
Comune di Crema
PROVINCIA DI CREMONA

**Piano di Recupero
Palazzo Freri Cappellazzi
in via Giacomo Matteotti, 40/42
(foglio 32 - mp. 186, 187, 189, 1054)**

Relazione Geologica e di caratterizzazione Geotecnica

(ai sensi del D.M. II. e TT. 17/01/2018 N.T.C. e delle
DGR Lombardia n. 2616/2011 e n. 5001/2016 - R1 R2 R3)



Committente
LEONIA S.r.l.
di Tomella Ruben

11 giugno 2021



INDICE

1	PREMESSA E QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO	3
2	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E ANALISI DEL PROGETTO.....	7
3	DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOLOGICO DEL SITO: LA RELAZIONE GEOLOGICA	8
4	ATTIVITA' CONOSCITIVE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, GEOTECNICHE E GEOFISICHE DEL SITO DI INTERESSE	13
5	RICOSTRUZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO: DEFINIZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI "fk" DEI PARAMETRI DEL TERRENO DI FONDAZIONE	19
6	DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO, TOPOGRAFICA E DEI PARAMETRI SISMICI DI SITO E DI PROGETTO IN RELAZIONE ALLA PERICOLOSITA' SISMICA DELL'AREA.....	20
7	VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI ATTRAVERSO IL METODO DELLE "TENSIONI AMMISSIBILI" E STIMA DEI CEDIMENTI - D.M. LL.PP. 11/03/1988.....	28
8	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) - <u>CONDIZIONI STATICHE</u>	31
9	VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO "SLE" (D.M. 17/01/2018) - <u>CONDIZIONI STATICHE</u>	35
10	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" E DI ESERCIZIO "SLE" DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) - CONDIZIONI DINAMICHE	37
11	CONCLUSIONI	40

ELENCO ALLEGATI

1. Inquadramento geografico (scala 1:10.000, stralcio C.T.R.)
2. Inquadramento geologico (scala 1:100.000)
3. Ubicazione indagini geognostiche e caratteristiche tecniche dell'attrezzatura per prove penetrometriche dinamiche
4. Diagrammi prove penetrometriche dinamiche
5. Parametri sismici di sito e di progetto

Immagine di copertina: esecuzione delle indagini geognostiche nel sito di Crema (CR), via G. Matteotti n. 40/42, il giorno 07/06/2021; prova penetrometrica n. 1



1 PREMESSA E QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO

La presente Relazione Geologica e Geotecnica, redatta su incarico dell'Arch. Paolo Monaci di Crema per conto della Società Leonia S.r.l. di Tomella Ruben, espone le modalità e le risultanze dell'indagine geognostica eseguita in comune di Crema (CR) nel sito di via Giacomo Matteotti n. 40/42, a supporto del Piano di Recupero del palazzo Freri - Cappellazzi.

Scopo dell'indagine è stato la caratterizzazione geologica del sito e geotecnica dei terreni presenti nell'area, come prescritto dal Testo Unico di recente aggiornato "Norme Tecniche per le Costruzioni" (**D.M. 17/01/2018**) e come già prima previsto dal **D.M. LL. PP. 11/03/88** "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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione", emanato in attuazione della Legge 02/02/1974 n. 64, art. 1, che impone per tutte le opere presenti sul territorio nazionale la realizzazione di apposite indagini di approfondimento geologico e geotecnico a supporto della progettazione, oltre che in osservanza della **D.G.R. Lombardia n. 2616/2011** e delle Norme Geologiche di Piano del vigente P.G.T. comunale di Crema.

Dal punto di vista normativo si è fatto riferimento a:

- ✓ **Legge 2 febbraio 1974, n. 64:** Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- ✓ **Ministero dei Lavori Pubblici, Decreto Ministeriale 11 marzo 1988:** 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione e relativa **Circolare n. 30483 del 28 settembre 1988**
- ✓ **Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008:** Testo Unitario – Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- ✓ **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici:** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009
- ✓ **Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018:** Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (Supplemento Ordinario alla G.U. n. 42 del 20/02/2018 – Serie Generale, n. 8)
- ✓ **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici:** Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018. Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 (Supplemento Ordinario alla G.U. n. 5 del 11/02/2019 – Serie Generale, n. 35)
- ✓ **Legge 24 giugno 2009, n. 77:** Interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici nella regione Abruzzo nel mese di aprile 2009 e ulteriori interventi urgenti di protezione civile
- ✓ **Regione Lombardia, Delibera di Giunta Regionale 30 novembre 2011 n. IX/2616:** Aggiornamento dei criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT
- ✓ **Regione Lombardia, Delibera di Giunta Regionale 11 luglio 2014 n. X/2129:** Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (L.R. 1/2000, art. 3, comma 108, lett. d)



- ✓ **Regione Lombardia, Legge Regionale 12 ottobre 2015 n. 33:** Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche; come modificata dall'art. 16 della L.R. 29 dicembre 2015 n. 42
- ✓ **Regione Lombardia, Delibera di Giunta Regionale 30 marzo 2016 n. X/5001:** approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (L.R. 33/2015, art. 23 comma 1 e art. 13 comma 1)

Come si evince dall'elenco riportato, le normative citate comprendono il D.M. 17-01-2018 "*Norme Tecniche per le Costruzioni*", in attuazione dal 22 marzo 2018, che prevede che le verifiche strutturali vengano sempre effettuate con il metodo agli stati limite, in condizioni statiche ed in condizioni dinamiche.

Ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*" (G.U. n. 105 del 8.5.2003), allegato 1, il territorio comunale di Crema era classificato in zona 4, definita come un'area con accelerazione orizzontale a_g/g , con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, inferiore a 0.05.

Con DGR 2129-2014 la Regione Lombardia ha tuttavia provveduto a riclassificare, dal punto di vista sismico, il territorio di propria competenza, e ha inserito il comune di **Crema in Zona Sismica 3**, definita come un'area con accelerazione orizzontale a_g/g , con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, compresa tra 0,05 e 0,15: si tratta pertanto di una classificazione maggiormente cautelativa.

Tale ri-classificazione sismica è stata confermata da Regione Lombardia con **D.G.R. 30 marzo 2016 n. X/5001** "*Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (L.R. 33/2015, art. 23 comma 1 e art. 13 comma 1)*", entrata definitivamente in vigore il 10 aprile 2016. Pertanto, il presente elaborato tecnico tiene conto, a norma di legge, della nuova classificazione sismica di Crema, ovvero della Zona Sismica 3.

Per quanto riguarda la categoria di tipo di costruzione, si può fare utilmente riferimento alla tabella che segue, cui si riferisce il testo del D.M. 14/01/2008 e modificata dalla tabella 2.4.1 delle NTC2018, dalla quale si evince come l'opera in futura edificazione sul lotto in esame appartenga alla seconda categoria.

Classificazione di costruzioni e opere secondo il D.M. 17/01/2018 NTC

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



Infine, per quanto attiene la classe d'uso, la tipologia di costruzione in progetto rientra nella **classe II**, nella quale sono comprese "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. Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento), gli uffici, i negozi".

Non risulta pertanto possibile applicare la verifica alle Tensioni Ammissibili, secondo il D.M. LL. PP. 11.03.1988, non più ammessa. Nonostante ciò, al fine di consentire un confronto che si ritiene utile e costruttivo tra i diversi metodi e risultati cui gli stessi pervengono, e sui quali è naturalmente consolidata una diversa esperienza da parte degli operatori, l'elaborazione dei dati viene fornita secondo il metodo sopra indicato di vecchio utilizzo sul quale è consolidata una grande e storica esperienza diretta da parte degli operatori, oltre che anche secondo il metodo agli stati limite, sia secondo le N.T.C. 2008 che la versione aggiornata del 2018 e corrispondente Circolare Applicativa del 2019 n. 7.

1.1 Verifica della fattibilità geologica dell'intervento (D.G.R. 2616/2011)

Il Comune di Crema con l'approvazione dello Studio Geologico del Territorio Comunale realizzato ai sensi dell'art. 57 della L.R. 12/2005 nell'ambito del nuovo *Piano di Governo del Territorio*, prevede recenti e precise disposizioni e obblighi di carattere locale in merito alla preventiva caratterizzazione geologica dei siti e geotecnica dei terreni da compiere per ogni singolo intervento edificatorio, peraltro da tempo ugualmente prevista e resa obbligatoria in sede di progettazione preliminare dalle regolamentazioni nazionali e comunitarie già vigenti e citate e la cui inosservanza è punita a norma dell'art. 20 della Legge 2 febbraio 1974 n. 64.

In conseguenza di ciò il presente elaborato oltre ad evadere le prescrizioni derivanti dalle normative in vigore di carattere sovracomunale, soddisfa anche i requisiti base previsti dalle norme di fattibilità geologica contenute nello strumento urbanistico comunale vigente. In particolare, l'area investigata è inserita in **Classe di Fattibilità 1**, definita senza limitazioni (figura 1), oltre che nello scenario di amplificazione sismica locale contrassegnato dalla sigla Z4a. L'opera risulta quindi assentibile e realizzabile nel rispetto, oltre che della normativa tecnica e sismica nazionale e regionale prima citata, anche delle Norme Geologiche di Piano Comunali.

Il Piano Gestione Rischio Alluvioni (agg.to 2020) approvato con Delibera di Giunta Regionale della Lombardia n. X/6738 del 19 giugno 2017 non individua nel sito in esame alcuno scenario di pericolosità per alluvione dal Reticolo Principale (RP Fiume Serio) né Secondario di Pianura (RSP Colatore Cresmiero), e pertanto non sussiste alcuna altra limitazione alla realizzazione del progetto in esame (Fig. 1a).

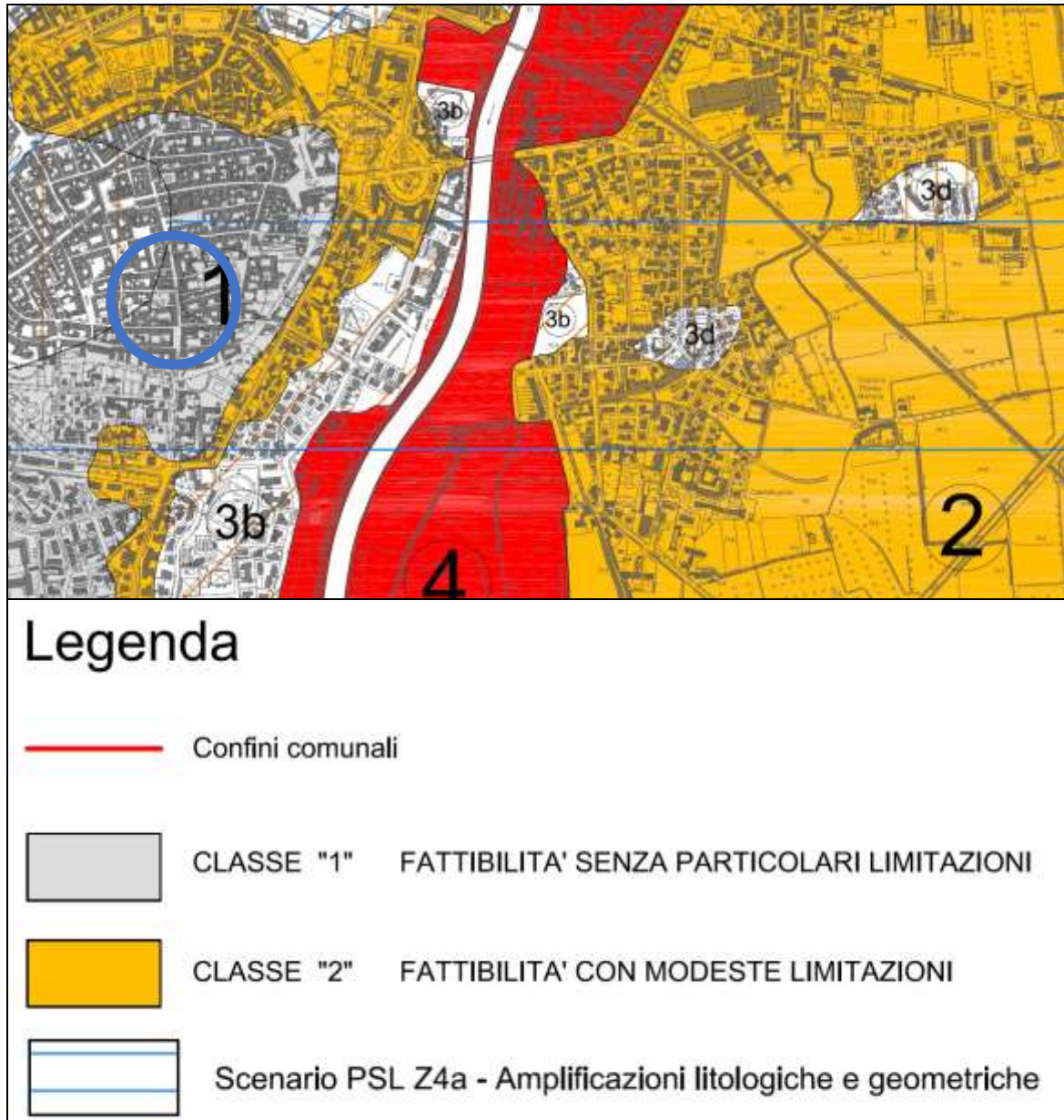


Figura 1: stralcio della carta di fattibilità geologica comunale di Crema (CR) (dott. Malerba, marzo 2010). Nel circolo azzurro è racchiusa l'area in esame, appartenente alla classe 1 e allo scenario di amplificazione sismica locale di tipo litologico Z4a

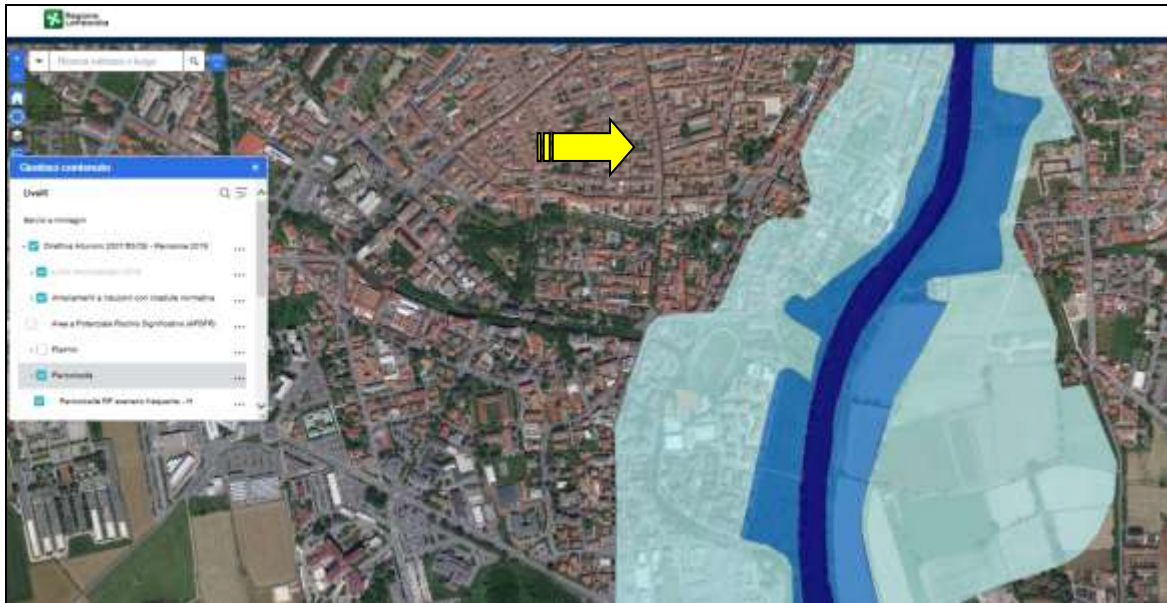


Figura 1a: stralcio della cartografia relativa alla pericolosità tratta dal Piano Gestione Rischio Alluvioni (Geoportale della Regione Lombardia). La freccia gialla indica il sito in esame esterno agli scenari di possibile allagamento dal Fiume Serio indicati dalle diverse campiture di celeste/blu verso est.

