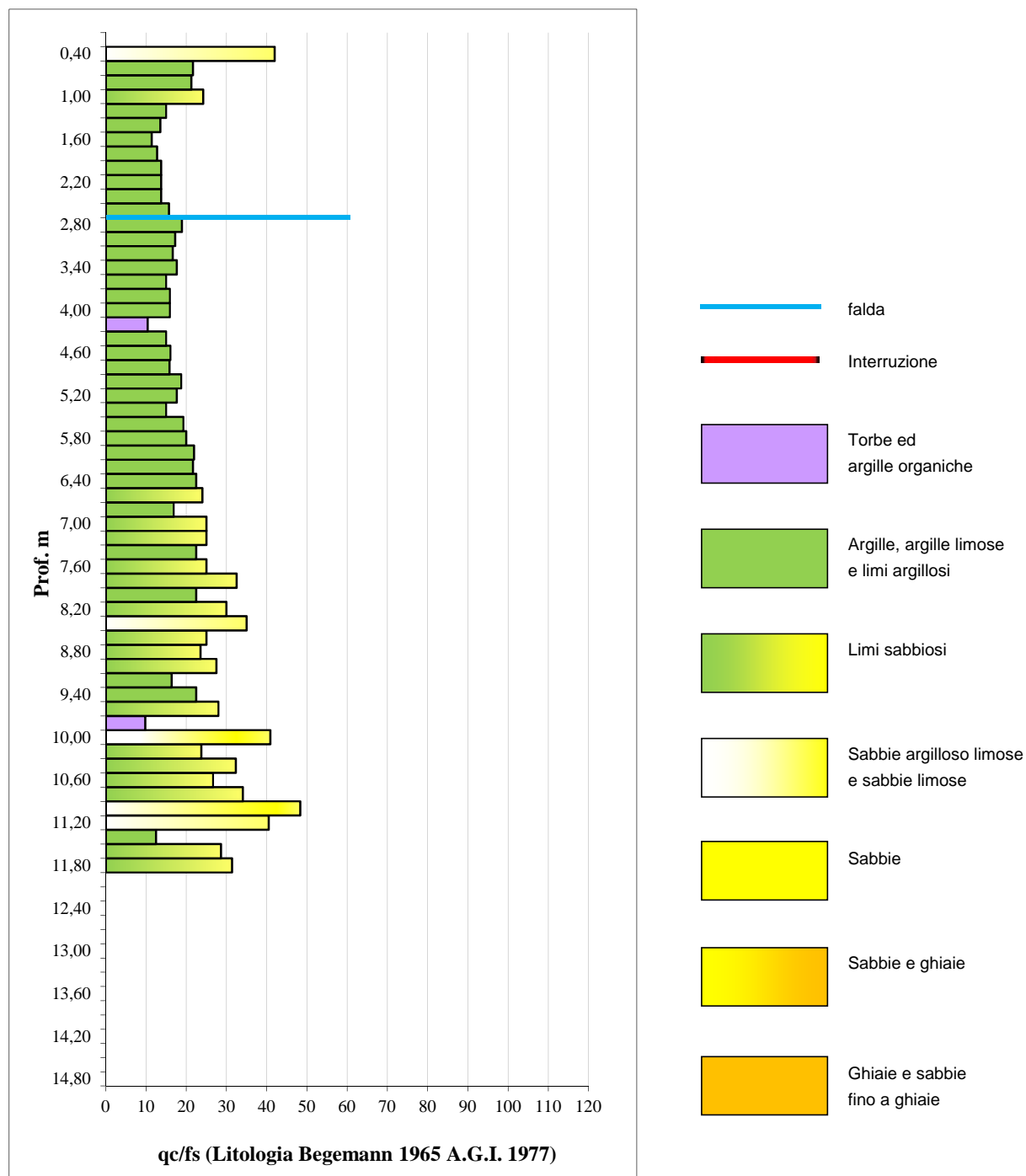
**Prova Penetrometrica Statica
Valutazioni Litologiche**

CPT **2**

Committente APEA
Cantiere privato
Località Bogolese
Provincia Parma

Data: 05/08/2020
Quota inizio: 0,00
Prof. Falda: 2,60 metri

Valutazioni Litologiche





Prova Penetrometrica Statica
Valutazioni Litologiche - Tabella Parametri Geotecnici

