
COMUNE DI RIPALTA CREMASCA
Provincia di Cremona

**AMPLIAMENTO DI INSEDIAMENTO PRODUTTIVO
(costruzione capannone)**

Relazione Geologica e Geotecnica

(ai sensi del D.M. II. e TT. 14/01/2008 N.T.C. e delle
DGR 2616/2011 e 5001/2016)



committente

RC S.r.l.

Via Crocetta 9 – 26010 Ripalta Cremasca (CR)

21 novembre 2017



INDICE

| | | |
|----|--|----|
| 1 | PREMESSA E QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO | 3 |
| 2 | INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E ANALISI DEL PROGETTO..... | 6 |
| 3 | DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOLOGICO DEL SITO: LA RELAZIONE GEOLOGICA | 8 |
| 4 | ATTIVITA' CONOSCITIVE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, GEOTECNICHE E GEOFISICHE DEL SITO DI INTERESSE | 10 |
| 5 | RICOSTRUZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO: DEFINIZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI "fk" DEI PARAMETRI DEL TERRENO DI FONDAZIONE | 18 |
| 6 | DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO, TOPOGRAFICA E DEI PARAMETRI SISMICI DI SITO E DI PROGETTO IN RELAZIONE ALLA PERICOLOSITA' SISMICA DELL'AREA..... | 19 |
| 7 | VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI ATTRAVERSO IL METODO DELLE "TENSIONI AMMISSIBILI" E STIMA DEI CEDIMENTI - D.M. LL.PP. 11/03/1988..... | 25 |
| 8 | VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 14/01/2008) - <u>CONDIZIONI STATICHE</u> | 27 |
| 9 | VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO "SLE" (D.M. 14/01/2008) - <u>CONDIZIONI STATICHE</u> | 30 |
| 10 | VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" E DI ESERCIZIO "SLE" DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 14/01/2008) - CONDIZIONI DINAMICHE | 32 |
| 11 | CONCLUSIONI | 34 |

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 di prova
4. Diagrammi prove penetrometriche dinamiche
5. Approfondimento Sismico di II° Livello
6. Parametri sismici di sito e di progetto

Immagine di copertina: *esecuzione delle indagini geognostiche nel sito di Ripalta Cremasca (CR) - via Crocetta 9 - il giorno 8 novembre 2017; prova penetrometrica n. 5*



1 PREMESSA E QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO

Su incarico della Committente RC Srl di Cattaneo, viene redatta la presente Relazione Geologica e Geotecnica, che espone le modalità e le risultanze dell'indagine geognostica eseguita in comune di Ripalta Cremasca (CR) nel sito di via Crocetta n. 9/11, a supporto del progetto di costruzione di un nuovo edificio (capannone) destinato ad ospitare l'ampliamento dell'insediamento produttivo della Committente stessa.

Scopo dell'indagine è stato la caratterizzazione geologica del sito e geotecnica dei terreni presenti nell'area, come prescritto dal nuovo Testo Unico "Norme Tecniche per le Costruzioni" (D.M. 14/01/2008) e come già 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 Ripalta Cremasca. 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
- ✓ **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. 14-01-2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni", in attuazione dal 1 luglio 2009 a seguito dell'emanazione della Legge n. 77 del 24/06/2009 (Gazzetta Ufficiale n. 147 del 27 giugno 2009) "Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 28 aprile 2009, n. 39, recante 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", che prevede che le verifiche strutturali vengano effettuate con il metodo agli stati limite, in condizioni statiche ed in condizioni dinamiche.

Fanno eccezione le aree poste in Zona Sismica 4, ma solo per le costruzioni di tipo 1 e di tipo 2, Classe d'uso I e II, per le quali è ammessa la verifica alle Tensioni Ammissibili, secondo il previgente D.M. LL.PP. 11.03.1988, ancora quindi di parziale validità in alcune limitate aree e per definite categorie di edifici.

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 Ripalta Cremasca 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 **Ripalta Cremasca 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 Ripalta Cremasca, ovvero della Zona Sismica 3.

Per quanto riguarda la categoria di tipo di costruzione, si può fare utilmente riferimento alla tabella n. 1 che segue, cui si riferisce il testo del D.M. 14/01/2008, dalla quale si evince come l'opera in futura edificazione sul lotto in esame appartenga alla seconda categoria.

tab. 1: classificazione di costruzioni e opere secondo il D.M. 14/01/2008

| TIPI DI COSTRUZIONE | | Vita Nominale V_N (in anni) |
|---------------------|--|----------------------------------|
| 1 | Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹ | ≤ 10 |
| 2 | Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale | ≥ 50 |
| 3 | Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica | ≥ 100 |



Infine, per quanto attiene la classe d'uso, le tipologie di costruzione oggetto di intervento rientrano 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 sono pertanto soddisfatti tutti i requisiti perché possa ritenersi applicabile la sola verifica alle Tensioni Ammissibili, secondo il D.M. LL. PP. 11.03.1988, ammessa solo nella Zona Sismica 4. 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, oltre che anche secondo il metodo agli stati limite di cui alle N.T.C. 2008 di più recente introduzione.

1.1 Verifica della fattibilità geologica dell'intervento (d.g.r. 2616/2011)

Il Comune di Ripalta Cremasca 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, con specifico riferimento all'art. 1 delle NTA del PGT. In particolare l'area investigata è inserita in **Classe di Fattibilità 2**, definita con modeste limitazioni (figura 1), oltre che nello scenario di amplificazione locale 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.

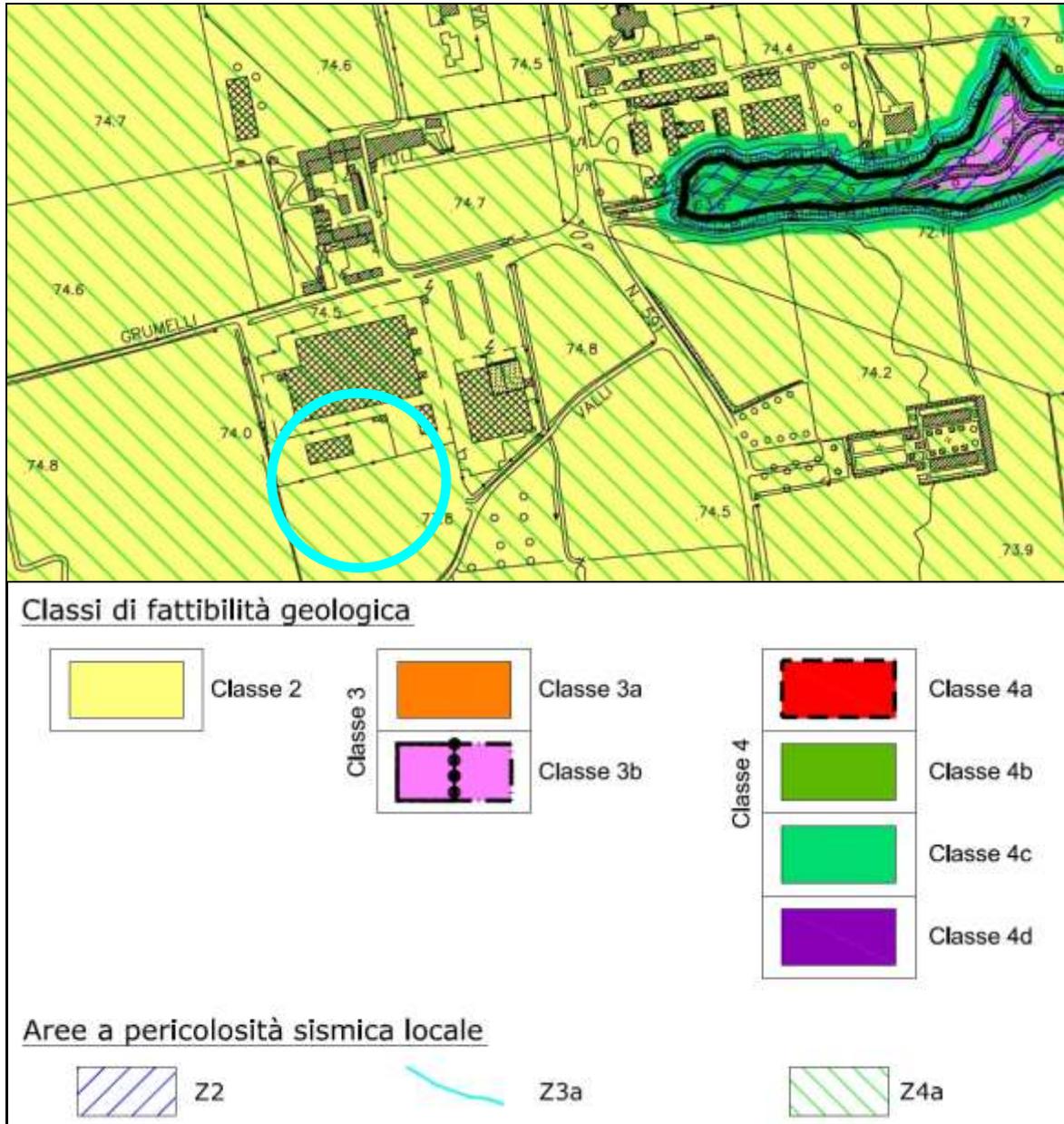


Fig. 1: stralcio della carta di fattibilità geologica comunale di Ripalta Cremasca (Studio Castalia 2009). Nel circolo azzurro è racchiusa l'area in esame, appartenente alla classe 2 e allo scenario di amplificazione sismica locale Z4a

2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E ANALISI DEL PROGETTO

L'area oggetto di intervento e interessata dall'indagine geognostica si trova in comune di Ripalta Cremasca (CR), nella zona sud del paese, in un contesto di recente urbanizzazione a scopo industriale produttivo anche se a contatto con aree agricole verso sud e ovest, ed è inquadrata nel foglio C7b1 della Carta Tecnica (scala 1:10.000) della Regione Lombardia (allegato 1).