2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E ANALISI DEL PROGETTO

L'area interessata dall'indagine si trova in comune di Crema (CR), in destra idrografica del Fiume Serio, nel centro storico della città, in un contesto di consolidato, antico e intensissimo insediamento residenziale (figura 2), posta al civico 40/42 di via Giacomo Matteotti, ed è inquadrata nel foglio C6b5 della Carta Tecnica (scala 1:10.000) della Regione Lombardia (allegato 1).

In particolare, il lotto di terreno investigato, che si presenta completamente pianeggiante, si trova ad una quota di circa 77,50 m s.l.m. (quota C.T.R.) o 78,2 m s.l.m. (quota rilevata da AFG) Il presente elaborato tecnico fa esclusivo riferimento alle particelle catastali n. 186, 187, 189 e 1054 del foglio 32 del comune censuario di Crema.

Dalle informazioni raccolte e fornite agli scriventi oltre che dall'analisi degli elaborati di progetto si intende procedere alla definizione di un Piano di Recupero che interessa l'immobile noto come Palazzo Freri – Cappellazzi, che prevede oltre a interventi sull'edificio principale anche un piccolo ampliamento con la creazione di un nuovo corpo di fabbrica di collegamento tra le porzioni sud esistenti, oltre a nuovi locali interrati al di sotto dell'ampio cortile interno.

Per la nuova costruzione si valuteranno, sotto il profilo geotecnico, sulla base delle informazioni desunte dalle planimetrie di progetto e delle tipologia di opere usualmente realizzate a sostegno di costruzioni quali quelle in previsione in contesti ordinari privi di criticità di tipo geologico, fondazioni lineari

nastriformi continue di larghezza minima 80 cm, o in alternativa platea di pari sagoma e perimetro dell'edificio futuro, poste a partire da - 0,90 m di profondità dal p.c., ovvero dalla quota interna del cortile. Per i locali interrati di nuova creazione saranno esaminate le medesime tipologie di fondazione, con piano di posa posto a partire da - 3 m dal p.c.



Figura 2: visione area dell'area in studio (circolo arancione)

3 DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOLOGICO DEL SITO: LA RELAZIONE GEOLOGICA

Dal punto di vista geologico l'area investigata nel suo complesso si inserisce all'interno di un panorama caratterizzato dalla presenza di depositi superficiali di origine fluviale-alluvionale e fluvio-glaciale, legati all'attività deposizionale del Fiume Serio. Tali depositi risultano organizzati in strutture terrazzate costituite da alluvioni antiche e medie (Olocene antico) delimitate da una serie scarpate di erosione e formate da depositi da molto fini (argille e limi) a medio grossolani (sabbie e ghiaie).

In particolare il lotto in esame si colloca all'esterno della valle alluvionale del Fiume Serio, immediatamente a monte e molto prossimo alle scarpate morfologiche che ne delimitano il margine e il graduale e gradonato passaggio verso il cosiddetto Livello Fondamentale della Pianura (sigla fg^w - allegato 2), testimoniato in primis dal marcato dislivello individuabile nella campagna a est di Crema verso San Bernardino e Offanengo, oltre che dalla serie di terrazzi morfologici inferiori o minori, successivi e decrescenti, alcuni dei quali presenti a est di via Diaz e di via IV Novembre.

La geomorfologia dell'area non è governata dalle dinamiche fluviali innescate dalla presenza del Fiume Serio, trovandosi elevata ed esterna agli ambiti fluviali stessi e appartenente al livello fondamentale della pianura, stabile e affrancato da dinamiche evolutive di tipo geomorfologico. Se da un lato le aree più rilevate, come quella oggetto di intervento lungo via Matteotti e aree limitrofe, già pesantemente



urbanizzate, possono ritenersi del tutto affrancate da fenomeni esondativi e di alluvionamento, anche dal reticolo idrografico minore, oltre che di una quota del piano campagna ben superiore al potenziale livello di piena ordinaria con tempo di ritorno compreso in 15-20 anni, altrettanto non si può dire delle vicine aree più depresse e più prossime al corso d'acqua, che possono essere ancora ripetutamente interessate dalla tracimazione del Fiume, come avvenuto anche di recente a sudest di via Piacenza o nella zona della stazione ferroviaria. Questa descrizione delle aree più depresse e vicine al corso d'acqua, basata sulle sole evidenze geomorfologiche, trova conferma nel fatto che esse sono interamente comprese nelle perimetrazioni delle Fasce Fluviali A e B del Fiume Serio.

La valle del Serio, prendendo come riferimento il tratto tra l'attraversamento del Canale Vacchelli e il ponte di via Cadorna, molto prossimo e appena a monte dell'area in esame, presenta un corso d'acqua con andamento a meandri liberi, dove gli interventi antropici succedutisi nel tempo hanno prodotto, attraverso la realizzazione di difese di sponda, una semplice regolarizzazione del tracciato naturale, mantenendone sostanzialmente le originarie caratteristiche. Nel tratto posto a sud del riferimento indicato e coincidente con l'area in esame invece, l'alveo fluviale ha subito anche in tempi recenti più massicce modificazioni che hanno comportato, oltre a una più completa realizzazione di difese di sponda, una complessiva ricalibratura con aumento delle sezioni utili e una parziale rettifica del tracciato originario. Nel tratto meridionale della valle, all'interno dell'abitato di Crema, l'intensa urbanizzazione delle zone prospicienti il corso d'acqua ha in parte occupato le aree che rappresentano gli spazi di naturale divagazione del corso d'acqua, con la parziale eccezione, tra le poche, delle aree perfluviali oggetto del presente studio. Al di fuori delle aree più prossime all'asta seriana l'area si presenta, oltre che intensamente e da antica data urbanizzata, anche particolarmente articolata nel proprio sviluppo altimetrico, visto l'aspetto nettamente digradante verso est, cioè verso l'alveo del Serio, con un dislivello massimo di circa 2,5 - 3 m, rilevati tra una serie di scarpate e le successive.

La litologia prevalente del sottosuolo dell'area investigata, appartenente al Livello Fondamentale della Pianura, è data, secondo le indicazioni della Carta Geologica d'Italia (allegato 2), da alluvioni fluvioglaciali sabbioso-ghiaiose o ghiaiose (sigla **fg^{wr}**). Da segnalare la discrepanza tra il tracciamento del limite tra il Livello Fondamentale della Pianura indicato nella Carta Geologica d'Italia (che lo colloca più ad est e più vicino al fiume) e quello nello Studio Geologico comunale, ritenuto di maggior affidabilità dato l'alto livello di dettaglio dei suoi contenuti.

Infatti, la cartografia tematica di maggior dettaglio che corredata lo Studio Geologico comunale di Crema (redatto ai sensi della L.R. 41/1997 e poi dell'art. 57 della L.R. 12/2005 - figura 3) conferma tale dato, individuando nell'area la presenza della stessa tipologia di materiali, meglio classificati come terreni sabbioso/ghiaiosi e ghiaiosi. Questo Studio, che rappresenta il documento di maggior dettaglio disponibile per conoscere l'assetto geologico a scala comunale, attribuisce i depositi descritti e individuati dalle

prospezioni condotte e in seguito esposte, ai materiali fluvioglaciali più antichi delle alluvioni del Serio, e sono costituiti da sabbie e ghiaie per lo più non alterate; non è infrequente rilevare la presenza di banchi sabbiosi e sabbioso-limosi intercalati in lenti di spessore quasi mai superiore al metro. La accentuata permeabilità di questi litotipi garantisce un ottimo drenaggio e quindi l'assenza di ristagno delle acque di precipitazione.

Per quanto riguarda i terreni di fondazione, in sintesi è possibile descriverli come caratterizzati principalmente da materiali sabbiosi, sabbioso-limosi o limoso-sabbiosi (allegato 2, figura 2), compatibili con il campo di tensioni applicato ai terreni dalle opere più comuni.

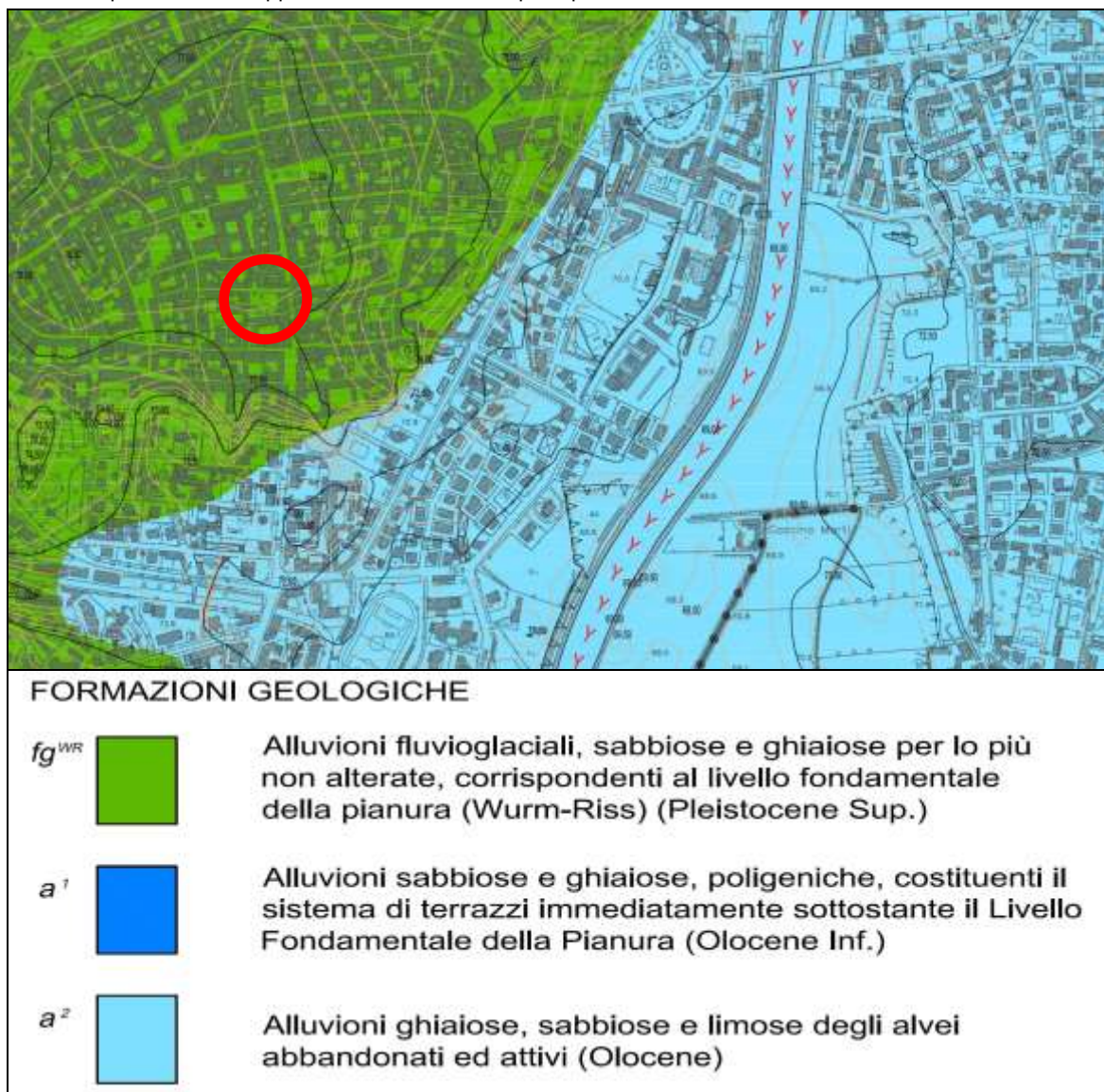


Figura 3: stralcio della carta geologica e geomorfologica comunale di Crema (CR) (dott. Malerba, marzo 2010). Nel circolo rosso è racchiusa l'area in esame, prossima al limite tra le due Unità presenti nel territorio di Crema



Dal punto di vista idrogeologico l'area è caratterizzata da una medio-elevata vulnerabilità della falda, legata principalmente alla natura dei terreni granulari e grossolani (e solo localmente debolmente sabbioso-limosi, con queste coltri fini concentrate nella parte vicina alla superficie), sia a valori di soggiacenza della falda minimi, compresi tra circa 4,5 e 5,5 metri da p.c. (solo localmente anche oltre 8 m), stante anche la morfologia irregolare delle aree verso est e la vicinanza del Fiume Serio e del Colatore Cresmiero, il primo a rappresentare il livello idrogeologico di base per una vasta porzione di territorio latitante la sua valle, interessato dall'oscillazione del livello di falda legato al variare delle portate del fiume. Le operazioni di cantiere svolte per la prospezione geognostica condotta, meglio descritte nei capitoli successivi, non hanno evidenziato la presenza di acqua di falda entro i primi 7 metri di profondità da p.c., consentendo in prima istanza di escludere interferenza tra le strutture in edificazione, seppur dotate di locali interrati, e le acque sotterranee. L'oscillazione annua massima del livello piezometrico si ritiene possa essere contenuta entro 1,5 - 2 metri. La cartografia tematica sotto riportata in stralcio, allegata allo Studio Geologico del Comune di Crema, conferma tali rilevazioni, individuando nell'area una soggiacenza massima pari a circa 8 m (figura 4), derivante da una quota piezometrica di 69 m s.l.m. e un piano campagna posto a 77 m.

La consultazione dell'Atlante Ambientale on-line al sito istituzionale della Provincia di Cremona, il giorno 11/06/2021 riporta un valore di soggiacenza in corrispondenza dell'area in esame di - 6,67 m da p.c., a fronte di una quota piezometrica di 68,82 m s.l.m., tali da generare una soggiacenza di almeno 9 m da p.c., in linea con le rilevazioni compiute e i dati bibliografici, che seppur oscillanti tra massimi e minimi rispettivamente di 9 e 5 m, sono testimoni dell'assenza di acqua nel primissimo sottosuolo.

A testimonianza di quanto sopra esposto si evidenzia che nel cortile interno del palazzo è stato possibile ispezionare un vecchio pozzo per attingimento d'acqua, della profondità di 7,60 m dal p.c., e risultato il giorno 07/06/2021 completamente asciutto e secco, oltre che senza evidenze di una recente presenza d'acqua (figura 5).



Figura 4: stralcio della Carta Idrogeologica Tavola 4B allegata allo Studio Geologico del territorio comunale di Crema (ex L.R. 12/2005). In giallo la zona di intervento, interessata dal passaggio dell'isopiezia 69 m s.l.m., che riferite al p.c. posto a 77,5 m determinano una soggiacenza di 8,5 m



Figura 5: ripresa della colonna interna del pozzo presente nel cortile di palazzo Freri - Cappellazzi, profondità 7,60 m da p.c.; all'ispezione del 07/06/2021 il pozzo è risultato completamente asciutto



4 ATTIVITA' CONOSCITIVE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, GEOTECNICHE E GEOFISICHE DEL SITO DI INTERESSE

Alla ricerca bibliografica preliminare prima esposta, che ha visto la consultazione della cartografia tematica disponibile, e al rilievo idrogeologico e geomorfologico di dettaglio, esteso ad un intorno ritenuto significativo rispetto all'area di futuro intervento, sono state affiancate indagini dirette, finalizzate alla verifica delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, realizzate ad hoc il giorno 07/06/2021 dagli scriventi in corrispondenza dell'ubicazione di entrambi gli ampliamenti previsti, dislocando le verticali di prova nei punti ritenuti più significativi tra quelli accessibili.

La campagna di indagine geognostica nel suo complesso risulta quindi articolata in complessive 3 prove penetrometriche dinamiche, che possono essere ritenute sufficienti per la caratterizzazione dell'area considerata. L'ubicazione delle prove eseguite è riportata in allegato 3.

La natura dei terreni non ha consentito il prelievo di campioni di qualità tale da poter essere sottoposti a test di laboratorio per la determinazione di parametri geotecnici significativi per le finalità di cui al presente elaborato tecnico. La caratterizzazione è pertanto demandata alle sole indagini in sito, ritenute rappresentative per numero, tipologia e distribuzione areale.

La campagna di indagine geognostica è stata integrata da n. 2 registrazioni di simica passiva a stazione singola mediante tromografo digitale (TR), per la corretta definizione della categoria del suolo di fondazione, svolte nel medesimo sito in analisi e contestualmente alle prove penetrometriche. Si è inoltre proceduto alla verifica della presenza/assenza di acqua nel pozzo esistente all'interno del sito, risultato asciutto.

