
Regione Emilia-Romagna
Provincia di Ravenna

COMUNE ALFONSINE

RELAZIONE GEOLOGICA, DI CARATTERIZZAZIONE SISMICA E GEOTECNICA

PROGETTO PER L'AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE – 1° STRALCIO

Committente: Comune di Alfonsine



S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com

Aprile 2016



1. PREMESSA.....	3
2. IL SISTEMA DELLA PIANIFICAZIONE	4
3. LINEAMENTI GEOLOGICI GENERALI	19
3.1 Lineamenti strutturali	20
4. LINEAMENTI CLIMATOLOGICI.....	26
4.1. Pluviometria.....	26
4.2. Evapotraspirazione	26
4.3. Idrometria.....	27
5. GEOMORFOLOGIA E IDROGRAFIA	28
6. IDROGEOLOGIA.....	29
7. LITOLOGIA SUPERFICIALE.....	32
8. CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE E GEOMECCANICHE	33
8.1 Analisi di laboratorio geotecnico	35
8.2 Misure digitali del rumore sismico eseguite con il “Tromino”, misure SASW- MASW.	37
9. MICROZONAZIONE SISMICA.....	41
9.1 Liquefazione.....	46
9.2 Assestamenti terreni coesivi post-sisma	47
9.3 Analisi del rischio dei fenomeni cosismici.....	47
9.4 Considerazione conclusive in merito alla DAL 2381/2015 sugli approfondimenti del terzo livello	49
10. CONSIDERAZIONE GEOTECNICHE.....	50
10.1 Metodo utilizzato per la valutazione dei parametri geotecnici caratteristici.....	50
10.2 Parametri geotecnici caratteristici per la valutazione delle resistenze di progetto.....	52
10.2.1 Parametri geotecnici caratteristici delle unità litostratigrafiche del sito indagato	57
10.3 VALUTAZIONE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) – STATO LIMITE DI RESISTENZA DEL TERRENO.....	59
10.3.1 Calcolo del carico limite dell’insieme fondazione-terreno - premessa	61
10.3.2 VALUTAZIONE DELLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) – DEFORMAZIONI IRREVERSIBILI	67
11. CONCLUSIONI.....	68
APPENDICE.....	70
ALLEGATI.....	76

1. PREMESSA

La presente indagine è stata programmata allo scopo di acquisire le conoscenze dei parametri geologici e geotecnici e di verificare la fattibilità della variante al POC in oggetto.

Pertanto scopo della presente relazione è aggiornare le conoscenze geologiche del sito in esame alle attuali normative di pianificazione urbanistica e sismica.

In tal modo potranno essere individuati eventuali rischi geologici dell'area di interesse e potranno essere indicate le opportune azioni di mitigazione degli stessi.

La presente relazione è stata condotta in ottemperanza a quanto prescritto al Piano Territoriale Paesistico Regionale, al Piano di Tutela delle Acque e alle norme del Piano Stralcio per il Torrente Senio, alle Norme Tecniche per la Costruzione contenute nel DM 14-01-2008 e all'Atto di Indirizzo della D.G.R. n. 112 del 02-05-2007, Piano Strutturale e RUE dell'associazione dei comuni della Bassa Romagna.

Per la realizzazione dello studio in oggetto si è proceduto alla raccolta e selezione critica di tutti i dati bibliografici riguardanti il territorio di interesse ed un adeguato intorno; tali dati sono stati successivamente integrati tramite rilevamenti ed indagini sul sito oggetto di variante. I dati raccolti hanno permesso di analizzare le caratteristiche litostratigrafiche e geomeccaniche del sottosuolo oggetto di studio, elaborando, alla luce di quanto emerso, una serie di considerazioni geologiche e geotecniche utili a definire il grado di fattibilità dell'ampliamento del cimitero e le eventuali azioni di mitigazione al fine di minimizzare l'eventuale livello di rischio geologico e programmare nel migliore dei modi le eventuali successive fasi di pianificazione.

Stante gli obiettivi sopra menzionati sono state programmate le seguenti indagini:

- n. 2 prove penetrometriche con punta elettrica e piezocono spinte a 20 metri dal piano di campagna;
- n. 1 SASW / MASW;
- n. 1 tromini.
- N. 1 sondaggio a carotaggio continuo con raccolta di n. 3 campioni indisturbati e n. 3 campioni semidisturbati.
- Analisi di laboratorio geotecnico per la caratterizzazione dei terreni.

Nel rispetto della DAL 2193/2015 e della L.R. 19/2008 la relazione geologica è redatta in adempimento al III livello di approfondimento, considerando comunque che eventuali approfondimenti, qualora necessari, saranno effettuati nella presumibile successiva fase di PUA.

La DAL 2381/2015 prevede di produrre almeno i seguenti elaborati:

- *perimetrazione delle aree oggetto delle indagini,*
- *spettri di risposta riferiti a tale aree, per un periodo di ritorno di 475 anni con smorzamento $c = 5\%$ e le mappe di amplificazione in termini di*
 - *PGA / PGAo*
 - *SI / Slo*

Pertanto per l'analisi del III livello dovrà essere realizzato un modello geologico e di caratterizzazione geotecnica del sito oggetto di indagine sia in campo statico che dinamico.

Dovranno essere verificati eventuali fenomeni di liquefazione o di significativo addensamento dei terreni fini post sisma.

La DAL 2193/2015 obbliga per l'analisi dinamica locale all'utilizzo dei segnali di input sismico forniti dalla Regione Emilia-Romagna.

2. IL SISTEMA DELLA PIANIFICAZIONE

Si riportano brevemente i principali elementi della pianificazione sovraordinata di interesse per la presente relazione.

IL PTCP

In base al PTCP e al PSC l'area in esame si trova nella unità di paesaggio n. 3, "Valli del Reno".

Unità di Paesaggio (PSC) – vincolo subordinato: PTCP



L'Unità di paesaggio delle bonifiche di Lavezzola e Alfonsine: comprende il territorio a sud della strada Reale tra Lavezzola e Alfonsine. Le politiche pubbliche e gli interventi di trasformazione dovranno, in particolare, considerare il disegno agrario delle bonifiche detto "della larga", caratterizzato da un sistema insediativo rarefatto e dalla viabilità, a matrice regolare, che discende dal grande disegno agrario delle bonifiche, nonché contrastare gli elementi specifici di rischio e conflitto presenti o potenziali (rappresentati, in particolare, da scarsi livelli di naturalità);

RETE IDROGRAFICA:

- Oltre ai fiumi appenninici Senio, Santerno e Reno, un importante ruolo per la bonifica del territorio lo si deve ai seguenti canali:
- Canale dei Mulini di Imola lungo la direttrice Imola - Massalombarda - Conselice;
- Canale dei Mulini di Castelbolognese tra Santerno e Senio;
- Canal Vela;
- Canale Zanelli (breve tratto) alla destra del Senio da Faenza al Primaro;

DOSSI

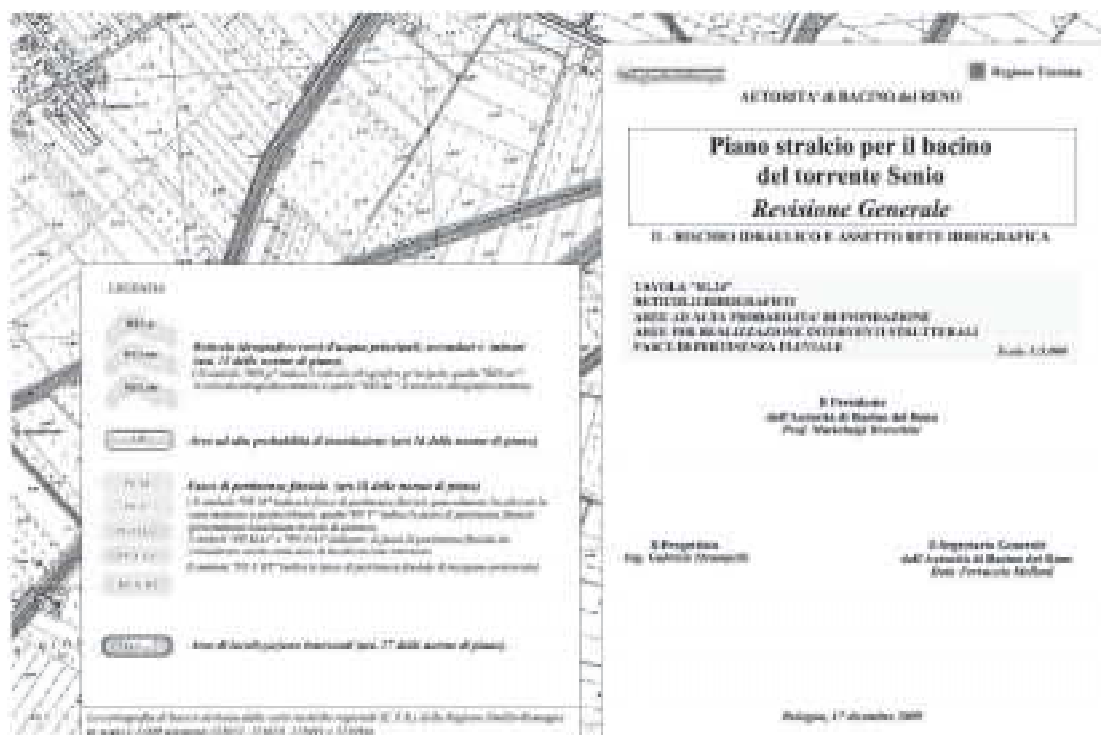
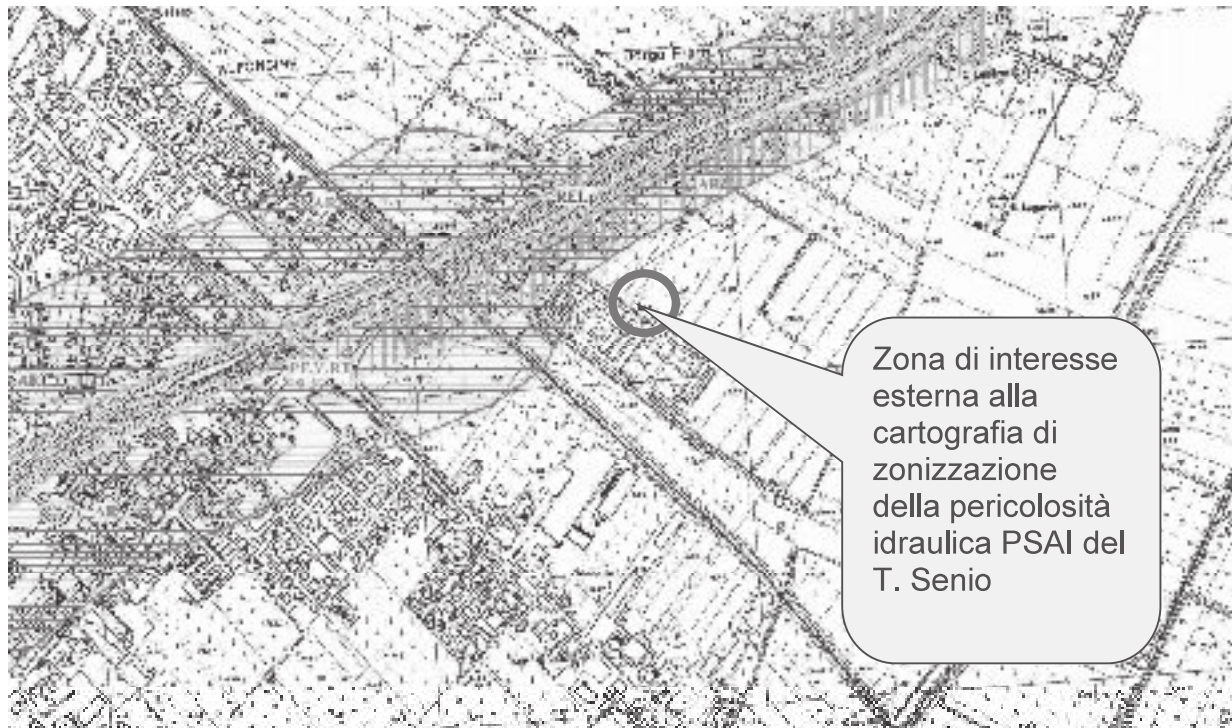
Sono rilevanti e visibili:

- dosso del Senio, che delimita il lato sud-est dell'U. di P., e le sue divagazioni;
- dosso del Santerno con le sue divagazioni;
- tratto del dosso del Po di Primaro, nella zona nord.

