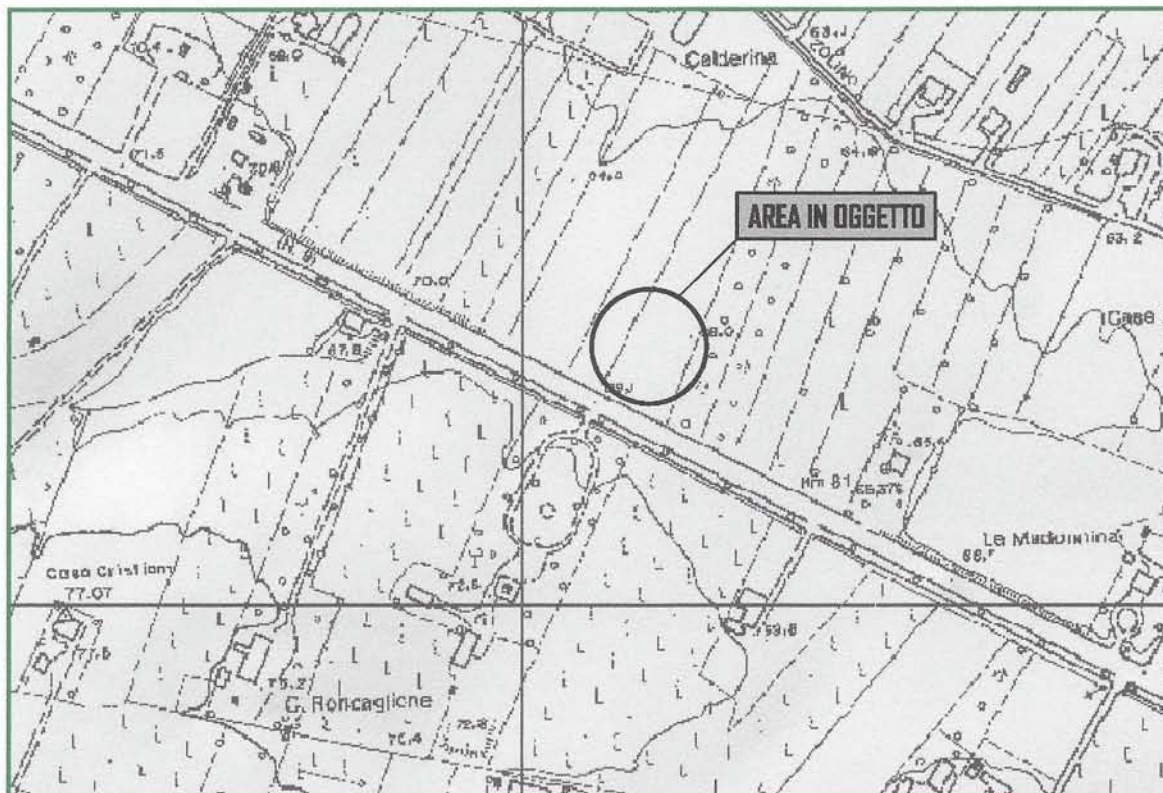


RELAZIONE GEOLOGICA

RIGUARDANTE I TERRENI INTERESSATI DAL PROGETTO
PER LA REALIZZAZIONE DI UN AUTOLAVAGGIO
IN VIA EMILIA, LOC. PIRATELLO, COMUNE DI IMOLA.



COMMITTENTE: CONAD CARDUCCI S.R.L.

DATA: SETTEMBRE 2021

Spazio riservato per timbro
e firma degli Enti Competenti

Timbro e firma
(professionista incaricato)

Dott. Geol. Marco Strazzari
n. 1144 Ordine Geologi Emilia Romagna



INDICE

1	PREMESSA	3
2	MODELLO GEOLOGICO DEL SITO	4
2.1	Inquadramento geologico e geolitologico.....	4
2.2	Caratteri morfologici e geomorfologici.....	4
2.3	Caratteri idrologici e idrogeologici	4
2.4	Caratteristiche strutturali dell'area.....	5
3	INDAGINI GEOGNOSTICHE	5
3.1	Prove penetrometriche statiche meccaniche (CPT)	6
3.2	Validazione del modello geologico – Parametri geotecnici	6
4	IMPLICAZIONI SISMICHE.....	7
4.1	Inquadramento in MZS PSC Imola	8
4.2	Categoria di suolo di fondazione	8
4.3	Parametri sismici	9
4.4	Rischio liquefazione.....	10
5	ASPETTI GEOTECNICI – INDICAZIONI –	10

ALLEGATI:

ESTRATTO C.T.R. (SCALA 1:5.000)

ESTRATTO CARTA GEOLOGICA (SCALA 1:5.000)

ESTRATTO CARTA SISMOTETTONICA (SCALA 1:250.000)

UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

PROVE PENETROMETRICHE STATICHE MECCANICHE (CPT)

LETTURE – GRAFICI - STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI –CENNI TEORICI E INDICAZIONI DI CALCOLO-

RELAZIONE GEOFISICA PREGRESSA: INDAGINE HVSR

RELAZIONE GEOLOGICA **(CON INDICAZIONI GEOTECNICHE)**

1 Premessa

Su richiesta di CONAD CARDUCCI S.R.L., è stata eseguita la presente indagine geologica sui terreni interessati dal progetto per la realizzazione di un nuovo autolavaggio, in via Emilia ponente, loc. Piratello, Comune di Imola. L'indagine è stata effettuata allo scopo di definire il modello geologico del sito ed accertare alcune caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni interagenti con quanto in progetto, per fornire al progettista un elemento di riferimento in merito. Il presente studio utilizza anche quanto contenuto nella *"Relazione Geologica riguardante i terreni interessati dal progetto per la realizzazione di un nuovo distributore carburanti in Via Emilia, loc. Piratello, Comune di Imola"* a firma del geologo scrivente, datata marzo 2014.

Si sono individuati i tipi litologici ed alcune caratteristiche dei terreni, che verranno descritti in seguito. Inoltre, si valuteranno le possibili interferenze delle strutture con la prima falda idrica superficiale nel caso sia presente. Sono state considerate le possibili implicazioni dovute alla sismicità dell'area. Il Comune di Imola è stato classificato come zona 2 ai sensi del DGR 1164 del 2018. Il D.M. 17 gennaio 2018, in continuità rispetto al D.M. 14 01 2008, prevede che la stima della pericolosità sismica venga definita tramite un approccio "sito dipendente" e non più "zona dipendente". È stata quindi utilizzata l'indagine geofisica pregressa, realizzata nello stesso comparto areale, per determinare la categoria di sottosuolo come richiesto dal suddetto D.M. e per stimare la pericolosità sismica di base.

Il presente studio ha previsto la consultazione della letteratura e della cartografia geologica disponibile per l'area in esame della quale si riporta in allegato un estratto della Carta Geologica pubblicata sul sito internet della Regione Emilia Romagna – Progetto CARG – a cura del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli in scala 1:5.000, un estratto della Carta Sismotettonica della Regione Emilia-Romagna in scala 1:250.000 oltre a un inquadramento topografico su base C.T.R. in scala 1:5.000. Successivamente, è stato svolto un sopralluogo per valutare l'eventuale presenza di fenomeni geomorfologici attivi, la natura litologica dei terreni superficiali e le caratteristiche morfologiche e idrologiche del sito. Al fine di validare il modello geologico ipotizzato ed accertare alcune caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni, sono state realizzate indagini geognostiche specifiche consistenti in n.2 prove penetrometriche statiche meccaniche (CPT) con dispositivo di spinta da 20t. Come utile termine di paragone si sono tenute in considerazione anche le indagini geognostiche pregresse eseguite per la redazione della Relazione geologica citata.

1.1 Normativa di riferimento

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

- "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". D.M. 11 Marzo 1988;
- Istruzioni relative alle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". Circ. Min. LL.PP. n° 30483 24 Settembre 1988;
- AGI: raccomandazione sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, 06 1977;
- AGI: raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio, Maggio 1990;
- Ordinanza del Dipartimento della Protezione Civile e del Servizio Sismico Nazionale del 20 marzo 2003: "Nuove disposizioni per le costruzioni in zona sismica" pubblicata nella G.U. del 8 05 2003;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale;
- DGR 1164 del 2018 – "Aggiornamento della classificazione sismica dei Comuni dell'Emilia Romagna";
- DGR 630 del 2019
- D.M. 17 gennaio 2018 – "Norme Tecniche per le Costruzioni".

La parametrizzazione fisico-meccanica dei terreni è stata effettuata sulla base delle indagini eseguite per la validazione del modello geologico. Sarà cura del progettista valutare la possibilità di integrare l'indagine con ulteriori analisi e prove specifiche. Questa relazione geologica, pertanto, seguendo i dettami della norma vigente e dello stato dell'arte, è finalizzata alla definizione del modello geologico che è imprescindibile per la redazione del successivo modello geotecnico, facente parte della relazione geotecnica.

2 Modello geologico del sito

2.1 Inquadramento geologico e geolitologico

Dall'estratto della Carta Geologica dell'Emilia Romagna allegato, si può notare che l'area oggetto della presente indagine, è situata nel contesto geologico della fascia pedecollinare in corrispondenza della zona di raccordo tra l'alta pianura e le ultime propaggini collinari dove sono cartografate litologie attribuite a depositi di piana alluvionale appartenenti ad un ambiente deposizionale di canale, argine e rotta fluviale. L'area in studio ricade in una zona dove sono cartografati termini appartenenti al Subsistema di Torre Stagni. Si tratta di una copertura quaternaria costituita da depositi alluvionali continentali di conoide e di terrazzo, composti da limi e limi argillosi con subordinate sabbie e ghiaie organizzate in corpi canalizzati. La distribuzione geometrica delle litologie è di tipo lenticolare sia in senso verticale che orizzontale con frequenti interdigitazioni, talora con rilevanti variazioni di spessore e distribuzione, anche all'interno di aree limitate; solo localmente e per brevi distanze, si riscontrano corpi tabulari caratterizzati da una certa continuità. A volte si riscontrano lenti ghiaiose. La disposizione è frequentemente longitudinale rispetto all'andamento del corso d'acqua responsabile della deposizione.

Verso Ovest e verso Nord sono cartografati termini appartenenti alla copertura quaternaria alluvionale di origine continentale, denominata Subsistema di Ravenna, costituito da sabbia limosa prevalente. Essa nelle zone intravallive, come in quelle pedecollinari e di alta pianura, risulta frequentemente terrazzata. Il Subsistema di Ravenna è stato distinto dalle altre coperture quaternarie sulla base della composizione granulometrica, degli spessori litologici, dell'età e delle caratteristiche pedologiche.

2.2 Caratteri morfologici e geomorfologici

Dal punto di vista morfologico, il sito in esame è ubicato ad una quota topografica di circa 68 m.s.l.m. in un contesto agricolo subpianeggiante, caratterizzato da una debole pendenza generalizzata verso N-NE $<15^\circ$ per cui è classificabile nella **categoria topografica T1**. Il sito in oggetto si trova in prossimità della zona sommitale di una blanda struttura tipo dorsale, dove questa si raccorda con la porzione più alta della pianura. In particolare, il lotto oggetto di intervento, presenta una pendenza verso NO responsabile di dislivelli massimi approssimativamente dell'ordine del metro entro i limiti del lotto stesso (lo stesso dislivello è stato stimato tra i punti di esecuzione delle penetrometrie, delle quali la CPT2 è in posizione ribassata). Dal punto di vista geomorfologico, il sito in oggetto si inserisce in un contesto stabile, il quale essendo subpianeggiante, non presenta fenomeni geomorfologici attivi che possano comportare dissesto di carattere geodinamico gravitativo. La realizzazione di quanto in progetto, non avrà ripercussioni negative destabilizzanti nei confronti delle zone di influenza.

2.3 Caratteri idrologici e idrogeologici

Dal punto di vista idrologico, non si segnalano corpi idrici a distanza tali da potere influenzare direttamente o indirettamente la dinamica idrologica del sito in oggetto. Nel lotto in esame, le acque di precipitazione meteorica diretta sono smaltite naturalmente per evapotraspirazione ed infiltrazione.

La regimazione delle acque di ruscellamento superficiale è affidata e garantita dall'efficienza dei fossetti interpoderali presenti e dal fosso a margine della Via Emilia. Le caratteristiche morfologiche e topografiche locali sono tali da scongiurare il rischio di allagamenti e ristagni prolungati di acqua.

Dal punto di vista idrogeologico, al termine dell'indagine svolta non è stata riscontrata presenza di acqua all'interno dei fori penetrometrici eseguiti fino alle massime profondità investigate, pertanto non si prevedono interferenze negative tra la falda e i dispositivi di fondazione ipotizzati; tuttavia, in seguito a intense e/o prolungate precipitazioni meteoriche, non si esclude la formazione di piccole falde idriche sospese a carattere temporaneo, al contatto tra i termini alterati superficiali (molto permeabili) e quelli sottostanti di natura limoso argillosa (poco permeabili), pertanto **si consiglia di adottare adeguati sistemi di impermeabilizzazione**. Non si esclude che scavi approfonditi nell'unità litotecnica C intercettino filetti idrici attivi.

Si sottolinea come la fascia pedecollinare e di alta pianura, rappresenti la zona di ricarica principale del sistema acquifero della pianura, pertanto, considerando la tipologia di struttura in progetto, si raccomanda di adottare tutti i dispositivi e le precauzioni necessarie, per evitare eventuali dispersioni incontrollate e/o sversamenti accidentali.

2.4 Caratteristiche strutturali dell'area

La struttura tettonica dell'Appennino prosegue sepolta al di sotto dei sedimenti che costituiscono la pianura alluvionale, per circa quaranta km fino a nord di Ferrara ed è costituita da un sistema di grandi faglie inverse (accavallamenti) con superfici di sovrascorrimento a basso angolo (circa 30°), immerse verso S-SO e con trasporto verso N-NE. Questi sovrascorrimenti hanno determinato un sistema a grandi pieghe superficiali che si sono sviluppate durante le traslazioni degli elementi appenninici verso N-NE entro l'area padana. Grandi pieghe sinclinaliche sono interposte fra più strette pieghe anticlinaliche che formano rilievi e creste sepolti associati ai fronti di sovrascorrimento. Le aree sinclinaliche sono state sedi di imponenti accumuli di sedimenti marini del Pliocene-Pleistocene inferiore, con spessori fino a 3-4 km nella pianura adiacente al margine appenninico del Bolognese. I grandi depositi, in gran parte marini, con spessori fino a 2 km. che seguono quelli del Pleistocene inferiore, estendendosi regolarmente al di sopra dei rilievi (anticlinalici) generalmente con giaciture tabulari, documentano che l'attività tettonica traslativa si era notevolmente attenuata alla fine del Pliocene superiore e del Pleistocene inferiore. Nel Quaternario si svilupparono ingenti movimenti di abbassamento (subsidenza) dell'area padana, che persistono tutt'ora. È interessante notare come l'attività tettonica più intensa e prolungata nel tempo, ampiamente estesa anche entro il Pleistocene medio-superiore, si sia sviluppata lungo la fascia pedeappenninica più interna, mentre i fronti settentrionali più esterni risultino in prevalenza disattivati con la fine del Pliocene inferiore o al massimo col Pliocene medio.