4.1 Prove penetrometriche dinamiche

Le 3 prove penetrometriche dinamiche sono state realizzate con un penetrometro superpesante modello "Pagani TG 73-100" con maglio da 73 kg (allegato 3 e immagine di copertina), seguendo la metodologia AGI (*Associazione Geotecnica Italiana*) con rilevazione del numero di colpi per avanzamenti unitari delle aste di 30 cm; le caratteristiche tecniche del penetrometro utilizzato sono riportate in all. 3.

Questo tipo di indagine strumentale diretta, che rappresenta uno dei sistemi maggiormente diffusi e testati a livello internazionale, consente di rilevare la resistenza alla penetrazione nel terreno di una punta metallica, di dimensioni e peso standardizzate, energizzata dalla caduta di una massa, anch'essa di peso e altezza di caduta standard; tutta la strumentazione e le modalità operative rispettano standard definiti a livello internazionale dall'ASTM (*American Standard Testing Materials*) circa le indagini nel sottosuolo con scopi geotecnici.

In tale modo è possibile costruire un diagramma (allegato 4) nel quale per ogni verticale di indagine sono correlati il numero di colpi rilevati per avanzamenti unitari con la profondità raggiunta a ogni



intervallo di misura (cioè in questo caso 30 cm), che costituisce l'elaborato base da cui estrapolare le proprietà fisiche del terreno attraversato e interpretarne, in maniera indiretta, la composizione granulometrica.

L'indagine risulta condotta spingendo la profondità di investigazione sino a quote ritenute sufficienti a caratterizzare la porzione di terreno che sarà interessata dalla diffusione dei carichi indotti, per una quota massima raggiunta dalla prospezione pari a - 8,40 m da p.c., tale da contenere comunque il cosiddetto "volume di terreno significativo" secondo le Raccomandazioni AGI del 1977, ovvero la porzione che, secondo la teoria di Boussinesq e in relazione al tipo di fondazione in progetto, vedrà il maggior incremento delle pressioni litostatiche indotte.

4.2 Indagine geofisica

Nell'area in esame è stata eseguita n. 1 misura di sismica passiva a stazione singola mediante tromografo digitale Tromino®. L'indagine geofisica (ubicazione delle misure in allegato 3) proposta si avvale della metodologia basata sulla tecnica H/V, che consente una caratterizzazione sismica del sottosuolo mediante l'individuazione delle discontinuità sismiche e la stima della Vs30, come esplicitamente richiesto dalle NTC 2018. Le interpretazioni sono state supportate dalla consultazione della bibliografia locale e di tutte le indagini geognostiche eseguite nel sito in esame e nelle sue vicinanze.

La sismica passiva è il ramo della sismologia che studia il rumore sismico ambientale, definito come l'insieme delle piccole vibrazioni sismiche presenti ovunque sulla superficie terrestre e generate da sorgenti naturali o antropiche. Le onde sismiche che ne derivano sono tipicamente a bassa energia, con ampiezze dell'ordine di $10^{-4}/10^{-2}$ mm (Okada; 2003). Inoltre, in base al contenuto in frequenza, inferiore o superiore a 0,5 Hz, si parla rispettivamente di microsismica (primariamente di origine naturale) o microtremitore (di origine generalmente antropica).

Il rumore sismico ambientale è una sorgente di eccitazione per la risonanza del sottosuolo e degli edifici, da cui la possibilità di estrarre da esso, mediante opportune tecniche di analisi, informazioni sui sistemi risonanti studiati. Il metodo dei rapporti spettrali H/V è basato sul calcolo del rapporto degli spettri di Fourier del rumore nel piano orizzontale H e della componente verticale V (Nakamura; 1989). Il significato teorico del rapporto spettrale H/V è abbastanza immediato nel caso in cui si consideri un mezzo semplice formato da due soli strati: il bedrock ed uno strato superficiale più soffice.

Si precisa che per bedrock si intende qualunque strato con velocità nettamente maggiore di quello sovrastante, in grado di determinare un picco di risonanza; tale strato non deve necessariamente essere una roccia ma, soprattutto in ambiti di pianura, può essere una sabbia o una ghiaia.

Le frequenze di risonanza, in questo sistema, sono pertanto date da:



$$f_r = \frac{V_s}{4H}$$

dove V_s indica la velocità delle onde di taglio nel mezzo e H lo spessore dello strato che risuona alla frequenza f_r .

Tali frequenze, associabili ai picchi del rapporto H/V , possono essere quindi eccitate dal rumore di fondo e diventare visibili nello spettro del rumore sismico misurato in superficie.

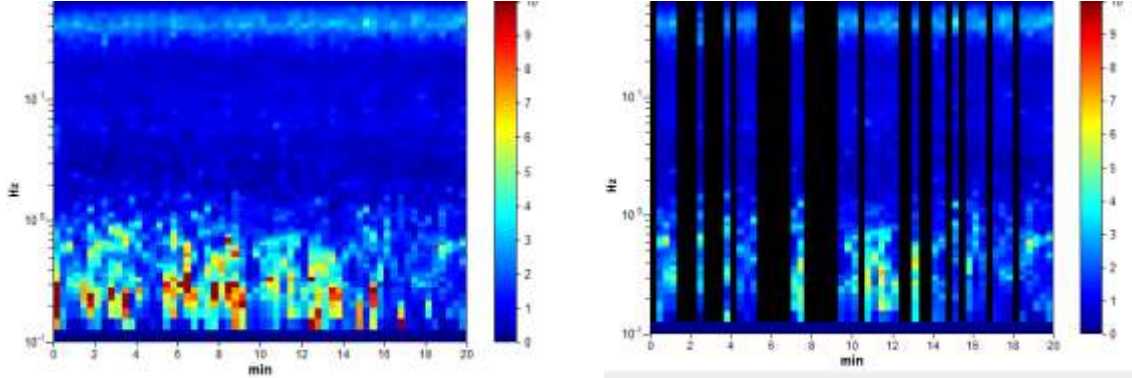
Per quanto riguarda, infine, l'elaborazione delle misure, su ciascuna tomografia sono state eseguite le seguenti operazioni.

- **Analisi della traccia.** La pulizia della traccia è preliminare a qualsiasi tipo di modellazione. La rimozione dei disturbi è di fondamentale importanza anche per l'analisi delle curve H/V . Tali curve devono essere statisticamente significative, ossia essere caratterizzate da una deviazione in ampiezza e in frequenza ridotta. Quando questa caratteristica non sia presente sin dall'inizio, essa va ricercata tramite una pulizia del tracciato.
- **Modellazione.** L'osservazione simultanea delle curve H/V e degli spettri delle singole componenti permette di distinguere i picchi di origine stratigrafica da quelli di natura antropica. Un picco di origine naturale individuato sulla curva H/V coincide, sugli spettri delle singole componenti, ad un minimo locale della componente spettrale verticale.

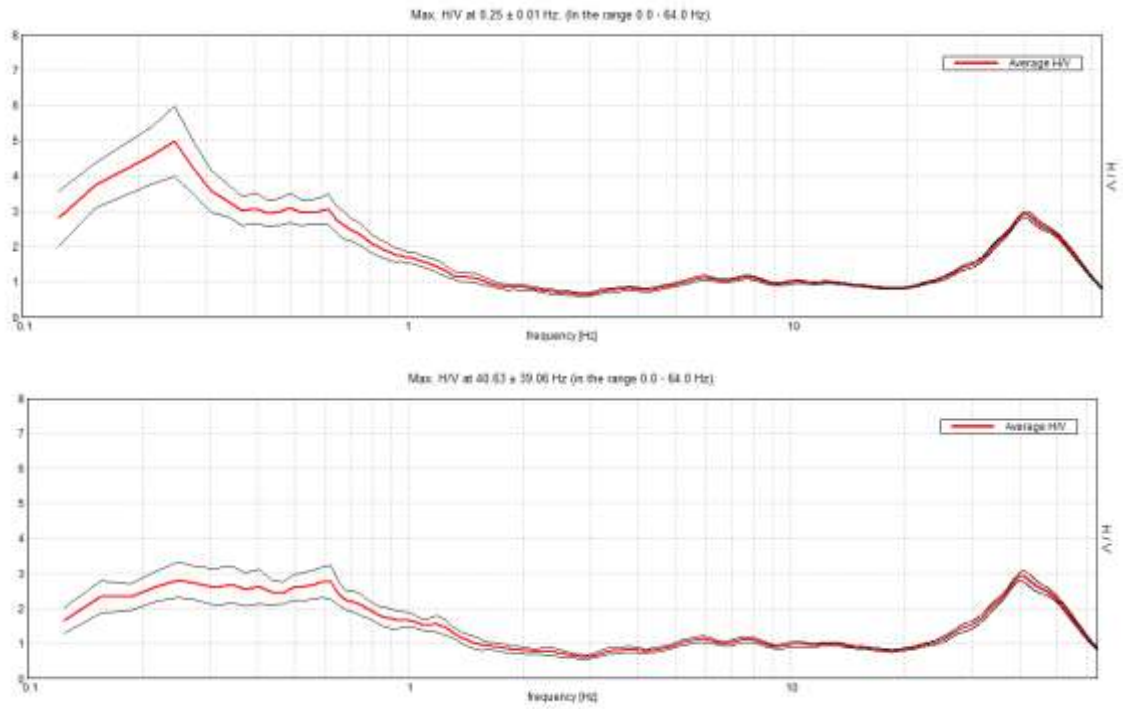
MISURA I

<i>Frequenza di campionamento</i>	128 Hz	<i>Condizioni meteorologiche</i>	Sereno
<i>Data registrazione</i>	07/06/2021	<i>Lunghezza finestre</i>	20 s
<i>Terreno di misura</i>	Sciolto, compatto	<i>Tipo di lisciamiento</i>	Triangular window
<i>Accoppiamento suolo strumento</i>	Piedini lunghi	<i>Lisciamiento</i>	10 %
<i>Orientamento dello strumento</i>	Est	<i>Durata della registrazione</i>	20' 00"
<i>Vincolo stratigrafico</i>	Prove penetrometriche dinamiche		

Analisi della traccia



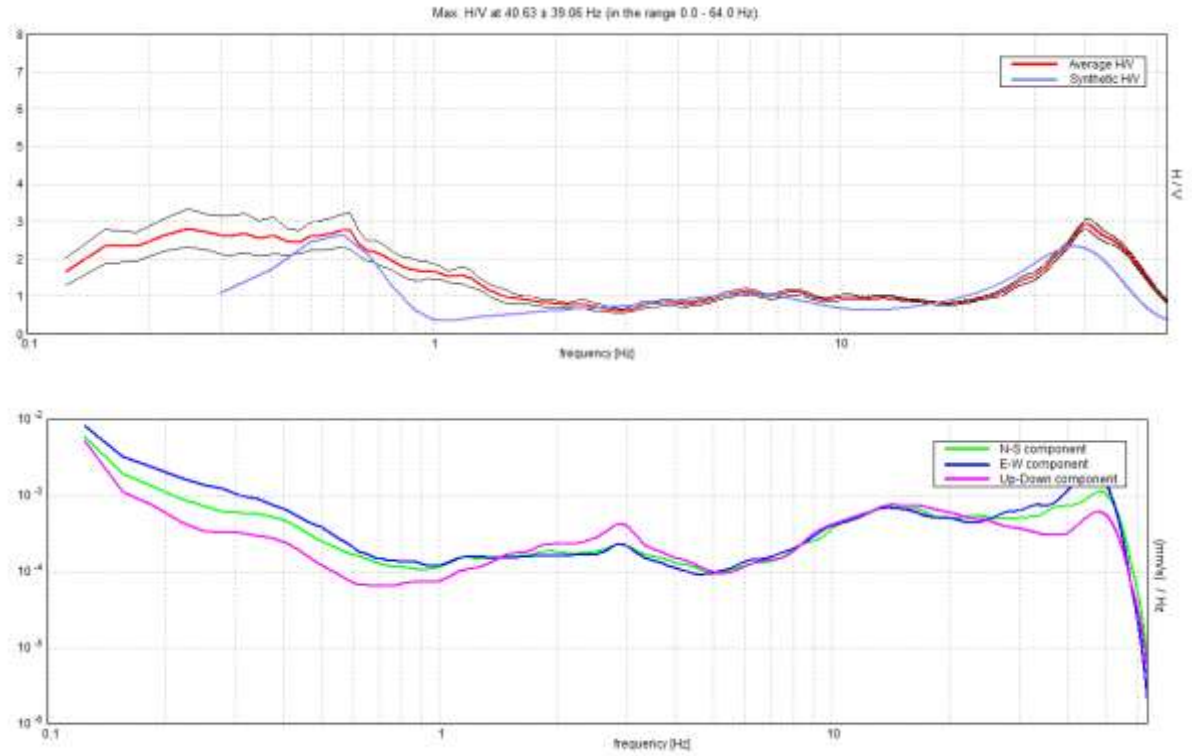
Serie temporale H/V durante la misura e in seguito alla rimozione dei disturbi



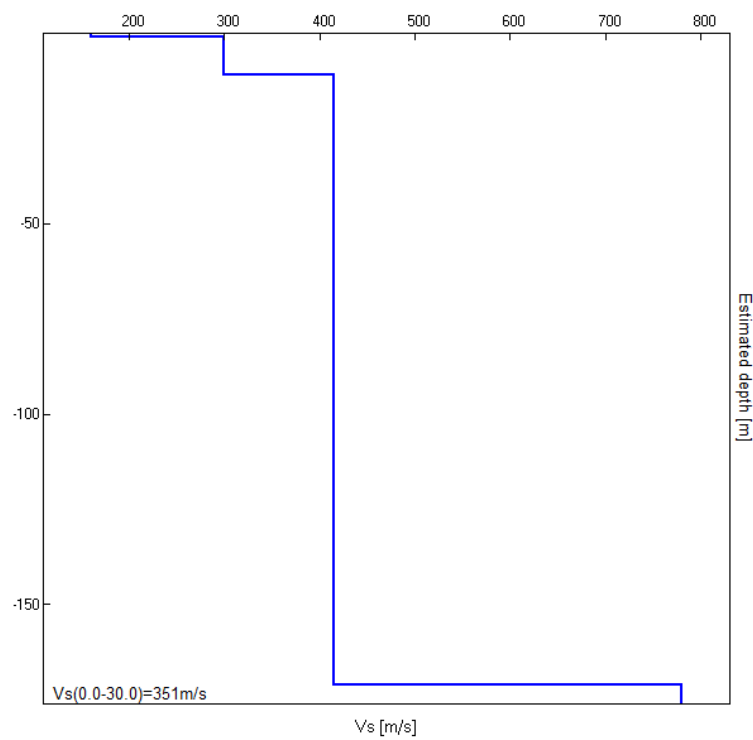
Curve H/V e deviazione standard prima e dopo la rimozione dei disturbi



Modellazione



Dall'alto in basso: curva H/V nella prima immagine; spettri delle singole componenti nella seconda immagine



Andamento della Vs con la profondità

Frequenza (Hz)	Vs (m/s)	Spessore (m)
40,00	160	1,00
7,50	300	10,00
0,65	415	160
-	780	∞

Interpretazione

La misura eseguita (n. 1) presenta tre picchi di risonanza, posti alle frequenze di 40 Hz, 7,5 Hz e 0,65 Hz. Il primo picco può essere interpretato come il passaggio dai terreni più superficiali rimaneggiati e alterati ai sottostanti depositi, costituiti da sabbia e ghiaia. Il secondo picco, invece, può essere interpretato come un miglioramento delle caratteristiche dei terreni, soprattutto in termini di addensamento, materializzate da un significativo incremento della Vs. Il terzo picco, infine, segnala la presenza del bedrock sismico, estremamente profondo.

Nel complesso le misure possono essere interpretate con un modello che prevede un repentino aumento della Vs nei primi 10 m di sottosuolo, seguito da un lungo tratto uniforme con un bedrock sismico verosimilmente costituito da materiale quasi cementato posto a notevole profondità.

La misura effettuata ha fornito un valore di Vs30 pari a 351 m/s, che permette di **attribuire il suolo alla categoria sismica C**. La Vs30 può essere ritenuta pari alla Vseq in quanto il c.d. bedrock sismico è collocato a oltre 30 m di profondità.