Nell'area in esame tra gli elementi idrografici sopra menzionati quello più prossimo all'area in esame è il Fiume Senio che scorre arginato e pensile a circa 140 m a NNO dell'area di interesse.

Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico (PSAI) del T. Santerno – Autorità di Bacino Reno

In base a tale piano non risultano particolari pericolosità idrauliche per l'area in esame. Infatti la zona di interesse non risulta cartografata.



Criticità idrauliche.

Il PSC non evidenzia che l'area in esame si trova in un'area a elevata criticità diffusa solo in caso di eventi straordinari monosecolari o bisecolari.

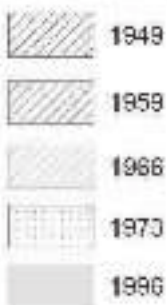


Alluvioni storiche.

Il PSC non evidenzia alcuna alluvione storica per l'area in esame

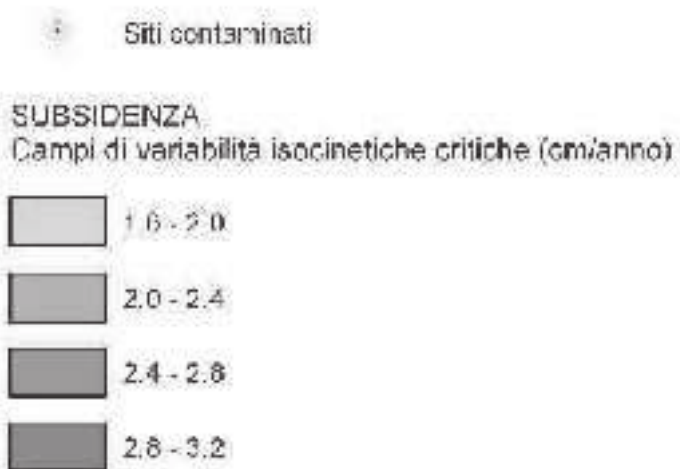
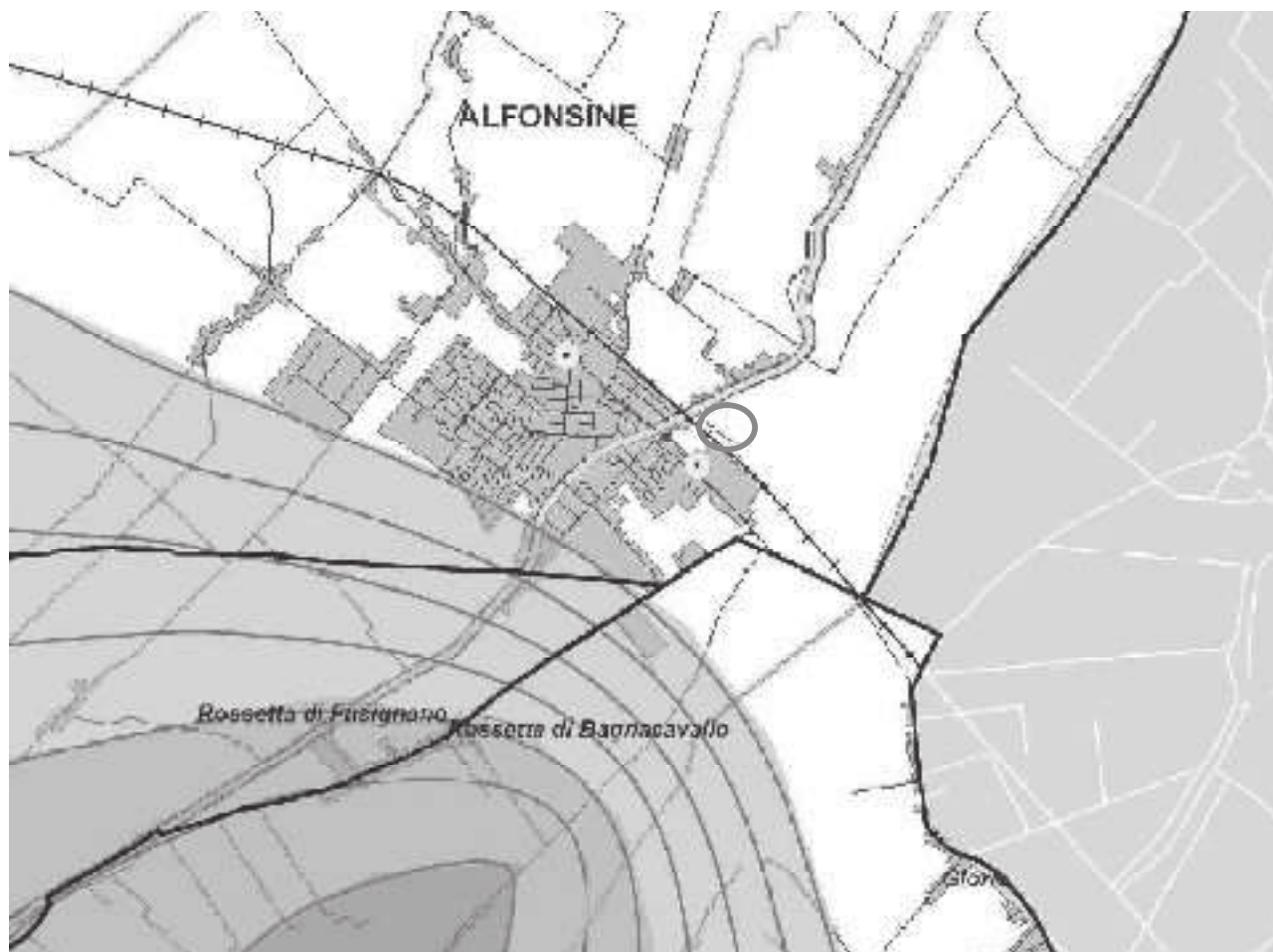


Alluvioni Storiche - Aree esondate (fonte dati Provincia)



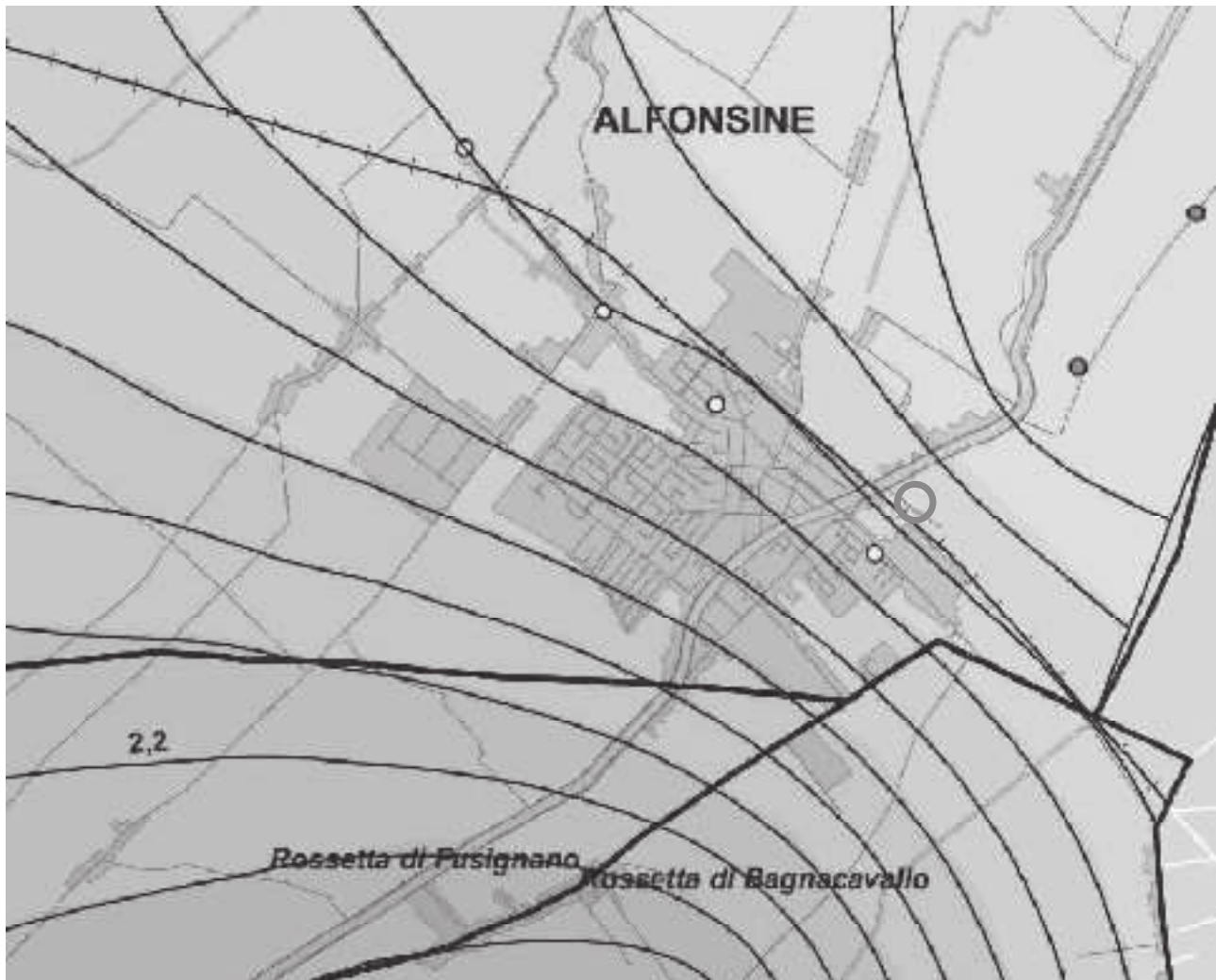
Criticità del sistema naturale ambientale.