CPT

2

Committente: APEA
Cantiere: privato
Località: Bogolese
Provincia: Parma

Data: 05/08/2020
Quota inizio: 0,00
Prof. Falda: 2,60 metri

Prof. m	qc kg/cm2	fs kg/cm2	RF	Litologia - Consistenza addensamento (Begemann, 1977- Searle)	Natura	γ' t/m3	σ'_{vo} kg/cm2	Cu	Mo	OCR	φ (dm) °	φ (my) °	DR (%)	φ (1s) °	φ (2s) °	φ (3s) °	φ (4s) °
0,20	---	0,333	0,0	---	coesive	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
0,40	14,00	---	---	---	++sciolti	1,80	0,07	0,63	49	67,4	39	29	69	38	39	41	44
0,60	13,00	0,600	21,7	limo argilloso	plastica	coesive	1,80	0,11	0,59	50,7	---	---	---	---	---	---	---
0,80	17,00	0,800	21,3	limo argilloso	consistente	coesive	1,80	0,15	0,73	60	45,5	---	---	---	---	---	---
1,00	21,00	0,867	24,2	limi argilloso-sabbiosi	consistente	coesive	1,80	0,19	0,84	42	40,2	---	---	---	---	---	---
1,20	22,00	1,467	15,0	argilla limosa	++consistente	coesive	1,85	0,23	0,88	44	33,6	---	---	---	---	---	---
1,40	19,00	1,400	13,6	argilla limosa	consistente	coesive	1,85	0,27	0,82	67	25,1	---	---	---	---	---	---
1,60	19,00	1,667	11,4	argille	consistente	coesive	1,85	0,31	0,82	67	21,1	---	---	---	---	---	---
1,80	23,00	1,800	12,8	argilla limosa	++consistente	coesive	1,85	0,35	0,92	46	21,0	---	---	---	---	---	---
2,00	22,00	1,600	13,8	argilla limosa	++consistente	coesive	1,85	0,39	0,88	44	17,4	---	---	---	---	---	---
2,20	22,00	1,600	13,8	argilla limosa	++consistente	coesive	1,85	0,43	0,88	44	15,4	---	---	---	---	---	---
2,40	22,00	1,600	13,8	argilla limosa	++consistente	coesive	1,80	0,47	0,88	44	13,8	---	---	---	---	---	---
2,60	22,00	1,400	15,7	argilla limosa	++consistente	coesive	0,80	0,49	0,88	44	13,1	---	---	---	---	---	---
2,80	24,00	1,267	18,9	limo argilloso	consistente	coesive	0,80	0,51	0,96	48	13,8	---	---	---	---	---	---
3,00	23,00	1,333	17,3	limo argilloso	consistente	coesive	0,80	0,53	0,92	46	12,5	---	---	---	---	---	---
3,20	20,00	1,200	16,7	argilla limosa	++consistente	coesive	0,80	0,55	0,80	40	10,0	---	---	---	---	---	---
3,40	20,00	1,133	17,6	limo argilloso	consistente	coesive	0,80	0,57	0,80	40	9,6	---	---	---	---	---	---
3,60	19,00	1,267	15,0	argilla limosa	consistente	coesive	0,80	0,59	0,82	67	9,4	---	---	---	---	---	---
3,80	17,00	1,067	15,9	argilla limosa	consistente	coesive	0,80	0,61	0,73	60	7,9	---	---	---	---	---	---
4,00	17,00	1,067	15,9	argilla limosa	consistente	coesive	0,85	0,63	0,73	60	7,6	---	---	---	---	---	---
4,20	16,00	1,533	10,4	argille	consistente	coesive	0,80	0,65	0,69	56	6,7	---	---	---	---	---	---
4,40	15,00	1,000	15,0	argilla limosa	consistente	coesive	0,80	0,67	0,65	53	6,0	---	---	---	---	---	---
4,60	15,00	0,933	16,1	argilla limosa	consistente	coesive	0,80	0,69	0,65	53	5,8	---	---	---	---	---	---
4,80	19,00	1,200	15,8	argilla limosa	consistente	coesive	0,80	0,71	0,82	67	7,5	---	---	---	---	---	---
5,00	20,00	1,067	18,8	limo argilloso	consistente	coesive	0,80	0,73	0,80	40	7,0	---	---	---	---	---	---
5,20	20,00	1,133	17,6	limo argilloso	consistente	coesive	0,80	0,75	0,80	40	6,8	---	---	---	---	---	---
5,40	18,00	1,200	15,0	argilla limosa	consistente	coesive	0,80	0,77	0,77	63	6,3	---	---	---	---	---	---
5,60	18,00	0,933	19,3	limo argilloso	consistente	coesive	0,80	0,79	0,77	63	6,1	---	---	---	---	---	---
5,80	20,00	1,000	20,0	limo argilloso	consistente	coesive	0,80	0,81	0,80	40	6,2	---	---	---	---	---	---
6,00	19,00	0,867	21,9	limo argilloso	consistente	coesive	0,80	0,83	0,82	67	6,2	---	---	---	---	---	---
6,20	13,00	0,600	21,7	limo argilloso	plastica	coesive	0,80	0,85	0,59	46	3,9	---	---	---	---	---	---
6,40	9,00	0,400	22,5	limo argilloso	soffice	coesive	0,80	0,87	0,45	35	2,8	---	---	---	---	---	---
6,60	8,00	0,333	24,0	limi argilloso-sabbiosi	soffice	coesive	0,80	0,89	0,40	35	2,3	---	---	---	---	---	---
6,80	9,00	0,533	16,9	argilla limosa	plastica	coesive	0,80	0,91	0,45	35	2,6	---	---	---	---	---	---
7,00	10,00	0,400	25,0	limi argilloso-sabbiosi	soffice	coesive	0,80	0,93	0,45	35	2,5	---	---	---	---	---	---
7,20	10,00	0,400	25,0	limi argilloso-sabbiosi	soffice	coesive	0,80	0,95	0,45	35	2,5	---	---	---	---	---	---
7,40	9,00	0,400	22,5	limo argilloso	soffice	coesive	0,80	0,97	0,45	35	2,4	---	---	---	---	---	---
7,60	10,00	0,400	25,0	limi argilloso-sabbiosi	soffice	coesive	0,75	0,99	0,45	35	2,3	---	---	---	---	---	---

γ' = peso di unità di volume del terreno alleggerito

σ'_{vo} = Tensione verticale geostatica (efficace) del terreno

Cu = coesione non drenata

Mo = Modulo confinato drenato (Mitchell & Gardner, 1975) non ricavato da prove su campioni

OCR = Rapporto di sovraconsolidazione (Ladd e Foot)

φ (dm) = angolo di attrito interno efficace (Durgunoglu&Mitchell)

φ (my) = angolo di attrito interno efficace (Meyerhof)

φ (1s) = angolo di attrito interno efficace - sabbia fine unif.(Schmertmann)

φ (2s) = angolo di attrito interno efficace - sabbia media unif. (Schmertmann)

φ (3s) = angolo di attrito interno efficace - sabbia grossa unif.(Schmertmann)

φ (4s) = angolo di attrito interno efficace - sabbia-ghiaia (Schmertmann)

DR = Densità relativa (Harman)



Prova Penetrometrica Statica
Valutazioni Litologiche - Tabella Parametri Geotecnici