In particolare l'area investigata al momento risulta occupata, verso nord, da un vecchio edificio esistente (piccolo capannone) addossato al quale verso sud verrà realizzata una nuova opera (bunker) non oggetto del presente elaborato tecnico, ma comunque interessata da investigazione geognostica ad hoc e corrispondente relazione geologica e geotecnica a firma degli scriventi. Nell'area libera posta a sud del bunker in progetto, in parte già compresa nel perimetro delle proprietà Cattaneo e in parte esterna e oggi ad uso agricolo, è prevista la costruzione del nuovo capannone.

Il sito presenta una morfologia sostanzialmente pianeggiante e si trova ad una quota di circa 75-74 m s.l.m. (figura 2).

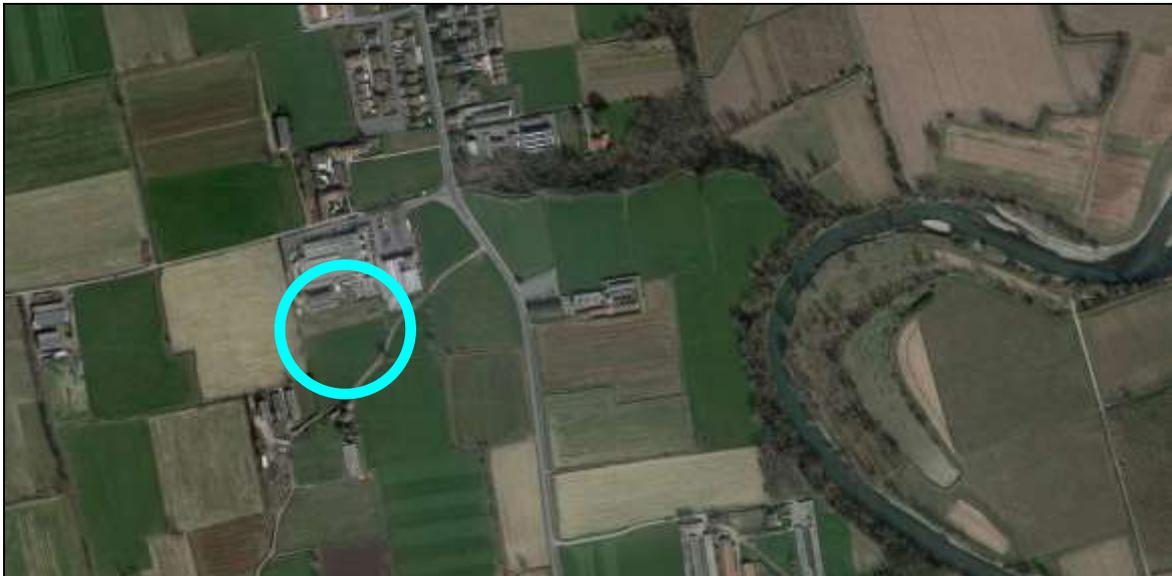


Fig. 2: visione area dell'area in studio e interessata dall'ampliamento aziendale (circolo azzurro)

Il progetto prevede la nuova costruzione di un nuovo capannone artigianale/industriale da destinare ad ampliamento del sito produttivo della Committente Società RC.

In assenza della progettazione esecutiva strutturale dell'edificio si ipotizzano fondazioni dirette a plinti quadrati di diversa impronta e piano di appoggio tale da intercettare terreni dalle accettabili condizioni di consistenza e consolidamento naturale, ovvero circa 1,5 m dal p.c. attuale. Si ritiene che le soluzioni ipotizzate e oggetto delle verifiche geotecniche contenute nella specifica sezione che segue rappresentino le scelte più diffuse e utilizzate per l'appoggio e il sostegno di opere come quella in progetto.



3 DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOLOGICO DEL SITO: LA RELAZIONE GEOLOGICA

3.1 Suolo e sottosuolo: geologia e geomorfologia dell'area

Dal punto di vista geologico l'area si inserisce all'interno di un panorama caratterizzato dalla presenza di depositi di origine fluvioglaciale o fluviolacustri, legati all'attività e all'evoluzione del bacino del Serio.

Dalle informazioni note e dal rilevamento effettuato in un intorno significativo dell'area di interesse è emerso che l'elemento morfologico principale è costituito dalla pianura terrazzata, percorsa alle quote topografiche più depresse dal Fiume Serio. La presenza dei diversi terrazzamenti è la testimonianza di eventi geologici (erosioni alternate a sedimentazioni) legati all'attività del corso d'acqua e alla sua evoluzione durante le ere geologiche fino all'epoca presente.

Le scarpate e gli orli di terrazzo, degradanti verso il fiume e in alcuni casi ancora molto ben evidenti a limitare verso est il borgo di Ripalta, sono spesso modificate nel loro andamento, quando non pesantemente alterate dalle attività agricole e dagli interventi umani, che hanno mascherato la situazione originale appianando in diversa misura i dislivelli.

Facendo un comodo riferimento al Foglio n. 60 "Piacenza" della Carta Geologica d'Italia (allegato 2) è possibile osservare che i depositi sabbioso ghiaiosi costituenti il Livello Fondamentale della Pianura risultano incisi dai diversi affluenti del Po che, dopo una fase erosiva, sono passati in fase sedimentaria formando una serie di depositi organizzati in fasce grossomodo parallele al corso d'acqua. A seguito dell'alternarsi ripetuto di periodi di deposito e fasi di erosione si ha la formazione di una serie di terrazzi, come evidente nell'area esaminata.

Partendo dalle quote topografiche più elevate è possibile distinguere con facilità:

- Livello Fondamentale della Pianura, o Piano Generale Terrazzato: formato nell'area in esame da alluvioni di origine fluvioglaciale sabbioso-argillose con lenti di ghiaia a ciottoli minuti, ricoperte da suoli bruni o rossastri (allegato 2, sigla f^{9w}). Su questa unità geomorfologica sorge e si è in gran parte sviluppato l'abitato di Ripalta Cremasca, compreso il lotto in esame di via Crocetta. La morfologia di questo esteso ambito è piuttosto uniforme, contraddistinta da una sostanziale e monotona regolarità plano-altimetrica priva di significative evidenze, a costituire un ampio tavolato ben delimitato dalla serie di orli di scarpata convergenti di origine fluviale che lo raccordano alla depressione valliva del Serio, in questo tratto terminale ben incisa. In particolare l'unico orlo di terrazzo principale corre a est dell'abitato di Ripalta, a poche decine di m di distanza dal sito in osservazione, in ogni caso completamente esterno ad ambiti anche potenzialmente coinvolgibili in fenomeni di instabilità della scarpata stessa.
- Valle alluvionale attuale del Serio, costituita dai depositi più prossimi all'alveo del fiume, litologicamente a composizione sabbioso-argillosa e a tratti più marcatamente ghiaiosa, priva di terrazzamenti minori e secondari sospesi sull'alveo attuale, a formare aree anche attualmente



esondabili. Un orlo di terrazzo morfologico principale individuato da una scarpata ben conservata e ad andamento ampio e falcato separa la valle dalla pianura vera e propria sopra descritta.

3.2 Caratteristiche idrauliche, idrogeologiche e piezometria: le acque superficiali e sotterranee

L'area investigata, a morfologia completamente pianeggiante, si trova sul Livello Fondamentale della Pianura, in un'area pertanto sicura da rischi di tipo idraulico o alluvionale legati alla presenza del Fiume, e del tutto esterna alle perimetrazioni delle Fasce Fluviali P.A.I. lungo il Fiume Serio tracciate dall'Autorità di Bacino. Allo stesso modo il sito è completamente esterno a fasce di rispetto idraulico vigenti su rogge e corsi d'acqua minori irrigui, ai sensi del R.D. 368/1904 e R.D. 523/1904.

L'assetto delle acque sotterranee è governato dalla vicina presenza del Fiume Serio, che costituisce il livello idrogeologico di base.

Sulla base dei dati noti in merito alle relazioni esistenti tra la falda acquifera sotterranea e il territorio di interesse risultano evidenti e dimostrati i seguenti rapporti:

- considerata la presenza della descritta valle fluviale, di un primo sottosuolo mediamente permeabile perlomeno nei primi 8 – 10 m, la prima falda si attesta a profondità comprese tra circa 7-10 m da p.c. (nell'area in esame si ipotizza prudenzialmente una falda a - 6 m di profondità); il suo livello piezometrico è regolato a grande scala dal regime del Serio, che svolge azione drenante, e a livello locale dai gradi di attività dei canali irrigui, dalle attività di irrigazione agricola e da intensità e distribuzione delle precipitazioni. Avvicinandosi ai corsi d'acqua e diminuendo le quote topografiche il livello di falda si approssima alla superficie;

Nell'area investigata, sia in assenza che in presenza di opere interrato entro una profondità di 3,5 m da p.c., non si dovrebbe giungere a intercettare il livello di falda (la prospezione condotta non ha intercettato il livello di falda entro i primi 9 m da p.c.); tuttavia è possibile e dimostrata l'intermittente presenza di acqua nel primo sottosuolo, legata a infiltrazioni temporanee e molto localizzate attraverso più o meno sottili intercalazioni sabbiose, innescate ad esempio da periodi di intense precipitazioni o ancor più dall'intensità delle portate delle rogge e canali irrigui che numerosi solcano il territorio di Ripalta: questo potrebbe generare dei deboli fenomeni di stillicidio o trasudazione di acqua dai micropori del terreno, con durata incostante e imprevedibile localizzazione spazio-temporale.

A conferma dei dati indicati si ha quanto emerge dalla consultazione dell'Atlante Ambientale della Provincia di Cremona, consultabile on-line, che alla sezione flusso idrico riporta per lo stretto areale di interesse una soggiacenza media annua compresa tra 9.22 e 10.31 m da p.c.