Il PSC non evidenzia alcuna criticità

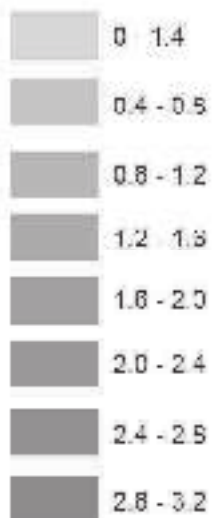


Subsidenza.

Il PSC mostra che l'area in esame è interessata da unsubsidenza compresa tra 0.8 cm/anno e 1.0 cm/anno.

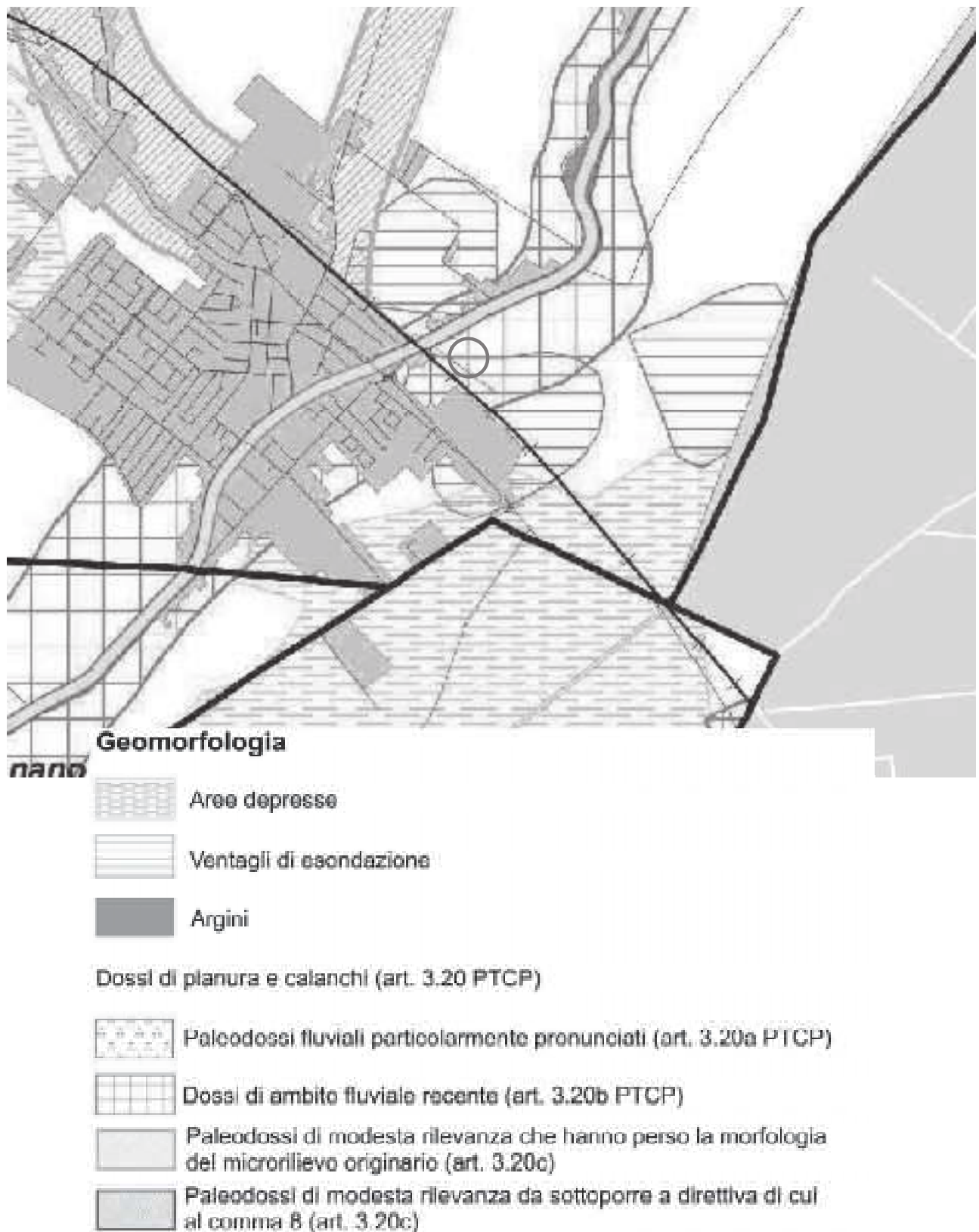


Linee isocinetiche (campi di variabilità isocinetiche - cm/anno)



Geomorfologia.

Il PSC mostra che l'area in esame ricade all'interno di un dosso di ambito fluviale recente (Art.3.20 b del PTCP). Inoltre il sito è interessato anche da un ventaglio di esondazione.



Art. 3.20 - Particolari disposizioni di tutela di specifici elementi: dossi di pianura e calanchi

1.(D) I dossi di pianura, rappresentati morfostuttore che per rilevanza storico testimoniale e/o consistenza fisica costituiscono elementi di connotazione degli insediamenti storici e/o concorrono a definire la struttura planiziale sia come ambiti recenti di pertinenza fluviale sia come elementi di significativa rilevanza idraulica influenti il comportamento delle acque di esondazione.

2.(D) Nelle tavole contrassegnate dal numero 2 del presente Piano è riportato l'insieme dei dossi e delle dune costiere che, avendo diversa funzione e/o rilevanza vengono graficamente distinti in:

- a) Paleodossi fluviali particolarmente pronunciati
- b) Dossi di ambito fluviale recente
- c) Paleodossi di modesta rilevanza
- d) Sistemi dunosi costieri di rilevanza storico documentale paesistica
- e) Sistemi dunosi costieri di rilevanza idrogeologica

I dossi e i sistemi dunosi individuati nei punti a), b) e c) sono da intendersi sottoposti alle tutele ed agli indirizzi di cui ai successivi commi. L'individuazione cartografica dei dossi di cui al punto c) costituisce documentazione analitica di riferimento per i Comuni che, in sede di adeguamento dello strumento urbanistico generale alle disposizioni di cui al presente Piano, dovranno verificare la diversa rilevanza percettiva e/o storico-testimoniale attraverso adeguate analisi, al fine di stabilire su quali di tali elementi valgano le tutele di cui ai commi successivi.

3.(P) Le delimitazioni operate dai Comuni, con riferimento ai paleodossi di modesta rilevanza (percettiva e/o storico testimoniale e/o idraulica) di cui al punto c) del 2° comma nell'ambito degli strumenti di cui al comma precedente ed eventuali ridefinizioni di delimitazioni difformi da quelle individuate dal presente Piano, alle condizioni evidenziate nel comma precedente, non costituiscono variante grafica al presente Piano.

4.(D) Nelle aree interessate da paleodossi o dossi individuati ai punti a) e b) del precedente comma 2 ovvero ritenute dai comuni meritevoli di tutela fra quelli individuati al punto c) del medesimo comma nuove previsioni urbanistiche comunali dovranno avere particolare attenzione ad orientare l'eventuale nuova edificazione in modo da preservare:

- da ulteriori significative impermeabilizzazioni del suolo, i tratti esterni al tessuto edificato esistente;
- l'assetto storico insediativo e tipologico degli abitati esistenti prevedendo le nuove edificazioni preferibilmente all'interno delle aree già insediate o in stretta contiguità con esse;
- l'assetto morfologico ed il microrelievo originario.

La realizzazione di infrastrutture, impianti e attrezzature tecnologiche a rete o puntuali comprenderà l'adozione di accorgimenti costruttivi tali da garantire una significativa funzionalità residua della struttura tutelata sulla quale si interviene.

Altimetria.

Il PSC mostra che l'area in esame si trova a circa 5÷6 m sul livello mare.


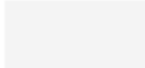
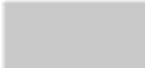


Litologia superficiale

Il PSC mostra che nella parte superficiale dell'area in esame si rinvencono Sabbie e limi alluvionali.