CPT

2

Committente APEA
Cantiere privato
Località Bogolese
Provincia Parma

Data: 05/08/2020
Quota inizio: 0,00
Prof. Falda: 2,60 metri

Prof.	qc	fs	RF	Litologia - Consistenza	addensamento	Natura	γ'	σ'_{vo}	Cu	Mo	OCR	φ (dm)	φ (my)	DR	φ (1s)	φ (2s)	φ (3s)	φ (4s)
m	kg/cm2	kg/cm2		(Begemann, 1977- Searle)			t/m3	kg/cm2			(-)	°	°	(%)	°	°	°	°
7,80	13,00	0,400	32,5	limi argilloso-sabbiosi	++sciolta	granulari	0,80	1,01	0,59	46	3,2	27	29	-4	28	32	35	38
8,00	12,00	0,533	22,5	limo argilloso	plastica	coesive	0,75	1,03	0,54	42	2,8	-----	-----	-----	---	---	---	---
8,20	8,00	0,267	30,0	limi argilloso-sabbiosi	soffice	granulari	0,75	1,05	0,40	35	1,9	24	26	-23	26	30	33	37
8,40	14,00	0,400	35,0	sabbie argilloso-limose	++sciolta	granulari	0,80	1,07	0,63	49	3,2	27	29	-3	29	32	35	38
8,60	10,00	0,400	25,0	limi argilloso-sabbiosi	soffice	coesive	0,80	1,09	0,45	35	2,1	-----	-----	-----	---	---	---	---
8,80	11,00	0,467	23,6	limi argilloso-sabbiosi	soffice	coesive	0,80	1,11	0,50	39	2,3	-----	-----	-----	---	---	---	---
9,00	11,00	0,400	27,5	limi argilloso-sabbiosi	soffice	coesive	0,80	1,13	0,50	39	2,2	-----	-----	-----	---	---	---	---
9,20	12,00	0,733	16,4	argilla limosa	plastica	coesive	0,80	1,15	0,54	42	2,4	-----	-----	-----	---	---	---	---
9,40	18,00	0,800	22,5	limo argilloso	consistente	coesive	0,80	1,17	0,77	63	3,7	-----	-----	-----	---	---	---	---
9,60	28,00	1,000	28,0	limi argilloso-sabbiosi	consistente	coesive	0,85	1,19	0,98	56	4,9	-----	-----	-----	---	---	---	---
9,80	15,00	1,533	9,8	argille organiche	consistente	coesive	0,75	1,21	0,65	53	2,9	-----	-----	-----	---	---	---	---
10,00	30,00	0,733	40,9	sabbie argilloso-limose	sciolta	granulari	0,80	1,23	0,99	90	4,8	30	32	21	32	35	37	40
10,20	19,00	0,800	23,8	limi argilloso-sabbiosi	consistente	coesive	0,75	1,25	0,82	67	3,7	-----	-----	-----	---	---	---	---
10,40	28,00	0,867	32,3	limi argilloso-sabbiosi	sciolta	granulari	0,80	1,27	0,98	56	4,5	29	32	18	31	34	37	40
10,60	16,00	0,600	26,7	limi argilloso-sabbiosi	consistente	coesive	0,75	1,29	0,69	56	2,9	-----	-----	-----	---	---	---	---
10,80	25,00	0,733	34,1	sabbie argilloso-limose	sciolta	granulari	0,75	1,31	0,88	50	3,8	29	31	13	31	34	36	40
11,00	29,00	0,600	48,3	sabbia limosa	sciolta	granulari	0,75	1,33	1,02	58	4,5	29	32	18	31	34	37	40
11,20	27,00	0,667	40,5	sabbie argilloso-limose	sciolta	granulari	0,85	1,35	0,95	54	4,0	29	32	15	31	34	37	40
11,40	10,00	0,800	12,5	argilla limosa	plastica	coesive	0,80	1,37	0,45	35	1,6	-----	-----	-----	---	---	---	---
11,60	21,00	0,733	28,6	limi argilloso-sabbiosi	consistente	coesive	0,75	1,39	0,84	42	3,3	-----	-----	-----	---	---	---	---
11,80	23,00	0,733	31,4	limi argilloso-sabbiosi	consistente	granulari	0,70	1,41	0,92	46	3,7	28	31	8	30	33	36	39
12,00	24,00	---	---	---	---	---	0,70	1,43	0,96	48	3,8	28	31	9	30	33	36	39
12,20	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
12,40	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
12,60	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
12,80	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
13,00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
13,20	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
13,40	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
13,60	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
13,80	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
14,00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
14,20	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
14,40	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
14,60	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
14,80	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
15,00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

γ' = peso di unità di volume del terreno alleggerito

σ'_{vo} = Tensione verticale geostatica (efficace) del terreno

Cu = coesione non drenata

Mo = Modulo confinato drenato (Mitchell & Gardner, 1975) non ricavato da prove su campioni

OCR = Rapporto di sovraconsolidazione (Ladd e Foot)

φ (dm) = angolo di attrito interno efficace (Durgunoglu&Mitchell)

φ (my) = angolo di attrito interno efficace (Meyerhof)

DR = Densità relativa (Harman)

φ (1s) = angolo di attrito interno efficace - sabbia fine unif.(Schmertmann)

φ (2s) = angolo di attrito interno efficace - sabbia media unif. (Schmertmann)

φ (3s) = angolo di attrito interno efficace - sabbia grossa unif.(Schmertmann)

φ (4s) = angolo di attrito interno efficace - sabbia-ghiaia (Schmertmann)