Tali valori permettono di attribuire il suolo alla categoria sismica C.



Figura 6: esecuzione della misura di sismica passiva nel sito di Crema, via Matteotti (nel circolo rosso il tromografo digitale)



5 RICOSTRUZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO: DEFINIZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI "fk" DEI PARAMETRI DEL TERRENO DI FONDAZIONE

La prospezione ha evidenziato la presenza di un assetto stratigrafico abbastanza omogeneo e di relativamente semplice correlazione laterale tra una prova e l'altra, oltre che ben identificabile con il modello geologico precedentemente descritto.

In estrema sintesi, anche dalla sola osservazione visiva dei profili penetrometrici in allegato 4, si evince che al di sotto del terreno di riporto o sottofondo del cortile (30-40 cm), si osserva un indistinto passaggio a una serie indistinta di sabbie e sabbie limose o debolmente limose sciolte o poco consolidate, a tratti con rara o rarissima ghiaia, con caratteristiche di resistenza meccanica medio bassa nei primi 3-4 m, per poi incrementare nettamente. Più in profondità compare infatti una serie di orizzonti alternati e formati principalmente da sovrapposizioni o frammistioni più o meno fitte di sabbie e sabbie debolmente limose con ghiaia medio fine intervallate da strati o lenti di ghiaia e sabbia pulite, anche medio grossolana, o sabbie limose più soffici. Il grado di addensamento/consistenza cresce proporzionalmente e in maniera costante, con la profondità, pur con alternanze o inversioni locali di resistenza.

Ai sensi del punto 6.2.2 "Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica" del D.M. 17/01/2018, per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato. I valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere dedotti dall'interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e di prove e misure in sito.

Ciò premesso, l'interpretazione dei risultati delle prove penetrometriche, ottenuta mediante la correlazione del n° di colpi misurato con opportuni grafici e tabelle ha consentito di attribuire i parametri fisici necessari per i successivi calcoli geotecnici, riassunti in tabella 2.

In particolare, con N_{30} è indicato il numero medio di colpi nell'intervallo considerato per avanzamenti unitari di 30 cm normalizzati alla prova penetrometrica standard internazionale SPT, φ è l'angolo di attrito, C_u la coesione (non considerata nel caso in esame), E_y è il modulo elastico, E_d il modulo edometrico mentre γ_n e γ_s sono rispettivamente il peso di volume naturale e saturo.

Viene fornito il modello geotecnico del sottosuolo (tabella 1).

N.B: il livello di falda non è stato localizzato entro i primi 7 m di profondità da p.c. (si sottolinea che il livello indicato è passibile di oscillazioni anche di notevole entità data la presenza del Fiume Serio e di altri corsi d'acqua a breve distanza, non quantificabili con precisione, non essendosi reso possibile il monitoraggio temporale prolungato della falda per incompatibilità con i tempi indicati dalla Committenza per la stesura della presente relazione)



Tab. 1: caratterizzazione fisica della successione stratigrafica presente nell'area investigata

Livello	da m	a m	Ricostruzione litologica	N ₃₀	φ (°)	E _y (kN/m ²)	γ _n (kN/m ³)	γ _s (kN/m ³)
1	0,00	0,30 ÷ 0,60	Materiali di riporto o sottofondo del cortile	--	--	--	--	--
2	0,30 ÷ 0,60	2,70 ÷ 3,30	Sabbia e sabbia debolmente limosa, a tratti con rara ghiaia, sciolta o poco addensata	3,8	29	2920	14,55	18,44
3	2,70 ÷ 3,30	8,40	Alternanze di sabbia e sabbia con ghiaia, con inframmezzate lenti più limoso-sabbiose o strati di ghiaia grossolana anche con ciottoli	17	33	16000	19,06	19,25

6 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO, TOPOGRAFICA E DEI PARAMETRI SISMICI DI SITO E DI PROGETTO IN RELAZIONE ALLA PERICOLOSITA' SISMICA DELL'AREA

All'interno del vigente Piano di Governo del Territorio di Crema è contenuto l'apposito adempimento tecnico che indica la pericolosità sismica locale: nell'area in esame è stato riconosciuto sussistere lo scenario di **pericolosità sismica locale Z4a** (vedi Piano di Governo del Territorio – Studio Geologico del Territorio Comunale). Il progetto in esame deve quindi essere preceduto dall'approfondimento sismico di II° livello, da eseguirsi ai sensi della L.R. 11 marzo 2005, n. 12 e delle successive norme tecniche di attuazione, in particolare di quanto previsto dalla D.G.R. 30 novembre 2011, n. IX/2616, art. 1.4 e allegato 5. Tale approfondimento è presente nello strumento urbanistico comunale vigente, all'epoca peraltro correttamente redatto sulla base della Zona Sismica 4. Tale Studio di approfondimento sismico si prefigge lo scopo di valutare se i fattori di amplificazione sismica locale attesi siano maggiori o minori di quelli previsti dalla normativa sismica nazionale, ovvero individuare le aree nelle quali la normativa nazionale risulta insufficiente a salvaguardare dagli effetti di amplificazione sismica locale.

L'indagine geognostica e geofisica utilizzata deve consentire in primis l'attribuzione della categoria di sottosuolo ai sensi del D.M. 17/01/2018 – Norme Tecniche sulle Costruzioni: quanto svolto ed esposto nelle pagine che precedono ha portato a definire quale categoria di suolo di fondazione la C.



Come già esposto l'area di intervento ricade all'interno di un ambito dove viene riconosciuto lo scenario di Pericolosità Sismica Locale (PSL) Z4a, dove oggi la DGR 2616/2011 prevede la realizzazione di un Secondo Livello di approfondimento per i comuni classificati in Zona Sismica 3.

Tale approfondimento consiste nella definizione del fattore di amplificazione sismica (F_a) locale del sito in esame che viene posto in relazione con il corrispondente F_a soglia comunale predefinito da Regione Lombardia per due diverse categorie di edifici (quelli con periodo di oscillazione compreso tra 0.1 e 0.5 secondi, cioè edifici bassi, regolari e rigidi, e quelli con periodo compreso tra 0.5 e 1.5 secondi, cioè edifici alti e flessibili). Nel caso in cui l' F_a di sito risulti pari o inferiore a quello soglia comunale significa che la normativa nazionale è sufficiente a salvaguardare dagli effetti di amplificazione sismica locale, ovvero può essere utilizzata la categoria di suolo di fondazione determinata sperimentalmente.

Diversamente, nel caso in cui l' F_a di sito risulti superiore a quello soglia comunale significa che la normativa nazionale risulta insufficiente a salvaguardare dagli effetti di amplificazione sismica locale, e pertanto o si procede con approfondimenti sismici di III° livello oppure si utilizza la categoria di sottosuolo inferiore.

Nel caso in esame l' F_a locale per edifici bassi e rigidi (periodo tra 0.1 e 0.5 sec) è risultato più basso di quello soglia comunale calcolato in 1,8 per i terreni di categoria C (figura 7).

La categoria di suolo di fondazione secondo le tabelle allegata all'O.P.C.M. 3274/03 e al D.M. 14/09/05 e successive revisioni (D.M. 14/01/08), deve quindi essere "C", come ricavabile per quanto concerne le caratteristiche dalla tabella 3.2.II ricavata dalle NTC2018.

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

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>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.</i>
B	<i>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.</i>
C	<i>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.</i>
D	<i>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.</i>
E	<i>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.</i>

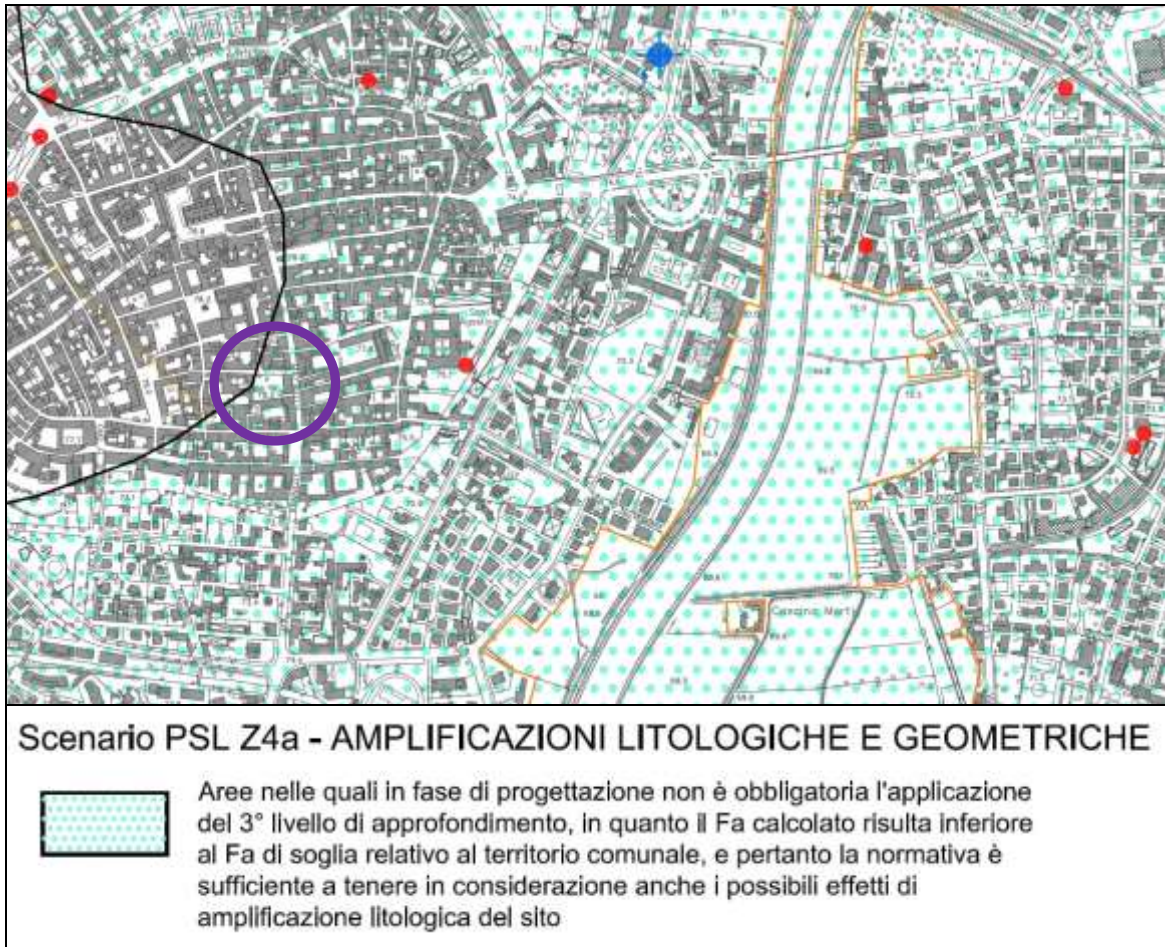


Figura 7: stralcio della Carta di Pericolosità Sismica Locale di II° livello Tavola 9B allegata allo Studio Geologico del territorio comunale di Crema (ex L.R. 12/2005). In viola la zona di intervento

Per quanto riguarda la categoria topografica, il sito in esame appartiene ad un contesto pianeggiante o comunque con inclinazione inferiore a 15° su dislivelli inferiori a 30 m (risulta influente il dislivello del sito verso sud-ovest).

Nei calcoli geotecnici si potrà pertanto far riferimento alla Categoria Topografica T1

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia ultimi che di esercizio, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite ultimi (SLU) dinamici sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)



Gli stati limite di esercizio (SLE) dinamici sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)

Le probabilità di superamento **P_{VR}** nel periodo di riferimento **VR**, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella seguente (tratta dalle NTC 2018).

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato

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%

I quattro stati limite sono ordinati per azione sismica crescente e per probabilità di superamento decrescente.

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo ("periodo di riferimento" VR espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata "Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento" PVR.

La pericolosità sismica è definita in termini di:

- accelerazione orizzontale massima attesa "ag" in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A), con superficie topografica orizzontale (categoria T1);
- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR.

Il periodo di riferimento VR si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU: **$VR = VN \times CU$**

Il valore del coefficiente d'uso CU è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella sottostante tabella tratta dalle NTC 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

Per quanto attiene la classe d'uso, la tipologia di costruzione in progetto rientra nella **classe II**.



La vita nominale di un'opera strutturale **VN** è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella sottostante (tratta dalle NTC 2018).

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

Nel caso specifico per le tipologie di costruzione in progetto si assume un valore di vita nominale pari ad almeno 50 anni.

Ne deriva che il periodo di riferimento **VR è pari a 50 anni**.

Ai fini delle NTC le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*C : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Una delle novità delle NTC è appunto la stima della pericolosità sismica basata su una griglia di 10751 punti, ove viene fornita la terna di valori a_g , F_0 e T^*C per nove distinti periodi di ritorno TR.

Il primo passo consiste nella determinazione di **a_g** (accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido), a partire dalle coordinate geografiche dell'opera da verificare, che vengono di seguito forniti.


Il dettaglio di tutti i parametri sismici riferiti al sito e al progetto in esame è riportato in allegato 6 e nel prospetto grafico che segue. In particolare, la definizione dei parametri sismici medesimi, funzione della classe d'uso e della vita nominale dell'opera in progetto, risulta differente a seconda dei diversi stati limite a cui è riferita.

Si ricorda che, ai sensi della vigente normativa, il rispetto dei vari stati limite dinamici viene considerato conseguito nei confronti di tutti gli stati limite ultimi SLU quando siano soddisfatte le verifiche al solo SLV, mentre nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio SLE quando siano rispettate le verifiche relative al solo SLD.



Pertanto, nel caso in esame, per le verifiche all'SLV si dovrà utilizzare un'accelerazione massima di 1.312 m/s², a cui corrispondono valori di Kh e Kv rispettivamente pari a 0.027 e 0.013, mentre per le verifiche all'SLD si dovrà utilizzare un'accelerazione massima di 0.544 m/s², a cui corrispondono valori di Kh e Kv rispettivamente pari a 0.011 e 0.006.

Viene inoltre svolta la verifica a liquefazione del suolo di fondazione, che viene di seguito esposta in apposito capitolo.



Indirizzo:

Map / Satellite

Indirizzo:

Map / Satellite

Stati limite

Classe Edificio:

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

Vita Normale: 50

Interpolazione: Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	T ₁ [anni]	A ₂ [g]	F ₀	T _c [s]
Operatività (SLO)	30	0.010	2.490	0.199
Danno (SLD)	50	0.037	2.533	0.217
Sottraggenda vita (SLV)	475	0.098	2.522	0.285
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.115	2.519	0.295
Periodo di riferimento per l'azione sismica	50			

Coefficienti sismici

Tipo: Stabilità alle pareti e fondazioni

Mani di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti

Il (m):

Il (m):

Cat. Sismologica: C

Cat. Topografica: T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione sismologica	1.50	1.50	1.50	1.50
CC Coeff. funz. categoria	1.79	1.74	1.49	1.07
BT Amplificazione topografica	1.00	1.00	1.00	1.00

Acc. in massima attesa al sito [m/s²]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
M ₁	0.026	0.011	0.027	0.041
M ₂	0.004	0.006	0.013	0.021
A _{max} [m/s ²]	0.437	0.544	1.312	1.690
Beta	0.209	0.205	0.309	0.240



6.1 Analisi della suscettibilità alla liquefazione del terreno

La liquefazione è un fenomeno di riduzione della resistenza al taglio causata dall'incremento della pressione neutra in un terreno saturo non coesivo durante uno scuotimento sismico. La verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori a 0.1 g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m da p.c., per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica dinamica normalizzata maggiore di 30 colpi oppure resistenza penetrometrica statica normalizzata maggiore di 180;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1 (a) delle NTC 2018 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$, ed in figura 7.11.1 (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

In assenza di dati in merito al quarto punto, ricavabili solo attraverso analisi granulometrica di campioni di terreno di fondazione, in base alle informazioni a disposizione, il sottosuolo e la sismicità dell'area d'intervento possiedono caratteristiche geotecniche e idrogeologiche che non consentono l'esclusione dalla possibilità di liquefazione dei terreni, secondo quanto riportato nei punti da 1 a 3 sopra citati.