Per quanto concerne la vincolistica di tipo idrogeologico nel comune di Ripalta Cremasca è presente l'area di salvaguardia della captazione ad uso potabile pubblica, distinta in fascia di tutela assoluta



($r = 10$ m) e fascia di rispetto ($r = 200$ m) circostanti il pozzo. L'area di intervento oggetto del presente elaborato tecnico è completamente esterna alla zona sottoposta a tale vincolo.

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 02/03/2017 dagli scriventi in corrispondenza esatta del futuro fabbricato da destinare a bunker (oggetto di altro elaborato e progetto distinto), integrate da altre due prospezioni di identica tipologia realizzate il 08/11/2017 nell'area che costituirà il sedime del nuovo capannone. Le nuove investigazioni sono state però limitate alla porzione già ricompresa nell'ambito di pertinenza del sig. Cattaneo, non essendo risultata accessibile la porzione sud esterna, al momento destinata ad uso agricolo.

La campagna di indagine geognostica nel suo complesso, pianificata in accordo con la Committenza, è stata articolata quindi nell'esecuzione di complessive 5 prove penetrometriche dinamiche e 2 registrazioni di sismica passiva a stazione singola mediante tromografo digitale (TR), per la misurazione della velocità di propagazione delle onde sismiche di taglio di tipo S nei primi 30 m di sottosuolo e la corretta definizione della categoria del suolo di fondazione. L'ubicazione delle prove eseguite è riportata in allegato 3.

4.1 Prove penetrometriche dinamiche

Tutte le prove penetrometriche dinamiche sono state realizzate con un penetrometro superpesante modello "Pagani TG 73-100" con maglio da 73 kg (allegato 4 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.

Ciascuna prova è stata 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 - 10,20 m da p.c., tale da contenere 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. Considerata la vicinanza dei due siti (bunker e capannone) si ritiene che tutte le prospezioni svolte possano essere utilizzate congiuntamente e comparate per giungere a una più estesa caratterizzazione del sito, in ragione del fatto che la porzione più a sud del nuovo edificio non è stata raggiunta dalle indagini (area ancora a uso agricolo).

4.2 Indagine geofisica

Nell'area in esame sono state eseguite n. 2 misure di sismica passiva a stazione singola mediante tromografo digitale Tromino®, collocate nell'area interessata dalla costruzione del bunker, verso nord, ma le cui risultanze possono essere estesa anche al sedime dell'attuale progetto (l'indagine geofisica non ha valenza puntuale, a differenza delle prove penetrometriche. 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 2008. 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 molto addensata o cementata.

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.

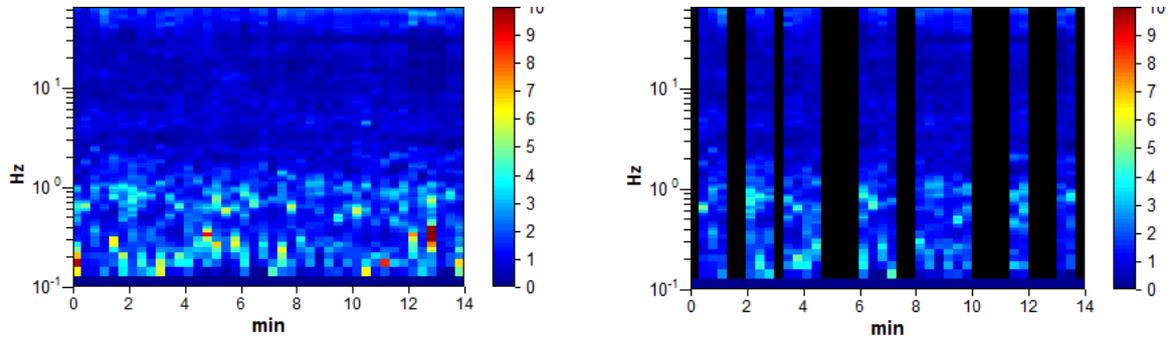
- **Analisi della traccia.** La pulizia della traccia è preliminare a qualsiasi tipo di modellazione. La rimozione dei disturbi è di fondamentale importanza anche per l'analisi delle curve H/V. Tali curve devono essere statisticamente significative, ossia essere caratterizzate da una deviazione in ampiezza 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

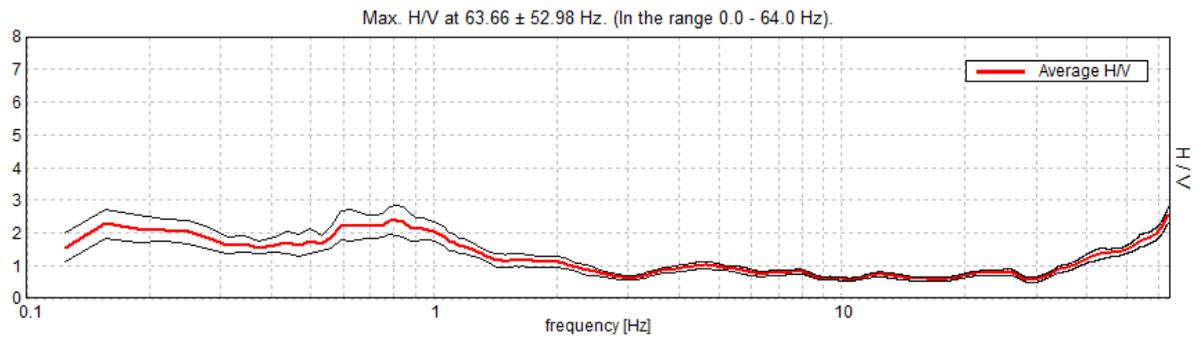
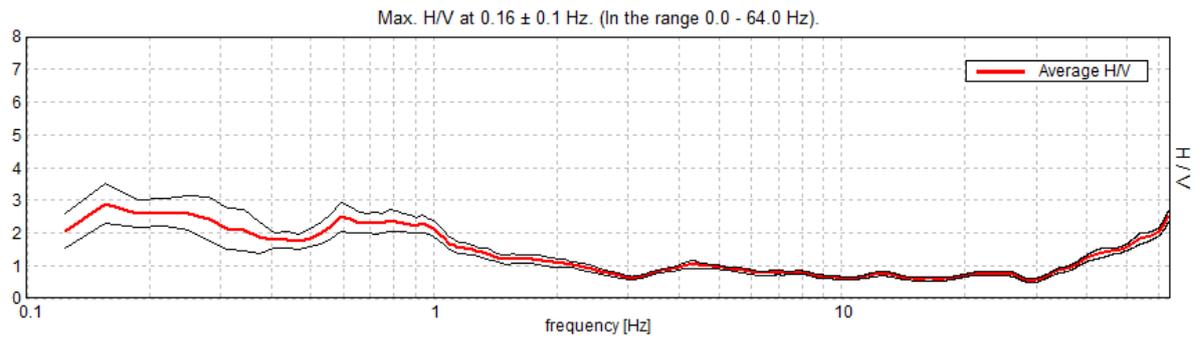
| | | | |
|--------------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|-------------------|
| Frequenza di campionamento | 128 Hz | Condizioni meteorologiche | Nuvoloso |
| Data registrazione | 02/03/2017 | Lunghezza finestre | 20 s |
| Terreno di misura | Suolo | Tipo di lisciamiento | Triangular window |
| Accoppiamento suolo strumento | Piedini lunghi | Lisciamiento | 10 % |
| Orientamento dello strumento | Nord | Durata della registrazione | 14' 00" |
| Vincolo stratigrafico | Prova penetrometrica dinamica n. 3 | | |



Analisi della traccia



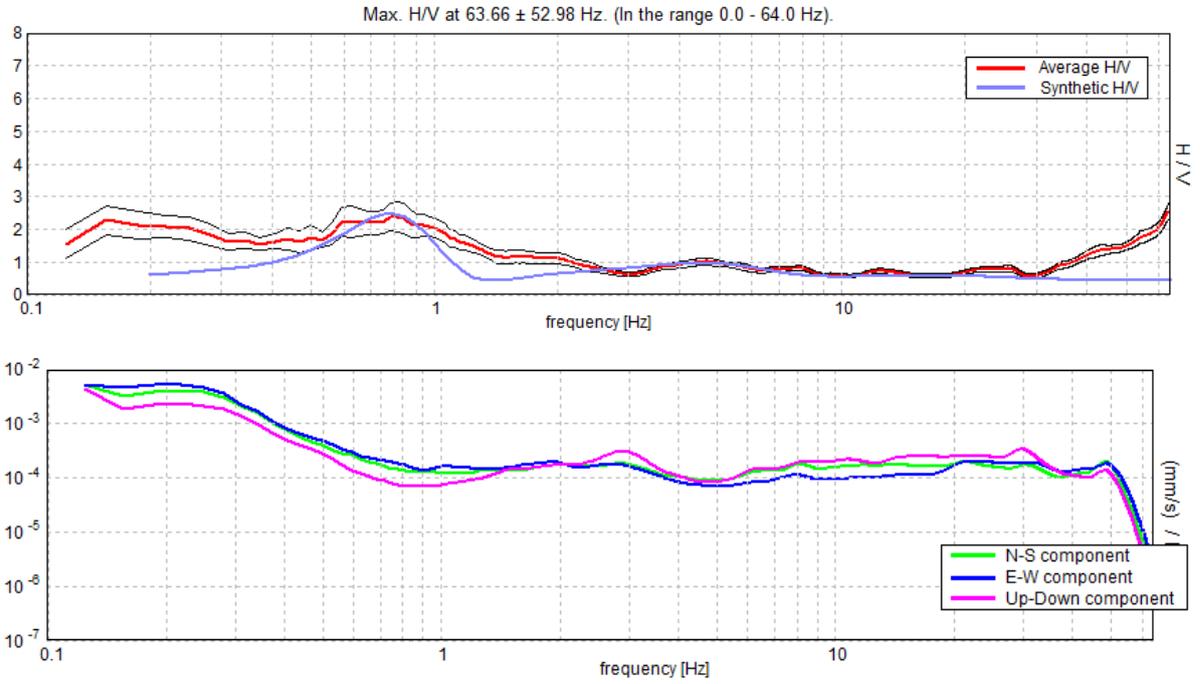
Serie temporale H/V durante la misura e in seguito alla rimozione dei disturbi