3 Indagini geognostiche

Il modello geologico sviluppato sulla base della documentazione bibliografica consultata e del sopralluogo eseguito, è stato sottoposto a verifica mediante la realizzazione di una campagna di indagini geognostiche specifiche, che ha previsto la realizzazione di n.2 prove penetrometriche statiche meccaniche (CPT) con dispositivo di spinta da 20t. ubicate come in allegato.

Le penetrometrie sono state condotte fino a riscontrare rifiuto strumentale nei confronti dell'infissione, avvenuto alla profondità massima di m. 9,60 (CPT2). Si ritiene di avere investigato il volume di terreno significativo interagente con quanto in progetto.

Come utile termine di paragone si sono tenute in considerazione anche le indagini geognostiche pregresse contenute nella Relazione geologica citata.

3.1 Prove penetrometriche statiche meccaniche (CPT)

Per l'esecuzione di tali indagini si è utilizzato un penetrometro semovente Pagani, dotato di un dispositivo idraulico di spinta da 20 tonnellate. La punta meccanica è di tipo telescopico con manicotto - "punta Begemann", con diametro pari a 35,7 mm. e angolo di apertura del cono pari a 60°, come da raccomandazioni AGI 1977 e indicazioni internazionali standardizzate. La batteria di aste è composta da una serie di spezzoni di aste cave di lunghezza pari a 1 m. e con diametro esterno di 36 mm. al cui interno è posta la batteria di astine che permette l'apertura della punta meccanica. La penetrazione avviene ad una velocità costante pari a 2 cm/sec (con tolleranza $\pm 0,5$ cm/sec), indipendentemente dalla resistenza opposta dal terreno. Il dispositivo di spinta è reso solidale al terreno mediante due ancoraggi laterali in modo da impedire il movimento rispetto al piano di lavoro durante l'infissione. Esso agisce alternativamente sulla batteria di aste interne (consentendo l'avanzamento prima della punta e poi del manicotto laterale) e su quella di aste cave esterne (durante tale fase la punta si richiude e torna in posizione iniziale). Si ottengono in tal modo misure "discontinue", poiché il ciclo di apertura-chiusura avviene ogni 20 cm, che consistono in:

Lp: spinta necessaria per l'avanzamento della sola punta; Lp+Ll: spinta per l'avanzamento della punta e del manicotto;

Tramite formule di conversione si ottengono: Rp: resistenza alla punta; Rl: resistenza per attrito locale sul manicotto. Un' indicazione della stratigrafia dei terreni indagati è fornita dal rapporto tra la resistenza all'infissione statica della punta (Rp) e la resistenza per attrito laterale locale (Rl) che il materiale sviluppa sul manicotto della punta meccanica. Nell'interpretazione quantitativa dei risultati, che consente di determinare le grandezze di alcuni parametri geotecnici dei terreni attraversati mediante formule empiriche, si è tenuto in considerazione che le prove sono assimilabili a prove rapide in condizioni di drenaggio impedito. Pertanto, in terreni coesivi si ottiene una stima della coesione non drenata (C_u) e nei terreni granulari è possibile valutare il grado di addensamento e stimare il valore di angolo di attrito.

3.2 Validazione del modello geologico – Parametri geotecnici

Sulla base dell'indagine eseguita, è stato interpretato l'assetto litostratigrafico dei terreni investigati. Di seguito si riporta una tabella riassuntiva dell'interpretazione effettuata sulla base di alcuni parametri geotecnici estrapolati per correlazione dalle penetrometrie eseguite. L'interpretazione ha permesso l'individuazione di unità litotecniche in funzione del grado di uniformità litologica e del comportamento geomeccanico generale. Per permettere una correlazione più immediata, verrà mantenuta la suddivisione come contenuto nella Relazione geologica pregressa citata.

TABELLA RIASSUNTIVA DEI PARAMETRI GEOTECNICI

I valori riportati in tabella costituiscono una stima ragionata e cautelativa effettuata sulla base dei valori disaggregati estrapolati dall'elaborazione delle indagini geognostiche eseguite, dove: (m) = valori medi; (k) = 5°percentile distribuzione dei dati; intervallo di valori (min-max)

UNITÀ LITOTECNICHE SPESSORE	INTERPRETAZIONE LITOLOGICA	C_u (kg/cm ²)	ϕ (°)	γ (t/m ³)	Modulo Edometrico (kg/cm ²)	Rp (kg/cm ²)
A (m.1,20 circa)	Terreno superficiale alterato e/o rimaneggiato con locale presenza di materiale di riporto di varia natura. Marcata sovraconsolidazione per essiccamento.	-	-	1,97 (m) 1,85 (k) 1,80-2,21	-	54 (m) 10-90
C (m.7,60-8,00 circa)	Limo argilloso prevalente; grado di consistenza variabile tra medio elevato e molto elevato. Sovraconsolidazione decrescente con la profondità.	2,25 (m) 1,55 (k) 1,54-4,17	-	2,15 (m) 2,08 (k) 2,07-2,26	123 (m) 80 (k) 73-205	62 (m) 33-121
D	Ghiaia con sabbia addensata	-	35 (k)	2,2 (k)	345 (m) 300 (k) 138-450	>300

Sono ombreggiate le caselle relative ai parametri geotecnici che governano maggiormente il comportamento geomeccanico delle singole unità litotecniche interpretate.

L'interpretazione è in generale accordo con quanto precedentemente riportato nella descrizione del modello geologico del sito, tuttavia si è interpretata la presenza di termini più pelitici. Non si è interpretata la presenza dell'unità litotecnica B, diversamente da quanto emerso dall'indagine pregressa.

4 Implicazioni sismiche

Il Comune di Imola è stato ripetutamente interessato da eventi sismici. Con riferimento a “CPTI, Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani” e ad un collegato database di osservazioni macrosismiche curato dall'INGV, si riportano i principali eventi sismici di interesse per il territorio in esame:

File downloaded from CPTI15 - DBMI15 Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani 2015 - Database Macrosismico Italiano 2015					
Seismic history of Imola PlaceID IT_39777					
Intensity	Year Mo Da Ho Mi Se	Epicentral area	NMDP	Io	Mw
4-5	1661 03 22 12 50	Appennino forlivese	79	9	6.05
4	1672 04 14 15 45	Riminense	92	8	5.59
7-8	1688 04 11 12 20	Romagna	39	8-9	5.84
F	1725 10 29 17 40	Appennino tosco-emiliano	28	8	5.67
6	1732 08 09	Romagna	3	6	4.63
4	1756 10 06 20	Costa pesarese	7	4-5	3.93
F	1756 10 22	Golfo di Manfredonia	4	5-6	4.4
3	1779 06 01 23 55	Bolognese	8		
5	1779 06 04 07	Bolognese	12	7	5.22
5	1779 06 10 08 35	Bolognese	10		
F	1779 07 14 19 30	Bolognese	17		
5	1779 11 23 18 30	Bolognese	14	5	4.7
6-7	1781 04 04 21 20	Faentino	96	9-10	6.12
6	1781 07 17 09 40	Faentino	46	8	5.61
5	1786 12 25 01	Riminense	90	8	5.66
6	1796 10 22 04	Emilia orientale	27	7	5.45
7	1813 09 21 07 45	Romagna	12	7	5.28
F	1828 10 08 22 30	Romagna	8	5-6	4.57
6	1854 06 16 13 25	Imola	9	5	4.57
6	1870 10 30 18 34	Forlivese	41	8	5.61
2-3	1873 09 17	Appennino tosco-ligure	64	6-7	5.26
3	1874 10 07	Imolese	60	7	4.96
5	1875 03 17 23 51	Costa romagnola	144	8	5.74
4	1878 03 12 21 36	Bolognese	31	6	4.84
F	1878 06 04 14 40	Bolognese	13	5	4.52
5	1880 07 23 01 50	Imola	3	5	4.16
4	1881 01 24 16 14	Bolognese	38	7	5.22
4-5	1881 02 14 09 00 30.00	Appennino bolognese	21	6	4.77
4	1887 09 30 15 55	Faenza	10	5	4.12
3	1889 03 08 02 57 04.00	Bolognese	38	5	4.53
F	1891 08 01 13 32 22.00	Lugo	15	4-5	4.36
NF	1892 12 29 13 47 48.00	Castel del Rio	36	5-6	4.37
2-3	1897 12 18 07 24 20.00	Alta Valtiberina	132	7	5.09
2	1898 01 16 13 10	Romagna settentrionale	110	6	4.59
2	1899 06 26 23 17 22.00	Valle del Bisenzio	138	7	5.02
6	1909 01 13 00 45	Emilia Romagna orientale	867	6-7	5.36
5	1911 02 19 07 18 30.00	Forlivese	181	7	5.26
F	1911 03 20 15 47	Forlivese	25	6	5.09
NF	1911 09 13 22 29 02.00	Chianti	115	7	5.08
3-4	1913 07 21 22 35	Appennino romagnolo	43	5-6	4.79
NF	1913 11 25 20 55	Appennino parmense	73	4-5	4.65
5	1914 10 27 09 22	Lucchesia	660	7	5.63
NF	1915 01 13 06 52 43.00	Marsica	1041	11	7.08
2-3	1916 05 17 12 50	Riminense	132	8	5.82
2-3	1917 12 02 17 39	Appennino forlivese	32	6-7	5.09
5	1918 11 10 15 12 28.00	Appennino forlivese	187	9	5.96
5	1919 06 29 15 06 13.00	Mugello	565	10	6.38
F	1924 01 02 08 55 13.00	Senigallia	76	7-8	5.48
5	1929 04 10 05 44	Bolognese	87	6	5.05
3-4	1929 04 11 00 56	Bolognese	10	4	4.72
3	1929 04 12 00 32	Bolognese	7	4	4.82
4	1929 04 19 04 16	Bolognese	82	6-7	5.13
4	1929 04 20 01 10	Bolognese	109	7	5.36
4-5	1929 04 22 08 26	Bolognese	41	6-7	5.1
4	1929 04 22 14 19	Bolognese	12	5-6	4.61
3	1929 04 29 18 36	Bolognese	45	6	5.2
4-5	1929 05 01 21 13	Imolese	3	4	4.57
4-5	1929 05 11 19 23	Bolognese	64	6-7	5.29
3	1929 07 18 21 02	Mugello	56	6-7	4.96
2	1930 10 30 07 13	Senigallia	268	8	5.83
3	1931 04 05 13 34	Faentino	14	6	4.4
4-5	1931 04 11 01 26	Faentino	19	4-5	4.81
2-3	1931 09 05 01 25 53.00	Mugello	28	6	4.88
2	1931 12 15 03 23	Mugello	35	6	4.62
SF	1934 05 28 21 09	Faentino	10	4	3.94
3	1951 05 15 22 54	Lodigiano	179	6-7	5.17
4	1952 07 04 20 35 12.00	Appennino forlivese	64	7	4.94
NF	1953 12 14 07 11 06.00	Appennino forlivese	48	5-6	4.7
3	1956 04 26 03 00 03.00	Appennino bolognese	89	6	4.74
NF	1957 08 27 11 54	Appennino modenese	58	5	4.73
4-5	1965 12 18 09 22 25.00	Pianura romagnola	11	5	4.54
5	1967 12 30 04 19	Emilia Romagna orientale	40	6	5.05
4	1978 12 05 15 39 04.00	Romagna	34	4-5	4.61
3	1980 11 23 18 34 52.00	Irpinia-Basilicata	1394	10	6.81
3-4	1983 11 09 16 29 52.00	Parmense	850	6-7	5.04
NF	1984 04 29 05 02 59.00	Umbria settentrionale	709	7	5.62
2-3	1986 12 06 17 07 19.77	Ferrarese	604	6	4.43
NF	1989 09 13 21 54 01.50	Prealpi Vicentine	779	6-7	4.85
2-3	1999 01 25 22 45 58.08	Appennino forlivese	97	5	4.36

NF	2002 11 02 10 57 44.89	Ferrarese	79	4	4,21
4	2003 01 26 19 57 03.21	Appennino forlivese	35	6	4,66
5	2003 09 14 21 42 53.18	Appennino bolognese	133	6	5,24

Si può riassumere che, nella sua storia sismica, l'area è stata interessata da terremoti importanti con epicentro principalmente nella zona del bolognese e della Romagna. Si sono avuti risentimenti provocati anche da terremoti con epicentro in zone lontane. Agli eventi storici sopra riportati vanno ovviamente aggiunti quelli dell'ultimo decennio con epicentri nel faentino, nell'Appennino bolognese e i più importanti del maggio 2012 con epicentri tra le Province di Modena, Ferrara e Bologna.

4.1 Inquadramento in MZS PSC Imola

Consultando gli elaborati del PSC di Imola, con particolare riferimento alla Microzonazione Sismica (MZS), gli ambiti del territorio urbanizzabile e urbanizzato in adiacenza al lotto in oggetto, sono cartografati come segue:

TAV 5: Aree suscettibili di effetti locali "A – Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche. Studi geologici con valutazione del coefficiente di amplificazione litologico. Microzonazione sismica di II° livello".

TAV 7: Fattori di amplificazione PGA (Analisi di II livello): FA PGA=1,6

TAV 8: Fattori di amplificazioni SI (Analisi di II livello): FA SI (0,1s-0,5s)=1,8

TAV 9: Fattori di amplificazioni SI (Analisi di II livello): FA SI (0,5s-1,0s)=2,1

TAV 10: Carta di sintesi "area oggetto di approfondimento di II° livello."

4.2 Categoria di suolo di fondazione

Come riportato nel D.M. 17/01/2018 cap 3.2.2 "Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella TAB 3.2.II, si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio Vs."

Per gli scopi della presente, si è utilizzata l'indagine geofisica pregressa di tipo tromografico effettuata con strumentazione digitale "Tromino R", eseguita nello stesso comparto areale (si veda ubicazione indagini in allegato) e pertanto ritenuta adeguata per identificare i parametri richiesti dalla suddetta classificazione in categorie. Tale indagine ha permesso la valutazione della velocità equivalente delle onde di taglio (Vs) nei primi 30 metri di sottosuolo (Vs₃₀). I risultati dell'indagine, opportunamente correlati alle indagini geognostiche pregresse, hanno permesso di estrapolare un valore di **Vs₃₀ pari a 283 m/s rispetto piano campagna**, pertanto, riconducendo tali valori alla classificazione riportata nella seguente tabella, il **sottosuolo** è stato classificato in **categoria C**.

Considerando i presenti esiti penetrometrici, si ritiene che **la stessa attribuzione può estendersi all'area oggetto della presente**.

In merito alla valutazione del "coefficiente di amplificazione litologico", si osserva come non si siano riscontrati contrasti di impedenza significativi del segnale sismico a dimostrazione dell'assenza di riflettori sismici e della presenza di una potente successione di sedimenti alluvionali.

Si ritiene di poter considerare come "fattore di amplificazione litologico" il fattore di amplificazione stratigrafico (Ss) come da NTC, caratteristico di un sottosuolo tipo C come di seguito riportato.

Per maggiori dettagli al riguardo, si rimanda alla relazione specialistica allegata.