Tra i metodi semplificati di calcolo, il più noto è quello di Seed e Idriss (1982), basato su una procedura semi-empirica che richiede la conoscenza di pochi parametri geotecnici, quali granulometria, numero dei colpi della prova standard SPT, densità relativa e peso di volume, posizione della falda. Il metodo prevede un confronto tra le caratteristiche meccaniche dei terreni (valutata prevalentemente sui risultati di prove di sito) con l'eventuale occorrenza nel medesimo sito del fenomeno della liquefazione, a seguito di una sollecitazione sismica.

L'applicazione del metodo descritto ha consentito di definire un valore di fattore di sicurezza nei confronti della suscettibilità a liquefazione per ciascuno strato riassunti nella tabella 1bis che segue, e in particolare > 1 per lo strato immerso in falda, ritenendolo di pari consistenza, se non maggiore, fino a 15 metri.

L'area in esame non risulta pertanto soggetta al fenomeno della liquefazione in caso di sisma.



Tab. 1bis: verifica della suscettibilità a liquefazione del terreno

Liv.	da m	a m	Litologia	fattore di sicurezza	Condizione
1	0,00	0,30 ÷ 0,60	Materiali di riporto o sottofondo del cortile	--	Terreno fuori falda NON liquefacibile
2	0,30 ÷ 0,60	2,70 ÷ 3,30	Sabbia e sabbia debolmente limosa, a tratti con rara ghiaia, sciolta o poco addensata	--	Terreno fuori falda NON liquefacibile
3	2,70 ÷ 3,30	8,40 (15)	Alternanze di sabbia e sabbia con ghiaia, con inframmezzate lenti più limoso-sabbiose o strati di ghiaia grossolana anche con ciottoli	1,59	Terreno NON liquefacibile

7 VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI ATTRAVERSO IL METODO DELLE "TENSIONI AMMISSIBILI" E STIMA DEI CEDIMENTI – D.M. LL.PP. 11/03/1988

N.B.: METODO NON PIU' AMMESSO DAL 14/10/2014

Sebbene la più recente normativa settoriale abbia completamente sostituito l'approccio nel calcolo geotecnico, da una modalità alle cosiddette Tensioni Ammissibili (D.M.LL.PP. 11/03/1988, non più applicabile ad alcun caso) a quella agli Stati Limite (D.M. II. e TT. 14/08/2008 "Norme Tecniche sulle Costruzioni", abrogato, sostituito e **ora AGGIORNATO DAL D.M. 17/01/2018**), si ritiene possa risultare utile per un confronto tra i risultati cui i diversi metodi perverranno, e sui quali è naturalmente maturata una diversa sensibilità ed esperienza da parte degli operatori, l'esecuzione delle elaborazioni con entrambi i metodi.

Ogni calcolo e verifica, sia di tipo geotecnico che strutturale, dovrà quindi essere basata **esclusivamente** sul metodo agli stati limite e non su quanto contenuto nel paragrafo che segue, che vuole avere esclusivamente carattere orientativo e di collegamento con il metodo maggiormente utilizzato in passato nel territorio in esame e sul quale è ormai consolidata una maggiore esperienza e sensibilità da parte degli operatori.

Ciò premesso, il terreno di fondazione deve essere in grado di sopportare il carico trasmesso dalla costruzione su di esso gravante, senza che si verifichi una rottura per taglio. Inoltre, i cedimenti provocati dal carico trasmesso devono essere tali da non compromettere l'integrità della struttura.



Il calcolo della resistenza limite al taglio, o capacità portante ultima, q_{ult} , è stato effettuato tenendo conto che le prescrizioni sulla capacità portante ammissibile (q_{amm}) per le fondazioni superficiali impongono un **fattore di sicurezza minimo** pari a **3** (D.M. LL. PP. 11/03/1988, art. C.4.2).

La capacità portante del terreno è stata ricavata inserendo il modello stratigrafico del terreno in un apposito codice di calcolo che utilizza la seguente espressione generale (1):

$$Q_{ult} = c' * N_c * D_c * S_c * I_c * G_c * B_c + \gamma' * N_q * D_q * S_q * I_q * G_q * B_q + 0.5 * \gamma' * B * N_\gamma * D_\gamma * S_\gamma * I_\gamma * G_\gamma * B_\gamma \quad (1)$$

dove:

Q_{ult} = Pressione ultima a rottura

B, D = Larghezza (lato minore o diametro per fondazioni circolari) e profondità di incastro

c', C_u = Coesione drenata, non drenata

γ, γ' = Densità totale, sommersa

N_c, N_q, N_γ = Fattori di Capacità Portante (funzione di ϕ)

$s_c, s_q, s_\gamma, s_c', s_q', s_\gamma'$ = Fattore di forma (drenato/non drenato)

$d_c, d_q, d_\gamma, d_c', d_q', d_\gamma'$ = Fattore di profondità (drenato/non drenato)

$i_c, i_q, i_\gamma, i_c', i_q', i_\gamma'$ = Fattore di inclinazione del carico (drenato/non drenato)

$g_c, g_q, g_\gamma, g_c', g_q', g_\gamma'$ = Fattore di inclinazione del terreno - fondazione su pendio (drenato/non drenato)

$b_c, b_q, b_\gamma, b_c', b_q', b_\gamma'$ = Fattore inclinazione del piano di fondazione - base inclinata (drenato/non drenato).

La scelta delle condizioni di calcolo a lungo e/o breve termine è condotta inserendo i parametri geotecnici dei terreni attraversati (ϕ, γ , etc...), passaggio che può comportare l'annullamento di alcuni dei termini dell'equazione sopra esposta (come nel caso di terreni coesivi con $\phi = 0$, o di terreni granulari con $C_u=0$). Ogni relazione di portanza di cui sopra utilizza fattori di capacità portante e fattori di correzione (fattori di forma, di profondità ...) nella formulazione matematica sviluppata dal relativo autore. Nel caso specifico viene utilizzata l'elaborazione di Hansen, proposta in quanto risulta essere la più cautelativa.

Per la nuova costruzione vengono analizzate fondazioni lineari nastroformi continue di larghezza minima 80 cm, o in alternativa platea di pari sagoma e perimetro dell'edificio futuro, poste a partire da - 0,90 m di profondità dal p.c., ovvero dalla quota interna del cortile. Per i locali interrati di nuova creazione saranno esaminate le medesime tipologie di fondazione, con piano di posa posto a partire da - 3,30 m dal p.c., ovvero alla quota di termine della coltre di terreno più scadente.

Si sottolinea come il valore di Q_{amm} riportato è già depurato del fattore di sicurezza 3 previsto dal D.M. 11/03/1988.



Tab. 2: determinazione della capacità portante ammissibile (Q_{amm})

tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa in m da p.c.)	Q_{amm} (kN/m ²)	Stima dei cedimenti (mm) conseguenti all'applicazione di Q_{amm} *
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 0,80 m (piano di posa – 3,30 m da p.c.)	115	6
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 1,00 m (piano di posa – 3,30 m da p.c.)	127	8
Platea 2,10 x 4 m (piano di posa – 3,30 m da p.c.)	186	17
Platea 7,60 x 12,80 m (piano di posa – 3,30 m da p.c.)	326	>50
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 0,80 m (piano di posa – 0,60 m da p.c.)	65	8
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 1,00 m (piano di posa – 0,60 m da p.c.)	70	10
Platea 6,45 x 7,45 m (piano di posa – 0,60 m da p.c.)	181	>50

* cedimento calcolato sulla Q_{amm}

È da notare come il valore di capacità portante ammissibile per le fondazioni a platea di grande superficie (in quanto la dimensione fondazionale influenza direttamente il valore di capacità portante), elemento di maggior attenzione, risulti abbinato a un cedimento corrispondente che supera la soglia limite usualmente fissata in 50 mm.

Si ritiene infatti doveroso sottolineare che, in questi specifici casi, l'aspetto di maggiore criticità non è rappresentato dalla capacità portante del terreno, ma dai cedimenti che il terreno subisce in conseguenza dell'applicazione di carichi pari alla Q_{amm} (e presumibilmente inferiori a quelli reali, non noti) e che possono risultare tali da compromettere la sicurezza e la fruibilità dell'opera realizzata.

Per tale motivo è stato scelto un approccio che attraverso un procedimento contrario fissa un valore massimo di cedimento (ad es. 5 cm) inferiore a quello conseguente alla Q_{amm} , risalendo successivamente a ritroso al valore di spinta che determina lo sviluppo di tale cedimento (indicato con Q_{50}). È evidente come, qualora il valore di azione reale fosse inferiore a quello riportato, il cedimento conseguente risulterebbe inferiore al valore soglia fissato.

L'approccio descritto ha portato al seguente risultato:



Tab. 2 bis: determinazione della capacità portante che genera un cedimento ritenuto ammissibile di 5 cm

tipo di fondazione e dimensioni (piano di posa in m da p.c.)	$Q_{50} < Q_{amm}$ (kN/m ²)	Stima dei cedimenti (mm) conseguenti all'applicazione di Q_{50}
Platea 7,60 x 12,80 m (piano di posa – 3,30 m da p.c.)	228	50
Platea 6,45 x 7,45 m (piano di posa – 0,60 m da p.c.)	129	50

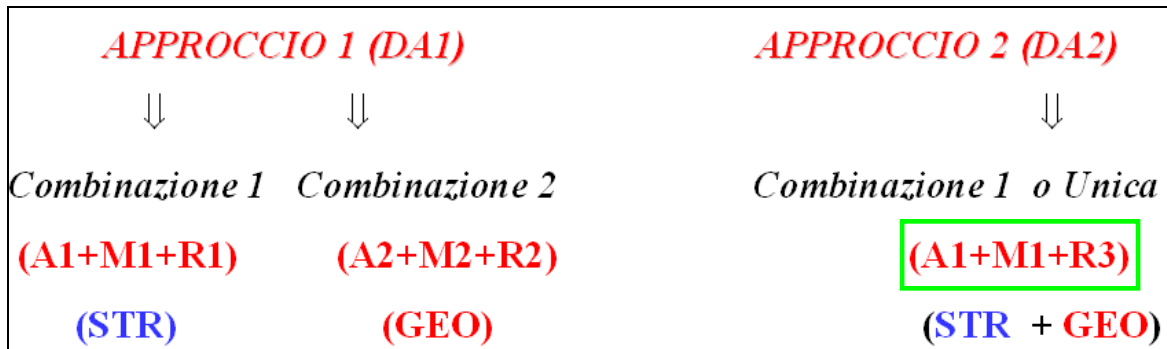
Si segnala che la posa di carichi o azioni verticali su terreni granulari incoerenti innesca un comportamento di tipo elastico e l'effetto dell'azione si esaurisce principalmente all'applicazione del carico stesso, con la componente dei cedimenti di tipo secondario o edometrico molto più contenuta ma ugualmente presente, che si può manifestare anche in un periodo di 10-15 anni, specialmente, nel caso in esame, per opere poste in superficie (entro i primi 3 metri di profondità) dove la componente limosa è più abbondante. In questo caso dovrà sempre essere posta elevata attenzione al possibile sviluppo di cedimenti differenziali, circostanza di particolare rilevanza vista la presenza di terreni disuniformi e dalle mediocri/discrete caratteristiche di resistenza nei primi metri di sottosuolo, ma si raccomanda sempre di dotare il telaio fondazionale di opportuni elementi trasversali di raccordo, **a formare un insieme molto rigido e di elevata resistenza alla torsione e flessione**, specialmente in condizioni dinamiche (presenza di sisma) e in raccordo alle strutture esistenti gravanti su terreno già consolidato o sovraconsolidato.

Carichi inferiori alle Q indicate innescheranno logicamente cedimenti proporzionalmente inferiori.

8 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) – CONDIZIONI STATICHE

N.B.: UNICO METODO UTILIZZABILE

Gli Stati Limite Ultimi "SLU" determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni riguardano il collasso per carico limite nei terreni di fondazione e per scorrimento sul piano di posa. L'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione. Per quanto riguarda l'analisi al carico limite, nelle verifiche SLU nei confronti degli Stati Limite Ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si adotta un solo (evidenziato in verde) approccio/combinazione tra i quattro diversi previsti dalle NTC:



Le diverse combinazioni sono formate da gruppi di coefficienti parziali γ :

A = Azioni γF

M = resistenza dei materiali (terreno) γM

R = resistenza globale del sistema γR

Quindi, nell'approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni A, per la resistenza dei materiali M ed eventualmente per la resistenza globale del sistema R. Per entrambe le combinazioni si impiegano i coefficienti parziali γ riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I contenute nelle NTC di cui al D.M. 17/01/2018, che seguono. Diversamente, nell'approccio 2 si impiega un'unica combinazione sia per il dimensionamento strutturale STR che per quello geotecnico GEO, impiegando i medesimi coefficienti ma con diversa associazione.

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato (**evidenziato** quello oggetto del presente elaborato tecnico):

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - **collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;**
 - collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - stabilità globale.
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

A meno della verifica di stabilità globale, le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo



strutturale (STR), il coefficiente γ_r non deve essere portato in conto. La verifica di stabilità globale invece deve essere effettuata secondo la combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e con un γ_R di 1,1 quale valore di R3.

Il D.M. 17/01/2018 prevede quindi, riepilogando, le verifiche al carico limite con il solo Approccio 2, per il quale la combinazione dei parametri è A1 + M1 + R3 con $\gamma_R=2,3$, e la limitazione delle verifiche di stabilità globale alla combinazione A2 + M2 + R2 con $\gamma_R=1,1$.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_G)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ^{*)}	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

^{*)} Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G2}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

In sintesi, l'approccio in uso e previsto dalla normativa non prevede l'applicazione di un fattore di sicurezza unico (come previsto dal vecchio D.M. 11/03/1988 pari a 3 nel caso di fondazioni superficiali)



applicato al valore di portanza ottenuto attraverso i tradizionali codici di calcolo, ma consiste nell'utilizzo di coefficienti di sicurezza parziali applicati ai vari fattori che determinano il risultato dell'equazione

$$Rd/\gamma R \geq Ed \quad (2)$$

che verifica la sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo SLU, ove Rd è la resistenza di progetto mentre Ed è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

Nel caso in esame viene determinato esclusivamente il valore della resistenza di progetto del terreno Rd .

La determinazione dei valori di Rd è stata effettuata inserendo all'interno del codice di calcolo di cui all'equazione 1) i parametri geotecnici attribuiti ai terreni di fondazione (livello 2, tabella 1) e considerando le medesime tipologie fondazionali e quota del piano di posa delle fondazioni già descritte nel capitolo che precede.

Tab. 3: determinazione dei valori di ***Rd in condizioni statiche*** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 17/01/2018 e per le tipologie fondazionali considerate

tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa in m da p.c.)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR) kN/m ²
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 0,80 m (piano di posa – 3,30 m da p.c.)	346	346
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 1,00 m (piano di posa – 3,30 m da p.c.)	380	380
Platea 2,10 x 4 m (piano di posa – 3,30 m da p.c.)	557	557
Platea 7,60 x 12,80 m (piano di posa – 3,30 m da p.c.)	977	977
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 0,80 m (piano di posa – 0,60 m da p.c.)	194	194
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 1,00 m (piano di posa – 0,60 m da p.c.)	209	209
Platea 6,45 x 7,45 m (piano di posa – 0,60 m da p.c.)	542	542

I risultati riportati nella tabella 3 sono riferiti esclusivamente al valore di Rd (o capacità portante). In assenza dei valori di progetto dell'azione Ed , di competenza del Progettista Strutturista, si è ritenuto utile procedere al calcolo dei valori per i quali risulta verificata l'equazione:

$$Rd/\gamma R \geq Ed \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$



Nella tabella che segue sono riportati i suddetti valori di E_d (valori di progetto dell'azione uguali o inferiori a quelli sotto elencati soddisfano i requisiti previsti dalle NTC). Si specifica che il valore riportato dovrà essere confrontato con il valore di azione E_d già comprensivo dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I, colonne A1 e/o A2.