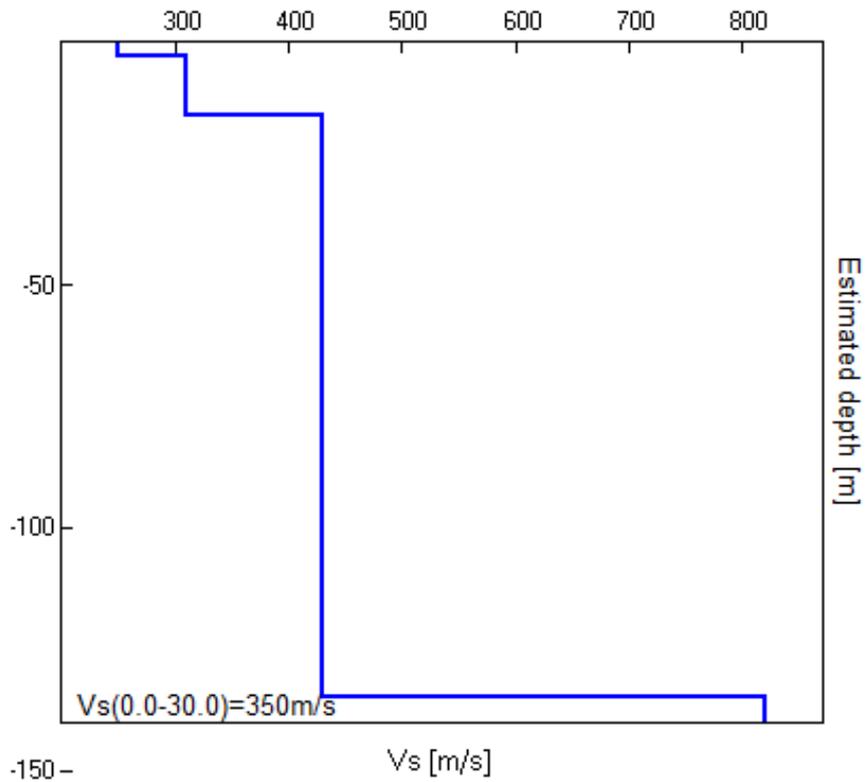
Curve H/V e deviazione standard prima e dopo la rimozione dei disturbi



Modellazione



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





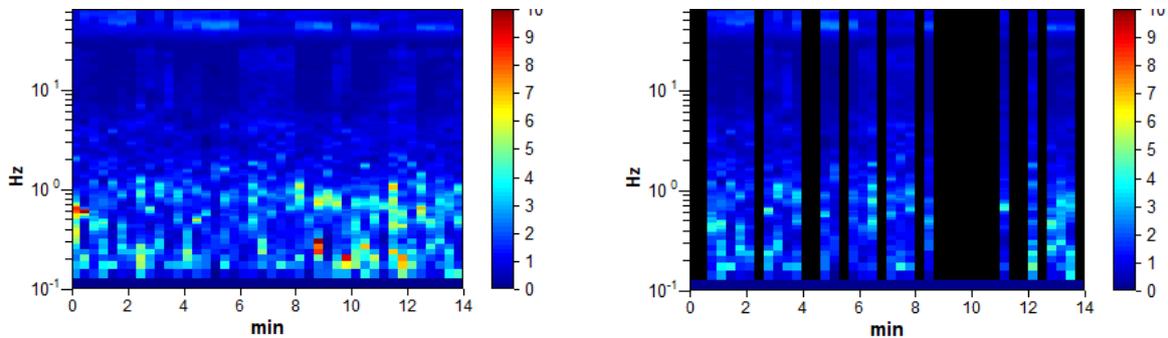
Andamento della Vs con la profondità

| Profondità alla base dello strato [m] | Spessore [m] | Vs [m/s] |
|--|---------------------|-----------------|
| 3,00 | 3,00 | 250 |
| 15,00 | 12,00 | 310 |
| 135,00 | 120,00 | 430 |
| ∞ | ∞ | 820 |

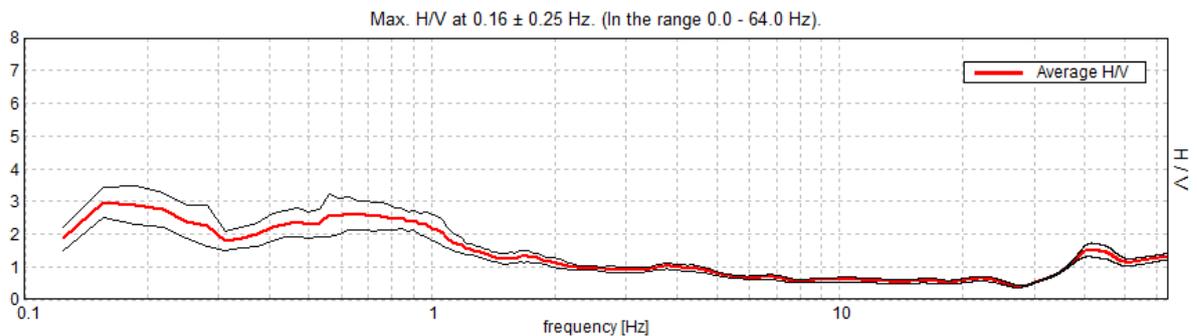
MISURA II

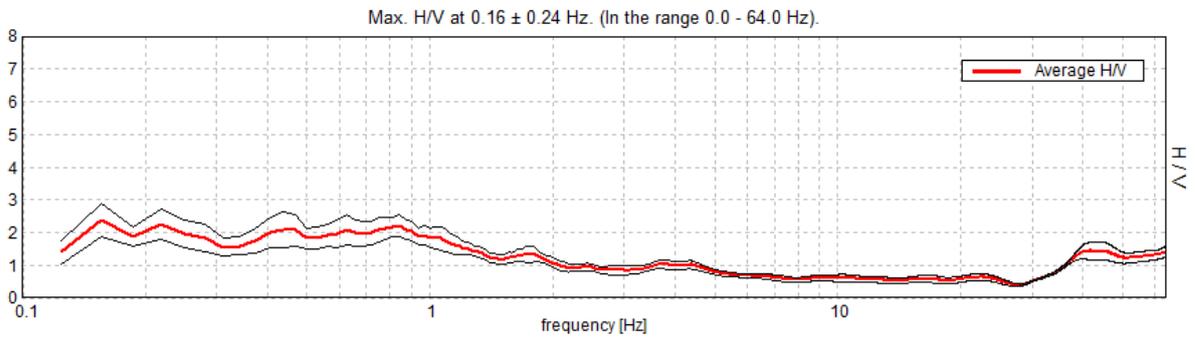
| | | | |
|--------------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|-------------------|
| Frequenza di campionamento | 128 Hz | Condizioni meteorologiche | Nuvoloso |
| Data registrazione | 02/03/2017 | Lunghezza finestre | 20 s |
| Terreno di misura | Suolo | Tipo di lisciamento | Triangular window |
| Accoppiamento suolo strumento | Piedini lunghi | Lisciamento | 10 % |
| Orientamento dello strumento | Nord | Durata della registrazione | 14' 00" |
| Vincolo stratigrafico | Prova penetrometrica dinamica n. 2 | | |

Analisi della traccia



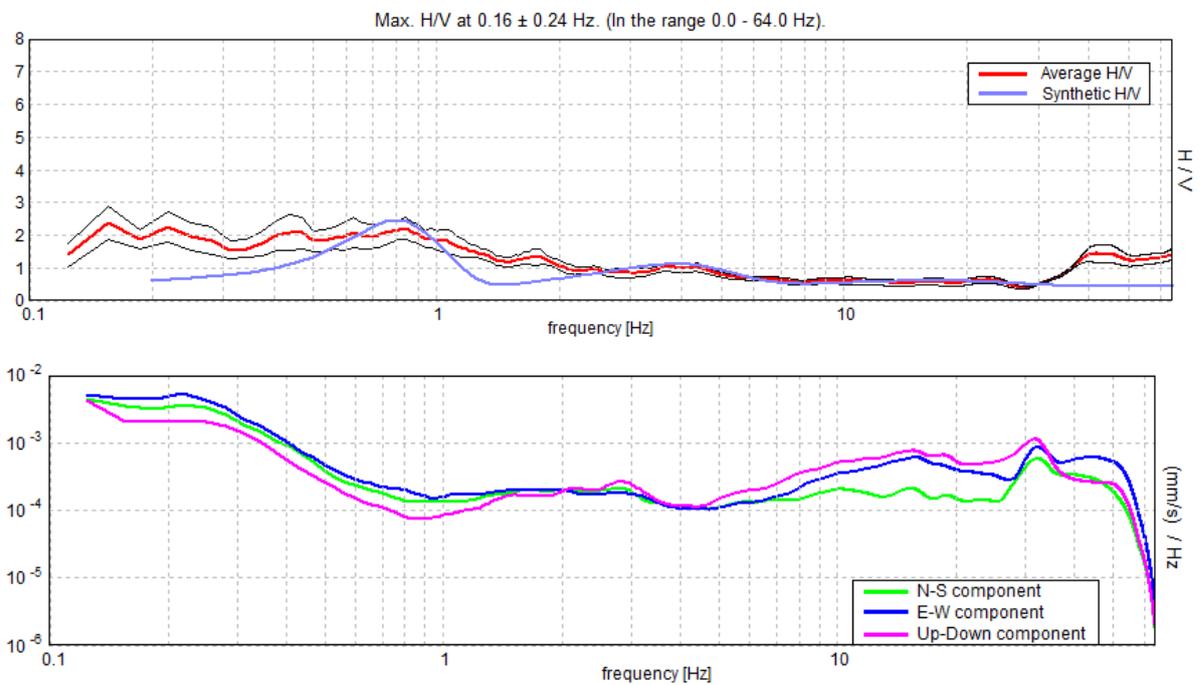
Serie temporale H/V durante la misura e in seguito alla rimozione dei disturbi