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

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

4.3 Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii e fondazioni

Sito in esame latitudine: 44,368144	longitudine: 11,680941	Classe: 2	Vita nominale: 50
Siti di riferimento	Sito 1 ID: 17401	Lat: 44,3709Lon: 11,6722	Distanza: 760,264
	Sito 2 ID: 17402	Lat: 44,3720Lon: 11,7421	Distanza: 4882,256
	Sito 3 ID: 17624	Lat: 44,3220Lon: 11,7436	Distanza: 7152,711
	Sito 4 ID: 17623	Lat: 44,3209Lon: 11,6737	Distanza: 5281,140
Categoria sottosuolo: C	Categoria topografica: T1	Periodo di riferimento: 50anni	Coefficiente cu: 1
• Operatività (SLO):	Probabilità di superamento: 81 %		
Tr:	30 [anni]		
ag:	0,066 g		
Fo:	2,409		
Tc*:	0,260 [s]		
• Danno (SLD):	Probabilità di superamento: 63 %		
Tr:	50 [anni]		
ag:	0,084 g		
Fo:	2,395		
Tc*:	0,268 [s]		
• Salvaguardia della vita (SLV):	Probabilità di superamento: 10 %		
Tr:	475 [anni]		
ag:	0,205 g		
Fo:	2,444		
Tc*:	0,299 [s]		
• Prevenzione dal collasso (SLC):	Probabilità di superamento: 5 %		
Tr:	975 [anni]		
ag:	0,256 g		
Fo:	2,497		
Tc*:	0,312 [s]		

Coefficienti Sismici

SLO:	Ss: 1,500
	Cc: 1,640
	St: 1,000
	Kh: 0,020
	Kv: 0,010
	Amax: 0,966
	Beta: 0,200
SLD:	Ss: 1,500
	Cc: 1,620
	St: 1,000
	Kh: 0,025
	Kv: 0,013
	Amax: 1,237
	Beta: 0,200
SLV:	Ss: 1,400
	Cc: 1,560
	St: 1,000
	Kh: 0,080
	Kv: 0,040
	Amax: 2,812
	Beta: 0,280
SLC:	Ss: 1,320
	Cc: 1,540
	St: 1,000
	Kh: 0,095
	Kv: 0,047
	Amax: 3,319
	Beta: 0,280

4.4 Rischio liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesta almeno una delle seguenti condizioni (estratto da DGR 630 2019 ER):

A1. CASI IN CUI SI PUÒ OMETTERE LA VERIFICA A LIQUEFAZIONE

La probabilità che si manifestino fenomeni di liquefazione è bassa o nulla se è verificata almeno una delle seguenti condizioni:

1. Magnitudo attesa inferiore a 5;
2. Accelerazione massima attesa in superficie in condizioni free-field minore di 0.1g;
3. Terreni sabbiosi con caratteristiche ricadenti in una delle tre seguenti categorie:
 - frazione di fine¹, FC, superiore al 20%, con indice di plasticità $I_p > 10\%$;
 - $FC \geq 35\%$ e resistenza $(N_1)_{60} > 20$ oppure $q_{c1N} > 120$ oppure $V_{S1} > 200$ m/s;
 - $FC \leq 5\%$ e resistenza $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 160$ oppure $V_{S1} > 220$ m/s

$(N_1)_{60}$, q_{c1N} , V_{S1} sono i valori normalizzati dell'indice N_{SPT} della Standard Penetration Test, della resistenza di punta q_c della prova CPT e della velocità di propagazione delle onde di taglio da prove geofisiche. In prima approssimazione tali valori possono essere calcolati con le seguenti equazioni:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{p_a} \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

$$V_{S1} = V_s \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25}$$

essendo p_a la pressione atmosferica e σ'_{v0} la pressione efficace litostatica verticale.

4. Distribuzione granulometrica esterna per oltre il 50% al fuso indicato in Figura 1a nel caso di materiale con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ ed in Figura 1b per coefficienti di uniformità $U_c > 3.5$.
5. Profondità media stagionale della falda superiore ai 15 m dal piano campagna.

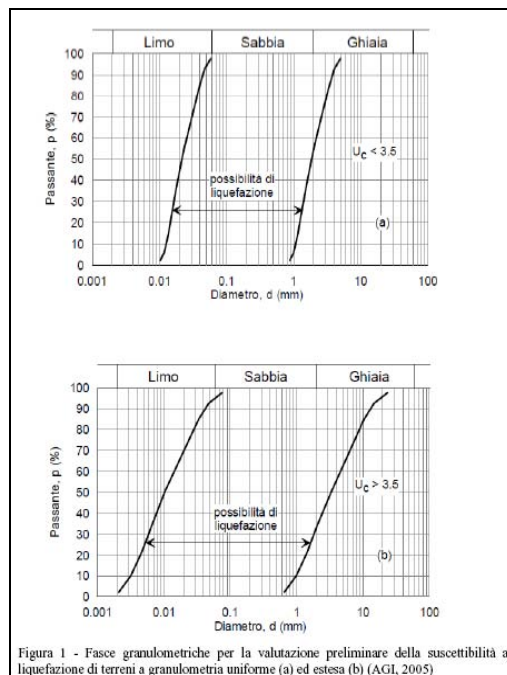


Figura 1 - Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità a liquefazione di terreni a granulometria uniforme (a) ed estesa (b) (AGI, 2005)

Nel caso in esame non è stata eseguita una stima del potenziale di liquefazione perché la natura granulometrica dei terreni e il grado di addensamento e consistenza dei litotipi, conducono ad escludere il rischio di liquefazione dei terreni in presenza di evento sismico.

Si segnala, inoltre, come non sia stata riscontrata presenza di acqua fino alla profondità di m. 9,60 da p.c.; il fenomeno si può verificare, infatti, in terreni granulari fini (sabbie fini omogenee, sabbia limosa o limo sabbioso) debolmente addensati e immersi in falda per uno spessore minimo prossimo al metro, senza variazioni laterali significative di litologia. Pertanto, dal punto di vista geolitologico, il sito oggetto d'indagine è da ritenersi esente da implicazioni negative indotte sui terreni da un possibile evento sismico.

Si ritiene che i parametri sismici contenuti e utilizzati nella presente Relazione, siano adeguati, sufficienti e cautelativi ai fini della progettazione strutturale.

Sarà responsabilità del progettista strutturale e/o geotecnico valutare la necessità di effettuare eventuali ulteriori verifiche specifiche in merito, in funzione della tipologia e dell'entità delle sollecitazioni attese e delle caratteristiche dei dispositivi di fondazione e delle strutture in progetto

5 Aspetti geotecnici – indicazioni –

La presente relazione geologica riporta alcune indicazioni in merito alle interazioni suolo-struttura. Sarà responsabilità del progettista strutturale, validare e verificare i parametri geotecnici e le considerazioni progettuali di seguito riportate, in merito alle strutture di fondazione e all'azione sismica.

Al fine di fornire indicazioni in merito alla resistenza del terreno "Rd", necessaria per le verifiche geotecniche riguardanti la sicurezza e le prestazioni dei dispositivi di fondazione, si è seguito l'**APPROCCIO 2** utilizzando quindi la **combinazione** di gruppi di coefficienti **A1+M1+R3** come indicato nel D.M. 17 Gennaio 2018, considerando lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita **SLU (slv)** per la determinazione del *carico limite*, mentre per la stima dei *cedimenti* lo stato limite di danno **SLE (sld)**.

CONSIDERAZIONI IN MERITO AI DISPOSITIVI DI FONDAZIONE

Il progetto prevede la realizzazione di un nuovo autolavaggio.

Alla luce dell'indagine geognostica svolta, si possono realizzare **fondazioni rigide superficiali con piano di posa alla profondità minima di circa m.1,20** rispetto al piano campagna esistente al momento dell'esecuzione delle presenti indagini geognostiche. Alle condizioni descritte i carichi strutturali saranno trasferiti in corrispondenza dell'unità litotecnica C.

Considerando il grado di sovraconsolidazione riscontrato, al fine di contrastare eventuali potenziali comportamenti differenziali indotti dal fenomeno di ritiro e rigonfiamento dei terreni di fondazione determinati dalla variazione di contenuto d'acqua in funzione della stagionalità, **si ritiene ottimale la realizzazione di fondazioni tipo platea, in alternativa travi con disposizione geometrica a reticolo (reticolo di travi)** come da ipotesi progettuale.

Il piano di posa delle fondazioni, potrà essere ripristinato tramite l'interposizione di magrone o stabilizzato in strati di spessore unitario massimo di m. 0,20 compattati singolarmente.

Si richiede alla direzione lavori la presenza del geologo scrivente in fase di scavo al fine di valutare le adeguate caratteristiche ed omogeneità dei terreni di fondazione.

Considerando che alle profondità del piano di posa indicate i terreni risultano di natura prevalentemente pelitica, per il calcolo della pressione ultima di rottura (R_d allo SLU, slv), si impongono condizioni non drenate. Si suppone cioè che la dissipazione delle pressioni interstiziali in fase di consolidamento avvenga con velocità inferiore a quella di applicazione dei carichi strutturali.

In tali condizioni si considera che il terreno si opponga ai fenomeni di rottura con la sola componente coesiva (coesione non drenata C_u).

L'analisi in condizioni drenate è stata condotta utilizzando un valore stimato cautelativo di coesione e considerando praticamente nulla la componente frizionale della resistenza al taglio. I valori utilizzati sono stati stimati sulla base di prove di taglio (CD) eseguite in contesti geologici analoghi confrontati qualitativamente con i presenti esiti penetrometrici.

Si è tenuta in considerazione la sismicità dell'area, eseguendo le indicazioni di calcolo utilizzando i parametri ed i coefficienti sismici di base precedentemente riportati.

I cedimenti sono stati stimati sulla base di valori di carico di esercizio indicativi e cautelativi forniti dal progettista strutturale.

trave m.1,00x11,00 circa p.p.f. min. m.1,20 da p.c.:

condizioni non drenate (breve termine):

- Pressione limite (slv) condizioni statiche: 2,91 Kg/cm²; $R_d = 2,91 : 2,3 = 1,26 \text{ Kg/cm}^2$;
- Pressione limite (slv) condizioni sismiche: 2,39 Kg/cm²; $R_d = 2,39 : 2,3 = 1,04 \text{ Kg/cm}^2$;

condizioni drenate (lungo termine):

- Pressione limite (slv) condizioni statiche: 3,08 Kg/cm²; $R_d = 3,08 : 2,3 = 1,34 \text{ Kg/cm}^2$;
- Pressione limite (slv) condizioni sismiche: 1,82 Kg/cm²; $R_d = 1,82 : 2,3 = 0,79 \text{ Kg/cm}^2$;

Stima **cedimenti** (sle) **ipotizzando** un carico di esercizio di **0,20 Kg/cm²** applicato a centro fondazione e privo di eccentricità $S_{cpt1} = S_{cpt2} = 0 \text{ cm}$

Stima **cedimenti** (sle) **ipotizzando** un carico di esercizio di **0,40 Kg/cm²** applicato a centro fondazione e privo di eccentricità $S_{cpt1} = S_{cpt2} = 0,49 \text{ cm}$

Fondazione compensata per carichi <0,25 Kg/cm²

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione di calcolo allegata.

CONSIDERAZIONI IN MERITO AGLI SCAVI

La realizzazione di quanto in progetto comporta la realizzazione di scavi dei quali è necessario valutare la stabilità a breve termine (condizioni non drenate), ovvero il tempo strettamente necessario alla realizzazione delle opere. Il metodo di Taylor consente di calcolare per determinati valori di angolo di resistenza a taglio, di coesione, di peso unità di volume e di inclinazione del fronte di scavo, l'altezza critica "Hc" ipotizzando un cerchio di rottura passante per il piede dello scavo.

L'altezza critica dello sbancamento si riferisce al "breve termine" (tempo strettamente necessario alla realizzazione dello sbancamento).

Caratteristiche geotecniche cautelative considerate

Peso unità di volume 1,85 t/m³; Angolo di resistenza al taglio 0°; Coesione 0,4 Kg/cm²; Prof. piede versante strato compatto 2 m circa

• Profilo topografico	
Inclinazione del pendio	90 °
Altezza critica dello sbancamento	circa 4,20 m
• Profilo topografico	
Inclinazione del pendio	80 °
Altezza critica dello sbancamento	circa 5,10 m
• Profilo topografico	
Inclinazione del pendio	70 °
Altezza critica dello sbancamento	circa 6,40 m
• Profilo topografico	
Inclinazione del pendio	60 °
Altezza critica dello sbancamento	circa 7,87 m

Si considera sufficiente un Fattore di sicurezza $F_s > 1,3$ (F_s = altezza critica dello sbancamento/altezza fronte scavo)

In generale, la realizzazione del profilo di scavo a gradoni (es. m. 1,00x1,00) ne aumenta il grado di stabilità. Si consiglia pertanto, anche in virtù delle caratteristiche dei termini superficiali e dei dislivelli topografici non trascurabili dell'area, l'asportazione preliminare di uno spessore pari a circa m. 1,00 - 1,20 al coronamento dello scavo, per tutto il perimetro, per una "pedata" equivalente.

Non è stata riscontrata presenza di acqua all'interno dei fori penetrometrici eseguiti; tuttavia non si esclude la formazione di piccole falde idriche sospese a carattere temporaneo in seguito a intense e/o prolungate precipitazioni meteoriche e la presenza di filetti idrici attivi, più in profondità.

CONSIDERAZIONI GENERALI

Sulla base del presente studio, si ritiene quanto in progetto compatibile con le condizioni di pericolosità del territorio in riferimento agli aspetti geologici, sismici e idrogeologici.

Si consiglia di eseguire i lavori in periodo asciutto. Gli scavi andranno protetti con teli impermeabili al fine di evitare erosione concentrata e ruscellamento causati da precipitazioni meteoriche dirette.

Le acque eventualmente intercettate andranno allontanate dal terreno di fondazione al fine di non declassarne le caratteristiche geomeccaniche.

I terreni di risulta degli scavi idonei, potranno essere ridistribuiti nelle zone circostanti di proprietà in spessori limitati (massimo m. 0,20-0,30) con pendenze volte a favorire il deflusso delle acque meteoriche dirette e scongiurare ristagni prolungati d'acqua.