Tab. 4: determinazione dei valori R_d/γ_r corrispondenti agli **Ed massimi** (comprensivi dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I) **in condizioni statiche** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 17/01/2018 e per le tipologie fondazionali considerate.

tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa in m da p.c.)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 0,80 m (piano di posa – 3,30 m da p.c.)	150	346
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 1,00 m (piano di posa – 3,30 m da p.c.)	165	380
Platea 2,10 x 4 m (piano di posa – 3,30 m da p.c.)	242	557
Platea 7,60 x 12,80 m (piano di posa – 3,30 m da p.c.)	425	977
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 0,80 m (piano di posa – 0,60 m da p.c.)	84	194
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 1,00 m (piano di posa – 0,60 m da p.c.)	91	209
Platea 6,45 x 7,45 m (piano di posa – 0,60 m da p.c.)	236	542

* Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale STR il coefficiente γ_r non deve essere portato in conto, ossia $R_3=R_1=1$

9 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO "SLE" (D.M. 17/01/2018) – CONDIZIONI STATICHE

Le opere e le varie tipologie strutturali devono garantire la sicurezza anche nei confronti degli stati limite di esercizio SLE, intesi come la capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio. Deve quindi essere verificata l'equazione:

$$E_d \leq C_d \quad (3)$$

dove:

E_d : valore di progetto degli effetti dell'azione (cedimento)

C_d : valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possono compromettere la funzionalità di una struttura)



Uno SLE ha carattere reversibile nel caso in cui si esamini una situazione in cui la deformazione o il danno cessino con l'estinguersi della causa che ha determinato il superamento dello stato limite. Se, pur non avendosi il collasso (determinato dal superamento dello Stato Limite Ultimo), l'opera subisce lesioni tali da renderla inutilizzabile, si è in presenza di danni irreversibili o di deformazioni permanenti inaccettabili.

Ad esempio, nel caso di una fondazione superficiale, ciò può verificarsi quando i cedimenti del terreno superano una soglia critica, provocando delle distorsioni angolari non accettabili negli elementi della sovrastruttura.

L'applicazione di un carico ad un terreno naturale comporta lo sviluppo di un cedimento, che consiste nello spostamento verticale del terreno di appoggio della fondazione, funzione principalmente delle proprietà degli strati compressibili e dell'intensità e distribuzione della pressione verticale su questi strati. L'esperienza ha dimostrato che la pressione verticale può essere calcolata con sufficiente cura, assumendo che il terreno sotto la costruzione sia perfettamente elastico ed omogeneo.

Basandosi su queste ipotesi e applicando il metodo di Boussinesq è possibile ricostruire la distribuzione degli sforzi applicati al terreno dalle fondazioni in progetto alle diverse profondità (figura 8), consentendo una stima dei cedimenti totali previsti ottenuta per sommatoria dei cedimenti valutati per porzioni omogenee di terreno di spessore sufficientemente piccolo.

Per il calcolo dei cedimenti viene applicata la seguente equazione:

$$w = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i \cdot \Delta \sigma_{zi}}{E_i}$$

dove:

- n: numero degli strati di terreno;
- ΔH_i : altezza dello strato i-esimo
- $\Delta \sigma_{zi}$: incremento medio della pressione verticale indotto dall'area di carico nello strato i-esimo
- E_i : modulo elastico dello strato i-esimo

Il calcolo è esteso fino alla profondità Z per la quale è soddisfatta la seguente equazione:

$$\Delta \sigma_z < \alpha * \Delta \sigma'_{v0}$$

dove:

- α = coefficiente variabile fra 0.10 e 0.20
- $\Delta \sigma'_{v0}$ = pressione geostatica verticale efficace

Ai sensi del D.M. 17/01/2018, nella verifica agli SLE, devono essere considerati i valori di azione esercitati dalla/e struttura/e in progetto (di competenza del Progettista Strutturista); in assenza di tale dato non è stato possibile impostare i calcoli relativi allo sviluppo del cedimento teorico al di sotto delle fondazioni secondo il metodo agli S.L.E.

Per ogni altra valutazione in proposito si rinvia pertanto alle considerazioni esposte nel capitolo relativo alla stima dei cedimenti secondo il metodo alle tensioni ammissibili.

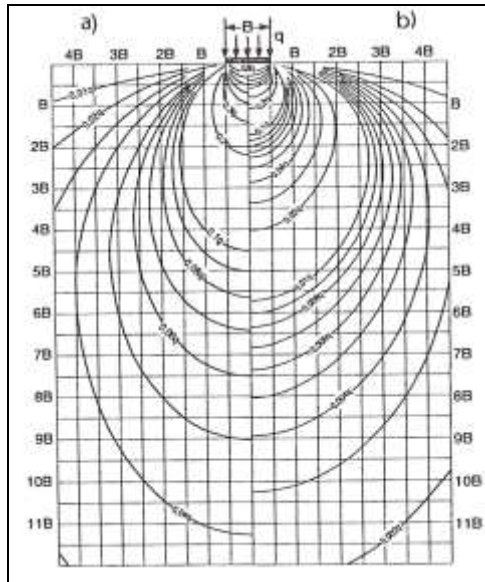


Figura 8: curve di uguale pressione verticale sotto una fondazione: a) nastriforme – b) quadrata

10 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI “SLU” E DI ESERCIZIO “SLE” DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) – CONDIZIONI DINAMICHE

Sulla scorta della sismicità propria dell’area, della pericolosità sismica locale e dei parametri sismici di sito e di progetto, descritti ed esposti nel capitolo n. 6, vengono quindi determinati i valori di resistenza dinamica allo SLU (SLV) per i terreni interessati dalla posa delle fondazioni. Ai sensi delle NTC 2018, - punto 7.11.5.3.1, la capacità del complesso fondazione-terreno deve essere verificata con riferimento allo stato limite ultimo (SLV) nei confronti del raggiungimento della resistenza per carico limite e per scorrimento, nel rispetto della condizione $E_d \leq R_d$ e adottando i coefficienti parziali della Tabella 7.11.II.

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

In tutte le verifiche, la procedura adottata per il calcolo della resistenza deve essere congruente con quella adottata per il calcolo delle azioni. Più precisamente, la resistenza può essere valutata con



approcci di tipo pseudo-statico se la determinazione delle azioni discende da un'analisi pseudo-statica o di dinamica modale.

Sulla scorta delle indicazioni contenute nella Circolare n. 7 del 21/01/2019 emanata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, viene fatto riferimento al paragrafo C7.11.5.3.1, che riporta per le fondazioni superficiali:

“L'analisi pseudo statica delle fondazioni si esegue utilizzando valori unitari per i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici [...]. L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nella parte di sottosuolo che interagisce con l'opera e in variazioni delle sollecitazioni normali, di taglio e nei momenti flettenti sulla fondazione [...] (effetto inerziale). Nelle verifiche a carico limite, le NTC consentono di trascurare le azioni inerziali agenti nel volume di terreno sottostante la fondazione. In tal caso l'effetto dell'azione sismica si traduce nella sola variazione delle azioni di progetto in fondazione rispetto a quelle valutate nelle combinazioni statiche. La verifica viene condotta con le usuali formule del carico limite tenendo conto dell'eccentricità e dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. In tal caso di adotta un coefficiente γ_r a carico limite pari a 2,3. Nel caso in cui si considerino esplicitamente le azioni inerziali nel volume di terreno al di sotto della fondazione, le NTC consentono di utilizzare un coefficiente γ_r a carico limite più basso e pari a **1,8**. In tal caso, le accelerazioni nel volume di sottosuolo interessato dai cinatismi di rottura modificano i coefficienti di capacità portante in funzione del coefficiente sismico pseudo-statico k_h , che simula l'azione sismica in tale volume di terreno”.

Sulla base di quanto premesso, l'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze di inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Nell'analisi pseudo - statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati K_{hi} e K_{hk} , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi} e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente $N\gamma$ in funzione del coefficiente sismico K_{hk} ; il fattore $N\gamma$ viene quindi moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico.”

Il metodo descritto consente quindi di giungere alla definizione di nuovi valori di R_d “dinamici”, che tengano conto della sismicità dell'area considerata, della tipologia di opera in costruzione e delle caratteristiche litologiche e topografiche del sito investigato. Sulla base della progettazione delle opere in previsione, sono stati ipotizzati dagli scriventi i dati strutturali di interesse antisismico relativi a una



struttura in calcestruzzo armato di altezza massima dal piano fondale o fuori terra pari a 5 m (ricavati dalle sezioni di progetto fornite) con un periodo T del modo fondamentale di vibrare pari a 0,251 secondi e fattore di struttura q pari a 1,5. L'aspetto, su richiesta del progettista strutturista, potrà essere approfondito e rivisto sulla scorta dei reali e definitivi parametri propri delle strutture, al momento non noti. I valori dedotti dall'elaborazione descritta sono riportati nella tabella n. 5 che segue.

Tab. 5: determinazione dei valori di **Rd in condizioni dinamiche (all'SLV)** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 17/01/2018 e per le tipologie fondazionali considerate

tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa in m da p.c.)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR) kN/m ²
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 0,80 m (piano di posa – 3,30 m da p.c.)	256	256
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 1,00 m (piano di posa – 3,30 m da p.c.)	270	270
Platea 2,10 x 4 m (piano di posa – 3,30 m da p.c.)	366	366
Platea 7,60 x 12,80 m (piano di posa – 3,30 m da p.c.)	581	581
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 0,80 m (piano di posa – 0,60 m da p.c.)	152	152
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 1,00 m (piano di posa – 0,60 m da p.c.)	156	156
Platea 6,45 x 7,45 m (piano di posa – 0,60 m da p.c.)	311	311

I risultati riportati nella tabella 5 sono riferiti esclusivamente al valore di Rd (o capacità portante agli stati limite ultimi dinamici Q_{SLVdin}). In assenza dei valori di progetto dell'azione Ed, di competenza del Progettista Strutturista, si è ritenuto utile procedere al calcolo dei valori per i quali risulta verificata l'equazione:

$$Rd/\gamma_r \geq Ed \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Nella tabella che segue sono riportati i suddetti valori di **Rd/γr**. Si specifica che il valore riportato dovrà essere confrontato con il valore di azione Ed già comprensivo dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I, colonne A1 e/o A2.



Tab. 6: determinazione dei valori R_d/γ_r corrispondenti agli **Ed massimi accettabili** (comprensivi dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I) **in condizioni dinamiche (all'SLV)** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 17/01/2018 e per le tipologie fondazionali considerate.

tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa in m da p.c.)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 0,80 m (piano di posa – 3,30 m da p.c.)	142	256
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 1,00 m (piano di posa – 3,30 m da p.c.)	150	270
Platea 2,10 x 4 m (piano di posa – 3,30 m da p.c.)	203	366
Platea 7,60 x 12,80 m (piano di posa – 3,30 m da p.c.)	323	581
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 0,80 m (piano di posa – 0,60 m da p.c.)	84	152
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 1,00 m (piano di posa – 0,60 m da p.c.)	87	156
Platea 6,45 x 7,45 m (piano di posa – 0,60 m da p.c.)	173	311

* Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale STR il coefficiente γ_r non deve essere portato in conto, ossia $R_3=R_1=1$

Come già descritto per il calcolo in condizioni statiche, anche in condizioni dinamiche, in assenza del dato di azione di progetto, non è possibile procedere con il calcolo dello stato limite di esercizio (cedimento) in condizioni dinamiche calcolato all'SLD. Si rimanda pertanto a quanto già esposto relativamente alla stima dei cedimenti secondo il metodo alle "tensioni ammissibili" in condizioni statiche.

11 CONCLUSIONI

Riepilogando, agli scriventi è stata affidata la realizzazione di una indagine geologica e geognostica, come previsto dal D.M. II. e TT. del 17/01/18 *Aggiornamento delle "Norme Tecniche sulle Costruzioni"* e relativi Allegati e dalle D.G.R. Lombardia 2616/2011 e 5001/2016, in comune di Crema (CR), nelle aree identificate dai mappali 186, 187, 189 e 1054 del foglio 32, in via Giacomo Matteotti n. 40/42, interessate dal Piano di Recupero del palazzo Freri - Cappellazzi.

Il lavoro è stato articolato in una fase d'indagine bibliografica preliminare, che ha consentito la ricostruzione dell'assetto geologico dell'ambito di intervento considerato nel suo insieme.

Tale assetto è stato successivamente verificato mediante rilievi morfologici in sito e l'esecuzione di 3 prove penetrometriche dinamiche, in n. 1 rilievo di sismica passiva e in misure idrogeologiche nel pozzo



presente nel sito, che hanno consentito di ricostruire l'assetto stratigrafico e idrogeologico locale e di acquisire i parametri geotecnici e sismici dei terreni di fondazione.

Le indagini condotte consentono di esprimere le seguenti considerazioni conclusive:

- dal punto di vista geologico l'area si inserisce all'interno di un panorama caratterizzato dalla presenza di depositi di origine fluvioglaciale prevalentemente sabbiosi e limosi in superficie, sabbioso-ghiaiosi in profondità (oltre una profondità variabile tra 2,7 e 3,3 m), legati all'attività e all'evoluzione del bacino del Fiume Serio ma appartenenti al Livello Fondamentale della Pianura;
- il sito risulta privo di evidenze di dinamica geomorfologica attiva o quiescente che possano porsi in contrasto o anche solo costituire alcuna significativa limitazione alla realizzazione degli interventi in progetto;
- dal punto di vista dell'idrografia di superficie, la consultazione della nuova cartografia allegata al Piano di Gestione del Rischio Alluvioni evidenzia come le aree di prossimo intervento risultino affrancate dal possibile coinvolgimento in fenomeni esondativi di corsi d'acqua superficiali, anche in relazione alla vicinanza del Fiume Serio e del Colatore Cresmiero;
- dal punto di vista idrogeologico, il sottosuolo dell'area in esame è caratterizzato dalla presenza di un acquifero freatico con valori di soggiacenza medi pari a 7-8 m dal p.c. e con possibili oscillazioni metriche; si demanda ai progettisti la scelta dei presidi che si vorranno adottare, a salvaguardia dei volumi interrati previsti, contro umidità, acque di infiltrazione, falde sospese (possibili nella coltre sommitale per alimentazione da acque meteoriche di infiltrazione e risalite di falda);
- la prospezione ha evidenziato la presenza di un assetto stratigrafico abbastanza omogeneo e di relativamente semplice correlazione laterale tra una prova e l'altra, oltre che ben identificabile con il modello geologico precedentemente descritto;
- il calcolo relativo alla capacità portante del terreno, per le verifiche di resistenza al carico limite, è stato eseguito sia col metodo delle Tensioni Ammissibili (di cui al D.M.LL.PP. 11/03/88, ora abrogato) che attraverso il metodo degli Stati Limite (NTC di cui al D.M. 17/01/2018); attraverso il metodo alle Tensioni Ammissibili ha fornito i valori di capacità portante ammissibile (già depurati del fattore di sicurezza 3) e dei relativi cedimenti riportati nella tabella che segue.



tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa in m da p.c.)	Q_{amm} (kN/m²)	Stima dei cedimenti (mm) conseguenti all'applicazione di Q_{amm} *
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 0,80 m (piano di posa - 3,30 m da p.c.)	115	6
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 1,00 m (piano di posa - 3,30 m da p.c.)	127	8
Platea 2,10 x 4 m (piano di posa - 3,30 m da p.c.)	186	17
Platea 7,60 x 12,80 m (piano di posa - 3,30 m da p.c.)	228	50
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 0,80 m (piano di posa - 0,60 m da p.c.)	65	8
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 1,00 m (piano di posa - 0,60 m da p.c.)	70	10
Platea 6,45 x 7,45 m (piano di posa - 0,60 m da p.c.)	129	50

- la verifica agli Stati Limite Ultimi in **condizioni statiche** ha portato alla definizione dei valori di Ed massimi accettabili (Rd/γ_r) riportati nella tabella che segue. Si ricorda che tali valori di azione massima sono comprensivi dei coefficienti parziali A1 e A2 sulle azioni (tab. 6.2.I);

tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa in m da p.c.)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m²
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 0,80 m (piano di posa - 3,30 m da p.c.)	150	346
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 1,00 m (piano di posa - 3,30 m da p.c.)	165	380
Platea 2,10 x 4 m (piano di posa - 3,30 m da p.c.)	242	557
Platea 7,60 x 12,80 m (piano di posa - 3,30 m da p.c.)	425	977
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 0,80 m (piano di posa - 0,60 m da p.c.)	84	194
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 1,00 m (piano di posa - 0,60 m da p.c.)	91	209
Platea 6,45 x 7,45 m (piano di posa - 0,60 m da p.c.)	236	542



- la verifica agli Stati Limite di Esercizio in **condizioni statiche**, in assenza dei valori di azione di progetto, in applicazione del dettame delle vigenti NTC, non è risultata possibile. Analogamente non è risultata possibile la verifica degli SLE in condizioni dinamiche all'SLD;
- in condizioni dinamiche la verifica agli stati limite ultimi è stata condotta considerando una **categoria di suolo C, categoria topografica T1, classe d'uso II e vita nominale = 50 anni**. La combinazione di queste condizioni applicata al sito di interesse ha fornito i parametri sismici riportati nel capitolo 6. L'approccio all'elaborazione in condizioni sismiche previsto dalle NTC ha portato alla definizione dei valori di R_d/γ_r (corrispondenti agli E_d massimi applicabili, comprensivi dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I) **in condizioni dinamiche (all'SLV)** che seguono:

tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa in m da p.c.)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 0,80 m (piano di posa – 3,30 m da p.c.)	142	256
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 1,00 m (piano di posa – 3,30 m da p.c.)	150	270
Platea 2,10 x 4 m (piano di posa – 3,30 m da p.c.)	203	366
Platea 7,60 x 12,80 m (piano di posa – 3,30 m da p.c.)	323	581
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 0,80 m (piano di posa – 0,60 m da p.c.)	84	152
Lineare nastriforme continua o trave rovescia Larghezza 1,00 m (piano di posa – 0,60 m da p.c.)	87	156
Platea 6,45 x 7,45 m (piano di posa – 0,60 m da p.c.)	173	311

* Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale STR il coefficiente γ_r non deve essere portato in conto, ossia $R_3=R_1=1$

- la verifica a liquefazione ha portato ad escludere la possibilità che il terreno risulti passibile a tale fenomeno in caso di sisma.