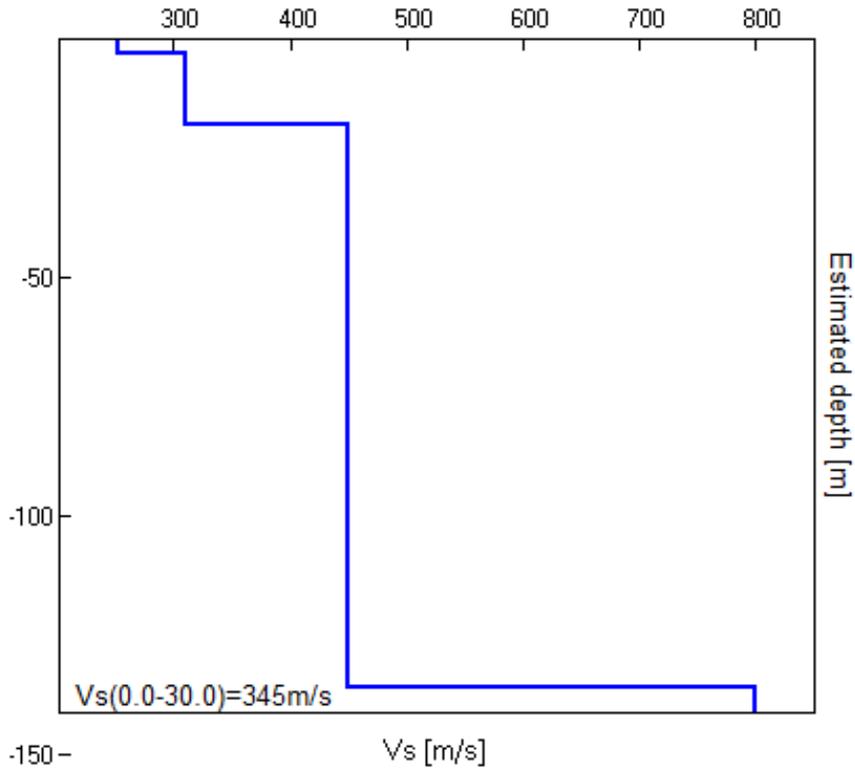


Curve H/V e deviazione standard prima e dopo la rimozione dei disturbi

Modellazione



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



Andamento della Vs con la profondità

| Profondità alla base dello strato [m] | Spessore [m] | Vs [m/s] |
|--|---------------------|-----------------|
| 3,00 | 3,00 | 252 |
| 18,00 | 15,00 | 310 |
| 138,00 | 118,00 | 450 |
| ∞ | ∞ | 800 |

Interpretazione

Il profilo sismo - stratigrafico verticale ricavato evidenzia una sequenza costituita da un orizzonte soffice superficiale, di spessore circa 3 m e $V_s \approx 250$ m/s in entrambi i casi. Seguono materiali progressivamente più rigidi con $V_s \approx 300$ e spessore pari a circa 15 m. Alla profondità di circa 18 m da p.c. la V_s raggiunge i 450 m/s per poi arrivare agli 800 m/s del bedrock a oltre 100 m di profondità.

Nel caso in esame gli spettri H/V hanno consentito di individuare frequenze di risonanza del terreno poste a circa 12,0 Hz, 7,9 Hz, 4,5 Hz, 0,8. Per un maggior dettaglio si rimanda ai capitoli precedenti.

Le misure effettuate hanno fornito, nell'ordine, i seguenti valori di Vs30: 350 m/s e 345 m/s, che permettono di attribuire il suolo alla categoria sismica C.

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



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, anche confrontando le prospezioni del comparto nord (bunker, marzo 2017) e sud (capannone, novembre 2017).

In estrema sintesi, anche dalla sola osservazione visiva dei profili penetrometrici in allegato 4, si evince che al di sotto del terreno sovraconsolidato o con riporto grossolano del piazzale retrostante il capannone esistente o di coltivo/arativo vegetale (30 – 60 cm, con passaggio graduale a sabbie limose e argillose sciolte o poco consolidate con caratteristiche di resistenza meccanica bassa e con spessore variabile da 0,60 a 1,5 m), compare un primo orizzonte di resistenza di poco superiore esteso sino a 3.3 m massimi, sovrapposto a un orizzonte indefinito formato principalmente da alternanze più o meno fitte di sabbie poco limose con ghiaia medio fine intervallate da strati sottili o lenti limitate di ghiaia, anche medio grossolana, o sabbie limose più soffici.

Lo spessore di questo orizzonte disomogeneo è uniformemente esteso almeno fino a 10 m di profondità; il grado di addensamento/consistenza cresce proporzionalmente con la profondità.

Le Norme Tecniche sulle Costruzioni contenute nel D.M. 14/01/2008 prescrivono che il valore caratteristico "fk" di ogni parametro geotecnico rappresenti numericamente la soglia al di sotto della quale si colloca non più del 5% dei valori desumibili da una serie teoricamente illimitata di prove. Quindi, nel caso in esame si ritengono applicabili le istruzioni contenute nella circolare n. 617 del 02 febbraio 2009 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che consentono di attribuire un valore operativo o di progetto basato sul giudizio del Geotecnico. In particolare, nel caso di condizioni di sito omogenee ed elevati volumi di terreno coinvolti (fondazioni superficiali) che consentono una possibile compensazione di eventuali eterogeneità, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quali valori caratteristici.

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 (assente nel caso in esame), E_y è il modulo elastico, mentre γ_n e γ_s sono rispettivamente il peso di volume naturale e saturo.

Viene fornito il modello geotecnico del sottosuolo (tabella 2).

N.B: il livello di falda è localizzato tra - 6 e - 10 m di profondità da p.c. (livello passibile di oscillazioni stagionali, la cui entità esula dagli scopi del presente elaborato).



Tab. 2: caratterizzazione fisica del litotipo presente nell'area investigata

| Livello | da m | a m | Litologia | N ₃₀ | φ (°) | E _y (kN/m ²) | γ _n (kN/m ³) | γ _s (kN/m ³) |
|---------|-------------------|-------------------|---|-----------------|----------|--|--|--|
| 1 | 0,60 | 1,20 ÷ 2,10 | Sabbia e sabbia limosa sciolta, con rara ghiaia fine | 3,7 | 29 | 2906 | 14,54 | 18,44 |
| 2 | 1,20 ÷ 2,10 | 3,00 ÷ 3,30 | Sabbia e sabbia debolmente limosa da sciolta a poco consolidata, con rara ghiaia medio fine | 7 | 30 | 5578 | 15,94 | 18,63 |
| 3 | 3,00 ÷ 3,30 | 10,20 | Alternanze più o meno fitte di sabbia quasi monogranulare e ghiaia medio fine debolmente limose, da poco a mediamente addensate, sature oltre 7-8 m da p.c. | 14 | 31 | 14124 | 18,14 | 19,02 |

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

L'indagine geognostica e geofisica condotta deve consentire anche l'attribuzione della categoria di sottosuolo ai sensi del D.M. 14/01/2008 – Norme Tecniche sulle Costruzioni: quanto svolto ed esposto nelle pagine che precedono ha portato a definire quale categoria di suolo di fondazione la C.

Tuttavia l'area di intervento ricade all'interno di un ambito dove viene riconosciuto lo scenario di Pericolosità Sismica Locale (PSL) Z4a (fig. 1), dove la DGR 2616/2011 prevede la realizzazione di un Secondo Livello di approfondimento per i comuni classificati in Zona Sismica 3.

Lo Studio Geologico del comune di Ripalta Cremasca non possiede tale studio di approfondimento di secondo livello, e pertanto tale analisi deve essere svolta a scala progettuale.

All'interno dell'area CRC in via Crocetta si rende quindi necessario predisporre l'approfondimento (app. 5) relativo agli aspetti sismici, come previsto dal Modulo 9 "Asseverazione del Geologo di congruità dei contenuti della Relazione Geologica ai requisiti richiesti dal punto 6.2.1 delle N.T.C. DM 14/01/08 e/o dalla D.G.R. IX 2616/2011" allegato alla D.G.R. 5001/2016.

Tale approfondimento consiste nella definizione del fattore di amplificazione sismica (Fa) locale del sito in esame che viene posto in relazione con il corrispondente Fa 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'Fa 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'Fa 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'Fa locale per edifici bassi e rigidi (periodo tra 0.1 e 0.5 sec) è risultato più basso di quello soglia comunale (vedi apposita relazione dello studio di approfondimento sismico di II livello per i dettagli – Allegato 5).

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": depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di Vs30 (velocità media di propagazione entro i primi 30 m di sottosuolo delle onde di taglio) compresi tra 180 e 360 m/sec.

Per quanto riguarda la categoria topografica, il sito in esame appartiene ad un contesto totalmente pianeggiante.

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 nel periodo di riferimento **PVR**, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella seguente.



| Stati Limite | | P_{V_R} : 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" V_R 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 $Se(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento V_R .

Il periodo di riferimento V_R si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso CU :

$$V_R = V_N \times CU$$

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

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

Tab. 3: Valori del coefficiente d'uso CU

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

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella 4 sottostante.



| TIPI DI COSTRUZIONE | | Vita Nominale V_N (in anni) |
|---------------------|--|----------------------------------|
| 1 | Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹ | ≤ 10 |
| 2 | Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale | ≥ 50 |
| 3 | Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica | ≥ 100 |

Tab. 4: Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

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.