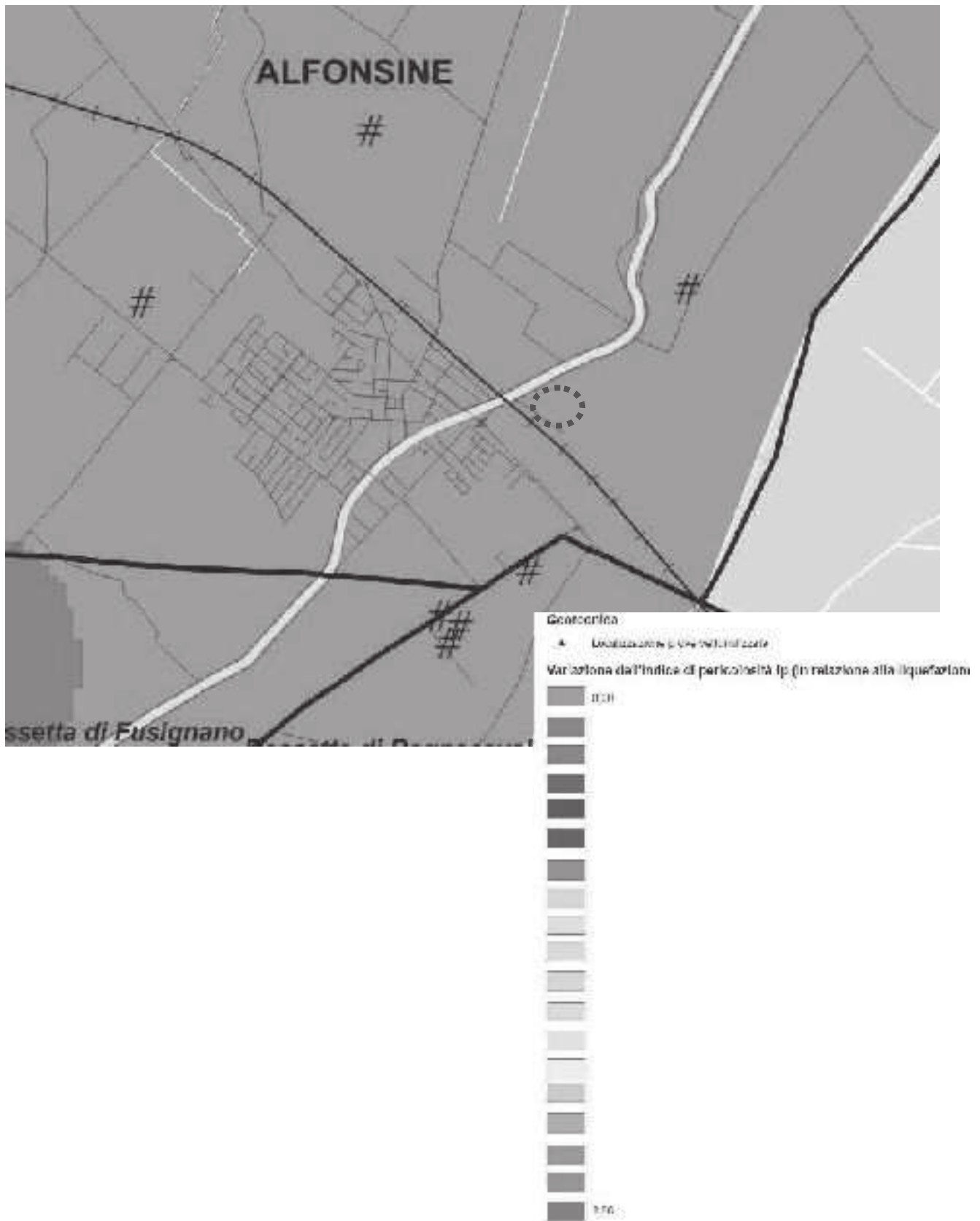


Litologia di superficie

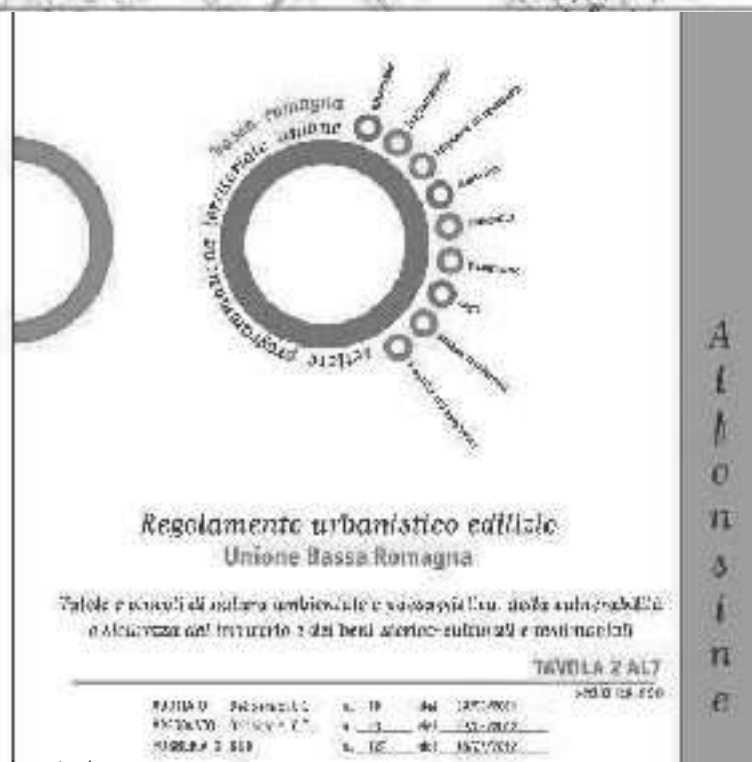
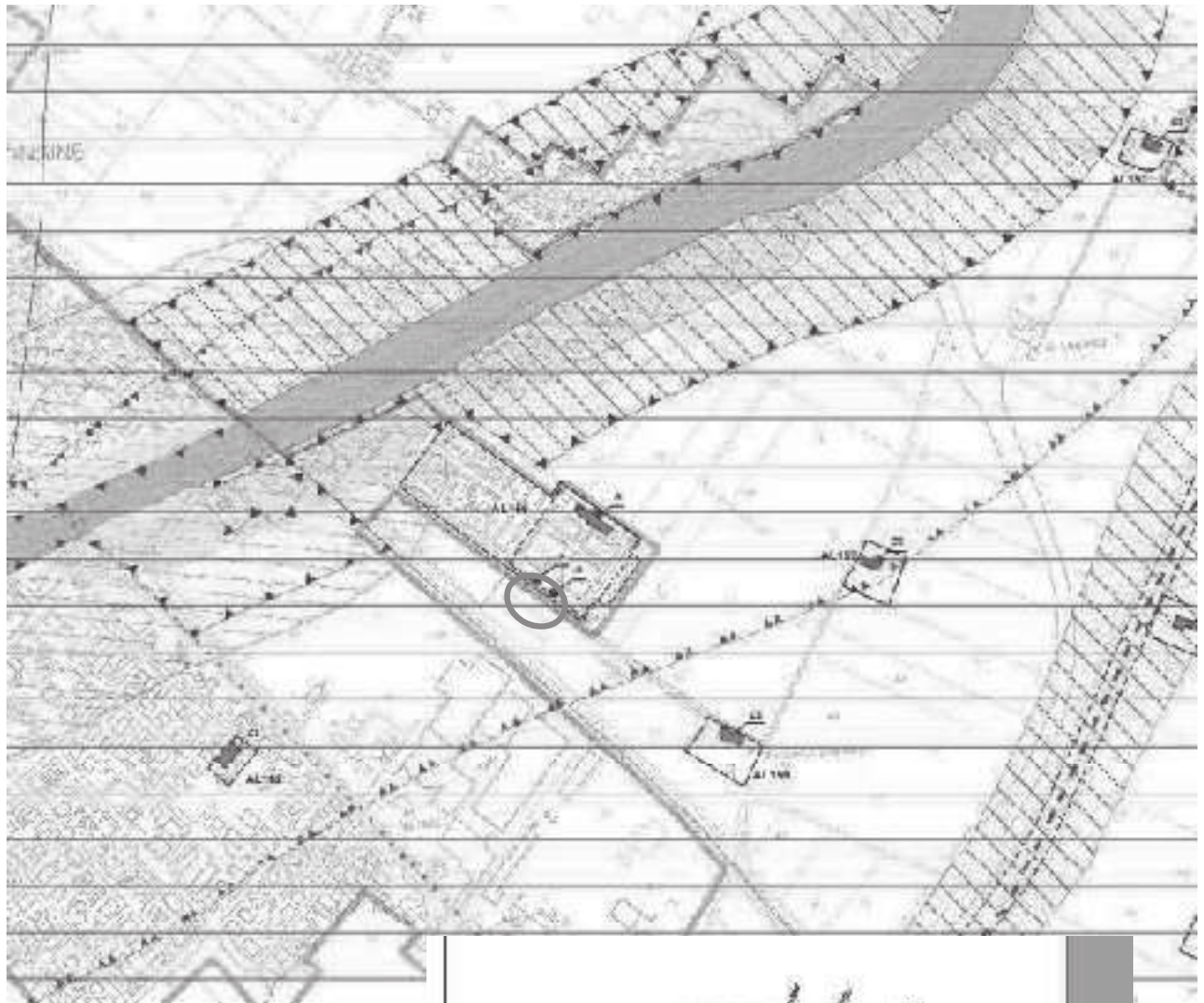
-  Limi e argille alluvionali
-  Sabbie e limi alluvionali
-  Sabbie e limi deltizi

Sismica: potenziale di liquefazione.

La carta del potenziale di liquefazione del PSC, per l'area in esame, non evidenzia criticità: indice del potenziale di liquefazione uguale a zero.



Il RUE mostra che la zona ricade in una Area soggetta a particolare amplificazione del rischio sismico: aree per le quali è richiesta la verifica del loro possibile inserimento nelle zone che chiedono un'analisi approfondita (III livello) (art.2.18 PSC).




Legenda


..... Confini amministrativi

 Perimetro del territorio urbanizzato (art.4.1 PSC)


TUTELE AMBIENTALI E PAESAGGISTICHE


 Invasi ed alvei di laghi, bacini e corsi d'acqua (art.2.2 PSC - art.3.18 PTCP)

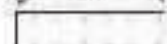
 Canali principali e secondari (art.2.2 PSC)

 Canale Emiliano Romagnolo

 Zone di particolare interesse paesaggistico ambientale (art.2.4 PSC - art.3.19 PTCP)


 Sistema delle aree forestali (art.2.7 e 2.17 PSC - art.3.10 PTCP)


 Dossi di ambito fluviale recente (art.2.6 PSC - art.3.20 PTCP)


 Paleodossi di modesta rilevanza (art.2.6 PSC - art.3.20 PTCP)


 Aree soggette a vincolo paesaggistico (art.2.17 PSC)


TUTELE RELATIVE ALLA VULNERABILITA' E SICUREZZA DEL TERRITORIO

 Aree soggette a particolare amplificazione del rischio sismico: aree che non necessitano di approfondimento (art.2.18 PSC)


 Aree soggette a particolare amplificazione del rischio sismico: aree per le quali è richiesta la verifica del loro possibile inserimento nelle zone che chiedono un'analisi approfondita (III livello) (art.2.18 PSC)

 Aree ad alta probabilità di inondazione (art.2.20 PSC - art.18 Piano stralcio Assetto idrogeologico e Piano stralcio I. Senio)

 Fasce di pertinenza fluviale (art.2.19 PSC - art.18 Piano stralcio Assetto idrogeologico e Piano stralcio I. Senio)

 Aree per la realizzazione di interventi idraulici strutturali (art.2.21 PSC - art.17 Piano stralcio Assetto idrogeologico e Piano stralcio I. Senio)

TUTELA DEI BENI STORICO CULTURALI E TESTIMONIALI

 Zone ed elementi di interesse storico-archeologico (art.2.10 PSC - art.3.21.A PTCP):
A - Aree ad alto rischio archeologico


 Centri storici (ACS) (art.5.1 PSC)

Al di fuori dei centri storici:


 Edifici di interesse storico-architettonico e relativa categoria (art.2.13 PSC e art.4.1.2 RUE)

 Edifici di pregio storico-culturale e testimoniale e relativa categoria (art.4.1.2 RUE)

 Aree di pertinenza dell'edificio tutelato e relativo numero di schede (art.4.1.2 RUE)

 Aree di tutela di significative relazioni paesaggistiche e percettive delle strutture dell'insediamento storico (art.2.15 PSC)

 Aree di concentrazione di materiali archeologici (art.2.16 e 2.17 PSC - art.3.21.A PTCP)

 Elementi dell'impianto storico della centurazione (art.2.11 PSC - art.3.21.B PTCP)

 Canali storici (art.2.12 PSC - art.3.24.C PTCP)

Art. 2.18 Aree soggette a particolare amplificazione del rischio sismico

1. Nella Tavola n. 3 PSC è riportata scomposizione del territorio in tre macro-zone, distinte sulla base delle specifiche della Direttiva della Regione Emilia-Romagna n.112/2007 e indicanti i diversi livelli di approfondimento necessari in materia di rischio sismico. Le tre macro-zone sono desunte dall'analisi specialistica 3A del Quadro Conoscitivo "Analisi Sismica" e rappresentano:

- a) le aree che non necessitano di approfondimento (prive di specifica grafia);
- b) le aree che necessitano dell'"analisi semplificata" (secondo livello di approfondimento). Appartengono a questa classe i terreni coesivi che mostrano scarse qualità dal punto di vista delle caratteristiche geomeccaniche, e che quindi possono portare in condizioni sismiche a cedimenti consistenti.
- c) le aree per le quali è richiesta la verifica, in sede di pianificazione operativa o attuativa, del loro possibile inserimento nelle zone che richiedono un'analisi approfondita (terzo livello di approfondimento). Appartengono a questa classe i terreni incoerenti saturi che possono portare a liquefazione delle sabbie e le argille dotate di proprietà geomeccaniche scadenti che possono portare a cedimenti in condizioni sismiche.