Sulla base dei dati e delle informazioni disponibili, premesso quanto precede e fatte salve le indicazioni tecniche riportate, è possibile ritenere l'intervento in progetto compatibile con l'assetto geologico dell'ambito in cui esso ricade e con le caratteristiche geotecniche del sottosuolo, in relazione al quale dovrà essere attentamente concepito e realizzato.

In assenza dei dati di azione di progetto, non comunicati, non sono risultate possibili le verifiche riguardanti gli stati limite di esercizio; allo stesso modo sono demandate al progettista strutturista, nella



propria relazione sulle fondazioni, le verifiche finali di soddisfacimento della relazione $Rd/\gamma R \geq Ed$ per quanto riguarda la resistenza al carico limite.

Si raccomanda al progettista e alla D.L. la stretta vigilanza sul particolare aspetto legato all'effettivo raggiungimento e alloggiamento delle fondazioni sui terreni naturali sedimentari a dominante fortemente sabbiosa quale orizzonte di appoggio, per un piano di posa delle fondazioni posto a non meno di 60 cm dal piano campagna, oltre alla verifica (per la quale chi scrive manifesta piena disponibilità) che la natura degli stessi corrisponda sempre a quanto indicato nel presente elaborato, per le ragioni esposte basato solo su indagini parziali e puntiformi.

Inoltre, è possibile reputare quanto in progetto conciliabile con gli strumenti di pianificazione territoriale di natura geologica e idrogeologica di cui Crema è dotata; pertanto, oltre ad ottemperare agli obblighi di legge previsti a livello nazionale e comunitario, l'indagine svolta evade le prescrizioni vigenti a livello comunale in merito agli approfondimenti geologici necessari per la realizzazione di nuovi interventi edificatori all'interno della Classe di Fattibilità 1 e zona PSL Z4a.

11/06/2020

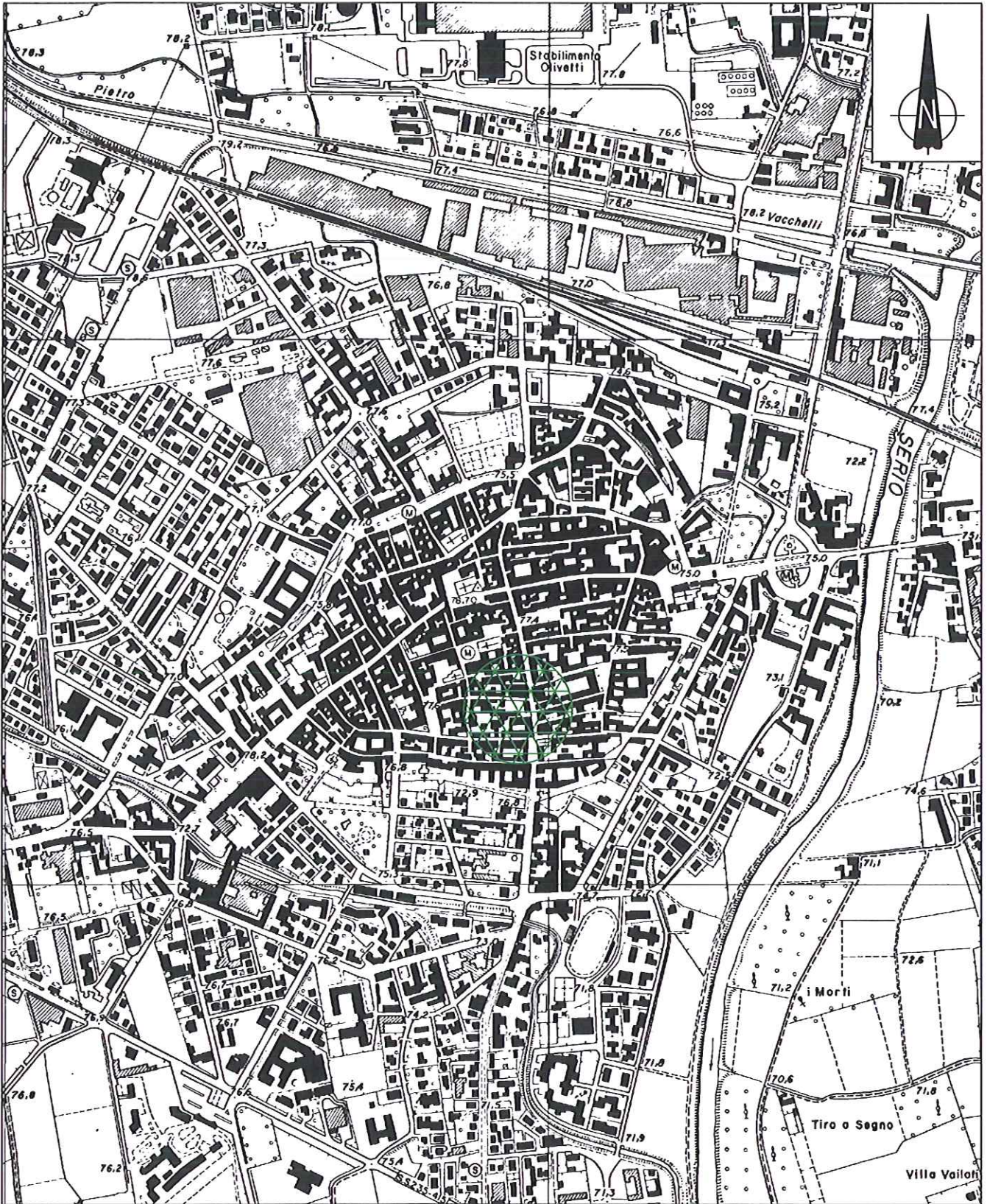
dott. Giulio Mazzoleni, geologo

dott. Davide Incerti, geologo

La proprietà intellettuale e il diritto d'autore del presente elaborato appartengono in maniera esclusiva ai firmatari. Ogni riproduzione, anche parziale, deve essere autorizzata. Ogni utilizzo diverso da quello previsto deve considerarsi illegittimo.

Allegato 1

INQUADRAMENTO GEOGRAFICO
scala 1:10.000



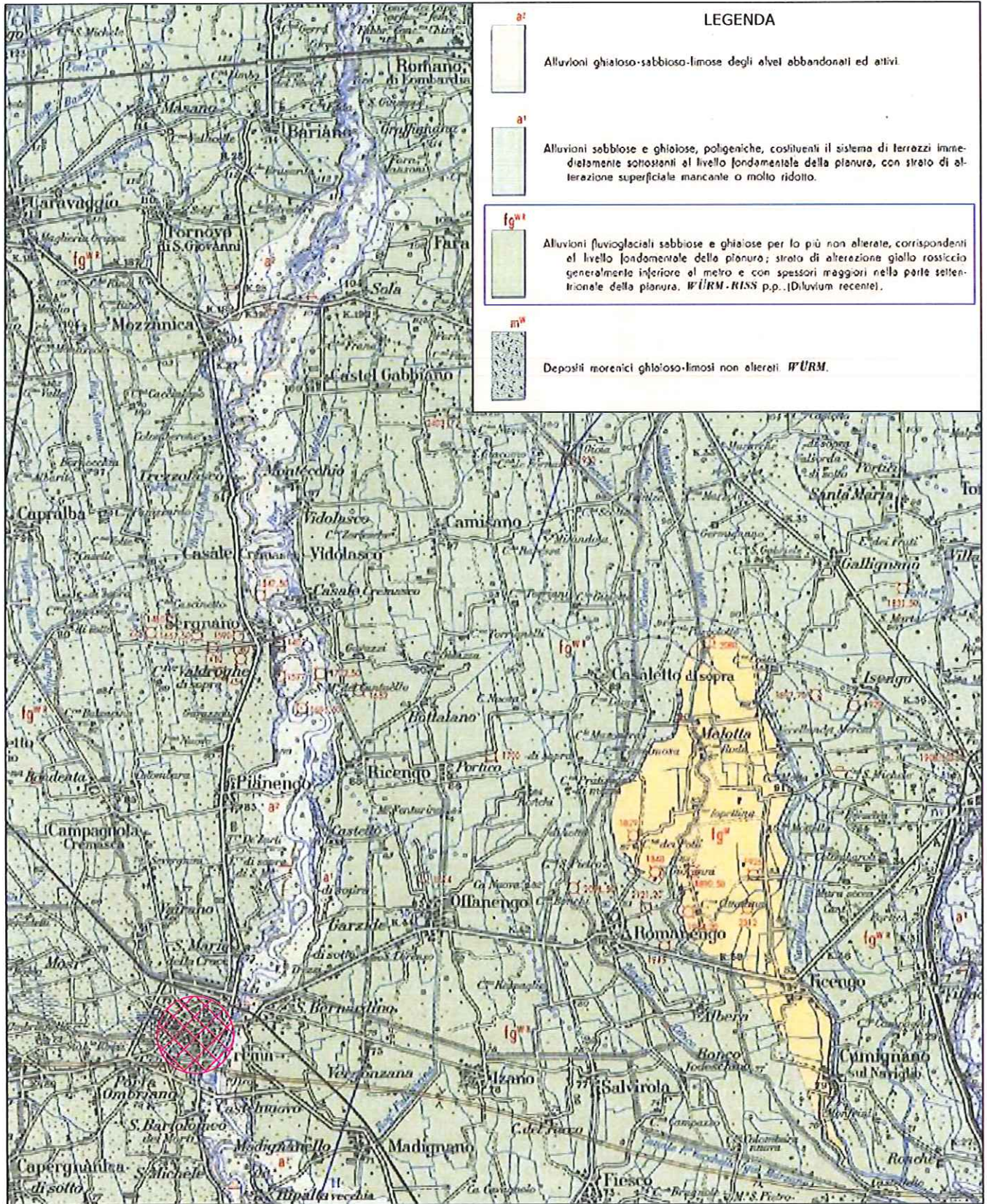
Scala 1:10.000 - C.T.R. Lombardia, stralcio della Sez. C6b5

Allegato 2

INQUADRAMENTO GEOLOGICO

CARTA GEOLOGICA D'ITALIA
FOGLIO 46 "TREVIGLIO"
scala 1:100.000

CARTA DELLA LITOLOGIA DI
SUPERFICIE
Comune di Crema
Studio geologico a supporto del P.G.T.



CARTA GEOLOGICA D'ITALIA, FOGLIO 46 "TREVIGLIO", scala 1:100.000

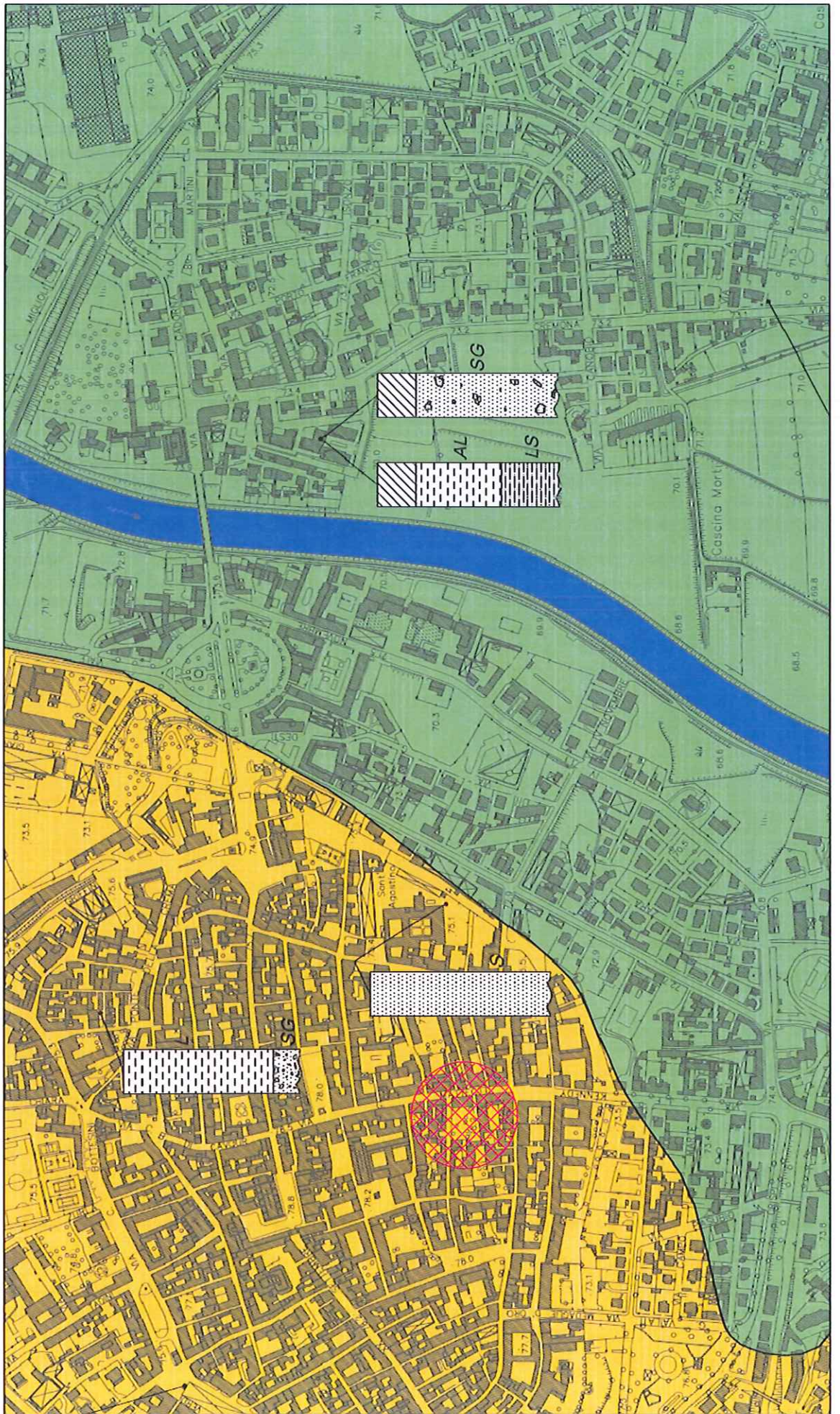
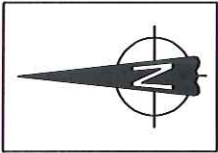


Ubicazione area indagata



Unità geologica d'interesse







Terreni prevalentemente sabbioso-ghiaiosi e/o ghiaiosi



Terreni prevalentemente sabbiosi, sabbioso-limosi e/o limoso-sabbiosi



Terreni prevalentemente argillosi e/o argilloso-limosi



UBICAZIONE AREA INDAGATA



LITOLOGIA INDICATIVA DEL SITO IN ESAME

Allegato 3

UBICAZIONE INDAGINI
GEOGNOSTICHE

CARATTERISTICHE TECNICHE
DELL'ATTREZZATURA PER PROVE
PENETROMETRICHE DINAMICHE



N.B.: disegno non in scala



● ubicazione pozzo (asciutto; profondità 7,60 m da p.c.)