Prova Penetrometrica Statica

CPT **3**

Lecture di Campagna/Valori di Resistenza

Committente APEA
Cantiere privato
Località Bogolese
Provincia Parma

Data 05/08/2020
Quota inizio 0,00
Prof. Falda 2,60 metri

Profondità	Lecture Campagna		qc	fs	RF
m	punta	laterale	kg/cm2		

Profondità	Lecture Campagna		qc	fs	RF
m	punta	laterale	kg/cm2		

0,20	---	---	---	1,067	0,0
0,40	16	32	16,00	0,933	17,1
0,60	12	26	12,00	0,600	20,0
0,80	12	21	12,00	0,867	13,8
1,00	18	31	18,00	0,800	22,5
1,20	22	34	22,00	1,667	13,2
1,40	25	50	25,00	2,000	12,5
1,60	30	60	30,00	2,200	13,6
1,80	21	54	21,00	2,067	10,2
2,00	23	54	23,00	1,667	13,8
2,20	26	51	26,00	1,933	13,4
2,40	24	53	24,00	1,667	14,4
2,60	23	48	23,00	1,733	13,3
2,80	21	47	21,00	1,533	13,7
3,00	22	45	22,00	1,267	17,4
3,20	22	41	22,00	1,467	15,0
3,40	20	42	20,00	1,467	13,6
3,60	20	42	20,00	1,200	16,7
3,80	19	37	19,00	1,267	15,0
4,00	15	34	15,00	0,800	18,8
4,20	12	24	12,00	0,933	12,9
4,40	10	24	10,00	0,667	15,0
4,60	8	18	8,00	0,600	13,3
4,80	8	17	8,00	0,467	17,1
5,00	5	12	5,00	0,400	12,5
5,20	4	10	4,00	0,333	12,0
5,40	4	9	4,00	0,267	15,0
5,60	7	11	7,00	0,533	13,1
5,80	5	13	5,00	0,400	12,5
6,00	5	11	5,00	0,400	12,5
6,20	5	11	5,00	0,333	15,0
6,40	6	11	6,00	0,400	15,0
6,60	6	12	6,00	0,600	10,0
6,80	8	17	8,00	0,467	17,1
7,00	6	13	6,00	0,333	18,0
7,20	5	10	5,00	0,267	18,8
7,40	6	10	6,00	0,267	22,5
7,60	5	9	5,00	0,400	12,5

7,80	6	12	6,00	0,333	18,0
8,00	5	10	5,00	0,400	12,5
8,20	5	11	5,00	0,267	18,8
8,40	10	14	10,00	0,400	25,0
8,60	9	15	9,00	0,667	13,5
8,80	6	16	6,00	0,467	12,9
9,00	10	17	10,00	0,667	15,0
9,20	5	15	5,00	0,333	15,0
9,40	11	16	11,00	0,467	23,6
9,60	10	17	10,00	1,067	9,4
9,80	13	29	13,00	0,667	19,5
10,00	18	28	18,00	0,800	22,5
10,20	24	36	24,00	0,867	27,7
10,40	13	26	13,00	0,733	17,7
10,60	10	21	10,00	0,800	12,5
10,80	18	30	18,00	1,133	15,9
11,00	26	43	26,00	1,133	22,9
11,20	33	50	33,00	1,267	26,1
11,40	30	49	30,00	0,933	32,1
11,60	23	37	23,00	0,667	34,5
11,80	22	32	22,00	0,667	33,0
12,00	24	34	24,00	---	---
12,20	---	---	---	---	---
12,40	---	---	---	---	---
12,60	---	---	---	---	---
12,80	---	---	---	---	---
13,00	---	---	---	---	---
13,20	---	---	---	---	---
13,40	---	---	---	---	---
13,60	---	---	---	---	---
13,80	---	---	---	---	---
14,00	---	---	---	---	---
14,20	---	---	---	---	---
14,40	---	---	---	---	---
14,60	---	---	---	---	---
14,80	---	---	---	---	---
15,00	---	---	---	---	---
15,20	---	---	---	---	---

Penetrometro Statico tipo Pagani da 10/20 t

Costante di trasformazione Ct=10 - Velocità avanzamento punta 2cm/s

Punta meccanica tipo Begemann = 35,7 mm (area punta 10 mm2 - apertura 60°)

Manicotto laterale (superficie 150 cm2)