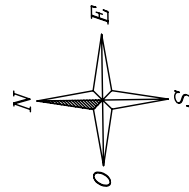
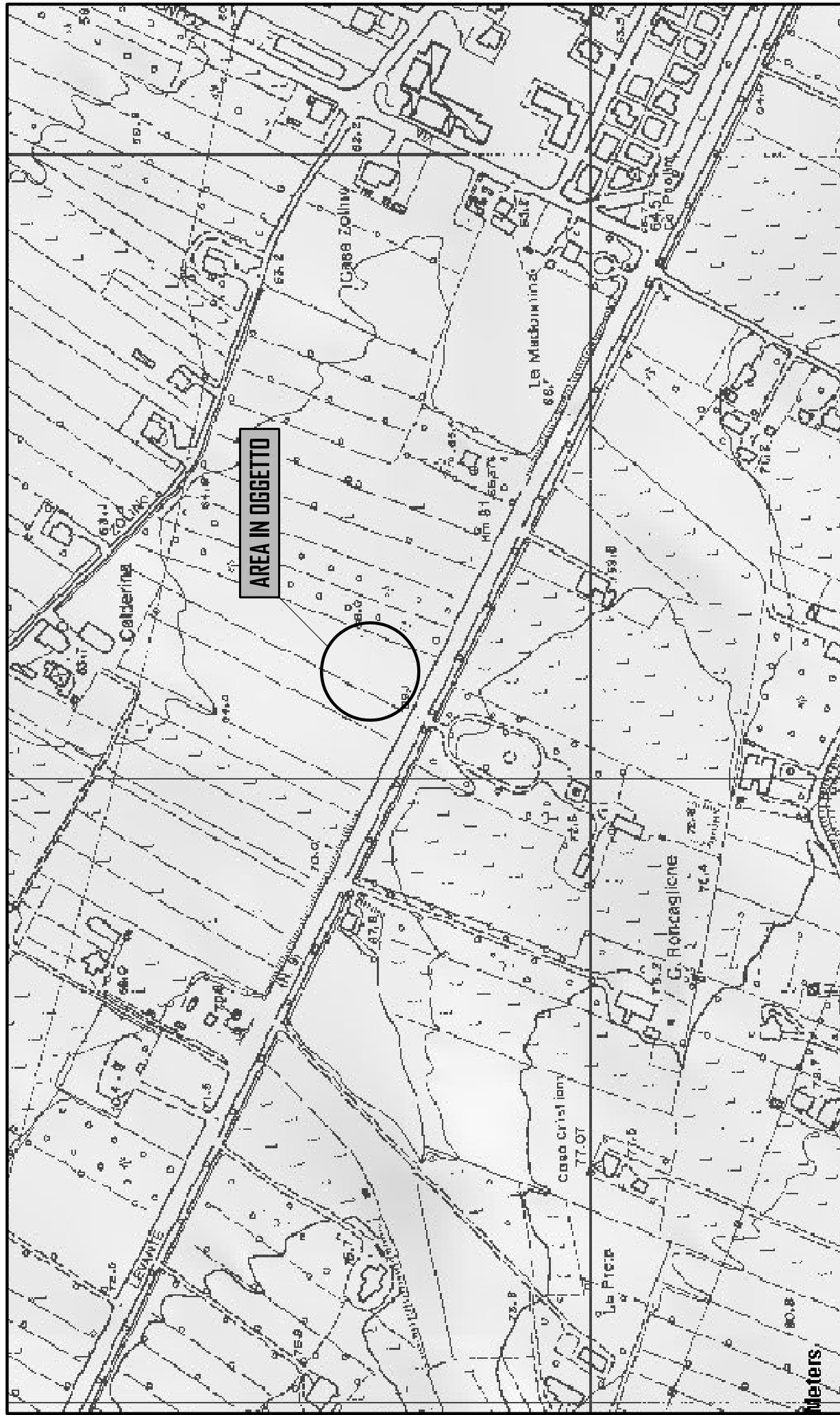
I terreni di risulta saranno trattati in maniera conforme alla normativa vigente in materia.

Casalfiumanese, settembre 2021

Dott. Geol. Marco Strazzari

Dott. Geol. Marco Strazzari

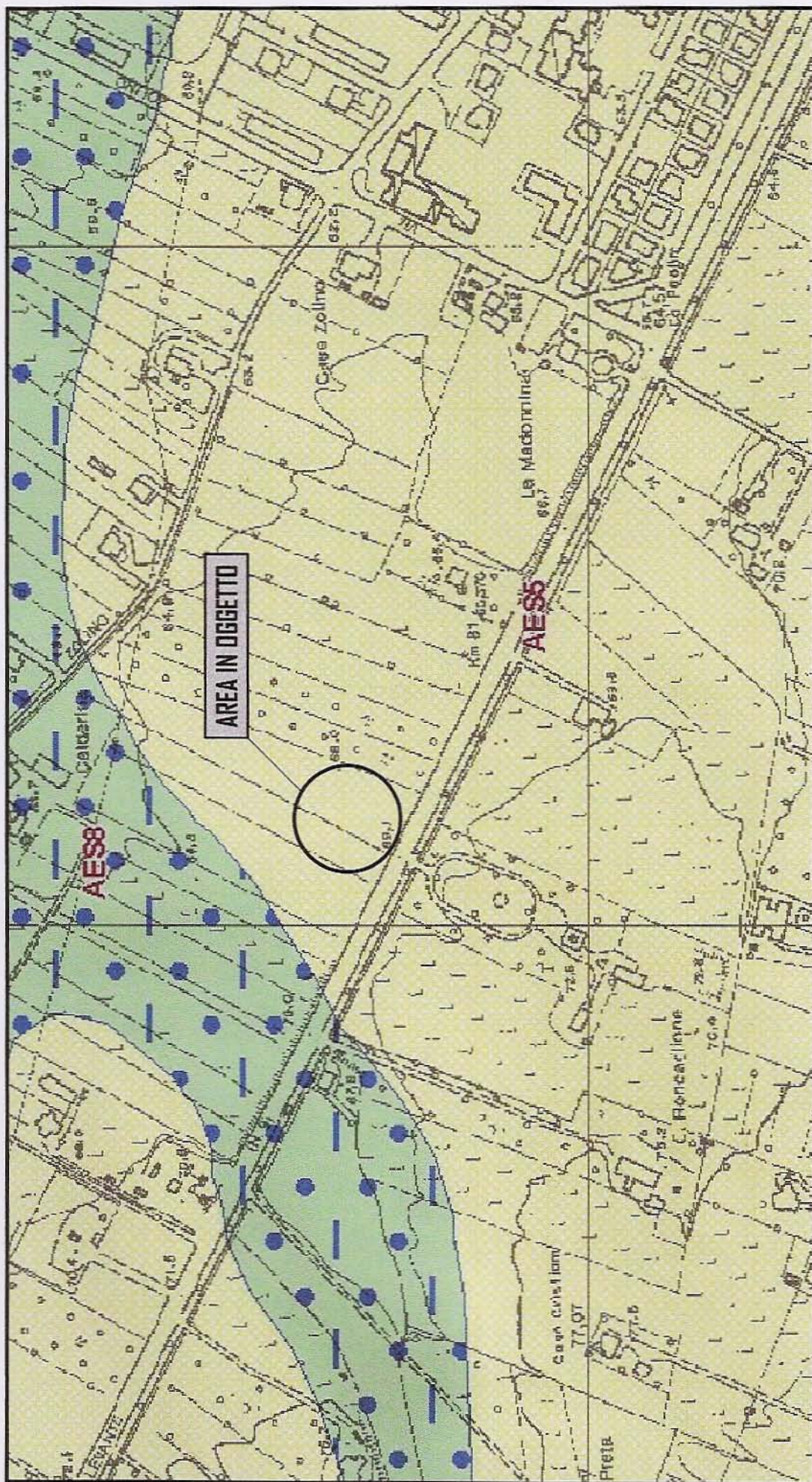




ESTRATTO C.T.R.

scala 1:5.000

Meters



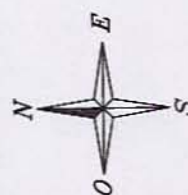
LEGENDA

Contesto geologico appartenente alla fascia pedecollinare, zona di raccordo tra alta pianura e ultime propaggini appenniniche.

Copertura quaternaria Subsistema di Torre Stagni. Depositi di conoide e di terrazzo costituiti da limi e limi argillosi con subordinate sabbie e ghiaie in corpi canalizzati.



Copertura quaternaria Subsistema di Ravenna. Depositi di canale, argine e rotta fluviale costituiti da sabbia limosa prevalente.

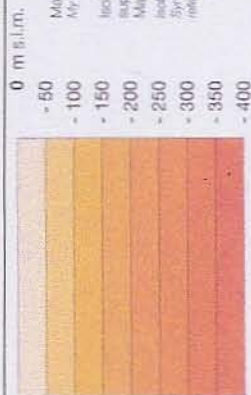


ESTRATTO CARTA GEOLOGICA

scala 1:5.000

estratto della carta geologica pubblicata sul sito Internet della Regione Emilia-Romagna - progetto CARG a cura del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli

LEGENDA



Ma = milioni di anni.
My = milioni di anni.

Isola della base del Sistema Emilianiano-Hungarico superiore (depositi della Pianura Padana di età 0,45 Ma - Presente) riferita al livello del mare.
Isola della base del Sistema Emilianiano-Hungarico inferiore (Pianura Padana di età 0,45 Ma - Presente) riferita al livello del mare.
Sintesi (P. Plan) depositi 0,45 My - Presente in ago (riferiti al livello del mare).

1 Depositi di conchiglie e alluvionali intramontani (Pleistocene medio-Ciociaro, 0,8 Ma - Presente) alluviali fini e intramontani alluviali depositi (Molise-Puglia-Hungaria, 0,8 My - Presente)

2 Depositi alluvionali terrazzati della Pianura Padana (Pleistocene medio e superiore, 0,1 - 0,01 Ma) Po Plan terrazzi alluviali depositi (Molise e Lago di Garda, 0,6 - 0,01 Ma)

3 Sabbie di mola (Pleistocene medio, 0,8 - 0,05 Ma) Area Sarda (Molise-Puglia, 0,8 - 0,05 Ma)

4 Sabbie gialle (Pleistocene inferiore, 1 - 0,5 Ma) Yellow sands (Early Pleistocene, 1 - 0,5 Ma)

5 Depositi fluvio-lacustri intramontani (Pleistocene superiore-Pleistocene medio, 2,1 - 0,2 Ma) Intramontani fluvio-lacustri depositi (Lago di Garda-Molise-Puglia, 2,1 - 0,2 Ma)

6 Depositi marini post-fuori (Pleistocene inferiore zona a G. Punctulata) (Pleistocene inferiore-Pleistocene inferiore, 4,5 - 1 Ma)

7 Depositi lacustri e marini compresi tra le fasi tettoniche del Messiniano superiore e del Pliocene inferiore (zona a G. Punctulata) (0,3 - 4,5 Ma) Late Messinian-Early Pliocene (G. Punctulata zone) lacustrine and marine deposits (0,3 - 4,5 Ma)

8 Depositi evaporitici e clastici del Messiniano inferiore e medio (5,8 - 6,3 Ma) Early and Middle Messinian evaporite and clastic deposits (5,8 - 6,3 Ma)

9 Depositi delle avanscote dell'Oligocene superiore-Miocene: Mugello, Aniene del M. Cervinola, Aniene del M. Faltaroni, Marnoso-Arnesene (28 - 6,3 Ma) Foredeep deposits Late Oligocene-Miocene in area: Mugello, Mt. Cervinola, Sandstone, Marnoso-Arnesene (28 - 6,3 Ma)

10 Unità Liguri, Subappennin ed Epiliguri (Giurassico - Miocene, 205 - 6,8 Ma) Ligurian, Subappennin and Epiligurian Units (Jurassic - Miocene, 205 - 6,8 Ma)

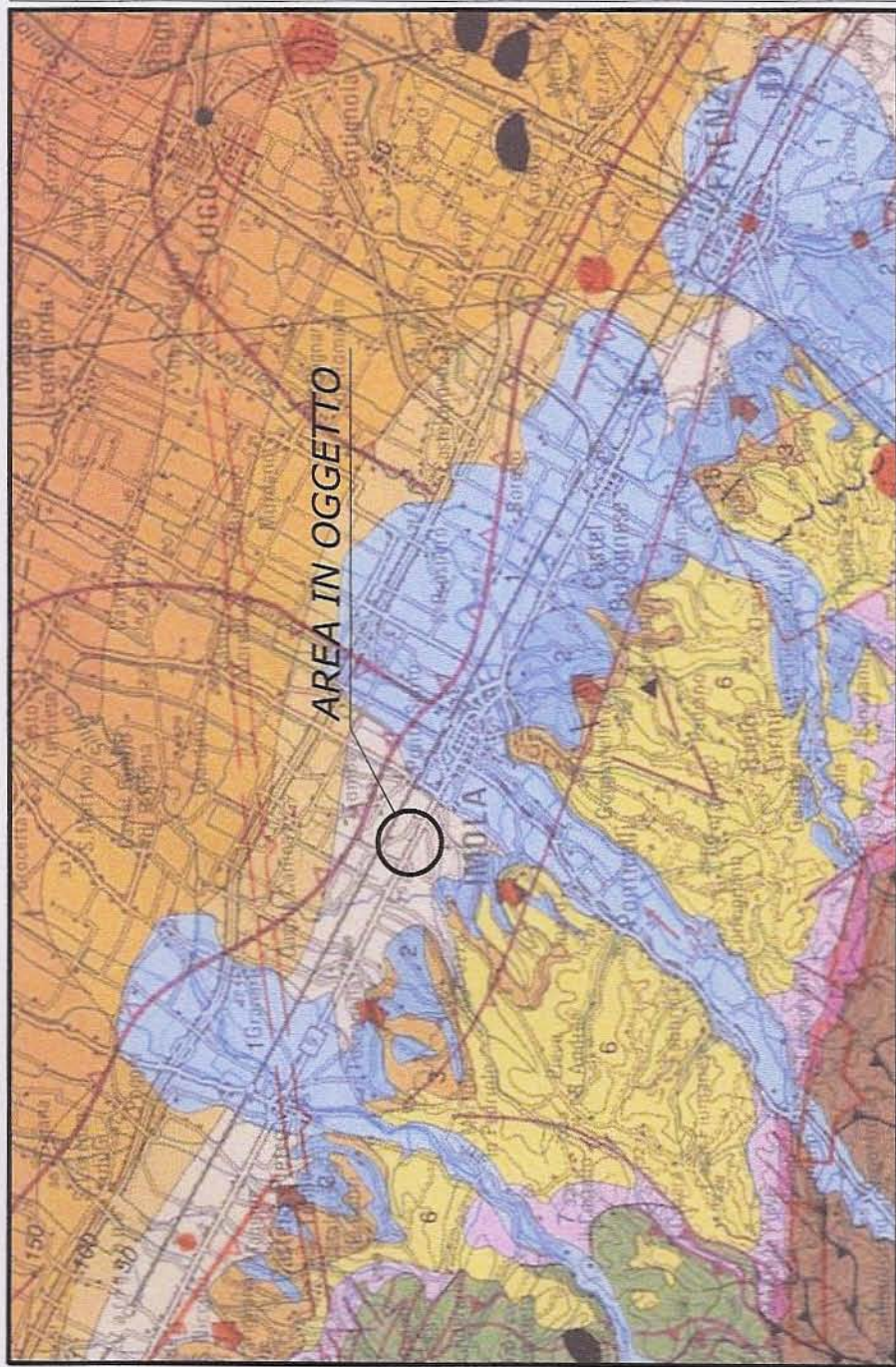
11 Evaporiti triassici (220 - 210 Ma) Triassic evaporites (220 - 210 Ma)

Fronte di accavallamento del basamento

Sovrascricimento Thrust fault

Sinclinale Syncline

Sovrascricimento di età Miocene superiore-Pleistocene inferiore (0,3 - 4,5 Ma) senza evidenze di riattivazione Late Miocene-Early Pliocene (0,3 - 4,5 My) thrust fault, without evidences of reactivation



Stress attivi da dati di break-out da pozzo
Active stresses from borehole break-out data