2. Aree che necessitano dell'analisi semplificata (secondo livello di approfondimento). Nel caso vengano programmati interventi edilizi ricadenti in porzioni di queste aree, devono essere eseguite in sede di PUA, o di POC in caso di interventi non soggetti a PUA, indagini volte a determinare:

- le velocità delle onde di taglio V_s almeno per i primi 30 metri dal p.c. misurate con strumentazione idonea ad ottenere un grado di definizione elevato; a corredo devono essere prodotti anche i risultati delle prove per la definizione del modello geologico del sottosuolo e dei profili di velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s);
- la stratigrafia e le tessiture dell'intervallo litologico almeno dei primi 15 m di sottosuolo, anche per la stima degli effetti locali indotti dalla liquefacibilità, e dei cedimenti indotti;
- le quote piezometriche e le soggiacenze della falda locale.

Dovranno essere verificati i coefficienti di amplificazione sismica impiegando le tabelle e le formule dell'Allegato A2 della Direttiva Regionale n.112/2007 che permettono di calcolare i fattori di amplificazione sismica rispetto ad un suolo di riferimento. Questi fattori sono espressi sia in termini di rapporto di accelerazione massima orizzontale (PGA/PGA_0), sia di rapporto di intensità di Housner (SI/SI_0) per prefissati intervalli di periodi, dove PGA_0 e SI_0 sono rispettivamente l'accelerazione massima orizzontale e l'intensità di Housner al suolo di riferimento, definiti per ogni comune, ricavabili dal data base regionale (disponibile nel sito internet www.regione.emilia-romagna.it/geologia/sismica) e PGA e SI sono le corrispondenti grandezze di accelerazione massima orizzontale e intensità di Housner calcolate alla superficie dei siti esaminati.

3. Aree per le quali è richiesta la verifica del loro possibile inserimento nelle zone che richiedono un'analisi approfondita (terzo livello di approfondimento). Nel caso vengano programmati interventi edilizi ricadenti in porzioni di queste aree, devono essere eseguite in sede di PUA, o di POC in caso di interventi non soggetti a PUA, le medesime indagini di cui al punto precedente e inoltre indagini di dettaglio finalizzate a definire:

- la profondità del "bedrock sismico" locale e la sua variazione di quota entro i confini del POC
- le velocità delle onde di taglio V_s almeno per i primi 30 metri dal p.c. misurate con strumentazione idonea ad ottenere un grado di definizione elevato;
- la stratigrafia e le tessiture dell'intervallo litologico almeno dei primi 15 m di sottosuolo, anche per la stima degli effetti locali indotti dalla liquefacibilità e dei cedimenti indotti;
- le quote piezometriche e le soggiacenze della falda locale.

4. In sede di PUA, ovvero di POC nel caso di interventi non soggetti a PUA, sono obbligatorie indagini geognostiche finalizzate alla definizione del livello statico della falda locale, alla stima delle sue fluttuazioni massime (anche sul base bibliografica), alla determinazione dei parametri geomeccanici locali. Il numero delle verticali d'indagine e la loro profondità dovranno essere congrui all'importanza delle opere di progetto (D.M. 14/01/2008 «Nuove norme tecniche per le costruzioni» e Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 «Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008»). Dette indagini dovranno comunque essere spinte in profondità adeguata alla normativa vigente (NTC2008).

5. L'esecuzione delle indagini geognostiche e delle successive valutazioni geotecniche consentirà anche una parziale verifica della zonizzazione sismica predisposta con il PSC. In particolare, nei primi 15 metri sotto il piano di intradosso o di imposta delle strutture di fondazione, l'eventuale rinvenimento di strati continui di sedimenti saturi di spessore superiore al metro obbliga a prelevare campioni da sottoporre ad analisi granulometrica, il cui esito sarà da confrontare con le fasce granulometriche riportate in figura 1 dell'allegato A3 della Delibera Assemblea Legislativa n. 112/2007. In presenza di fusi granulometrici ricadenti all'interno delle fasce granulometriche indicate nella citata figura le analisi condotte in sede di PUA, ovvero di POC nel caso di interventi non soggetti a PUA, dovranno spingersi al terzo livello di approfondimento per quanto riguarda la liquefazione (Delibera Regionale n.112/2007). Lo stesso vale per le aree ricadenti nelle zone in cui viene accertata la possibilità di liquefazione (vedi cartografia)

Le analisi da eseguirsi nelle aree con terreni potenzialmente soggetti a cedimenti dovranno essere spinte al terzo livello di approfondimento (Delibera Assemblea Legislativa n.112/2007).

Qualora le indagini eseguite confermino le criticità esistenti (possibilità di liquefazione e cedimenti per terreni scadenti dal punto di vista geomeccanico), in fase di progettazione esecutiva non è ritenuta sufficiente l'analisi e definizione della RSL eseguita con la procedura semplificata prevista dalle Norme Tecniche delle Costruzioni (DM del 14/01/2008), ma si dovranno eseguire le analisi previste per le categorie di sottosuolo S1 ed S2.

6. In sede di PUA, ovvero di POC nel caso di interventi non soggetti a PUA si potranno variare la zonizzazione ed i fattori di amplificazione attribuiti, così come riportati nella relazione, solamente a seguito di approfondite indagini geognostiche e prospezioni geofisiche, eseguite con strumentazione rispondente agli standard (ISRM, ASTM, BS, AGI) richiamati nella Circolare del 16/12/1999 n. 349/STC D.P.R. n. 246 del 21.4.93, art. 6 comma 6 "Concessione ai laboratori per lo svolgimento delle prove geotecniche sui terreni e sulle rocce ed il rilascio dei relativi certificati ufficiali".

Questo documento di riferimento, richiama l'utilizzazione soltanto di alcune tra le più diffuse prove geotecniche in sito "per le quali esiste un consolidato bagaglio di conoscenze tecniche". Per gli standard di fabbricazione di questi strumenti d'indagine e per le norme d'esecuzione delle prove, la Circolare fa riferimento alle "raccomandazioni" dell'Associazione Geotecnica Italiana (AGI), versione 1977.

7. Gli insediamenti esistenti che ricadono nelle aree di cui alla lettera c) del punto 1 interessati dalla presenza di sedimenti che possono essere soggetti alla liquefazione, qualora fossero accertate le condizioni per l'esecuzione di approfondimenti di terzo livello, e quelli che ricadono nelle aree di cui alla lettera b) del punto 1 qualora la verifica degli effetti locali indotti dalla liquefacibilità e dei cedimenti indotti dai terreni fossero tali da prevedere effetti non trascurabili in termini di rischio sismico, dovranno essere oggetto di un attento rilevamento morfologico e strutturale. Le disposizioni riguardo alle indagini da effettuare nel caso di interventi su insediamenti esistenti saranno definite nel RUE.

3. LINEAMENTI GEOLOGICI GENERALI

Le caratteristiche fisiche generali, la composizione litologica, l'assetto strutturale, il grado di stabilità attuali di un territorio sono la risultante e la sintesi della sua evoluzione geologica.

Per una migliore comprensione della geologia del territorio in esame, risulta utile avere un quadro, sia pure schematico e riassuntivo, dei lineamenti e della storia geologica della più ampia unità regionale di cui l'area in esame è parte.

Il territorio del Comune di Alfonsine è inserito, anche se in modo marginale, nel vasto bacino sedimentario della Valle Padana e più precisamente nel lembo sud-orientale della stessa, delimitato a Nord dal corso del Po e a Sud dalle propaggini collinare dell'Appennino Romagnolo.

La storia geologica di questa pianura, la sua genesi e le sue vicissitudini evolutive possono essere ricondotte, nel loro insieme, ad un lento e progressivo ricoprimento del settore meridionale della fossa occupata dall'alto Adriatico già a partire dalla fase centrale della orogenesi alpina, da un lato, e di quella appenninica, dall'altro, cioè nell'oligocene, come confermano le risultanze delle perforazioni condotte nell'area per ricerche di idrocarburi.

L'attuale assetto geologico è la risultante di un complesso avvicendamento di fasi erosive in alternanza a fasi prevalentemente sedimentarie, sia in senso verticale sia in senso orizzontale, in relazione al perdurare di una dinamica di abbassamenti del substrato, di fenomeni di subsidenza del materasso alluvionale che si stava formando, con conseguenti arresti della regressione marina o addirittura episodi di ingressione e formazione di fasi lagunari lungo la fascia preappenninica.

Solo nel Quaternario più recente l'assetto tettonico manifesta una sorta di equilibrio raggiunto e, alla prevalente tendenza alla subsidenza e deposizione prevalentemente marina, subentra un periodo di più estesi fenomeni sedimentari fluviali, ai quali è concomitante il progressivo ritiro del mare verso la configurazione dell'attuale costa.

Il quaternario è contraddistinto da una fase deposizionale marina iniziale (Pleistocene) e una fase deposizionale continentale (Olocene) che prosegue anche attualmente.

La stratigrafia pleistocenica presenta frequenti variazioni litologiche. Le sabbie si intercalano a sedimenti più fini limoso sabbiosi o limoso argillosi, e nelle parti sommitali si fanno sempre più frequenti litotipi di ambiente lagunare salmastro.

La stratigrafia olocenica è dominata dalla più recente regressione marina in concomitanza con le grandi glaciazioni intervallate da lunghi periodi di clima più mite durante i quali prevale l'azione di trasporto dei numerosi corsi d'acqua.

Il limite Olocene-Pleistocene, cioè alluvioni-Quaternario marino, presenta una profondità di circa 60÷80m in corrispondenza dell'allineamento Massa Lombarda - Lugo - Bagnacavallo, risalendo lateralmente fra i 20 e 40 m in corrispondenza delle zone di Alfonsine e di Cotignola - Bagnara.

Da quanto esposto risulta che il bacino subsidente padano, ed in particolare il suo settore sud-orientale, è un'area geologicamente giovane e conseguentemente instabile. Questo carattere di instabilità permane tuttora.

Infatti, in base alla ripetizione delle livellazioni I.G.M., si è verificato, ed è probabilmente ancora in atto, un innalzamento delle regioni poste ad occidente dell'asse Genova-Brescia, ed un abbassamento ad oriente con epicentro nel delta del Po, ed indici più elevati nella costa adriatica.

3.1 Lineamenti strutturali

Lo schema strutturale locale è caratterizzato da uno stile a pieghe, di norma asimmetriche con vergenza verso N, ad andamento NW-SE con frequenti ondulazioni assiali ed una immersione generale verso SE.