1 ● Ubicazione prove penetrometriche dinamiche (07/06/2021) e relativa numerazione

* : ubicazione registrazione di sismica passiva



PENETROMETRO DINAMICO IN USO: TG 73-100 M-A.C

<u>Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici</u>		
<i>TIPO</i>	<i>Sigla riferimento</i>	<i>Peso Massa Battente M (kg)</i>
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 < M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

CARATTERISTICHE TECNICHE: TG 73-100 M-A.C

PESO MASSA BATTENTE	M =	73.00 Kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H =	0.75 m
DIAMETRO PUNTA CONICA	D =	51.00 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A =	20.43 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	α =	60°
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La =	0.90 cm
PESO ASTE PER METRO	Ma =	6.31 Kg
PROF. GIUNZIONE 1° ASTA	P1 =	0.30 m
AVANZAMENTO PUNTA	δ =	0.30 m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N =	N(30) → Relativo ad un avanzamento di 30 cm
RIVESTIMENTO/FANGHI	NO	
ENERGIA SPECIFICA X COLPO	Q =	$(Mh)/(A\delta) = 8.93 \text{ Kg/cm}^2$ (prova SPT: $Q_{spt} = 7.83 \text{ kg/cm}^2$)
COEFF. TEORICO DI ENERGIA	β_t =	$Q/Q_{spt} = 1.141$ (teoricamente: $N_{spt} = \beta_t N$)

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N]
(FORMULA OLANDESE):

$$R_{pd} = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd =	resistenza dinamica punta [area A]
e =	infissione per colpo = δ / N
M =	peso massa battente (altezza caduta H)
P =	peso totale aste e sistema battuta

Allegato 4

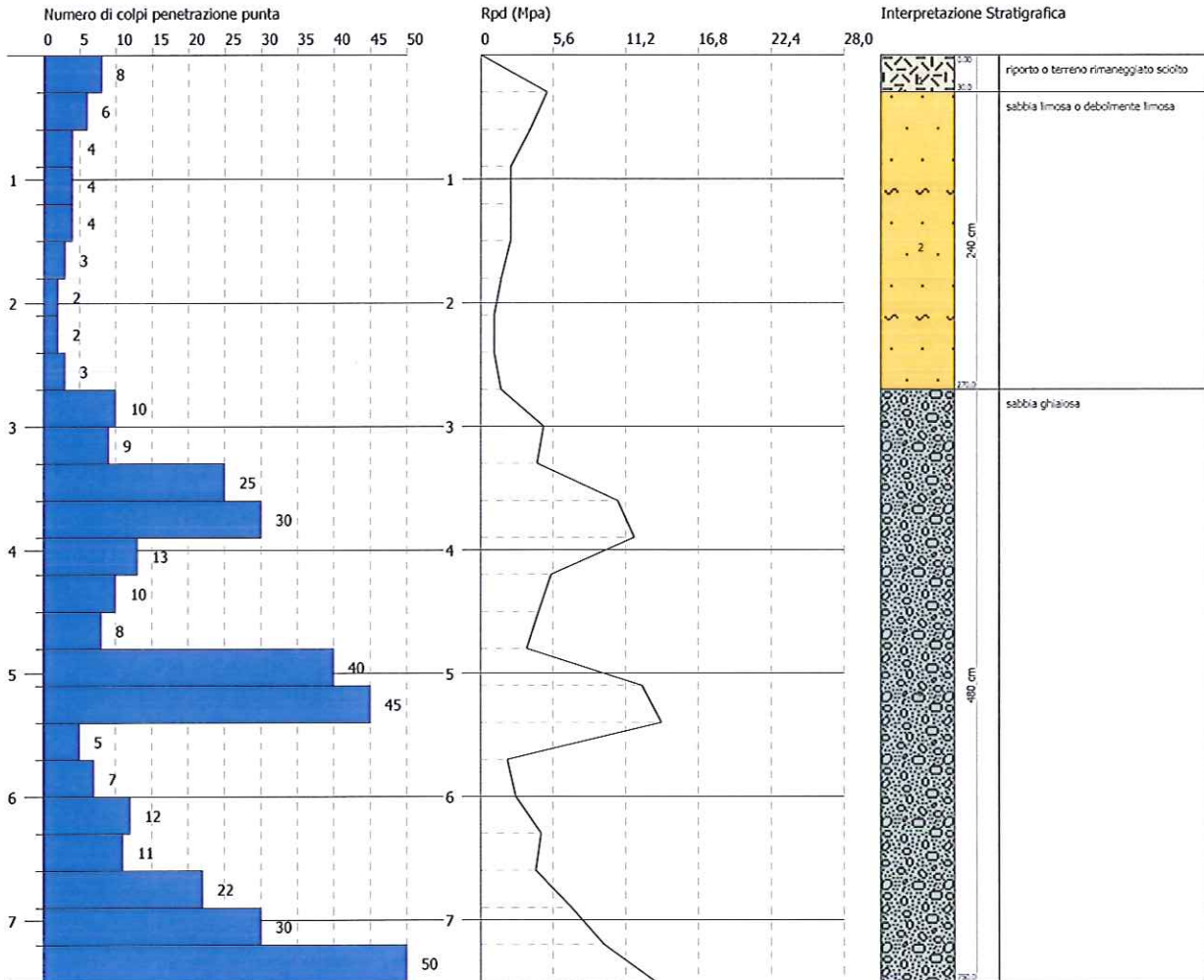
DIAGRAMMI PROVE
PENETROMETRICHE DINAMICHE

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1
Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)

Committente: LEONIA S.r.l. di Tomella Ruben
 Cantiere: Via Matteotti, 40/42
 Località: 26013 Crema (Cremona)

Data: 07/06/2021

Scala 1:60

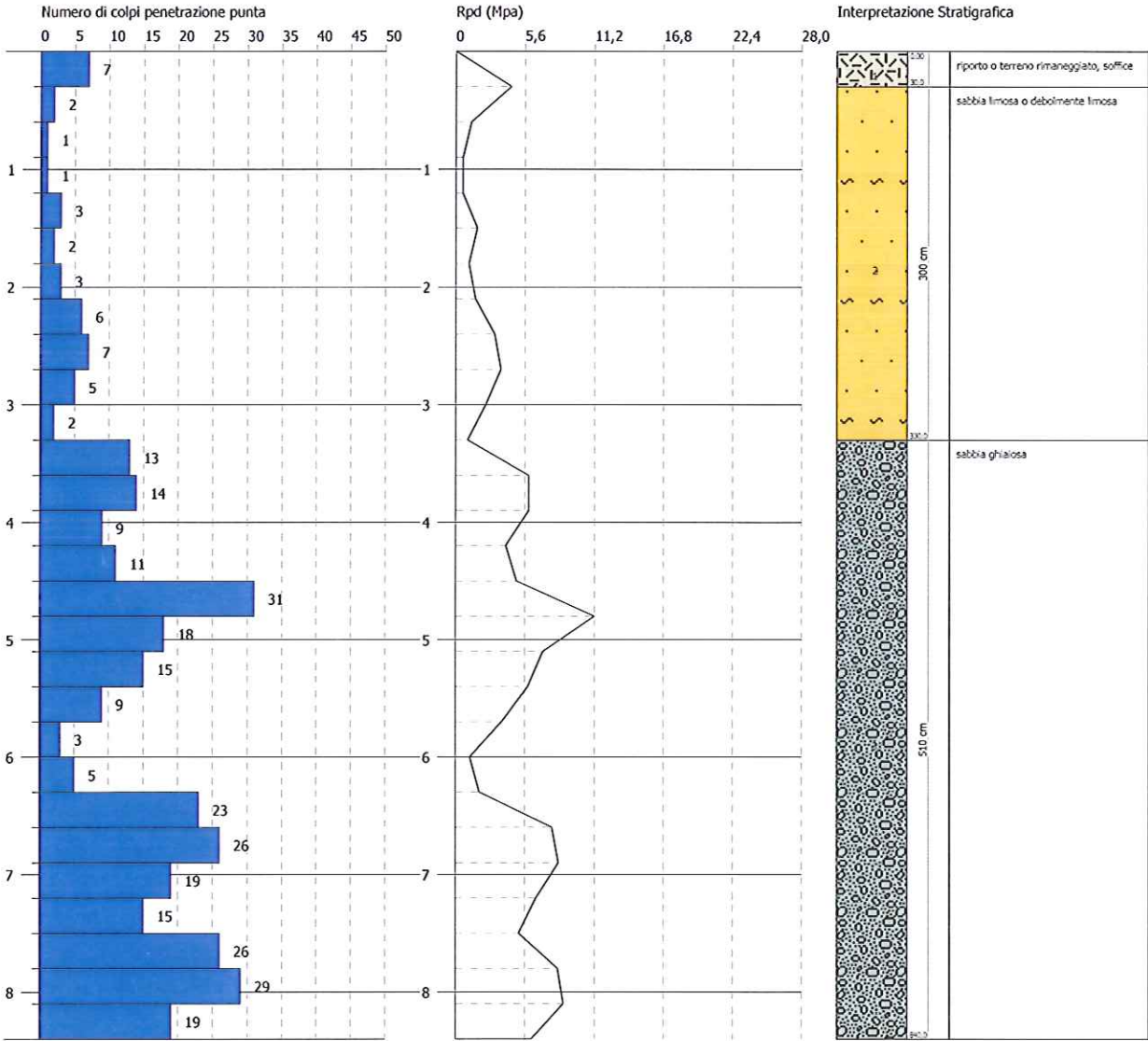


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2
Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)

Committente: LEONIA S.r.l. di Tomella Ruben
 Cantiere: Via Matteotti, 40/42
 Località: 26013 Crema (Cremona)

Data: 07/06/2021

Scala 1:60

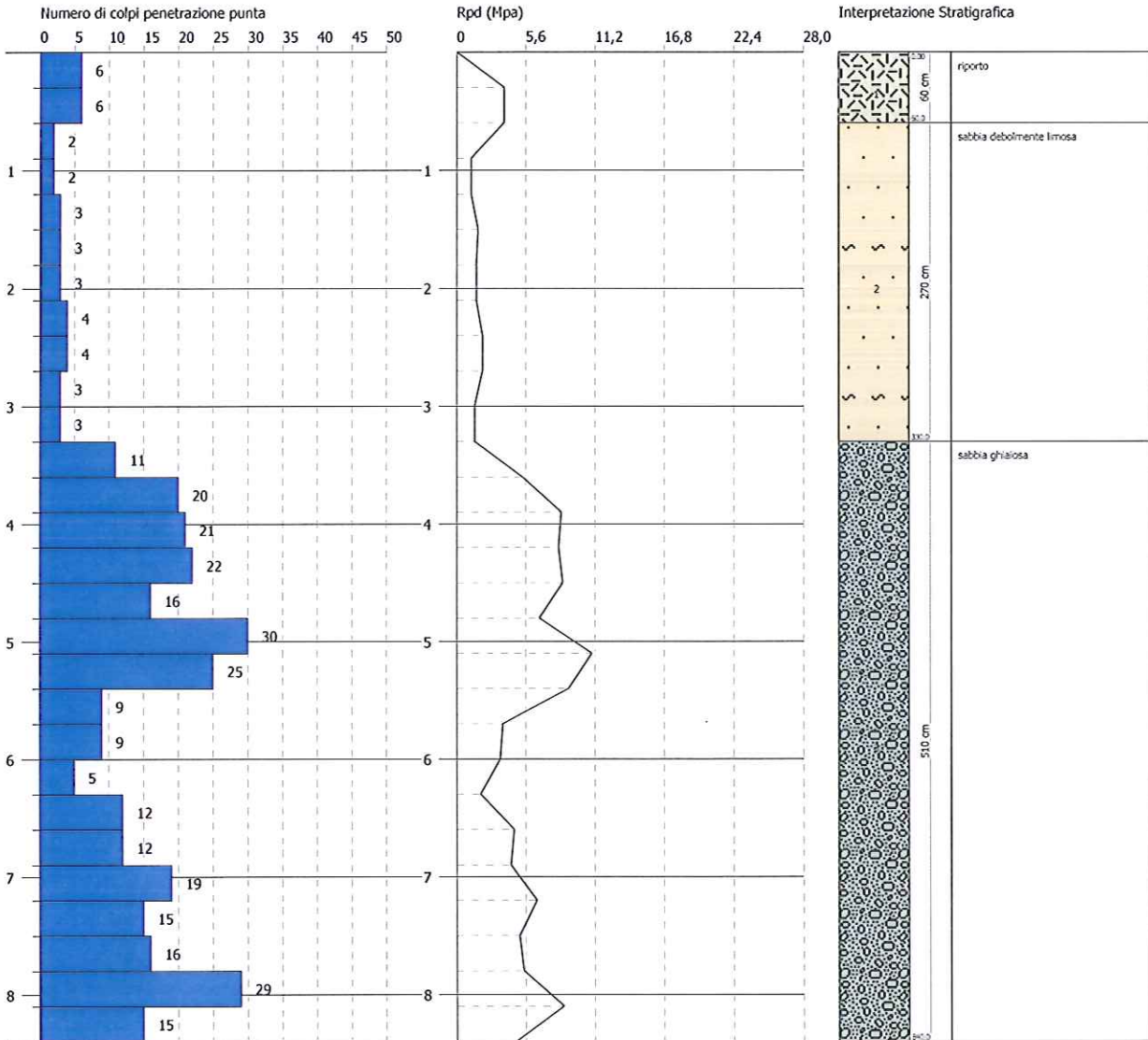


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3
Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)

Committente: LEONIA S.r.l. di Tomella Ruben
 Cantiere: Via Matteotti, 40/42
 Località: 26013 Crema (Cremona)

Data: 07/06/2021

Scala 1:60



Allegato 5

PARAMETRI SISMICI DI SITO E DI
PROGETTO

Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii
Muro rigido: 0

Sito in esame.

latitudine: 45,362034
longitudine: 9,689563
Classe: 2
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

3324,805	Sito 1 ID: 12711	Lat: 45,3737	Lon: 9,6504	Distanza:
2928,731	Sito 2 ID: 12712	Lat: 45,3760	Lon: 9,7214	Distanza:
4849,091	Sito 3 ID: 12934	Lat: 45,3260	Lon: 9,7246	Distanza:
5098,722	Sito 4 ID: 12933	Lat: 45,3238	Lon: 9,6536	Distanza:

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C
Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento: 50anni
Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 30 [anni]
ag: 0,030 g
Fo: 2,490
Tc*: 0,199 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 50 [anni]
ag: 0,037 g
Fo: 2,533
Tc*: 0,217 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 475 [anni]
ag: 0,089 g
Fo: 2,522
Tc*: 0,285 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 975 [anni]
ag: 0,115 g
Fo: 2,519
Tc*: 0,295 [s]

Coefficienti sismici Stabilità dei pendii

SLO:

Ss: 1,500
Cc: 1,790
St: 1,000
Kh: 0,009
Kv: 0,004
Amax: 0,437
Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,500
Cc: 1,740
St: 1,000
Kh: 0,011
Kv: 0,006

Amax: 0,544
Beta: 0,200
SLV:
Ss: 1,500
Cc: 1,590
St: 1,000
Kh: 0,027
Kv: 0,013
Amax: 1,312
Beta: 0,200
SLC:
Ss: 1,500
Cc: 1,570
St: 1,000
Kh: 0,041
Kv: 0,021
Amax: 1,690
Beta: 0,240

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50

Coordinate WGS84
latitudine: 45.361102
longitudine: 9.688517