Regime di stress atteso
Expected stress regime

Analisi delle strutture mesoscopiche
Analysis of mesoscopic structures

Regime di stress
Stress regime

Analisi delle strutture mesoscopiche
Analysis of mesoscopic structures

Regime di stress
Stress regime

Analisi delle strutture mesoscopiche
Analysis of mesoscopic structures

Regime di stress
Stress regime

Analisi delle strutture mesoscopiche
Analysis of mesoscopic structures

Regime di stress
Stress regime

Analisi delle strutture mesoscopiche
Analysis of mesoscopic structures

Regime di stress
Stress regime

Analisi delle strutture mesoscopiche
Analysis of mesoscopic structures

Regime di stress
Stress regime

Epicentri dei terremoti Earthquake epicenters

Macrosismici macrosismici

4<M<5

5<M<5.5

M>5.5

Mechanismi focali Earthquake focal solutions

Mw = 3.0

Mw = 3.5

Mw = 4.0

Mw = 4.5

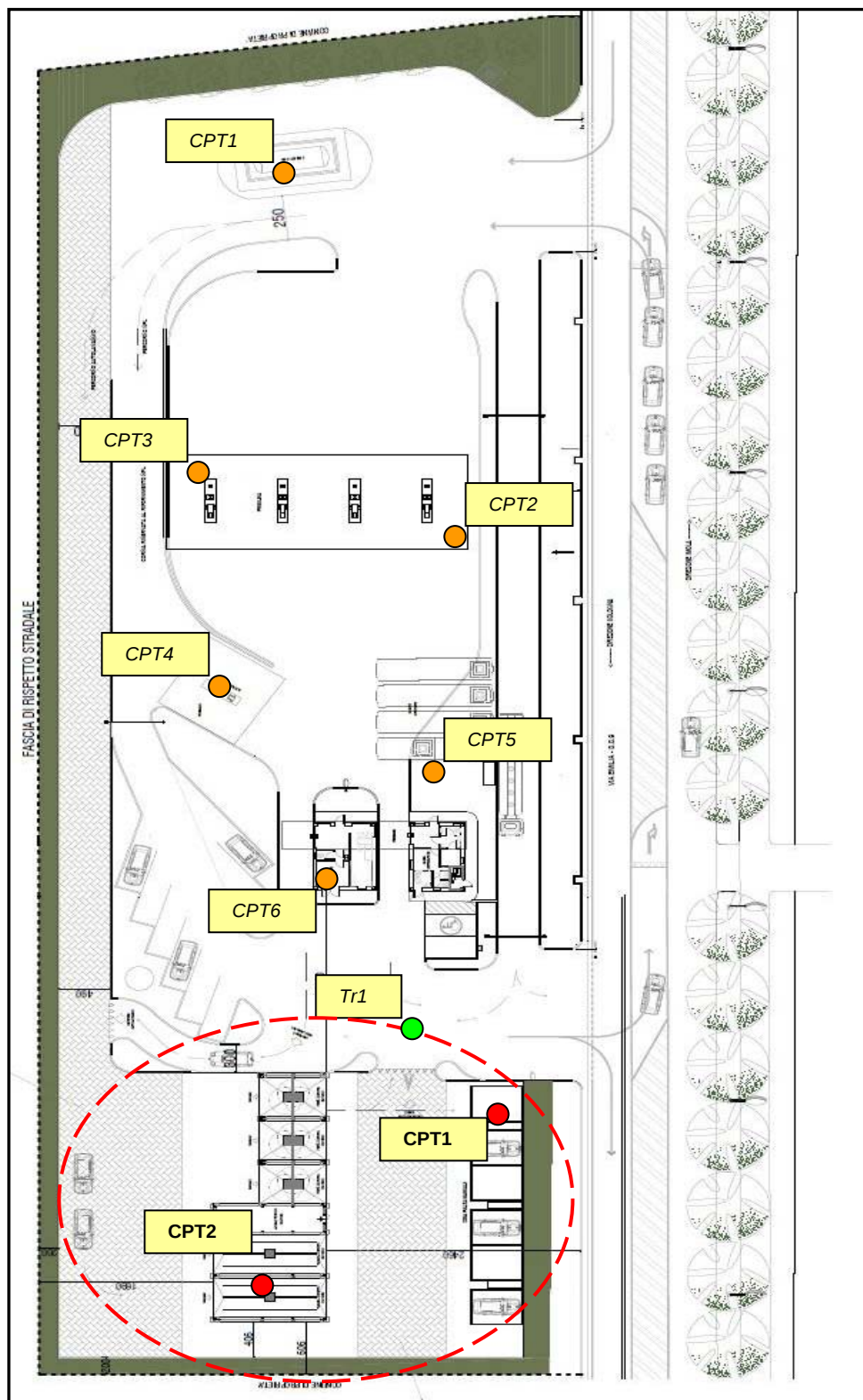
Mw = 5.0

Mw = 5.5

UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE



Planimetria generale – stato di progetto *non in scala*



LEGENDA



Area oggetto d'intervento



CPT: penetrometrie statiche meccaniche



CPT: penetrometrie statiche meccaniche pregresse (11-2013)



Tr: indagine geofisica di tipo tomografico pregressa (11-2013)

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Foto 1 – Punto di esecuzione penetrometria CPT1



Foto 2 – Punto di esecuzione penetrometria CPT2

PROVE PENETROMETRICHE STATICHE MECCANICHE (CPT)

dispositivo di spinta da 20t

Committente: Conad _ Cantiere: nuovo autolavaggio _ data 09/09/2021 _ Località: via Emilia, loc. Piratello – Imola (Bo)

Caratteristiche Strumentali penetrometro CPT PAGANI TG 63 200KN

Rif. Norme	ASTM D3441-86	Diametro Punta conica meccanica (mm)	35,7
Angolo di apertura punta	60	Area punta (cmq)	10
Superficie manicotto (cmq)	150	Passo letture (cm)	20
Costante di trasformazione Ct	10		

CPT 1

Falda: assente fino alla profondità massima investigata

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	0,00	0,00	0,14	0,00		0,00
0,40	0,00	0,00	0,14	0,20	0,70	142,86
0,60	10,00	13,00	10,14	1,27	7,98	12,52
0,80	35,00	54,00	35,14	2,33	15,08	6,63
1,00	36,00	71,00	36,14	0,73	49,51	2,02
1,20	43,00	54,00	43,28	3,07	14,10	7,09
1,40	49,00	95,00	49,28	3,47	14,20	7,04
1,60	49,00	101,00	49,28	3,47	14,20	7,04
1,80	49,00	101,00	49,28	2,33	21,15	4,73
2,00	48,00	83,00	48,28	2,80	17,24	5,80
2,20	52,00	94,00	52,41	2,73	19,20	5,21
2,40	66,00	107,00	66,41	4,40	15,09	6,63
2,60	73,00	139,00	73,41	4,40	16,68	5,99
2,80	73,00	139,00	73,41	6,33	11,60	8,62
3,00	52,00	147,00	52,41	4,93	10,63	9,41
3,20	75,00	149,00	75,55	4,87	15,51	6,45
3,40	71,00	144,00	71,55	6,67	10,73	9,32
3,60	68,00	168,00	68,55	8,13	8,43	11,86
3,80	71,00	193,00	71,55	7,67	9,33	10,72
4,00	62,00	177,00	62,55	8,20	7,63	13,11
4,20	78,00	201,00	78,69	6,93	11,35	8,81
4,40	47,00	151,00	47,69	3,87	12,32	8,11
4,60	58,00	116,00	58,69	4,67	12,57	7,96
4,80	75,00	145,00	75,69	5,67	13,35	7,49
5,00	64,00	149,00	64,69	7,00	9,24	10,82
5,20	63,00	168,00	63,83	7,20	8,87	11,28
5,40	63,00	171,00	63,83	7,53	8,48	11,80
5,60	40,00	153,00	40,83	5,33	7,66	13,05
5,80	56,00	136,00	56,83	3,73	15,24	6,56
6,00	51,00	107,00	51,83	4,40	11,78	8,49
6,20	59,00	125,00	59,97	4,20	14,28	7,00
6,40	58,00	121,00	58,97	3,80	15,52	6,44
6,60	68,00	125,00	68,97	4,20	16,42	6,09
6,80	60,00	123,00	60,97	4,53	13,46	7,43
7,00	64,00	132,00	64,97	4,73	13,74	7,28
7,20	67,00	138,00	68,10	3,87	17,60	5,68
7,40	76,00	134,00	77,10	4,67	16,51	6,06
7,60	68,00	138,00	69,10	3,80	18,18	5,50
7,80	59,00	116,00	60,10	2,33	25,79	3,88
8,00	68,00	103,00	69,10	3,27	21,13	4,73
8,20	55,00	104,00	56,24	3,00	18,75	5,33
8,40	50,00	95,00	51,24	2,93	17,49	5,72
8,60	46,00	90,00	47,24	3,13	15,09	6,63
8,80	50,00	97,00	51,24	0,67	76,48	1,31
Rifiuto 9,00	>300,00					

CPT 2

Falda: assente fino alla profondità massima investigata

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	0,00	0,00	0,14	0,00		0,00
0,40	0,00	0,00	0,14	2,13	0,07	1521,43
0,60	67,00	99,00	67,14	1,20	55,95	1,79
0,80	79,00	97,00	79,14	4,00	19,79	5,05
1,00	90,00	150,00	90,14	2,67	33,76	2,96
1,20	75,00	115,00	75,28	4,00	18,82	5,31
1,40	56,00	116,00	56,28	2,33	24,15	4,14
1,60	46,00	81,00	46,28	2,53	18,29	5,47
1,80	40,00	78,00	40,28	2,47	16,31	6,13
2,00	53,00	90,00	53,28	3,80	14,02	7,13
2,20	75,00	132,00	75,41	6,73	11,21	8,92
2,40	104,00	205,00	104,41	7,40	14,11	7,09
2,60	121,00	232,00	121,41	9,53	12,74	7,85
2,80	77,00	220,00	77,41	4,33	17,88	5,59
3,00	78,00	143,00	78,41	5,07	15,47	6,47
3,20	97,00	173,00	97,55	5,80	16,82	5,95
3,40	102,00	189,00	102,55	7,47	13,73	7,28
3,60	91,00	203,00	91,55	7,87	11,63	8,60
3,80	93,00	211,00	93,55	8,27	11,31	8,84
4,00	97,00	221,00	97,55	10,07	9,69	10,32
4,20	108,00	259,00	108,69	7,67	14,17	7,06
4,40	72,00	187,00	72,69	5,33	13,64	7,33
4,60	66,00	146,00	66,69	5,67	11,76	8,50
4,80	95,00	180,00	95,69	8,27	11,57	8,64
5,00	95,00	219,00	95,69	8,27	11,57	8,64
5,20	92,00	216,00	92,83	11,87	7,82	12,79
5,40	91,00	269,00	91,83	10,13	9,07	11,03
5,60	66,00	218,00	66,83	7,07	9,45	10,58
5,80	91,00	197,00	91,83	7,73	11,88	8,42
6,00	87,00	203,00	87,83	4,27	20,57	4,86
6,20	84,00	148,00	84,97	5,53	15,37	6,51
6,40	68,00	151,00	68,97	6,53	10,56	9,47
6,60	73,00	171,00	73,97	2,87	25,77	3,88
6,80	67,00	110,00	67,97	4,80	14,16	7,06
7,00	66,00	138,00	66,97	4,67	14,34	6,97
7,20	65,00	135,00	66,10	5,00	13,22	7,56
7,40	68,00	143,00	69,10	4,87	14,19	7,05
7,60	64,00	137,00	65,10	4,53	14,37	6,96
7,80	51,00	119,00	52,10	3,87	13,46	7,43
8,00	44,00	102,00	45,10	3,67	12,29	8,14
8,20	40,00	95,00	41,24	3,00	13,75	7,27
8,40	43,00	88,00	44,24	3,53	12,53	7,98
8,60	33,00	86,00	34,24	2,40	14,27	7,01
8,80	35,00	71,00	36,24	2,80	12,94	7,73
9,00	39,00	81,00	40,24	2,73	14,74	6,78
9,20	47,00	88,00	48,38	9,27	5,22	19,16
9,40	91,00	230,00	92,38	0,67	137,88	0,73
Rifiuto 9,60	>300,00					

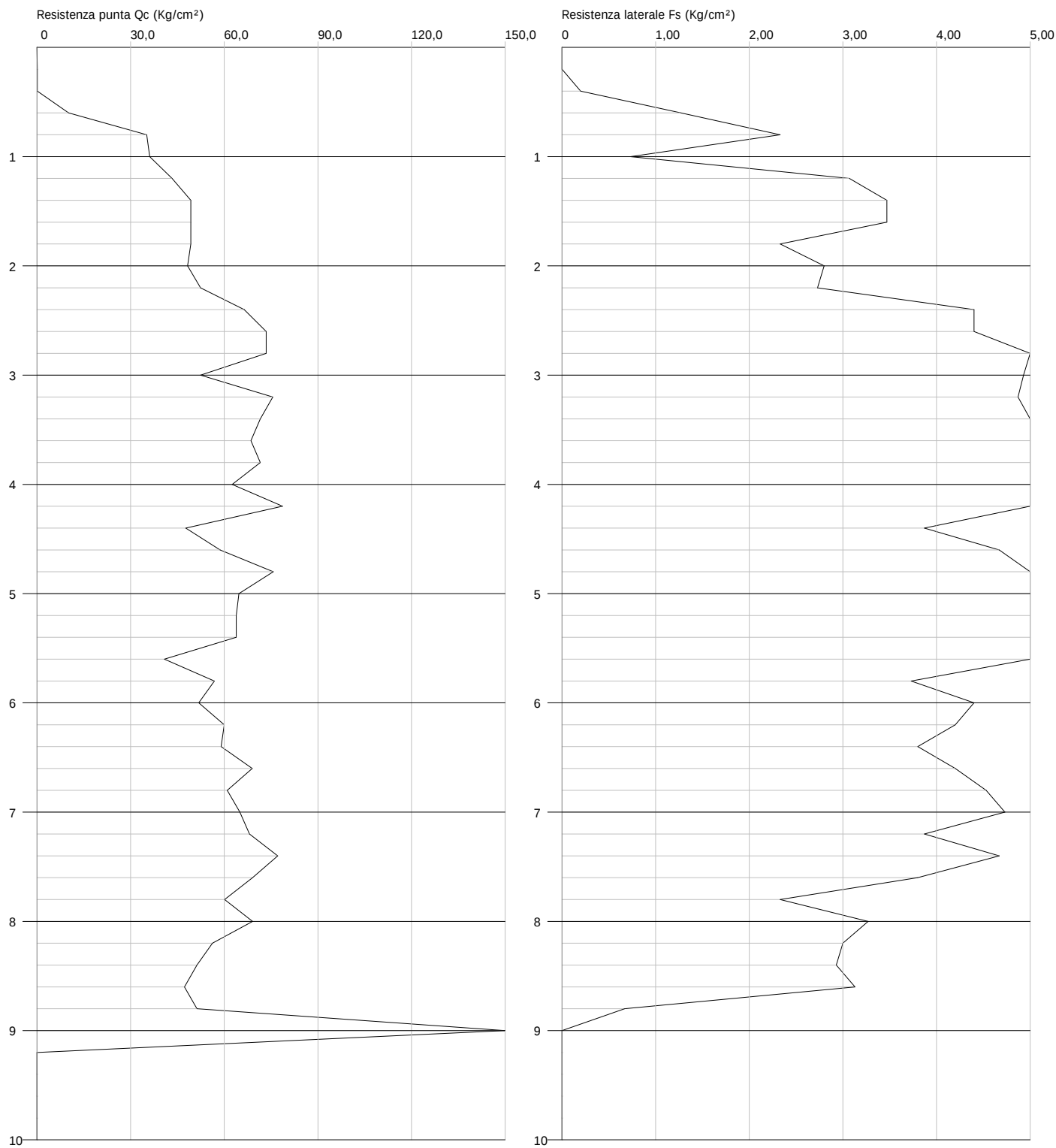


Probe CPT - Cone Penetration CPT 1
Strumento utilizzato... PAGANI TG 63 (200 kN)
Diagramma Resistenze qc fs