Nei terreni neogenici il piegamento è avvenuto in due fasi distinte tra Miocene e Pliocene e prima del Pliocene medio. La seconda fase ha influito maggiormente nell'area Emilano-Romagnola, dove la discordanza tra i termini del Miocene e quelli del Pliocene inferiore è attenuata, mentre si osserva un più accentuato piegamento ed una maggiore erosione dei termini del pliocene inferiore.

Ai fenomeni plicativi si sovrappone la già citata subsidenza differenziale, con deposizione più intensa nelle sinclinali e minore al culmine delle anticlinali.

Le pieghe pedeappenniniche sono accompagnate dallo sviluppo di faglie a carattere distensivo, talora grandiose, e sono inoltre sovente interrotte da faglie con direzione NE-SW con rigetto prevalentemente orizzontale.

Nella più ampia unità di territorio in esame da N a S si riconoscono i seguenti motivi strutturali principali:

- Sinclinale di S.Romualdo-Piombone;
- Anticlinale di Ravenna e di Alfonsine;
- Sinclinale Romagnola (asse ONO-ESE passante in corrispondenza di Fusignano);
- Anticlinale di Cotignola;
- Sinclinale di Forlì.

Le strutture sepolte plioceniche influenzano, sia pure con grado decrescente col diminuire della profondità, l'assetto dei sedimenti pleistocenici, che risultano blandamente ondulati e presentano una generale pendenza verso SE secondo l'immersione degli assi strutturali pliocenici.

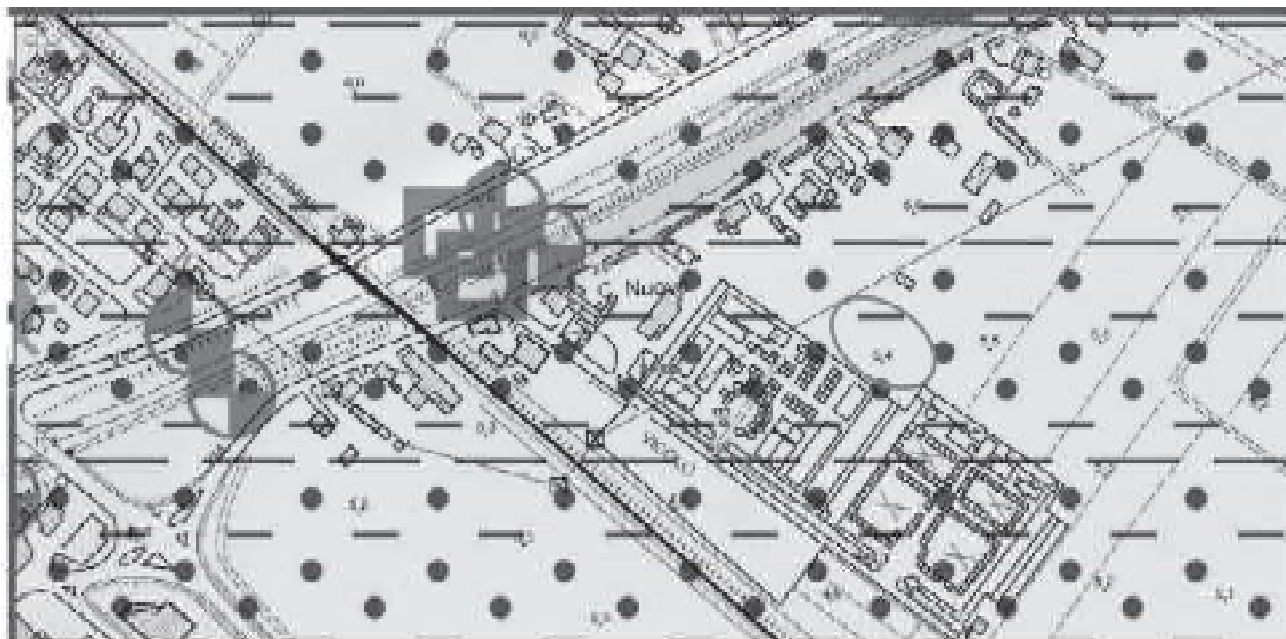
I sedimenti alluvionali recenti hanno un assetto più irregolare ed articolato. Infatti pur avendo una tendenziale e debole pendenza verso NE secondo la direzione di deflusso degli attuali corsi appenninici, presentano variazioni di potenza anche rilevanti, derivanti da ondulazioni del letto con depressioni ad andamento appenninico, probabilmente riferibili a paleoalvei.



Dalla carta geologica si osservano sovrascorrimenti che interessano il substrato profondo del territorio Alfonsine.



La Carta Geologica della Regione Emilia-Romagna evidenzia per l'area in esame depositi appartenenti all'Unità di Modena (AES8a – Olocene attuale). I depositi sedimentari della zona di progetto sono caratteristici della piana alluvionale e sono caratterizzati da Sabbie Limose Argillose – Piana alluvionale – deposito di canale, argine e rotta fluviale.



	AES8 - Subsistema di Ravenna
	AES8a - Unità di Modena

AES8 - Subsistema di Ravenna

Chiave da molto grossolana a fini con matrice sabbiosa, sabbie e limi elasticati con copertura discontinua di limi argillosi, limi e limi sabbiosi, rispettivamente depositi di conoidi ghiaiosi, intravallivi, terrazzati e di interconoidi. L'unità comprende più ordini di terrazze nelle zone intravallive. Argille, limi ed alternanze limico-sabbiose di tracciatazione fluviale (piena,ondabile, argine, e tracciatazione indifferenziata). Il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte esplicita, corrispondente al piano topografico. A tetto suoli, variabili da non calcarei a calcarei, a basso grado di alterazione con fronte di alterazione potente meno di 150 cm, e a luoghi parziale decarbonatazione; orizzonti superficiali di colore giallo-bruno. I suoli non calcarei o scarsamente calcarei hanno colore bruno scuro e bruno scuro giallastro, spessore dell'alterazione da 0,5 ad 1,5 m, contengono frequenti reperti archeologici di età del bronzo, del ferro e Romana. I suoli calcarei appartengono all'unità AES8a - nel sottosistema della pianura depositi argillosi e limosi grigi e grigio scuri, arricchiti in sostanza organica, di piena inondabile non drenata, palude e laguna passanti, verso l'alto, a limi-sabbiosi, limi ed argille bruni e giallastri di piena alluvion. Il contatto di base è discontinuo, spesso erosivo e discordante, sugli altri subsistemi e sulla unità più antica. Lo spessore massimo dell'unità è circa 20m.

Plektronea sup. - Olcinone

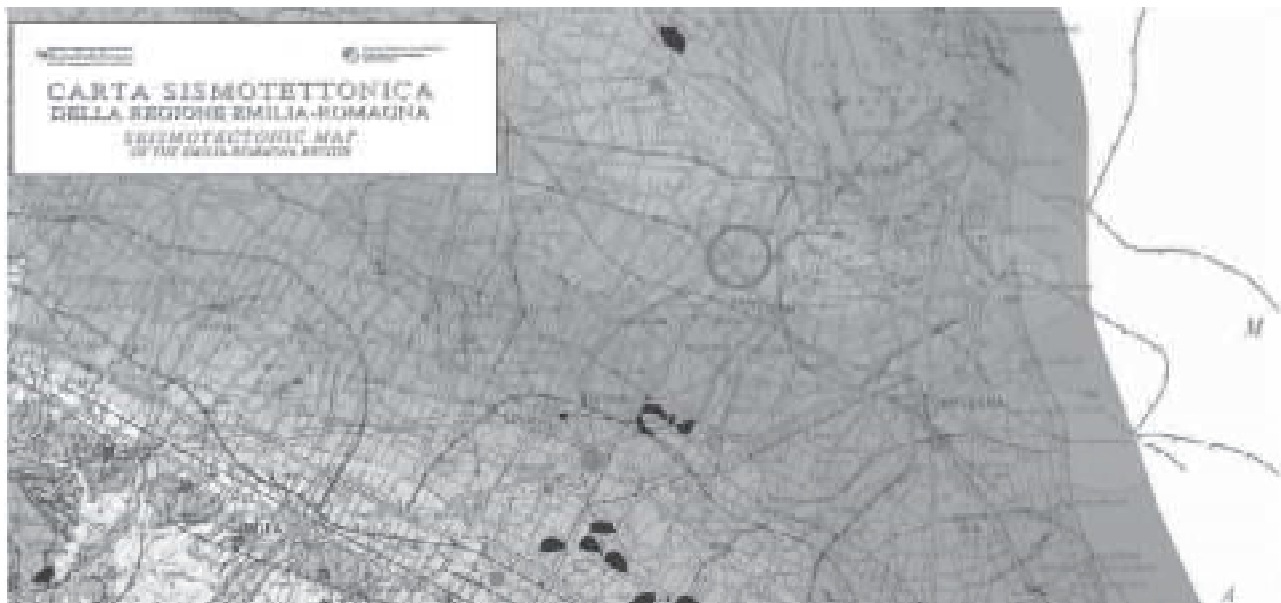
AES8a - Unità di Modena

Chiave prevalenti a sabbie, ricoperte da una coltre limico argillosa discontinua, talora organizzata in corpi a geometrie lenticolari, nastriformi, tabulari e cuneiformi. Depositi alluvionali intravallivi, terrazzati (primo ordine dei terrazzi nelle zone intravallive), delizi, fluviali, di conoidi o, localmente, di piena inondabile. Nella costa e nel Mare Adriatico sabbie di cordone litorale e di fronte delizia passanti ad argille e limi di prodelta e di transizione alla piattaforma. Limite superiore coincidente con il piano topografico dato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno giallastro. Il profilo di alterazione è diseguito spessore (meno di 1000 cm). Può ricoprire resti archeologici di età romana del VI secolo d.C. Lo spessore massimo dell'unità è generalmente di alcuni metri, talora plurimetri.