**Prova Penetrometrica Statica
Diagramma di Resistenza**

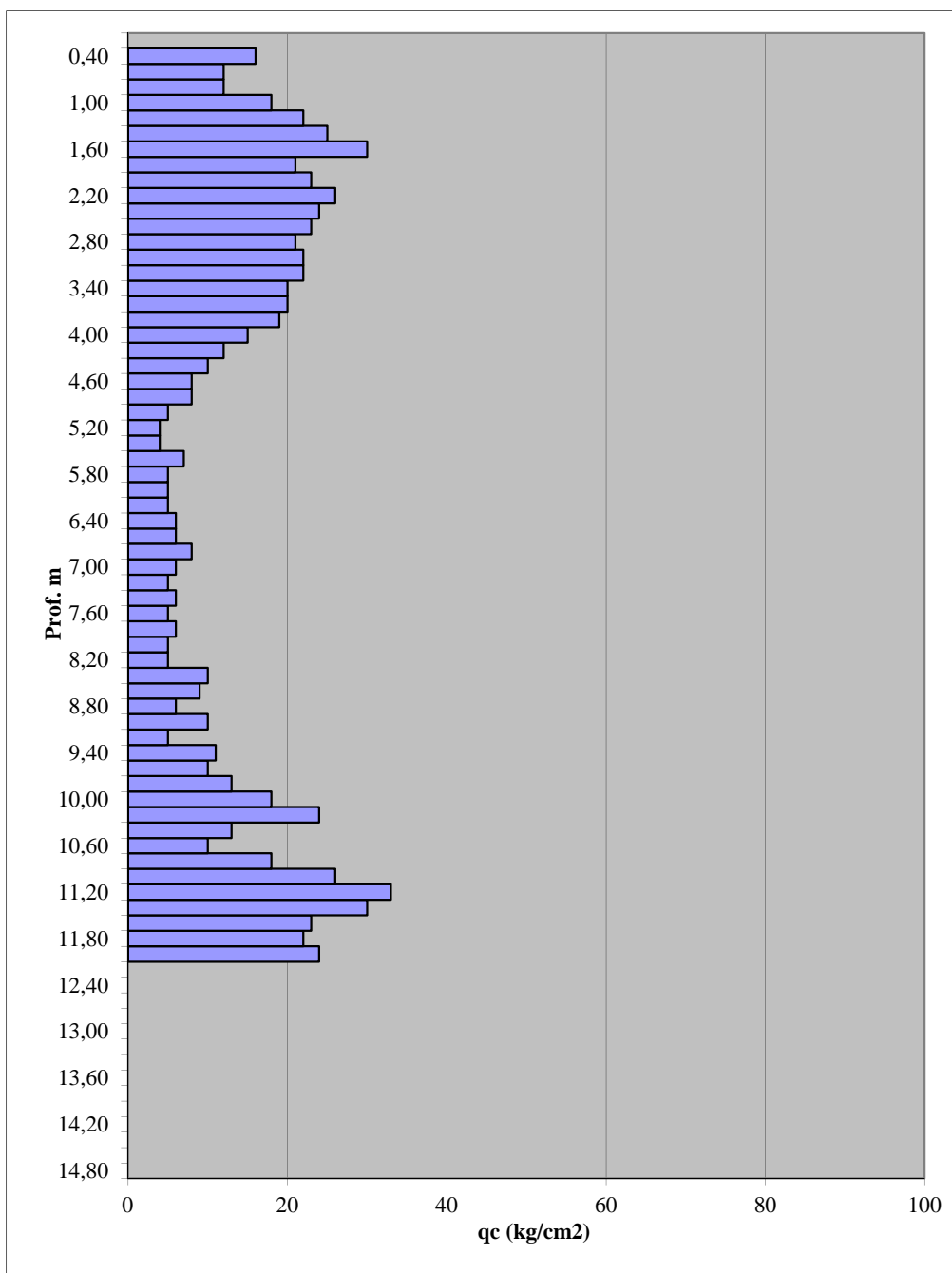
CPT

3

Committente APEA
Cantiere privato
Località Bogolese
Provincia Parma

Data 05/08/2020
Quota inizio 0,00
Prof. Falda 2,60 metri

Resistenza alla Punta (Cone Resistance)





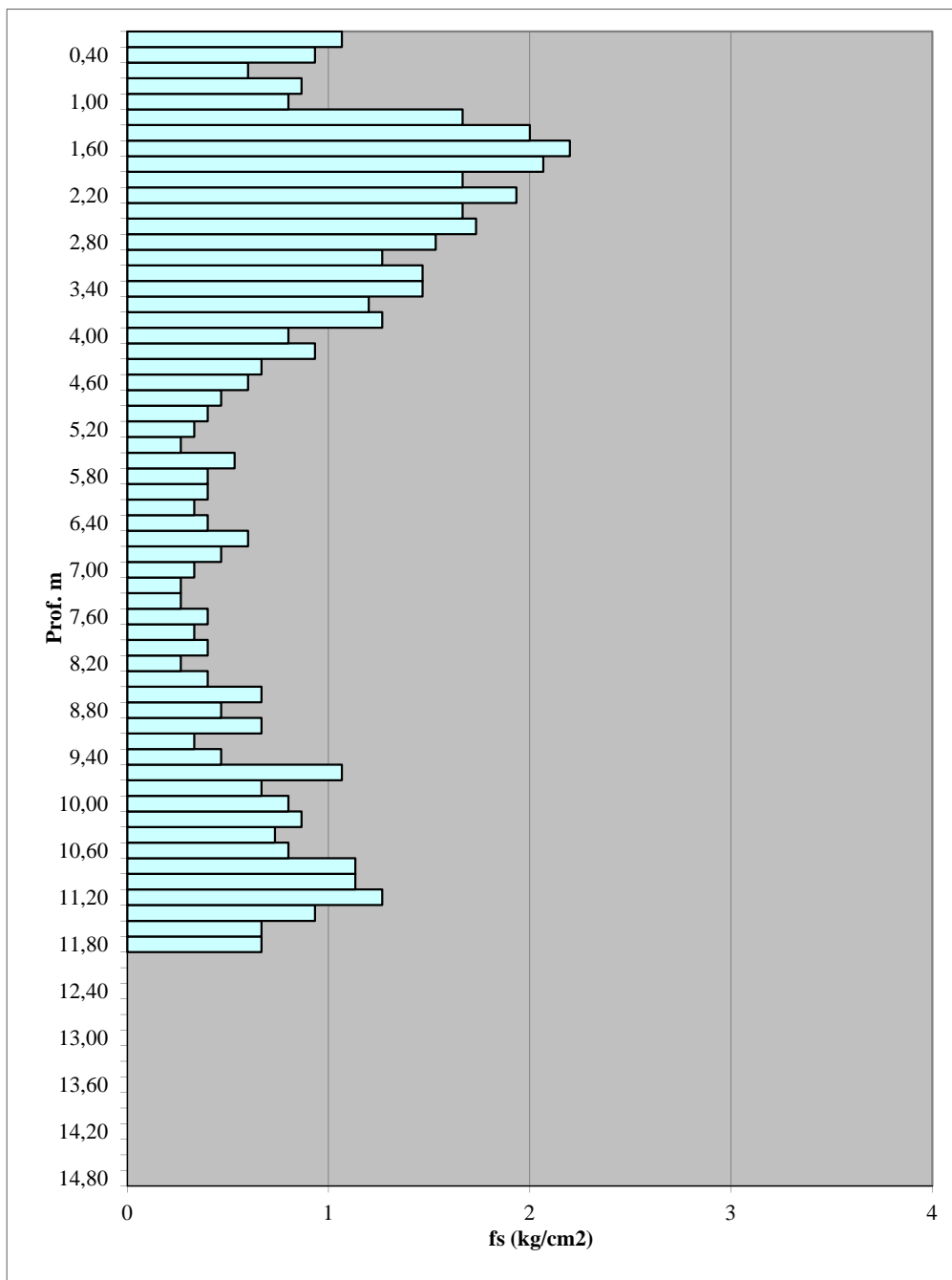
**Prova Penetrometrica Statica
Diagramma di Resistenza**