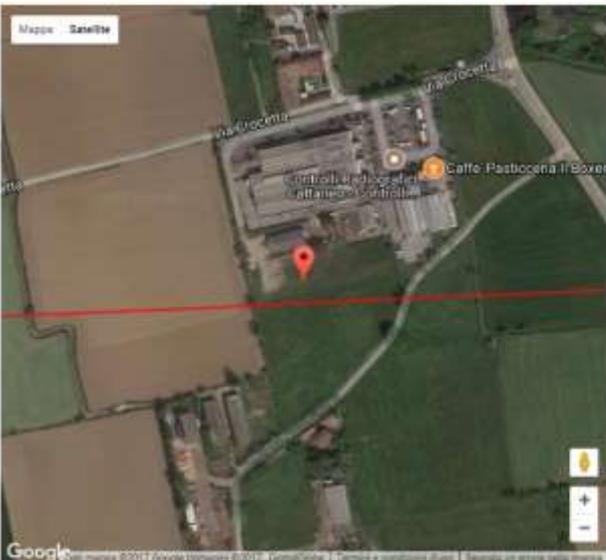
Il primo passo consiste nella determinazione di **a_g** (accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido), a partire dalle coordinate geografiche dell'opera da verificare, che vengono di seguito forniti.

Il dettaglio di tutti i parametri sismici riferiti al sito e al progetto in esame è riportato in allegato 6 e nel prospetto esposto nella pagina che segue.

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 1.279 m/s², a cui corrispondono valori di K_h e K_v rispettivamente pari a 0.026 e 0.013, mentre per le verifiche all'SLD si dovrà utilizzare un'accelerazione massima di 0.540 m/s², a cui corrispondono valori di K_h e K_v rispettivamente pari a 0.011 e 0.006.

| Via: <input type="text" value="Croceda"/> n°: <input type="text" value="11"/> Comune: <input type="text" value="Ripalta Cremesca"/> Cap: <input type="text" value="26010"/> Provincia: <input type="text" value="Cremona"/> | (1)* Coordinate WGS84 (*) Latitudine: <input type="text" value="45.324271"/> Longitudine: <input type="text" value="9.693461"/> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|--------------|-----------|-----------|-----|---------|----------------------------------|------|-------|-------|-------|---------------------------|------|-------|-------|-------|--------------------------------|------|-------|-------|-------|----------------------------|-----|-------|-------|-------|--|-------|-------|-------|-------|----|-------|-------|-------|-------|-------------|-------|-------|-------|-------|------|-------|-------|-------|-------|
| WGS84 (*) Latitudine: <input type="text"/> Longitudine: <input type="text"/> Isole: <input type="text" value="- Seleziona -"/> | (1)* Coordinate ED50 (*) Latitudine: <input type="text" value="45.325204"/> Longitudine: <input type="text" value="9.694506"/> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|  | Classe dell'edificio: <input type="text" value="II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali..."/> Cl = 3 Vita nominale: <input type="text" value="50"/> (Opere provvisoria <=10, Opere ordinarie >=30, Grandi opere >=100) Interpolazione: <input type="text" value="Media ponderata"/> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Visualizza vertici della maglia di appartenenza (1)* Il software converte i dati dal sistema WGS84 al sistema ED50, prima di elaborare i risultati è comunque possibile inserire direttamente le coordinate nel sistema ED50. I punti sulla mappa sono da considerarsi esclusivamente in coordinate WGS84. (2)* Il file creato con "Salva file" può essere importato automaticamente negli applicativi GestBru. | <table border="1"> <thead> <tr> <th>Stato Limite</th> <th>Tr [anni]</th> <th>A_0 [g]</th> <th>Fo</th> <th>Tc' [s]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Operatività (SLO)</td> <td>30</td> <td>0,030</td> <td>2,495</td> <td>0,199</td> </tr> <tr> <td>Danno (SLD)</td> <td>50</td> <td>0,037</td> <td>2,537</td> <td>0,217</td> </tr> <tr> <td>Salvaguardia vita (SLV)</td> <td>475</td> <td>0,087</td> <td>2,535</td> <td>0,206</td> </tr> <tr> <td>Prevenzione collasso (SLC)</td> <td>975</td> <td>0,112</td> <td>2,529</td> <td>0,297</td> </tr> <tr> <td>Periodo di riferimento per l'azione sismica:</td> <td>50</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table> | Stato Limite | Tr [anni] | A_0 [g] | Fo | Tc' [s] | Operatività (SLO) | 30 | 0,030 | 2,495 | 0,199 | Danno (SLD) | 50 | 0,037 | 2,537 | 0,217 | Salvaguardia vita (SLV) | 475 | 0,087 | 2,535 | 0,206 | Prevenzione collasso (SLC) | 975 | 0,112 | 2,529 | 0,297 | Periodo di riferimento per l'azione sismica: | 50 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Stato Limite | Tr [anni] | A_0 [g] | Fo | Tc' [s] | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Operatività (SLO) | 30 | 0,030 | 2,495 | 0,199 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Danno (SLD) | 50 | 0,037 | 2,537 | 0,217 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Salvaguardia vita (SLV) | 475 | 0,087 | 2,535 | 0,206 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Prevenzione collasso (SLC) | 975 | 0,112 | 2,529 | 0,297 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Periodo di riferimento per l'azione sismica: | 50 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI <input type="radio"/> Muri di sostegno - <input type="radio"/> Paratie <input checked="" type="radio"/> Stabilità dei pendii e fondazioni <input type="checkbox"/> Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti. H (m): <input type="text" value="1"/> us (m): <input type="text" value="0.1"/> Categoria sottosuolo: <input type="text" value="C"/> Categoria topografica: <input type="text" value="T1"/> <table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>SLO</th> <th>SLD</th> <th>SLV</th> <th>SLC</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Ss* Amplificazione stratigrafica</td> <td>1,50</td> <td>1,50</td> <td>1,50</td> <td>1,50</td> </tr> <tr> <td>Cc* Coeff. funz categoria</td> <td>1,79</td> <td>1,74</td> <td>1,59</td> <td>1,57</td> </tr> <tr> <td>St* Amplificazione topografica</td> <td>1,00</td> <td>1,00</td> <td>1,00</td> <td>1,00</td> </tr> </tbody> </table> <input type="checkbox"/> Acc.re massima attesa al sito [m/s²]: <input type="text" value="0.5"/> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Coefficienti</th> <th>SLO</th> <th>SLD</th> <th>SLV</th> <th>SLC</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>kh</td> <td>0,009</td> <td>0,011</td> <td>0,026</td> <td>0,040</td> </tr> <tr> <td>kx</td> <td>0,004</td> <td>0,006</td> <td>0,013</td> <td>0,020</td> </tr> <tr> <td>Amax [m/s²]</td> <td>0,435</td> <td>0,540</td> <td>1,279</td> <td>1,642</td> </tr> <tr> <td>Beta</td> <td>0,200</td> <td>0,200</td> <td>0,200</td> <td>0,240</td> </tr> </tbody> </table> | | SLO | SLD | SLV | SLC | Ss* Amplificazione stratigrafica | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | Cc* Coeff. funz categoria | 1,79 | 1,74 | 1,59 | 1,57 | St* Amplificazione topografica | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | Coefficienti | SLO | SLD | SLV | SLC | kh | 0,009 | 0,011 | 0,026 | 0,040 | kx | 0,004 | 0,006 | 0,013 | 0,020 | Amax [m/s²] | 0,435 | 0,540 | 1,279 | 1,642 | Beta | 0,200 | 0,200 | 0,200 | 0,240 |
| | SLO | SLD | SLV | SLC | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Ss* Amplificazione stratigrafica | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Cc* Coeff. funz categoria | 1,79 | 1,74 | 1,59 | 1,57 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| St* Amplificazione topografica | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Coefficienti | SLO | SLD | SLV | SLC | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| kh | 0,009 | 0,011 | 0,026 | 0,040 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| kx | 0,004 | 0,006 | 0,013 | 0,020 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Amax [m/s²] | 0,435 | 0,540 | 1,279 | 1,642 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Beta | 0,200 | 0,200 | 0,200 | 0,240 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

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

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. eventi sismici con magnitudo M inferiore a 5;



2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori a 0.1 g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m da p.c., per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica dinamica normalizzata maggiore di 30 colpi oppure resistenza penetrometrica statica normalizzata maggiore di 180;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1 (a) della NTC 2008 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 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 soli punti da 3 a 5 sopra citati.

La consultazione della cartografia resa disponibile attraverso il sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), riconosce per il territorio di Ripalta Cremasca un valore di accelerazione massima attesa al piano campagna con probabilità di superamento in 50 anni pari al 10% compreso tra 0,075 e 0,100 g, inferiore pertanto al valore soglia di 0,1 g di cui al punto 2 (figura 3).

In relazione al punto 2 pertanto può essere in prima istanza esclusa la possibilità di liquefazione.