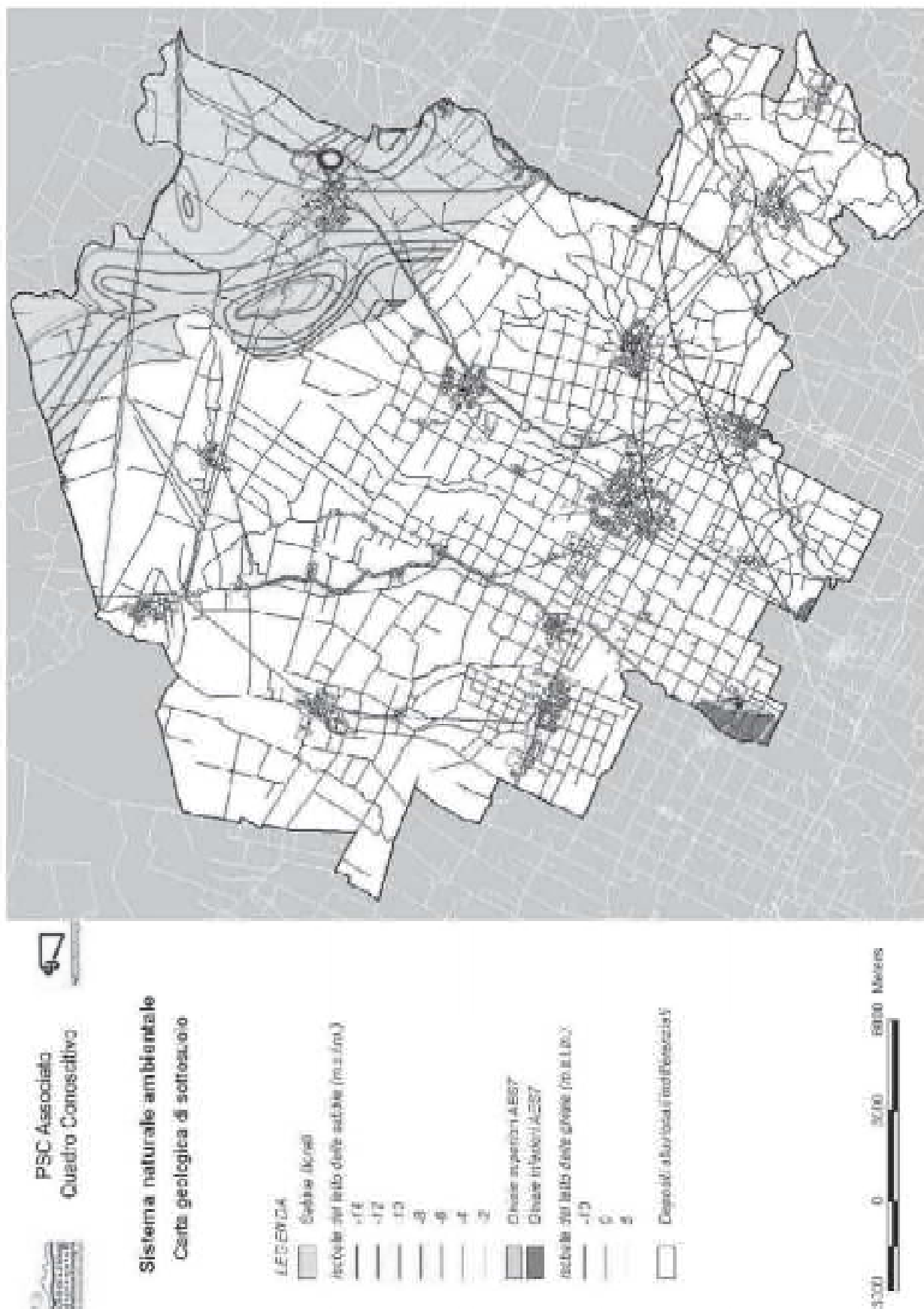
Olcinone

La carta sismotettonica, sotto riportata, evidenzia per l'area in esame una base del Sintema Emiliano-Romagnolo attorno a 250÷200 m sotto il livello del mare e mostra la presenza di una struttura profonda di sovrascorrimento ad indicazione che il territorio di Bagnara di Romagna si trova all'interno di una zona sismogenetica.

Dall'esame della caratografia risulta che il bed-rock sismico si trova quasi certamente a profondità oltre i 600÷800m.







4. LINEAMENTI CLIMATOLOGICI

Il territorio comunale di Alfonsine è climatologicamente inquadrabile in un regime sublitoraneo padano. Il graduale passaggio da condizioni climatiche di tipo costiere, presenti lungo il litorale ravennate, a condizioni di tipo padano si rendono sempre più manifeste procedendo verso il retroterra. In tal modo nell'area di pianura in cui rientra il territorio comunale di Alfonsine si registrano condizioni climatiche che sono tipiche della pianura interna e che vedono nella temperatura dell'aria, nell'umidità e nella ventosità, le maggiori diversificazioni rispetto alla pianura costiera.

In questa area, il clima assume una individuale fisionomia i cui aspetti significativi sono costituiti da una maggiore escursione termica giornaliera, un aumento del numero di giornate con gelo, un aumento di frequenza delle formazioni nebbiose, una attenuazione della ventosità. Meno evidenti risultano invece le diversificazioni negli apporti pluviometrici rispetto alla pianura costiera.

4.1. Pluviometria

All'interno del territorio comunale di Alfonsine è ubicata una stazione pluviometrica, stazione di Alfonsine (alt. 7.0 m s.l.m.). Inoltre si prenderanno in esame anche le stazioni di Bagnacavallo Oasi e di Alfonsine Parmasole per i dati pluviometrici dell'anno 1996.

Considerando un periodo trentennale (01.01.1956 - 31.12.1985), l'altezza di precipitazione media annua risulta:

Alfonsine 693.8 mm

Pertanto si può considerare una altezza di precipitazione media di 694 mm per il periodo di trenta anni suddetto. L'apporto annuo medio risulta quindi di 694.000 mc/kmq.

I dati pluviometrici storici evidenziano come l'intenso periodo di precipitazione avvenuto il 7-8-9/10/1996, abbia determinato estesi allagamenti del territorio per difficoltà di scolo, mettendo in crisi tutto il sistema idraulico della bonifica. Comunque il sito di interesse non risulta essere stato allagato durante tale evento estremo.

4.2. Evapotraspirazione

Sulla base dei dati della stazione climatologica di Alfonsine, per la quale si rendono disponibili anche i dati termometrici, la temperatura media annua estesa al territorio di Fusignano risulta di 13 °C, la temperatura media minima risulta di 7.7 °C, mentre la temperatura massima media risulta di 18.2 °C.

La relativa evapotraspirazione media annua, calcolata con la formula di L. Turc valida per grandi bacini, risulta:

$$ETR = P / 0.9 + (P^2 / L^2)$$

dove:

P = precipitazione media annua (634 mm)

T = temperatura media annua (13°C)

$L = 300 + 15 \cdot T + 0,05 \cdot T^3$

$ETR = 694 / 1.56 = 445 \text{ mm} = 64\% \text{ delle precipitazioni}$

Pertanto a livello molto indicativo risulta che 249 mm di afflussi meteorici defluiscono attraverso il reticolo idrografico superficiale o si infiltrano nel sottosuolo, mentre i restanti 445 mm vengono restituiti all'atmosfera per evapotraspirazione.

4.3. Idrometria

Il complesso reticolo idrografico del territorio in esame è il risultato di tutta una serie di interventi antropici che hanno agito sui corsi d'acqua naturali e hanno creato canali artificiali per lo scolo delle acque.

Limitando l'analisi ad alcune considerazioni di carattere generale utili ai fini della identificazione dei problemi idrogeologici del territorio in esame, si considera il comportamento di analoghi bacini di pianura a deflusso noto avendo come riferimento i dati emersi dal presente studio.

Il coefficiente teorico medio per bacini di pianura ha valori compresi tra 0.1 e 0.2, considerando però che nel territorio in esame è presente una rete scolante artificiale che risulta esercitare una prevalente azione drenante, solo in parte compensata dalle perdite locali del reticolo idrografico naturale, si può ritenere probabile un coefficiente di deflusso pari a 0.3, per cui si avrebbe:

$$I = 694 - 445 - 75 = 174 \text{ mm}$$

In definitiva l'infiltrazione efficace annuale alimentante la falda freatica risulterebbe mediamente di 174 mm, quindi con un apporto di 174.000 mc/kmq.

5. GEOMORFOLOGIA E IDROGRAFIA

Il sito in esame è situato alla destra idrografica del Fiume Senio, alla distanza di circa 240 m verso SSE, si presenta morfologicamente pianeggiante e si trova ad una quota di circa 5.4 m slm.

L'esame del modello digitale del terreno evidenzia una superficie topografica costituita da un piano inclinato in direzione SE con pendenza media compresa tra uno per mille e due per mille. Le quote maggiori si riscontrano in corrispondenza del dosso fluviale recente, corrispondente al tracciato del T. Senio. In particolare il corso d'acqua principale risulta essere pensile con arginature a circa 10.5÷11 m, quindi circa 5÷6 m sopra al piano di campagna.

L'attuale morfologia dell'area in esame è il risultato di un intenso rimodellamento antropico che, a scopo di bonifica, ha obliterato gli originali lineamenti geomorfologici, e ha praticamente sostituito tutto il reticolo idrografico naturale con un denso reticolo artificiale.

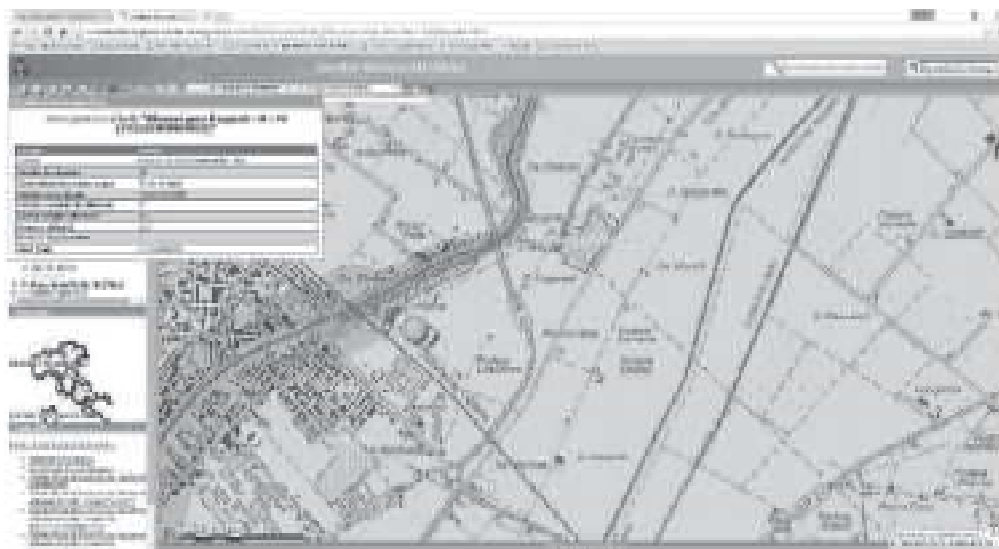
In questo tipo di territorio gli spartiacque coincidono frequentemente con corsi d'acqua pensili, siano essi naturali od artificiali e con la rete stradale.

La geomorfologia del sito in esame è caratterizzata dalla presenza di un paleoalveo recente del T. Senio e dal ventaglio di esondazione.

Infine si osserva che tutto il reticolo idrografico presenta direzione di scorrimento principale verso NNE.

In base al Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) per il sito risulta una pericolosità P2 (alluvioni poco frequenti) relativamente agli allagamenti dal sistema di bonifica e a quelli relativi al T. Senio.

Tali pericolosità, già adottate a livello nazionale, allo stato attuale non sono ancora cogenti, essendo in attesa di entrare a fare parte dei Piani Stralcio di Bacino Idrografico.



6. IDROGEOLOGIA

La falda libera superficiale ha una particolare incidenza ed un ruolo peculiare ai fini edificatori, sia per quanto riguarda la sua possibile influenza sui parametri del carico ammissibile, sia per la salubrità degli edifici, sia per le possibili invasioni di acqua in eventuali scantinati, sia per la sua influenza sulla risposta sismica del terreno.