CPT **3**

Committente APEA
Cantiere privato
Località Bogolese
Provincia Parma

Data 05/08/2020
Quota inizio 0,00
Prof. Falda 2,60 metri

Resistenza Unitaria di attrito laterale locale





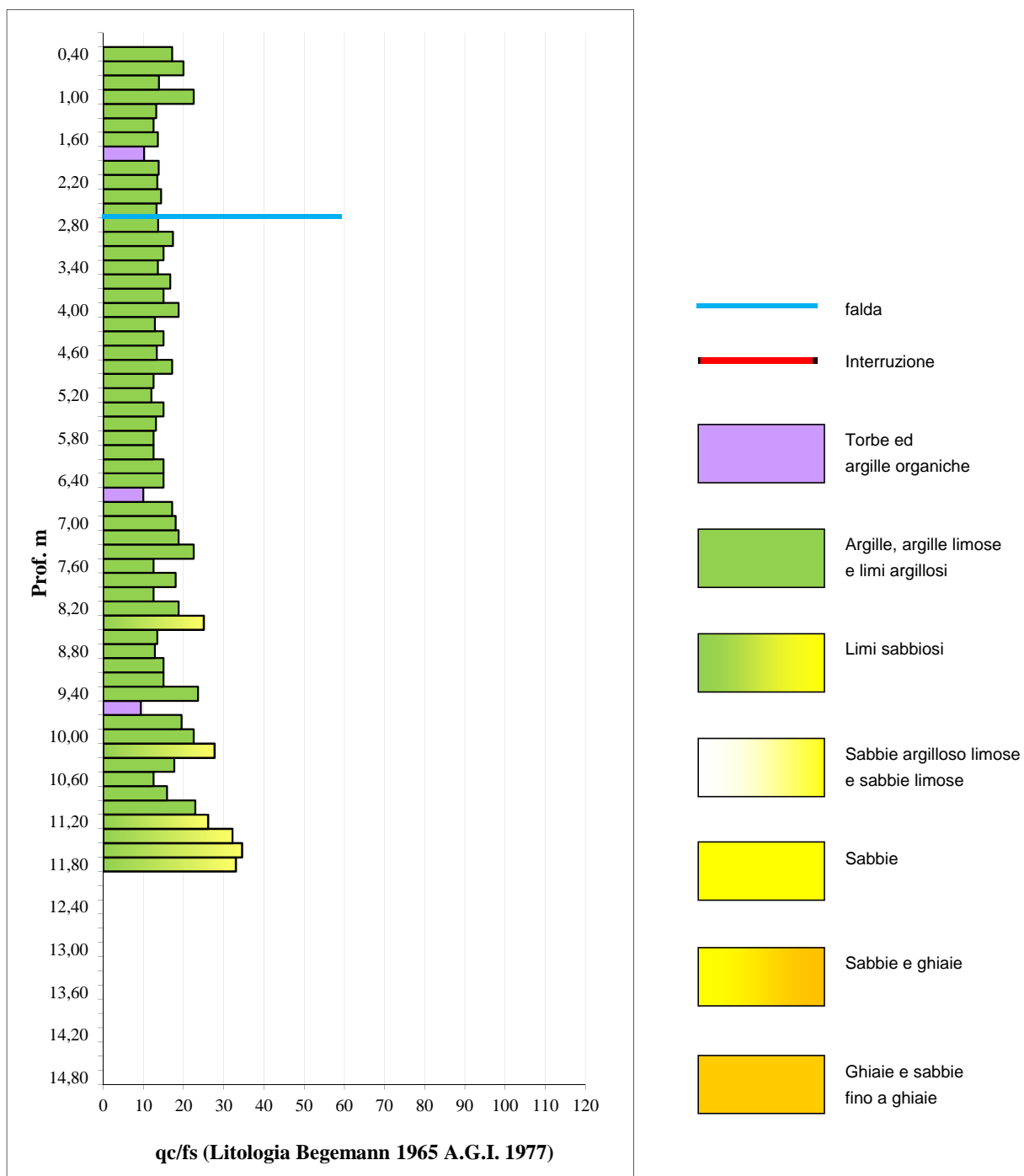
**Prova Penetrometrica Statica
Valutazioni Litologiche**