Committente : Conad
Cantiere : Nuovo autolavaggio
Località : via Emilia, loc. Piratello - Imola -

Data :09/09/2021

FALDA: assente fino alla massima profondità investigata





Probe CPT - Cone Penetration CPT 2
Strumento utilizzato... PAGANI TG 63 (200 kN)
Diagramma Resistenze qc fs

Committente : Conad
Cantiere : Nuovo autolavaggio
Località : via Emilia, loc. Piratello - Imola -

Data :09/09/2021

FALDA: assente fino alla massima profondità investigata

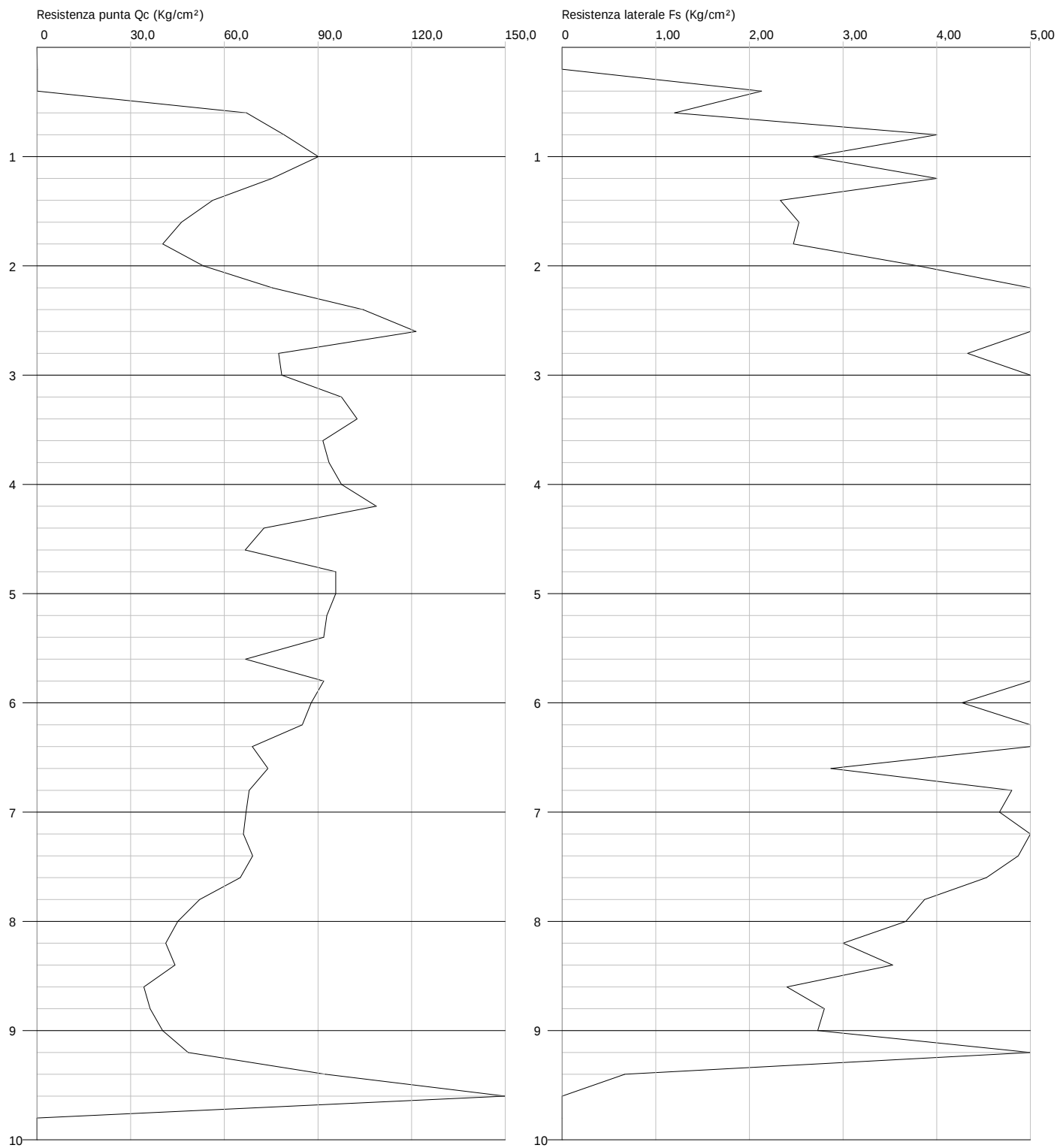


GRAFICO PROFONDITA' / VALUTAZIONI LITOLOGICHE (A.G.I. 1977)
PROVA: CPT 1

Committente : Conad
Cantiere : Nuovo autolavaggio
Località : via Emilia, loc. Piratello - Imola -

Data : 09/09/2021

FALDA: assente fino alla massima profondità investigata

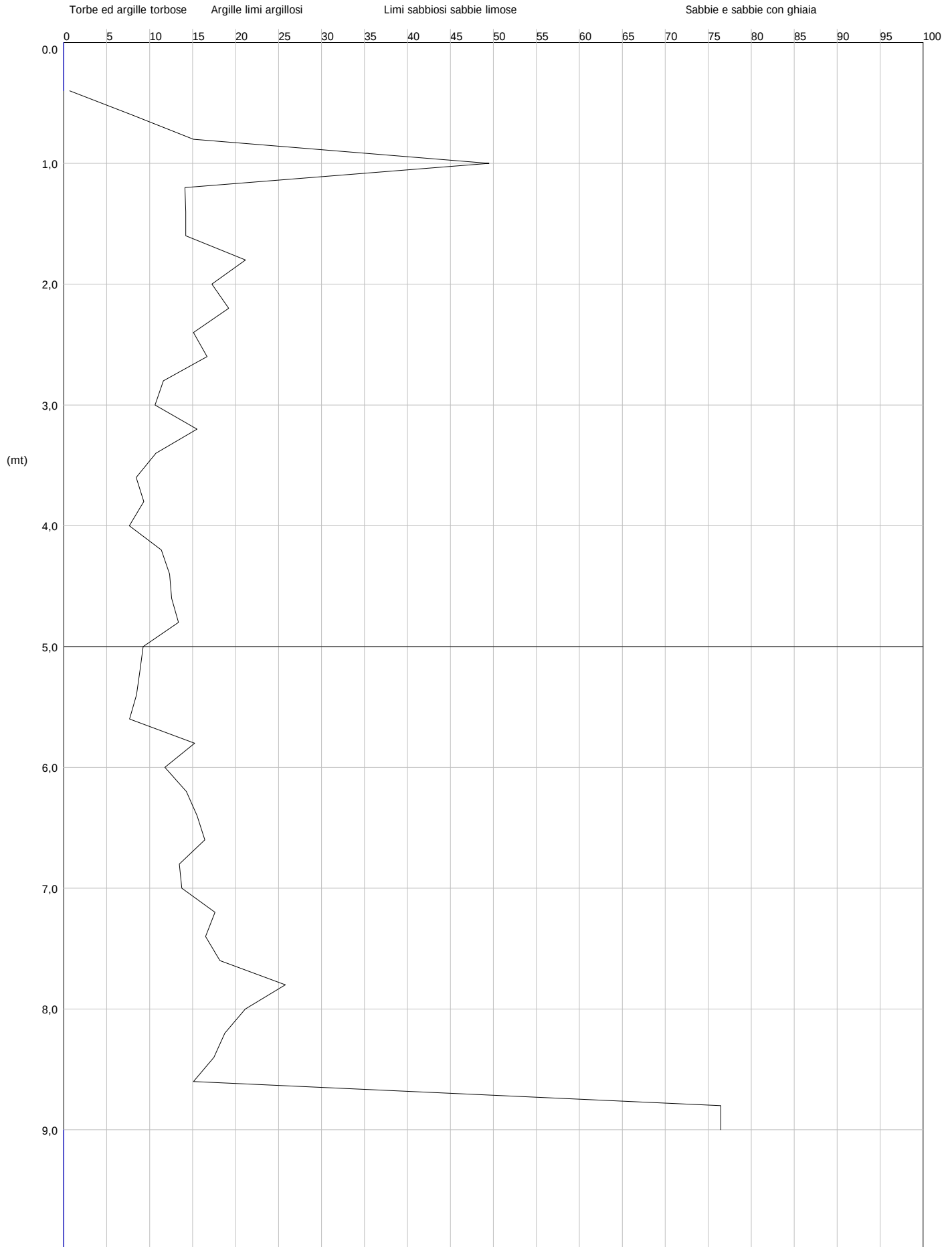
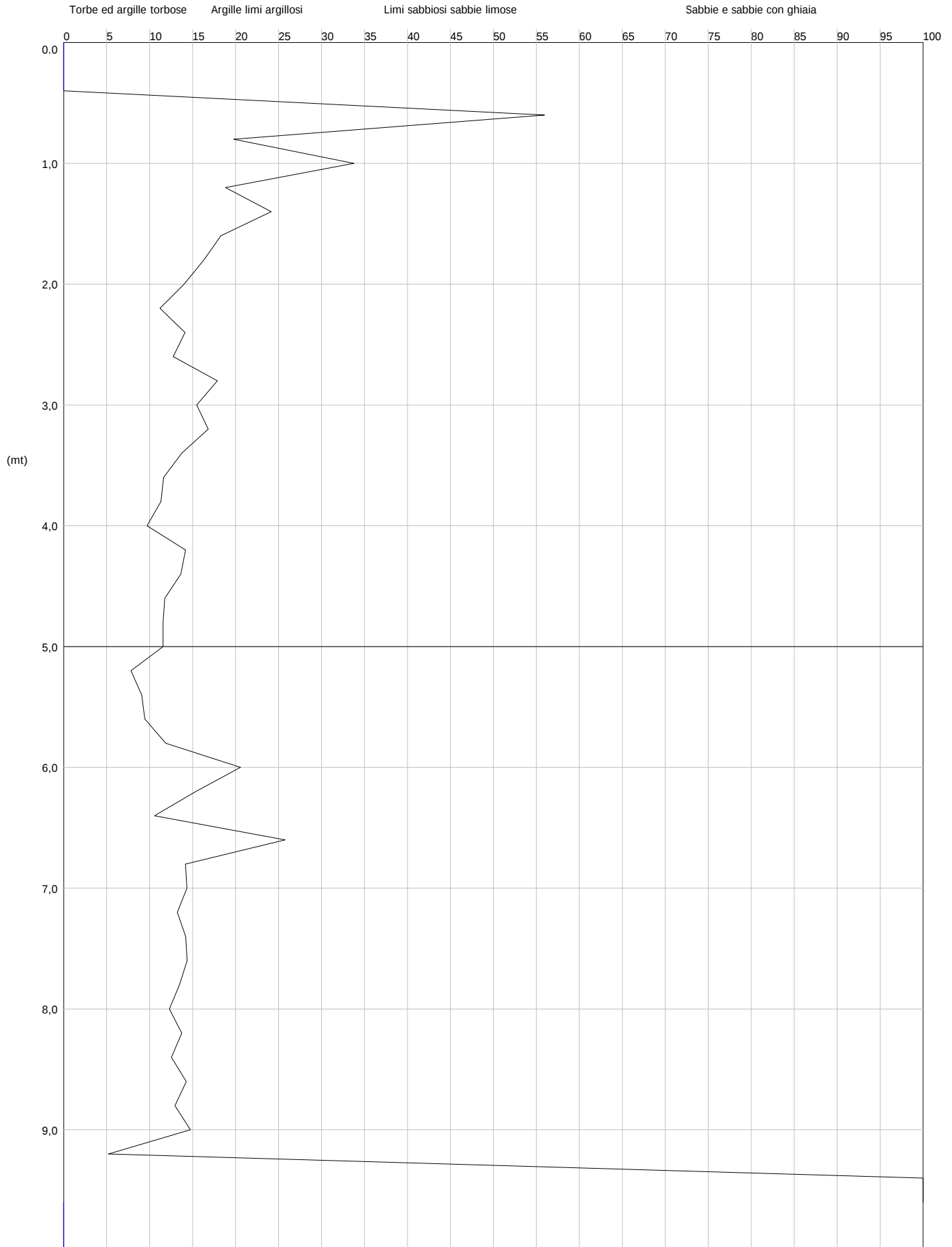


GRAFICO PROFONDITA' / VALUTAZIONI LITOLOGICHE (A.G.I. 1977)
PROVA: CPT 2

Committente : Conad
Cantiere : Nuovo autolavaggio
Località : via Emilia, loc. Piratello - Imola -

Data : 09/09/2021

FALDA: assente fino alla massima profondità investigata



STIMA PARAMETRI GEOTECNICI –CPT-

Nr:	Numero progressivo strato	Prof: Profondità strato (m)
Tipo: C: Coesivo (pelitico). I: Incoerente (granulare). CI: Coesivo-Incoerente		
Cu:	Coesione non drenata (Kg/cm ²)	<i>Terzaghi (valori ridotti)</i>
Eu:	Modulo di deformazione non drenato (Kg/cm ²)	<i>Cancelli 1980</i>
Mo:	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	<i>Metodo generale del modulo edometrico</i>
G:	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm ²)	<i>Imai & Tomauchi</i>
OCR:	Grado di sovraconsolidazione	<i>Stress History</i>
Puv:	Peso unità di volume (t/m ³)	<i>Meyerhof</i>
PuvS:	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	<i>Meyerhof</i>
Dr:	Densità relativa (%)	<i>Lancellotta 1983</i>
Fi:	Angolo di resistenza al taglio (°)	<i>Meyerhof 1951</i>
Ey:	Modulo di Young (Kg/cm ²)	<i>Schmertmann (Ey25)</i>