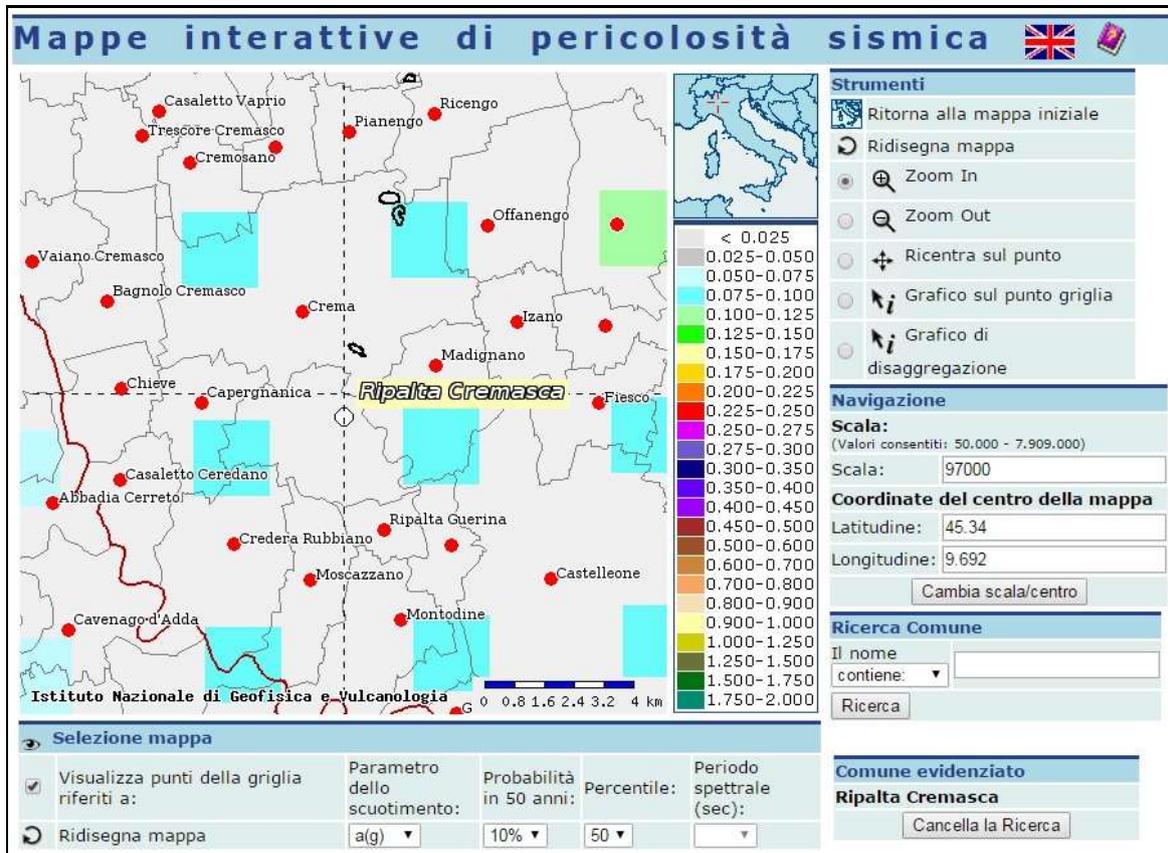


Figura 3: mappa interattiva della pericolosità sismica tratta dal sito dell'INGV

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 sostituito l'approccio nel calcolo geotecnico, da una modalità alle cosiddette Tensioni Ammissibili (D.M.LL.PP. 11/03/1988, applicabile solo nella Zona sismica 4 e solo per alcune tipologie di edifici, pertanto NON al caso in esame) a quella agli Stati Limite (D.M. II. e TT. 14/08/2008 "Norme Tecniche sulle Costruzioni", obbligatoria nelle zone simiche 1, 2 e 3 e per edifici di classe 1 e 2), 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 nel territorio in esame fino a pochi anni prima della redazione del presente elaborato.

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.

In assenza della progettazione esecutiva strutturale dell'edificio si ipotizzano fondazioni dirette a plinti quadrati di diversa impronta (lato minimo 2 m) e piano di appoggio tale da intercettare terreni dalle accettabili condizioni di consistenza e consolidamento naturale, ovvero circa 1,5 m dal p.c. attuale. Si ritiene che le soluzioni ipotizzate e oggetto delle verifiche geotecniche rappresentino le scelte più diffuse e utilizzate per l'appoggio e il sostegno di opere come quella in progetto, in contesti ordinari.



Tab. 5: determinazione della capacità portante ammissibile (Q_{amm})

| tipo di fondazione, dimensioni (piano di posa – 1,5 m dal p.c.) | Q_{amm} (kN/m ²) | Stima dei cedimenti (mm) conseguenti all'applicazione di Q_{amm} * |
|--|-----------------------------------|---|
| Plinto quadrato, lato 2.0 m | 116 | 14 |
| Plinto quadrato, lato 2.5 m | 126 | 18 |
| Plinto quadrato, lato 3.0 m | 136 | 23 |
| Plinto quadrato, lato 3.5 m | 147 | 28 |

* cedimento calcolato sulla Q_{amm}

Va ad ogni modo specificato che i cedimenti in terreni prevalentemente granulari, come quelli su cui poggeranno le fondazioni in progetto, sono essenzialmente di natura elastica, e tendono a manifestarsi per la maggior parte contestualmente all'applicazione del carico. Si ritiene pertanto che cedimenti secondari di tipo edometrico, legati alla componente coesiva presente nei terreni in esame, saranno ben più contenuti rispetto ai valori indicati. Carichi inferiori alla Q_{amm} innescheranno logicamente cedimenti proporzionalmente inferiori.

8 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 14/01/2008) – CONDIZIONI STATICHE

N.B.: UNICO METODO UTILIZZABILE DAL 14/10/2014

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 adottano due diversi approcci progettuali:

| APPROCCIO 1 (DA1) | | APPROCCIO 2 (DA2) |
|--------------------------|-----------------------|-------------------------------|
| ⇓ | ⇓ | ⇓ |
| <i>Combinazione 1</i> | <i>Combinazione 2</i> | <i>Combinazione 1 o Unica</i> |
| (A1+M1+R1) | (A2+M2+R2) | (A1+M1+R3) |
| (STR) | (GEO) | (STR + GEO) |



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

A = Azioni γ_F

M = resistenza dei materiali (terreno) γ_M

R = resistenza globale del sistema γ_R

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. 14/01/2008, 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.

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

| CARICHI | EFFETTO | Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E) | EQU | (A1) STR | (A2) GEO |
|---|-------------|--|-----|----------|----------|
| Permanenti | Favorevole | γ_{G1} | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | Sfavorevole | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Permanenti non strutturali ⁽¹⁾ | Favorevole | γ_{G2} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Variabili | Favorevole | γ_{Qk} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 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 | $\tan \phi'_k$ | γ_ϕ | 1,0 | 1,25 |
| Coesione efficace | c'_k | γ_c | 1,0 | 1,25 |
| Resistenza non drenata | c_{uk} | γ_{cu} | 1,0 | 1,4 |
| Peso dell'unità di volume | γ | γ_γ | 1,0 | 1,0 |

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

| VERIFICA | COEFFICIENTE PARZIALE (R1) | COEFFICIENTE PARZIALE (R2) | COEFFICIENTE PARZIALE (R3) |
|-------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| Capacità portante | $\gamma_R = 1,0$ | $\gamma_R = 1,8$ | $\gamma_R = 2,3$ |
| Scorrimento | $\gamma_R = 1,0$ | $\gamma_R = 1,1$ | $\gamma_R = 1,1$ |



In sintesi questo nuovo approccio non prevede l'applicazione di un fattore di sicurezza unico (come previsto dal 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 al terreno di fondazione (livello 2, tabella 2) e considerando le medesime tipologie fondazionali e quota del piano di posa delle fondazioni (-150 cm da p.c.) già descritte nel capitolo che precede.

Tab. 6: determinazione dei valori di ***Rd in condizioni statiche*** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 14/01/2008 e per le tipologie fondazionali considerate

| Tipo di fondazione, dimensioni (quota di imposta – 1,5 m da p.c.) | Approccio 1 Combinazione 1 A1+M1+R1 (STR) kN/m ² | Approccio 1 Combinazione 2 A2+M2+R2 (GEO) kN/m ² | Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ² | Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR) kN/m ² |
|--|--|--|--|--|
| Plinto quadrato, lato 2.0 m | 349 | 171 | 349 | 349 |
| Plinto quadrato, lato 2.5 m | 378 | 183 | 378 | 378 |
| Plinto quadrato, lato 3.0 m | 409 | 196 | 409 | 409 |
| Plinto quadrato, lato 3.5 m | 441 | 209 | 441 | 441 |

I risultati riportati nella tabella 6 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 Ed (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. 7: 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. 14/01/2008 e per le tipologie fondazionali considerate.

| Tipo di fondazione, dimensioni (quota di imposta – 1,5 m da p.c.) | Approccio 1 Combinazione 1 A1+M1+R1 (STR) kN/m² | Approccio 1 Combinazione 2 A2+M2+R2 (GEO) kN/m² | Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m² | Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m² |
|--|---|---|---|--|
| Plinto quadrato, lato 2.0 m | 349 | 95 | 152 | 349 |
| Plinto quadrato, lato 2.5 m | 378 | 102 | 164 | 378 |
| Plinto quadrato, lato 3.0 m | 409 | 109 | 178 | 409 |
| Plinto quadrato, lato 3.5 m | 441 | 116 | 192 | 441 |

* 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. 14/01/2008) – 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 4), 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

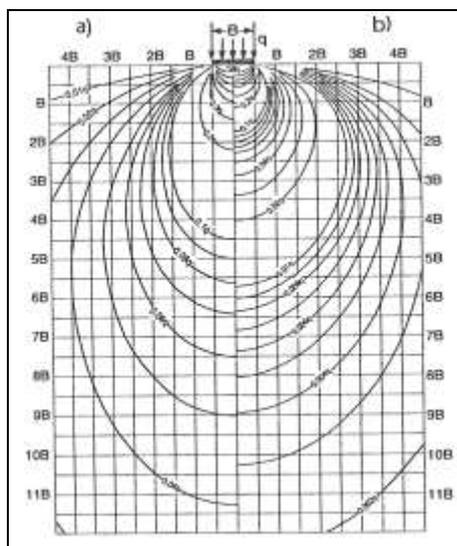


Fig. 4: curve di uguale pressione verticale sotto una fondazione: a) nastriforme – b) quadrata



Ai sensi del D.M. 14/01/2008, nella verifica agli SLE, i valori delle proprietà meccaniche dei terreni da adoperare nelle analisi sono quelli caratteristici f_k che quindi corrispondono a quelli di progetto, e i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari. Ciò premesso, in assenza dei valori di azione reali esercitati dalla/e struttura/e in progetto (di competenza del Progettista Strutturista), 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. In queste righe si intende richiamare l'attenzione sul fatto che:

- le fondazioni dovranno trovare sempre e tassativamente appoggio su terreni naturali di natura sabbioso-ghiaiosa, superando sempre la coltre sommitale, per almeno 1,5 m di spessore, di terreni organici vegetali o di riporto;
- al fine di contenere lo sviluppo di cedimenti differenziali, stante l'ipotesi di fondazioni isolate a plinti, si raccomanda fortemente di prevedere adeguati e idonei elementi molto rigidi di collegamento, fortemente resistenti alla torsione, al fine di collegare tra di loro i corpi altrimenti svincolati.