CPT **3**

Committente APEA
Cantiere privato
Località Bogolese
Provincia Parma

Data: 05/08/2020
Quota inizio: 0,00
Prof. Falda: 2,60 metri

Valutazioni Litologiche



**Prova Penetrometrica Statica
Valutazioni Litologiche - Tabella Parametri Geotecnici**

CPT

3

Committente APEA
Cantiere privato
Località Bogolese
Provincia Parma

Data: 05/08/2020
Quota inizio: 0,00
Prof. Falda: 2,60 metri

Prof.	qc	fs	RF	Litologia	- Consistenza addensamento	Natura	γ'	σ'_{vo}	Cu	Mo	OCR	φ (dm)	φ (my)	DR	φ (1s)	φ (2s)	φ (3s)	φ (4s)
m	kg/cm2	kg/cm2		(Begemann, 1977- Searle)			t/m3	kg/cm2			(-)	°	°	(%)	°	°	°	°
0,20	---	1,067	0,0	---	---	coesive	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
0,40	16,00	---	---	---	consistente	---	1,80	0,07	0,69	56	75,2	----	----	---	---	---	---	---
0,60	12,00	0,600	20,0	limo argilloso	plastica	coesive	1,85	0,11	0,54	42	45,9	----	----	---	---	---	---	---
0,80	12,00	0,867	13,8	argilla limosa	plastica	coesive	1,80	0,15	0,54	42	31,1	----	----	---	---	---	---	---
1,00	18,00	0,800	22,5	limo argilloso	consistente	coesive	1,85	0,19	0,77	63	36,3	----	----	---	---	---	---	---
1,20	22,00	1,667	13,2	argilla limosa	++consistente	coesive	1,85	0,23	0,88	44	33,6	----	----	---	---	---	---	---
1,40	25,00	2,000	12,5	argilla limosa	++consistente	coesive	1,85	0,27	0,88	50	27,3	----	----	---	---	---	---	---
1,60	30,00	2,200	13,6	argilla limosa	++consistente	coesive	1,85	0,31	0,99	90	26,8	----	----	---	---	---	---	---
1,80	21,00	2,067	10,2	argille	++consistente	coesive	1,85	0,35	0,84	42	18,8	----	----	---	---	---	---	---
2,00	23,00	1,667	13,8	argilla limosa	++consistente	coesive	1,85	0,39	0,92	46	18,4	----	----	---	---	---	---	---
2,20	26,00	1,933	13,4	argilla limosa	++consistente	coesive	1,85	0,43	0,91	52	16,0	----	----	---	---	---	---	---
2,40	24,00	1,667	14,4	argilla limosa	++consistente	coesive	1,85	0,47	0,96	48	15,3	----	----	---	---	---	---	---
2,60	23,00	1,733	13,3	argilla limosa	++consistente	coesive	0,85	0,49	0,92	46	13,8	----	----	---	---	---	---	---
2,80	21,00	1,533	13,7	argilla limosa	++consistente	coesive	0,80	0,51	0,84	42	11,7	----	----	---	---	---	---	---
3,00	22,00	1,267	17,4	limo argilloso	consistente	coesive	0,80	0,53	0,88	44	11,8	----	----	---	---	---	---	---
3,20	22,00	1,467	15,0	argilla limosa	++consistente	coesive	0,85	0,55	0,88	44	11,3	----	----	---	---	---	---	---
3,40	20,00	1,467	13,6	argilla limosa	++consistente	coesive	0,80	0,57	0,80	40	9,6	----	----	---	---	---	---	---
3,60	20,00	1,200	16,7	argilla limosa	++consistente	coesive	0,80	0,59	0,80	40	9,2	----	----	---	---	---	---	---
3,80	19,00	1,267	15,0	argilla limosa	consistente	coesive	0,80	0,61	0,82	67	9,0	----	----	---	---	---	---	---
4,00	15,00	0,800	18,8	limo argilloso	consistente	coesive	0,85	0,63	0,65	53	6,5	----	----	---	---	---	---	---
4,20	12,00	0,933	12,9	argilla limosa	plastica	coesive	0,80	0,65	0,54	42	5,0	----	----	---	---	---	---	---
4,40	10,00	0,667	15,0	argilla limosa	plastica	coesive	0,85	0,67	0,45	35	3,8	----	----	---	---	---	---	---
4,60	8,00	0,600	13,3	argilla limosa	plastica	coesive	0,80	0,69	0,40	35	3,2	----	----	---	---	---	---	---
4,80	8,00	0,467	17,1	limo argilloso	soffice	coesive	0,85	0,71	0,40	35	3,1	----	----	---	---	---	---	---
5,00	5,00	0,400	12,5	argilla limosa	soffice	coesive	0,85	0,73	0,25	35	1,6	----	----	---	---	---	---	---
5,20	4,00	0,333	12,0	argilla limosa	soffice	coesive	0,80	0,75	0,20	35	1,2	----	----	---	---	---	---	---
5,40	4,00	0,267	15,0	argilla limosa	soffice	coesive	0,85	0,77	0,20	35	1,2	----	----	---	---	---	---	---
5,60	7,00	0,533	13,1	argilla limosa	plastica	coesive	0,85	0,79	0,35	35	2,3	----	----	---	---	---	---	---
5,80	5,00	0,400	12,5	argilla limosa	soffice	coesive	0,85	0,81	0,25	35	1,4	----	----	---	---	---	---	---
6,00	5,00	0,400	12,5	argilla limosa	soffice	coesive	0,80	0,83	0,25	35	1,4	----	----	---	---	---	---	---
6,20	5,00	0,333	15,0	argilla limosa	soffice	coesive	0,80	0,85	0,25	35	1,4	----	----	---	---	---	---	---
6,40	6,00	0,400	15,0	argilla limosa	plastica	coesive	0,85	0,87	0,30	35	1,7	----	----	---	---	---	---	---
6,60	6,00	0,600	10,0	argille	plastica	coesive	0,80	0,89	0,30	35	1,6	----	----	---	---	---	---	---
6,80	8,00	0,467	17,1	limo argilloso	soffice	coesive	0,80	0,91	0,40	35	2,2	----	----	---	---	---	---	---
7,00	6,00	0,333	18,0	limo argilloso	soffice	coesive	0,80	0,93	0,30	35	1,5	----	----	---	---	---	---	---
7,20	5,00	0,267	18,8	limo argilloso	soffice	coesive	0,80	0,95	0,25	35	1,2	----	----	---	---	---	---	---
7,40	6,00	0,267	22,5	limo argilloso	soffice	coesive	0,85	0,97	0,30	35	1,4	----	----	---	---	---	---	---
7,60	5,00	0,400	12,5	argilla limosa	soffice	coesive	0,80	0,99	0,25	35	1,1	----	----	---	---	---	---	---

 γ' = peso di unità di volume del terreno alleggerito σ'_{vo} = Tensione verticale geostatica (efficace) del terreno

Cu = coesione non drenata

Mo = Modulo confinato drenato (Mitchell & Gardner, 1975) non ricavato da prove su campioni

OCR = Rapporto di sovraconsolidazione (Ladd e Foot)