CPT1

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey
1	0,40											
2	0,60	CI	0,46	377,9	43,8	115,3	3,8	1,86	1,94	40,9	21,6	25,4
3	0,80	CI	1,46	1313,9	70,3	246,4	8,1	2,07	2,15	69,5	30,8	87,9
4	1,00	I	--	--	108,4	250,7	5,9	1,80	2,10	65,4	31,2	90,4
5	1,20	CI	1,66	1616,1	86,6	279,9	5,5	2,10	2,18	66,9	33,4	108,2
6	2,00	CI	1,88	1827,7	98,1	302,0	3,9	2,12	2,20	64,0	35,0	122,6
7	2,20	CI	2,01	1950,5	104,8	314,6	3,1	2,13	2,21	61,5	35,0	131,0
8	2,80	CI	2,73	2647,4	142,2	378,9	3,4	2,18	2,26	67,4	35,0	177,7
9	3,00	CI	2,01	1944,0	104,8	314,6	2,1	2,13	2,21	56,3	35,0	131,0
10	3,80	CI	2,76	2667,0	143,6	381,3	2,5	2,19	2,27	62,8	35,0	179,5
11	4,00	CI	2,40	2316,1	125,1	350,5	1,9	2,16	2,24	56,7	35,0	156,4
12	4,20	CI	3,02	2919,7	157,4	403,2	2,2	2,20	2,28	62,5	35,0	196,7
13	4,40	CI	1,83	1755,6	95,4	296,9	1,3	2,12	2,20	47,4	34,4	119,2
14	4,60	CI	2,25	2166,5	117,4	337,1	1,5	2,15	2,23	52,7	35,0	146,7
15	4,80	CI	2,91	2802,3	151,4	393,8	1,8	2,19	2,27	59,3	35,0	189,2
16	5,40	CI	2,46	2365,2	128,2	355,8	1,4	2,17	2,25	53,3	35,0	160,3
17	5,60	CI	1,70	1488,6	81,7	270,1	0,8	2,09	2,17	39,2	32,3	102,1
18	6,00	CI	2,09	1992,5	108,7	321,6	1,1	2,14	2,22	46,7	35,0	135,8
19	6,40	CI	2,28	2182,0	118,9	339,8	1,1	2,15	2,23	48,3	35,0	148,7
20	6,60	CI	2,65	2535,8	137,9	372,0	1,2	2,18	2,26	51,8	35,0	172,4
21	7,20	CI	2,48	2371,7	129,4	357,7	1,1	2,17	2,25	49,1	35,0	161,7
22	7,40	CI	2,96	2834,2	154,2	398,2	1,2	2,20	2,28	53,2	35,0	192,8
23	7,60	CI	2,65	2532,5	138,2	372,5	1,0	2,18	2,26	49,7	35,0	172,8
24	7,80	CI	2,30	2193,4	120,2	342,0	0,9	2,15	2,23	45,3	35,0	150,3
25	8,00	CI	2,65	2529,3	138,2	372,5	1,0	2,18	2,26	48,9	35,0	172,8
26	8,40	CI	2,06	1950,9	107,5	319,4	0,7	2,13	2,21	41,2	35,0	134,4
27	8,80	CI	1,89	1778,9	98,5	302,8	0,6	2,12	2,20	38,0	35,0	123,1
28	9,00	I	--	--	451,9	915,7	3,8	0,00	0,00	89,4	35,0	753,1

CPT2

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey
1	0,40											
2	0,60	I	--	--	100,7	366,0	>9	1,80	2,10	94,4	35,0	167,9
3	1,20	CI	3,13	3051,2	153,0	412,0	>9	2,21	2,29	87,7	35,0	203,8
4	1,40	CI	2,16	2101,5	112,6	328,6	5,4	2,15	2,23	70,6	35,0	140,7
5	1,60	CI	1,78	1724,9	92,6	291,6	3,8	2,11	2,19	62,7	34,8	115,7
6	1,80	CI	1,65	1498,3	80,6	267,8	2,9	2,09	2,17	56,7	32,1	100,7
7	2,00	CI	2,04	1984,2	106,6	317,8	3,4	2,14	2,22	63,0	35,0	133,2
8	2,20	CI	3,14	2812,4	150,8	392,9	4,3	2,20	2,28	71,4	35,0	188,5
9	2,60	CI	4,34	4216,2	205,8	502,8	5,5	2,26	2,34	80,8	35,0	282,3
10	3,00	CI	3,00	2900,3	155,8	400,8	3,2	2,20	2,28	67,7	35,0	194,8
11	3,40	CI	3,84	3727,2	180,1	467,0	3,5	2,24	2,32	72,8	35,0	250,1
12	4,00	CI	3,62	3504,4	168,4	450,2	2,9	2,23	2,31	68,8	35,0	235,6
13	4,20	CI	4,17	4043,7	197,4	491,2	3,0	2,26	2,34	71,3	35,0	271,7
14	4,60	CI	2,67	2578,7	139,4	374,4	1,8	2,18	2,26	57,5	35,0	174,2
15	5,40	CI	3,61	3485,7	168,0	449,5	2,1	2,23	2,31	64,2	35,0	235,0
16	5,60	CI	2,56	2462,3	133,7	364,9	1,3	2,17	2,25	52,9	35,0	167,1
17	6,20	CI	3,39	3260,8	156,4	432,4	1,6	2,22	2,30	59,9	35,0	220,5
18	6,60	CI	2,74	2628,9	142,9	380,2	1,2	2,18	2,26	52,6	35,0	178,7
19	7,20	CI	2,57	2457,6	134,0	365,5	1,1	2,17	2,25	49,7	35,0	167,5
20	7,60	CI	2,57	2456,9	134,2	365,8	1,0	2,17	2,25	48,7	35,0	167,8
21	7,80	CI	2,00	1891,9	104,2	313,4	0,7	2,13	2,21	40,9	35,0	130,3
22	8,40	CI	1,68	1567,4	87,1	280,8	0,6	2,10	2,18	35,0	33,5	108,8
23	9,00	CI	1,54	1314,5	73,8	253,9	<0,5	2,07	2,15	29,3	31,6	92,3
24	9,20	CI	1,86	1741,5	96,8	299,6	0,6	2,11	2,19	36,4	34,7	121,0
25	9,40	I	--	--	138,6	444,8	1,1	1,90	2,20	54,6	35,0	231,0
26	9,60	I	--	--	452,1	916,0	3,5	0,00	0,00	88,2	35,0	753,5

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

–cenni teorici e indicazioni di calcolo–

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2018 Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Eurocodice 7 Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8 Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

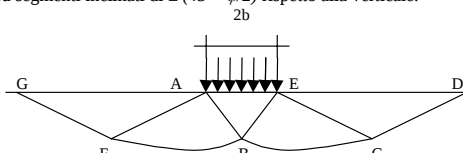
Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo: $\tau = c + \sigma \times \tan \varphi$ valida anche per i terreni.

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \times \tan \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie $GFBCD$. Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale. Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di famiglie di spirali logaritmiche. I poli di queste sono i punti A ed E . Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm (45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento. Si arriva quindi ad una equazione $q = B \times c$, dove il coefficiente B dipende soltanto

dall'angolo di attrito φ del terreno.

$$B = \cot \varphi \left[e^{\frac{\pi \tan \varphi}{2} \frac{2}{\tan \varphi} (45^\circ + \varphi/2) - 1} \right]$$

Per $\varphi = 0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q = 5.14 \times c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\gamma \neq 0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente. Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi. Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\varphi = 0$, $c = 0$

e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza. Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione: $q = A \times \gamma_1 + B \times c$ che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno. Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione. L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b \quad \text{in cui } C \text{ è un coefficiente che}$$

risulta funzione dell'angolo di attrito φ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo φ prima definito; b è la semilarghezza della striscia. Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma. Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti. In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale). In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti. Per i terreni molto sciolti, **Terzaghi** consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$\tan \varphi_{rid} = 2/3 \times \tan \varphi$ e $c_{rid} = 2/3 \times c$ Esplicitando i

coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45^\circ + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75 \pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K_p \gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

Metodo di Richards et. Al.

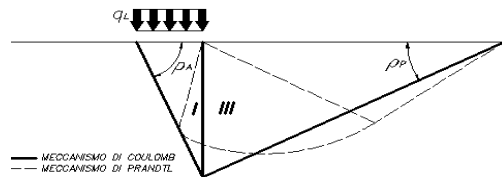
Richards, Helm e Budhu (1995) hanno sviluppato una procedura che consente di valutare sia il carico limite in condizioni sismiche e di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma. Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi) \quad N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}} \quad N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (qL)

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito interno ϕ del terreno e dell'angolo di attrito δ terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \phi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\phi) \cdot (\tan(\phi) \cdot \cot(\phi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\phi))} - \tan(\phi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\phi) + \cot(\phi))} \right\} \quad \rho_P = -\phi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\phi) \cdot (\tan(\phi) \cdot \cot(\phi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\phi))} + \tan(\phi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\phi) + \cot(\phi))} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2} \quad K_P = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un analisi alla Prandtl.

Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni k_h e k_v g, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a $k_h \gamma$ e $k_v \gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρ_A e ρ_P , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\phi - \theta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\phi - \theta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\phi - \theta)]} - \tan(\phi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\phi - \theta) + \cot(\phi - \theta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\phi - \theta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\phi - \theta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\phi - \theta)]} - \tan(\phi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\phi - \theta) + \cot(\phi - \theta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2} \quad K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

I valori di N_q e N_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri: $\phi = 30^\circ$ $\delta = 15^\circ$ Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

kh/(1-kv)	Nq	N _γ	Nc
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

Tabella dei fattori di capacità portante per $\phi=30^\circ$

Calcolo coefficienti sismici

Le NTC 2018 calcolano i coefficienti K_h e K_v in dipendenza di vari fattori: $K_h = \beta \times (a_{\max}/g)$ $K_v = \pm 0,5 \times K_h$

β = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito; $a_{\max}$ = accelerazione orizzontale massima attesa al sito; g = accelerazione di gravità

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S S_T a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii. Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte: T1 ($S_T = 1.0$); T2 ($S_T = 1.20$); T3 ($S_T = 1.20$); T4 ($S_T = 1.40$).

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue: $T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$ Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione. In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'Eurocodice 8 (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito: $K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$ dove: a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante, γ_I : fattore di importanza, S : soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$ è la "design ground acceleration on type A ground". Il coefficiente sismico verticale K_v è in funzione di K_h , e vale: $K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$

CEDIMENTI EDOMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica. Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso. L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}} \quad \text{se si tratta di un terreno sovraconsolidato}$$

(OCR>1), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione $\sigma'_p (\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p)$.

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}} \quad \text{dove: } RR \text{ Rapporto di ricomprensione; } CR \text{ Rapporto di compressione;}$$

H_0 spessore iniziale dello strato; σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico; $\Delta \sigma_v$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico. In alternativa ai parametri RR e CR , si fa riferimento al modulo edometrico; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v$) significativo per il problema in esame. L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia per i terreni, soprattutto per quelli a grana più grossa, le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione: $\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$ in cui H_c è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;
 T tempo in cui si vuole il cedimento secondario; T_{100} tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CARICO LIMITE FONDAZIONE : APPROCCIO 2 COMBINAZIONE A1+M1+R3**DATI GENERALI fondazione tipo trave**

Azione sismica	NTC 2018
Larghezza fondazione considerata	1,00 m
Lunghezza fondazione considerata	11 m
Profondità piano di posa minima	1,2 m (rispetto p.c. attuali in CPT1 e CPT2)
Altezza di incastro	circa 0,30 m
Profondità falda	--- m
Effetto sismico secondo	Richards et al. (1995)

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1

Non essendoci un metodo riconosciuto, verificato e consolidato per stimare gli effetti dell'azione sismica in condizioni non drenate, è stato applicato un coefficiente correttivo al valore caratteristico di C_u . L'applicazione di tale coefficiente, secondo numerosi autori, fornisce stime che nella maggioranza dei casi risultano sufficientemente compatibili con il presunto comportamento dei terreni sottoposti a sollecitazione sismica.

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,7
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	2,91 Kg/cm ²
Resistenza di progetto Rd	1,26 Kg/cm²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,7
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	2,39 Kg/cm ²
Resistenza di progetto Rd	1,04 Kg/cm²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	4,45
Fattore [Nc]	12,86
Fattore [Ng]	2,54
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite 3,08 Kg/cm²
 Resistenza di progetto **Rd 1,34 Kg/cm²**

Autore: Richards et al. 1995 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	2,98
Fattore [Nc]	7,38
Fattore [Ng]	1,73
Accelerazione critica	1,8 m/s ²

Carico limite 1,82 Kg/cm²
 Resistenza di progetto **Rd 0,79 Kg/cm²**

CEDIMENTI PER OGNI STRATO CPT1≈CPT2

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscose); Wt: Cedimento totale.

Pressione normale di progetto considerata **0,4 Kg/cm²**
 Cedimento totale **0,50 cm**

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	1,43	0,27	0,172	Edometrico	0,12	--	0,12
3	1,895	0,366	0,124	Edometrico	0,09	--	0,09
4	2,365	0,463	0,087	Edometrico	0,06	--	0,06
5	2,835	0,561	0,065	Edometrico	0,04	--	0,04
6	3,545	0,708	0,046	Edometrico	0,06	--	0,06
7	4,495	0,904	0,033	Edometrico	0,04	--	0,04
8	5,445	1,101	0,025	Edometrico	0,03	--	0,03
9	6,395	1,298	0,019	Edometrico	0,03	--	0,03
10	7,345	1,494	0,016	Edometrico	0,02	--	0,02
11	8,295	1,691	0,013	Edometrico	0,01	--	0,01

Fondazione compensata per carico < 0,25 Kg/cm²

PROVINCIA DI BOLOGNA

COMUNE DI IMOLA

Via Emilia, Piratello

COMMITTENTE:

Dott. Geol. Marco Strazzari
Via Don Minzoni, 8
40020 - Casalfiumanese (BO)

PROGETTO:

Indagine HVSR per la stima
del parametro Vs30
DM 14/01/2008

RELAZIONE GEOFISICA

dott. geol. Paolo Durante
Ordine dei Geologi della Regione
Abruzzo n.511



dott. geol. Giulio Dal Forno
Ordine dei Geologi della Regione
Emilia Romagna n.1294



**Envia Studio Associato
di Geologia e Geofisica**
di Durante, Dal Forno e Rispoli
via G.P. da Palestrina 1/4 - 40141 Bologna
www.envia.it

Data: 06/11/2013

Rif. Commessa: C207-2013

Ed.: Finale

TUTTI I DIRITTI SONO RISERVATI - Questo documento è di proprietà esclusiva di ENVIA Studio Associato, non può essere copiato, riprodotto o divulgato ad altri senza autorizzazione



INDICE

1.	Premessa	2
2.	Normativa di riferimento.....	2
3.	Il metodo <i>HVSR</i>	4
4.	Risultati dell'indagine <i>HVSR</i>	5
5.	Bibliografia.....	7

ELENCO ALLEGATI

Allegato 1 - Documentazione fotografica

Allegato 2 - Spettri

Allegato 3 - Modello Vs da curva H/V



1. Premessa

Su richiesta del Dott. Geol. Marco Strazzari è stata effettuata un'indagine di tipo *HVSR* presso un'area sita in via Emilia, località Piratello, nel Comune di Imola (BO), al fine di stimare il parametro $Vs30$ caratteristico dell'area, ossia la velocità equivalente delle onde sismiche di taglio nei primi 30 m di profondità rispetto alla quota di imposta della fondazione, come prescritto dall'art. 3.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008.

2. Normativa di riferimento

Il D.M. 14 gennaio 2008 prevede che, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si renda necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi (art. 7.11.3). In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può far riferimento a un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (cfr. Tabelle 1-2). Ai fini dell'identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $Vs30$ di propagazione delle onde di taglio S entro i primi 30 metri di profondità. Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le 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 i muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. La stima della velocità di propagazione delle onde di taglio è fortemente raccomandata. Nei casi in cui tale determinazione non sia disponibile, il sito può essere classificato sulla base dei valori di N_{SPT} o della C_u . Le tabelle sotto riportate, oltre a una breve descrizione delle classi di sottosuolo, indicano gli intervalli dei tre parametri che individuano ciascuna di esse.

	Descrizione del profilo stratigrafico	Parametri		
		$Vs30$ (m/s)	$N_{SPT,30}$ (colpi/30 cm)	$C_{u,30}$ (kPa)
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> , caratterizzati da valori di $Vs30$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.	> 800	-	-
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $Vs30$ compresi tra 360	360-800	> 50	> 250



	e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)			
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs_{30} compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)	180–360	15-50	70–250
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs_{30} inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina)	< 180	< 15	< 70
E	<i>Terreni dei sottosuoli tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $Vs > 800$ m/s)</i>			

Tabella 1 – Classificazione dei suoli secondo il D.M. 14 gennaio 2008 (Tabella 3.2.II).