10 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" E DI ESERCIZIO "SLE" DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 14/01/2008) – 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 a valori di resistenza allo SLU per i terreni interessati dalla posa delle fondazioni.

La circolare esplicativa del 02.02.2009 alle N.T.C., al paragrafo C7.11.5.3.1, riporta: "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_γ in funzione del coefficiente sismico K_{hk} ; il fattore N_γ 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.

In assenza della progettazione esecutiva delle opere in previsione, sono stati ipotizzati dagli scriventi i dati strutturali di interesse anti-sismico relativi a una struttura in calcestruzzo armato e muratura di altezza dal piano fondale o fuori terra pari a 9 m con un periodo T del modo fondamentale di vibrare pari a 0,39 s 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. 8 che segue.

Tab. 8: *determinazione dei valori di **R_d in condizioni dinamiche (all'SLV)** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 14/01/2008 e per le tipologie fondazionali considerate*

| Tipo di fondazione, dimensioni (quota di imposta – 1,5 m da p.c.) | Approccio 1 Combinazione 1 A1+M1+R1 (STR) kN/m ² | Approccio 1 Combinazione 2 A2+M2+R2 (GEO) kN/m ² | Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ² | Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR) kN/m ² |
|--|--|--|--|--|
| Plinto quadrato, lato 2.0 m | 266 | 135 | 266 | 266 |
| Plinto quadrato, lato 2.5 m | 274 | 138 | 274 | 274 |
| Plinto quadrato, lato 3.0 m | 284 | 142 | 284 | 284 |
| Plinto quadrato, lato 3.5 m | 296 | 146 | 296 | 296 |

I risultati riportati nella tabella 8 sono riferiti esclusivamente al valore di R_d (o capacità portante agli stati limite ultimi dinamici Q_{SLVdin}). In assenza dei valori di progetto dell'azione E_d , di competenza del Progettista Strutturista, si è ritenuto utile procedere al calcolo dei valori per i quali risulta verificata l'equazione:

$$R_d/\gamma_r \geq E_d \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Nella tabella che segue sono riportati i suddetti valori di R_d/γ_r .

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. 9: 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. 14/01/2008 e per le tipologie fondazionali considerate.

| Tipo di fondazione, dimensioni (quota di imposta – 1,5 m da p.c.) | Approccio 1 Combinazione 1 A1+M1+R1 (STR) kN/m ² | Approccio 1 Combinazione 2 A2+M2+R2 (GEO) kN/m ² | Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ² | Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ² |
|--|--|--|--|---|
| Plinto quadrato, lato 2.0 m | 266 | 75 | 116 | 266 |
| Plinto quadrato, lato 2.5 m | 274 | 77 | 119 | 274 |
| Plinto quadrato, lato 3.0 m | 284 | 79 | 123 | 284 |
| Plinto quadrato, lato 3.5 m | 296 | 81 | 129 | 296 |

* 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 14/01/08 "Norme Tecniche sulle Costruzioni" e dalle D.G.R. Lombardia 2616/2011 e 5001/2016, a supporto della progettazione di un intervento di nuova costruzione di un edificio della tipologia a capannone industriale per ospitare l'ampliamento dell'insediamento industriale della ditta RC, in comune di Ripalta Cremasca (CR), nelle aree industriali di via Crocetta.

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 complessive 5 prove penetrometriche dinamiche (3 nella campagna di marzo 2017 per il vicino bunker e 2 integrative in corrispondenza del sedime nord del nuovo capannone) e di misure di sismica passiva a stazione singola, che hanno consentito di ricostruire l'assetto stratigrafico locale e di acquisire i parametri geotecnici dei terreni di fondazione.

Le indagini condotte consentono di esprimere le seguenti considerazioni conclusive:



- la stratigrafia dell'area si riassume nella presenza di uno strato superficiale posto in continuità con il suolo o terreno arativo/coltivo vegetale (dove presente) o di materiali di riporto del piazzale, dalle caratteristiche di resistenza scarse e formato da sabbie limose e limi sabbiosi sciolti o poco consolidati, con rara ghiaia;
- lo spessore di questo orizzonte nel comparto di interesse e in corrispondenza con il sedime del nuovo edificio, varia da 1,2 m fino a 2,10 m massimi e si ritiene non possieda le caratteristiche geotecniche adatte a costituire l'orizzonte di appoggio delle opere di fondazione, che pertanto si consiglia di attestare alla quota media di 1,50 m da p.c., profondità media di comparsa del primo orizzonte a grado di consolidamento e resistenza accettabili;
- le prove penetrometriche realizzate ad hoc e l'analisi della bibliografia tematica locale hanno intercettato la falda freatica, che anche da dati di letteratura dovrebbe attestarsi ad una profondità di circa 8-9 m da p.c.; l'entità delle oscillazioni del battente d'acqua sotterraneo esula dalle finalità del presente elaborato;
- il calcolo relativo alla portanza del terreno è stato eseguito sia col metodo delle Tensioni Ammissibili (di cui al D.M.LL.PP. 11/03/88) che attraverso il metodo degli Stati Limite (NTC di cui al D.M. 14/01/2008). Attraverso il metodo alle Tensioni Ammissibili ha fornito i valori di capacità portante ammissibile e cedimento riportati nella tabella riepilogativa che segue:

| tipo di fondazione, dimensioni (piano di posa – 1,5 m dal p.c.) | Qamm (kN/m ²) | Stima dei cedimenti (mm) conseguenti all'applicazione di Qamm * |
|--|------------------------------|--|
| Plinto quadrato, lato 2.0 m | 116 | 14 |
| Plinto quadrato, lato 2.5 m | 126 | 18 |
| Plinto quadrato, lato 3.0 m | 136 | 23 |
| Plinto quadrato, lato 3.5 m | 147 | 28 |

*: carichi inferiore alla Qamm e pari al carico massimo in grado di generare un cedimento pari a 40 mm

- la verifica agli Stati Limite Ultimi in **condizioni statiche** ha portato alla definizione dei valori di Ed massimi accettabili (Rd/γr) 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, dimensioni (quota di imposta – 1,5 m da p.c.) | Approccio 1 Combinazione 1 A1+M1+R1 (STR) kN/m ² | Approccio 1 Combinazione 2 A2+M2+R2 (GEO) kN/m ² | Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ² | Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ² |
|--|--|--|--|---|
| Plinto quadrato, lato 2.0 m | 349 | 95 | 152 | 349 |
| Plinto quadrato, lato 2.5 m | 378 | 102 | 164 | 378 |
| Plinto quadrato, lato 3.0 m | 409 | 109 | 178 | 409 |
| Plinto quadrato, lato 3.5 m | 441 | 116 | 192 | 441 |

* 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 $R3=R1=1$

- 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** ai sensi dell'Allegato 2 dell'OPCM 3274/03, **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 (paragrafo C7.11.5.3.1 della circolare esplicativa del 02.02.2009) ha portato alla definizione dei valori di R_d/γ_r (corrispondenti agli Ed 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, dimensioni (quota di imposta – 1,5 m da p.c.) | Approccio 1 Combinazione 1 A1+M1+R1 (STR) kN/m ² | Approccio 1 Combinazione 2 A2+M2+R2 (GEO) kN/m ² | Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ² | Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ² |
|--|--|--|--|---|
| Plinto quadrato, lato 2.0 m | 266 | 75 | 116 | 266 |
| Plinto quadrato, lato 2.5 m | 274 | 77 | 119 | 274 |
| Plinto quadrato, lato 3.0 m | 284 | 79 | 123 | 284 |
| Plinto quadrato, lato 3.5 m | 296 | 81 | 129 | 296 |

* 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 $R3=R1=1$

Si suggerisce in ogni caso di considerare con la massima cautela la messa in opera di fondazioni dirette entro il primo metro di sottosuolo dal p.c. attuale, che si troveranno ad appoggiare su terreni



granulari disomogenei e con basso grado di addensamento, al fine di contrastare lo sviluppo di cedimenti differenziali, privilegiando piani di posa più profondi tali da raggiungere la quota media di 1,5 m da p.c., quota di comparsa dei primi terreni a grado di resistenza accettabile e in grado di conferire maggiore sicurezza alla staticità della struttura.

Si espongono inoltre le seguenti raccomandazioni:

- le fondazioni dovranno trovare sempre e tassativamente appoggio su terreni naturali di natura sabbioso-ghiaiosa, superando sempre la coltre sommitale, per almeno 1,5 m di spessore, di terreni organici vegetali o di riporto;
- al fine di contenere lo sviluppo di cedimenti differenziali, stante l'ipotesi di fondazioni isolate a plinti, si raccomanda fortemente di prevedere adeguati e idonei elementi molto rigidi di collegamento, fortemente resistenti alla torsione, al fine di collegare tra di loro i corpi altrimenti svincolati.

Sulla base dell'indagine svolta (eseguita necessariamente per punti), premesso quanto sopra e fatte salve le indicazioni tecniche riportate e la scrupolosa osservazione dei valori di capacità portante calcolati, che non dovranno per nessun motivo essere superati, 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.

Inoltre è possibile reputare quanto in progetto conciliabile con gli strumenti di pianificazione territoriale di natura geologica e idrogeologica di cui Ripalta Cremasca 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 2.

21/11/2017

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.