 φ (dm) = angolo di attrito interno efficace (Durgunoglu&Mitchell) φ (my) = angolo di attrito interno efficace (Meyerhof) φ (1s) = angolo di attrito interno efficace - sabbia fine unif.(Schmertmann) φ (2s) = angolo di attrito interno efficace - sabbia media unif. (Schmertmann) φ (3s) = angolo di attrito interno efficace - sabbia grossa unif.(Schmertmann) φ (4s) = angolo di attrito interno efficace - sabbia-ghiaia (Schmertmann)

DR = Densità relativa (Harman)



Prova Penetrometrica Statica

CPT

3

Valutazioni Litologiche - Tabella Parametri Geotecnici

Committente APEA
Cantiere privato
Località Bogolese
Provincia Parma

Data: 05/08/2020
Quota inizio: 0,00
Prof. Falda: 2,60 metri

Prof.	qc	fs	RF	Litologia - Consistenza addensamento		Natura	γ'	σ'_{vo}	Cu	Mo	OCR	φ ($\delta\mu$)	φ ($\mu\psi$)	DR	φ (1s)	φ (2s)	φ (3s)	φ (4s)
m	kg/cm2	kg/cm2		(Begemann, 1977- Searle)			t/m3	kg/cm2			(-)	°	°	(%)	°	°	°	°
7,80	6,00	0,333	18,0	limo argilloso	soffice	coesive	0,85	1,01	0,30	35	1,4	----	----	----	---	---	---	---
8,00	5,00	0,400	12,5	argilla limosa	soffice	coesive	0,80	1,03	0,25	35	1,1	----	----	----	---	---	---	---
8,20	5,00	0,267	18,8	limo argilloso	soffice	coesive	0,80	1,05	0,25	35	1,0	----	----	----	---	---	---	---
8,40	10,00	0,400	25,0	limi argilloso-sabbiosi	soffice	coesive	0,85	1,07	0,45	35	2,1	----	----	----	---	---	---	---
8,60	9,00	0,667	13,5	argilla limosa	plastica	coesive	0,85	1,09	0,45	35	2,1	----	----	----	---	---	---	---
8,80	6,00	0,467	12,9	argilla limosa	plastica	coesive	0,80	1,11	0,30	35	1,2	----	----	----	---	---	---	---
9,00	10,00	0,667	15,0	argilla limosa	plastica	coesive	0,80	1,13	0,45	35	2,0	----	----	----	---	---	---	---
9,20	5,00	0,333	15,0	argilla limosa	soffice	coesive	0,80	1,15	0,25	35	0,9	----	----	----	---	---	---	---
9,40	11,00	0,467	23,6	limi argilloso-sabbiosi	soffice	coesive	0,85	1,17	0,50	39	2,1	----	----	----	---	---	---	---
9,60	10,00	1,067	9,4	argille organiche	plastica	coesive	0,80	1,19	0,45	35	1,9	----	----	----	---	---	---	---
9,80	13,00	0,667	19,5	limo argilloso	plastica	coesive	0,80	1,21	0,59	46	2,5	----	----	----	---	---	---	---
10,00	18,00	0,800	22,5	limo argilloso	consistente	coesive	0,80	1,23	0,77	63	3,5	----	----	----	---	---	---	---
10,20	24,00	0,867	27,7	limi argilloso-sabbiosi	consistente	coesive	0,80	1,25	0,96	48	4,5	----	----	----	---	---	---	---
10,40	13,00	0,733	17,7	limo argilloso	plastica	coesive	0,85	1,27	0,59	46	2,4	----	----	----	---	---	---	---
10,60	10,00	0,800	12,5	argilla limosa	plastica	coesive	0,80	1,29	0,45	35	1,7	----	----	----	---	---	---	---
10,80	18,00	1,133	15,9	argilla limosa	consistente	coesive	0,80	1,31	0,77	63	3,3	----	----	----	---	---	---	---
11,00	26,00	1,133	22,9	limo argilloso	consistente	coesive	0,80	1,33	0,91	52	3,9	----	----	----	---	---	---	---
11,20	33,00	1,267	26,1	limi argilloso-sabbiosi	++consistente	coesive	0,75	1,35	1,09	99	4,8	----	----	----	---	---	---	---
11,40	30,00	0,933	32,1	limi argilloso-sabbiosi	sciolta	granulari	0,75	1,37	0,99	90	4,2	29	32	18	31	34	37	40
11,60	23,00	0,667	34,5	sabbie argilloso-limose	sciolta	granulari	0,75	1,39	0,92	46	3,7	28	31	8	30	33	36	39
11,80	22,00	0,667	33,0	limi argilloso-sabbiosi	sciolta	granulari	0,70	1,41	0,88	44	3,5	28	31	6	30	33	36	39
12,00	24,00	---	---	---	---	---	0,70	1,43	0,96	48	3,8	28	31	9	30	33	36	39
12,20	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
12,40	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
12,60	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
12,80	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
13,00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
13,20	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
13,40	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
13,60	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
13,80	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
14,00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
14,20	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
14,40	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
14,60	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
14,80	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
15,00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

γ' = peso di unità di volume del terreno alleggerito

σ'_{vo} = Tensione verticale geostatica (efficace) del terreno

Cu = coesione non drenata

Mo = Modulo confinato drenato (Mitchell & Gardner, 1975) non ricavato da prove su campioni

OCR = Rapporto di sovraconsolidazione (Ladd e Foot)

φ (dm) = angolo di attrito interno efficace (Durgunoglu&Mitchell)

φ (my) = angolo di attrito interno efficace (Meyerhof)

DR = Densità relativa (Harman)

φ (1s) = angolo di attrito interno efficace - sabbia fine unif.(Schmertmann)

φ (2s) = angolo di attrito interno efficace - sabbia media unif. (Schmertmann)

φ (3s) = angolo di attrito interno efficace - sabbia grossa unif.(Schmertmann)

φ (4s) = angolo di attrito interno efficace - sabbia-ghiaia (Schmertmann)

ALLEGATO 2

Documentazione Fotografica



Foto 1



Foto 2