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

Tabella 2 – Categorie aggiuntive di sottosuolo (Tabella 3.2.III - D.M. 14 gennaio 2008).

Il valore del parametro Vs_{30} , secondo la normativa, è calcolato mediante la seguente espressione:

$$Vs_{30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n h_i / v_i} \quad \text{m/s} \quad (1)$$

Dove 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 al di sotto del piano fondale. Tale velocità equivalente è ottenuta imponendo l'equivalenza tra i tempi di arrivo delle onde di taglio in un terreno omogeneo



equivalente, di spessore pari a 30 m, e nel terreno stratificato in esame, di spessore complessivo ancora pari a 30 m. Essa assume quindi valori differenti da quelli ottenuti dalla media delle velocità dei singoli strati pesata sui relativi spessori, soprattutto in presenza di strati molto deformabili di limitato spessore. Lo scopo della definizione è quello di privilegiare il contributo degli strati più deformabili (C3.2.2 Circ. Min. 617 del 2 febbraio 2009).

Il metodo HVSR

Il metodo *HVSR* (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) proposto da Nogoshi e Igarashi (1970) e successivamente modificato da Nakamura (1989), si basa sull'analisi del rapporto spettrale tra le componenti orizzontale (H) e verticale (V) del rumore sismico registrato in un sito. Il rumore sismico è presente ovunque ed è generato sia da fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) che dall'attività antropica. Il rumore sismico è indicato spesso come microtremore poiché è caratterizzato da oscillazioni molto deboli (dell'ordine dei $\mu m/s$). I microtremori sono in parte costituiti da onde di volume, P o S, ma soprattutto da onde superficiali, la cui velocità è comunque prossima a quella delle onde S (Mulargia et al., 2007).

Esiste un consenso generale sull'efficacia del metodo *HVSR* nel fornire stime sulla frequenza fondamentale di risonanza del sottosuolo, almeno nel caso di un modello semplice unidimensionale con strato soffice al di sopra di uno strato rigido (Lachet and Bard, 1994; Lermo and Chavez-Garcia, 1994; Ibs-von Seht and Wohlenberg, 1999). In questo caso semplice, tale frequenza f_0 è legata allo spessore h e alla velocità delle onde di taglio V_s dello strato soffice attraverso la seguente relazione:

$$f_0 = \frac{V_s}{4h} \quad \text{Hz} \quad (2)$$

Naturalmente, la complessità stratigrafica del sottosuolo produce curve *H/V* sperimentali con svariati picchi, per le quali non è possibile applicare un modello semplice. Tuttavia, attraverso il confronto delle curve sperimentali con curve *H/V* sintetiche, è possibile derivare profili di velocità delle onde di taglio S nel sottosuolo, in presenza di adeguati vincoli, ottenuti da prove geognostiche dirette o da altre indagini geofisiche (Fäh et al., 2001; Castellaro and Mulargia, 2009).

La tecnica di misura del rumore sismico richiede tempi di registrazione pari a 15-20 minuti e necessita di sensori tridirezionali da sismologia con messa in bolla, digitalizzatore 24 bit con



elevata dinamica, elevato guadagno ed elevata frequenza di campionamento nativo, con minimizzazione del rumore elettro/meccanico.

4. Risultati dell'indagine HVSR

Allo scopo di ottenere i dati necessari al calcolo del parametro $Vs30$ è stato utilizzato un tromografo digitale, "TROMINO ENGY" (*Micromed S.p.A.*) dotato di 3 canali velocimetrici (N-S, E-W, Up-Down) ad alto guadagno per l'acquisizione del microtremore sismico ambientale (fino a ~1.5 mm/s); il sistema opera nell'intervallo di frequenze 0.1–1024 Hz.

E' stata acquisita una misura di rumore sismico per un tempo di registrazione pari a 20 minuti ([allegato 1](#)). L'elaborazione dei dati di rumore sismico acquisiti è avvenuta mediante software *Grilla* (*Micromed S.p.A.*). I parametri utilizzati per la procedura sono riportati nella tabella sottostante.

Instrument:	TEP-0119/01-10
Start recording:	23/10/13 15:32:30
End recording:	23/10/13 15:52:30
Channel labels:	NORTH - SOUTH; EAST - WEST; UP - DOWN
GPS	data not available
Trace length:	0h20'00". Analyzed 60% trace (manual window selection)
Sampling frequency:	128 Hz
Window size:	20 s
Smoothing window:	Triangular window
Smoothing:	10%

Il grafico dello spettro di ampiezza delle componenti registrate dai canali velocimetrici (E-W, N-S, Up-Down) è riportato in [allegato 2](#), assieme alla storia temporale e alla curva H/V sperimentale per il sito in esame. Per l'elaborazione sono state utilizzate le tre componenti velocimetriche. L'inversione della curva H/V sperimentale per ottenere un profilo delle onde di taglio S è stata vincolata sulla base di una prova CPT fornita dalla committenza.

La curva H/V presenta il suo massimo a 5,41 Hz.

Dal modello di velocità delle onde di taglio ottenuto è stato stimato il parametro $Vs30$ rispetto all'attuale piano campagna pari a **283 m/s** ([allegato 3](#)).

Ai sensi dell'art. 3.2.2 del D.M. 14/01/2008, unicamente sulla base del parametro $Vs30$ relativo all'attuale piano campagna, il sottosuolo ricade in **categoria C**.

Il geologo incaricato, sulla base della conoscenza stratigrafica dell'area, derivata dalla sua esperienza professionale e dalle indagini geognostiche condotte nel sito in oggetto, nonché



considerando le caratteristiche dell'opera in progetto e la tipologia di fondazioni, è tenuto a validare l'attribuzione alla suddetta categoria o considerare, ai sensi del DM 14/01/2008, un approfondimento mediante uno studio di risposta sismica locale.

Bologna, 6 Novembre 2013

Dott. Geol. Giulio Dal Forno



Dott. Geol. Paolo Durante





5. Bibliografia

Castellaro S. and Mulargia F., (2009). The effect of velocity inversions on H/V, *Pure Appl. Geophys.* Volume 166, Number 4, 567-592.

Fäh D., Kind F. and Giardini D., (2001). A theoretical investigation of average H/V ratios, *Geophys. J. Int.* **145**, 535-549.

Guidelines for the implementation of the H/V spectral ratio technique on ambient vibrations, *Sesame European Research Project*, December 2004.

Ibs-von Seht M. and Wohlenberg J., (1999). Microtremor measurements used to map thickness of soft sediments, *Bull. Seismol. Soc. Am.* **89**, 250-259.

Lachet C. and Bard P. Y., (1994). Numerical and theoretical investigations on the possibilities and limitation of Nakamura's technique, *J. Phys. Earth* **42**, 377-397.

Lermo J. and Chavez-Garcia F. J., (1994). Are microtremors useful in site response evaluation?, *Bull. Seismol. Soc. Am.* **84**, 1350-1364.

Mulargia F., Castellaro S., Rossi P.L., (2007). Effetti di sito e Vs30: una risposta alla normativa antisismica. *Il Geologo dell'Emilia Romagna Anno VII-2007 N.25 - Nuova serie.*

Nakamura Y., (1989). A method for dynamic characteristics estimates of subsurface using microtremor on the ground surface, *QR of RTI*, **30**, 25-33.

Nogoshi M. e Igarashi T., (1970). On the propagation characteristics of microtremors, *J. Seism. Soc. Japa*, **23**, 264-280.

NORMATIVA

D. Min. Infrastrutture 14 gennaio 2008 (Suppl. Ord. alla G.U. 4.2.2008, n. 29) – *Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni.*

Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP. (Suppl.Ord. alla G.U. 26.2.2009, n. 47) – *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.*

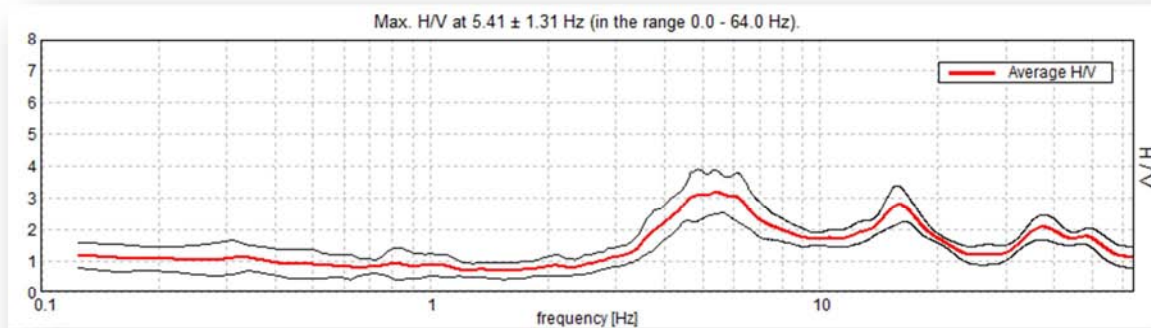
Allegato 1 – Documentazione fotografica



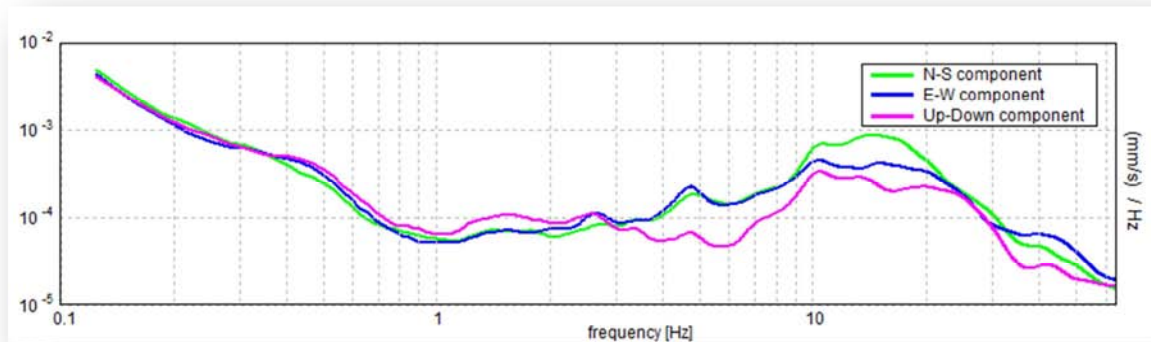
Foto 1 – Ubicazione misura HVSR

Allegato 2 – Spettri

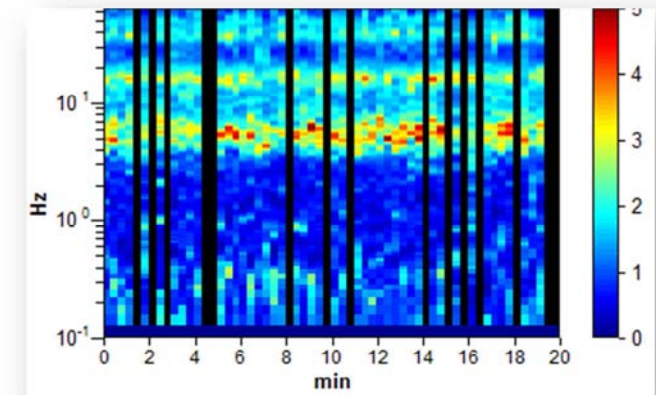
A



B

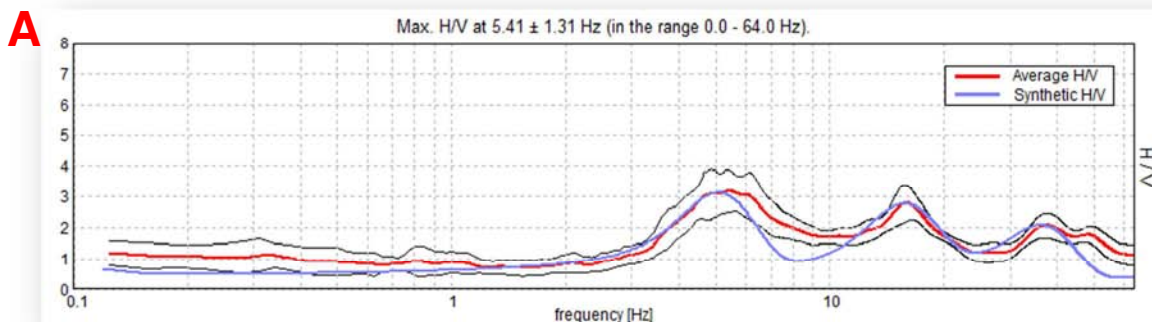


C



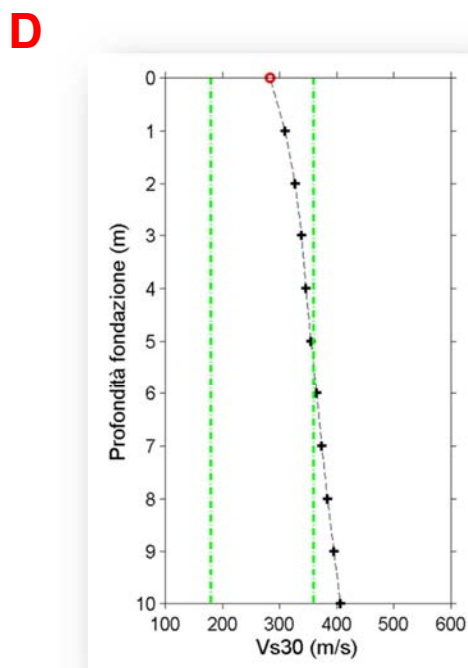
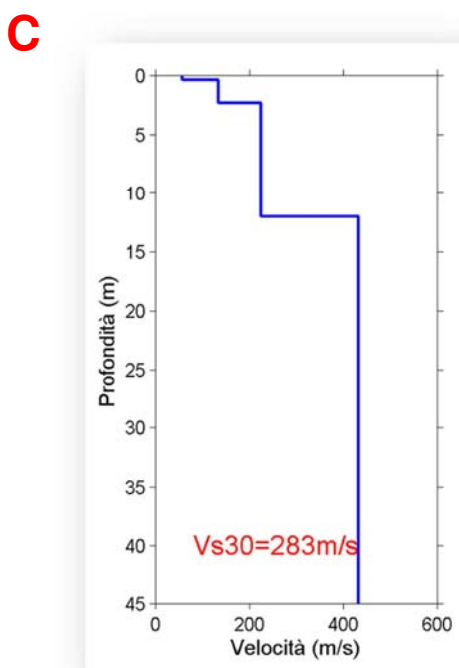
A: Curva H/V; **B:** Andamento componenti velocimetriche (E-W, N-S, Up-Down); **C:** Storia temporale H/V (le bande di colore nero corrispondono alle finestre di registrazione eliminate)

Allegato 3 – Modello Vs da curva H/V



B

Profondità della base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]
0.42	0.42	58
2.32	1.9	134
12.02	9.7	225
79.02	67	432
inf.	inf.	432



A: confronto tra curva H/V sperimentale (rosso) e teorica (azzurro) ottenuta per il sito in oggetto; **B:** tabella dei valori di profondità, spessore, velocità Vs; **C:** modello della velocità delle onde di taglio (Vs) in funzione della profondità; **D:** andamento del parametro Vs30 in funzione della variazione della profondità del piano fondale della struttura in progetto.