Al fine di caratterizzare la falda freatica del territorio comunale si è fatto riferimento allo studio è freatimetrico realizzato dalla relazione geologica allegata al PSC 2009, eseguendo opportune verifiche in campagna che hanno confermato i caratteri idrogeologici del territorio emersi dal suddetto precedente studio.

Tale analisi fu realizzata mediante il censimento di diversi pozzi freatici, con misurazione del livello statico. I livelli misurati corrispondono a valori di minimo idrogeologico.

Nell'area in esame si osserva una soggiacenza della falda freatica con valori compresi tra -2 m e -2.5 m dal piano di campagna, corrispondenti ad un minimo idrogeologico. Durante la campagna geognostica sono stati misurati livelli freatici compresi tra -1.2 m e -1.6 m, corrispondenti a valori di massimo idrogeologico.

L'analisi della carta delle isofratriche evidenzia la presenza di uno spartiacque sotterraneo che coincide all'incirca con il percorso del T. Senio. In particolare la morfologia della superficie freatica evidenzia un deflusso generale verso NE e il T. Senio viene drenato dalla falda idrica superficiale.



Freatimetria

$\frac{7}{16}$ Isofreatiche (m sim)

● Pozzi freatici censiti

7. LITOLOGIA SUPERFICIALE

La distribuzione dei diversi litotipi non è omogenea, infatti le plaghe sabbiose sono tendenzialmente connesse con il reticolo idrografico naturale attuale o con i paleoalvei.

I rapporti plaghe sabbiose-corsi d'acqua non sono però chiaramente identificabili per la frammentarietà e forma delle prime, che potrebbero sia essere testimoni frammentari di antichi alvei fluviali o con di esondazione coincidenti con antiche rotte.

I materiali più fini si sono invece depositati principalmente nelle piane alluvionali in seguito a straripamento dei fiumi.

L'originaria distribuzione dei litotipi è oggi inoltre ampiamente alterata e rimaneggiata dalla antropizzazione e dalla conseguente messa a cultura pluricentenaria, nonché, dalle più recenti opere di bonifica ed infrastrutture.

Nel territorio di Bagnara di Romagna si osserva una maggiore distribuzione dei terreni tendenzialmente sabbiosi e limoso sabbiosi in stretta connessione con i "dossi di pianura", cioè con quella parte di territorio che è stata soggetta a divagazione fluviale.

I terreni più sabbiosi sono evidentemente anche maggiormente permeabili e quindi più soggetti alla percolazione di sostanze inquinanti che poi possono raggiungere la falda freatica.

Per l'ambito oggetto di intervento, come riportato nella carta della litologia superficiale allegata al quadro conoscitivo del PSC, già riportata nelle pagine precedenti, si osserva la presenza di depositi alluvionale sabbioso limosi.

8. CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE E GEOMECCANICHE

Nel presente studio, dopo un attento rilievo dell'area ed esame delle ipotesi progettuali, si è provveduto alla realizzazione di due prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono, alla realizzazione di un sondaggio a carotaggio continuo con prelievo di campioni indisturbati e semidisturbati, alla realizzazione di una MASW e alla misura di sismica passiva HVSr.

Per le prove penetrometriche CPTU è stato utilizzato un penetrometro statico elettrico dotato di punta elettrica e con piezocono costruita secondo la tipologia "Gouda" che ha permesso l'acquisizione dei dati ogni 2 cm di avanzamento.

La punta presentava dimensioni standard europee:

- Punta conica per la misura della resistenza alla punta con area pari a cmq 10 ed angolo di 60°;
- Manicotto per la misura dell'attrito laterale di cmq 150;
- Sensore inclinometrico per controllare la deviazione delle aste dalla verticale;
- Sensore di temperatura per correggere deriva dovuta al cambiamento di temperatura.

Dall'esame dei dati di lettura sono state costruite le curve che si riferiscono alla resistenza alla punta (Q_c), alla resistenza all'attrito laterale (F_s) le cui rappresentazioni grafiche vengono riportate nei diagrammi allegati. Dall'indice di comportamento I_c , che è funzione di Q_c e F_s/Q_c , si è giunti alla classificazione dei terreni seguendo la metodologia suggerita dal Robertson in 1990 e utilizzando le metodologie suggerite dalla letteratura sono stato ricostruite le caratteristiche meccanico-fisiche di ciascuna porzione di terreno.

Uno sguardo complessivo ai grafici ricavati dalle prove penetrometriche e del sondaggio evidenzia:

Unità A	<i>Da 0.0 a -0.5 m dal piano campagna</i> terreno di alterazione superficiale areato;
Unità B	<i>Da -0.5 a circa a -3.5÷4.0 m dal piano di campagna</i> Prevalenti sabbie limose mediamente addensate. I valori penetrometrici risultano mediamente compresi tra 2 MPa e 6÷7 MPa.
Unità C	<i>Da circa -3.5÷4.0 m a circa -8.2 m m dal piano di campagna</i> Alternanza tra terreni sabbioso-limosi e limoso-argillosi a consistenza da plastica a molle-plastica. I valori penetrometrici sono mediamente compresi tra 0.6 e 1.1 MPa per i terreni fini, e tra 1.9 MPa e 4.0 MPa per i terreni granulari
Unità D	<i>Da circa -8.2 m a -13.5÷14.0 m dal piano di campagna</i> Terreni argilloso-limosi a consistenza molle-plastica, localmente plastica, tendenzialmente normalconsolidati. I valori penetrometrici risultano mediamente compresi tra 0.6 MPa e 0.8 MPa, localmente 1.1÷1.4 MPa. Attenzione: terreni con caratteristiche geotecniche molto-scadenti.
Unità E	<i>Da circa -13.5÷14 m a -20 m dal piano di campagna, massima profondità indagata</i> Sabbia e sabbia limosa da sciolta mediamente addensata (sabbie litoranee), con intercalazioni di livelli limoso-argillosi. I valori penetrometrici sono mediamente compresi tra 3 MPa e 7 MPa.

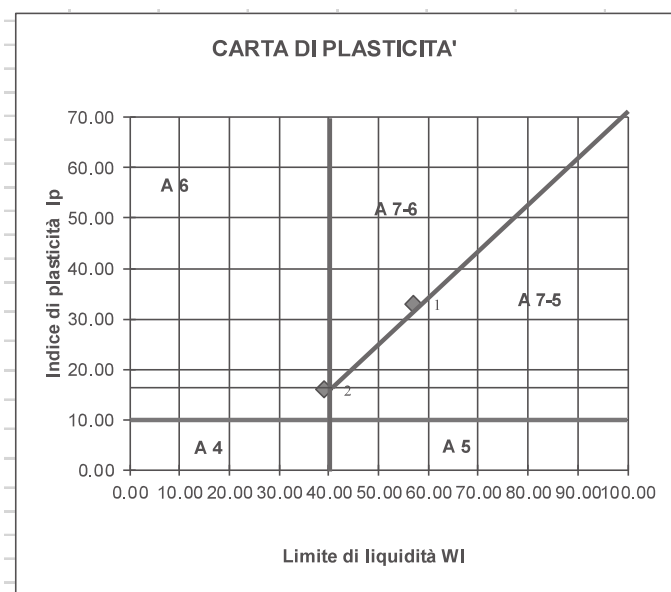
Nel complesso, confrontando le prove e il sondaggio eseguito con altre di repertorio realizzate nella zona, i terreni del substrato dell'area oggetto di studio presentano una generale omogeneità litostratigrafica, pur considerando l'assetto lentiforme dell'organizzazione dei diversi tipi litologici.

Dall'osservazione dei grafici cross-plot, utili per le valutazioni geostatistiche, riportati a tergo della prova penetrometrica CPTU si nota che i terreni fini **non risultano sensitivi**.

8.1 Analisi di laboratorio geotecnico

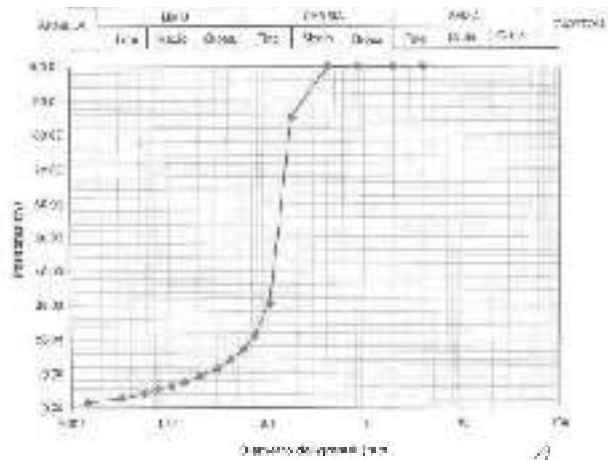
Le analisi di laboratorio geotecnico hanno evidenziato granulometrie dei terreni sabbiosi suscettibili alla liquefazione e Limi Argillosi e Argille Limose plastici.

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE				
Committente:	Comune di Alfonsine			
Cantiere	Progetto ampliamento Cimitero			
Località	Alfonsine			
Sondaggio N.			1	1
Campione			C.I.1	C.I.2
N. progr. campione				
prof. di prelievo		m da p.c.	6÷6,5	12,5-13
Caratteristiche fisiche naturali				
contenuto in acqua	W	%	32.43	33.09
densità umida	γ_w	g/cmc	1.90	1.88
densità secca	γ_s	g/cmc	1.43	1.42
peso specifico	g	g/cmc	2.74	2.74
grado di saturazione	S	%	97.85	96.91
porosità	n	%	47.56	48.36
indice dei vuoti	e		0.91	0.94
Limiti di Atterberg				
limite liquido	WL	%	57.00	39.00
limite plastico	Wp	%	24.00	23.00
indice plastico	Ip		33.00	16.00
Consistenza relativa				
	Cr		0.74	0.37
Indice liquidità				
	I _L		0.26	0.63
Indice di gruppo				
			8	3
Classificazione (CNR-UNI 10006)				
			A 7-6	A 6

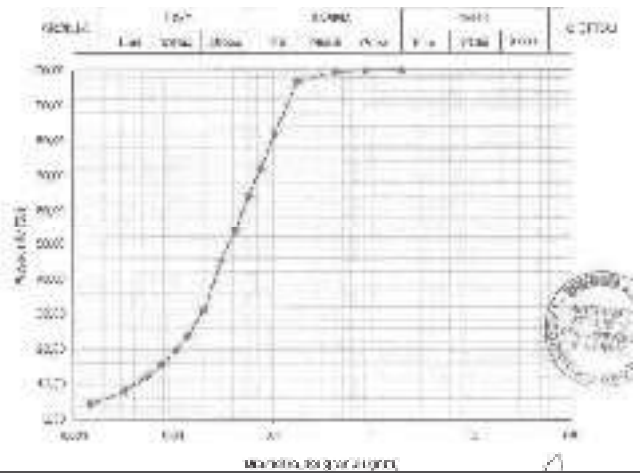


Analisi granulometriche (tutte $U_c > 3.5$)

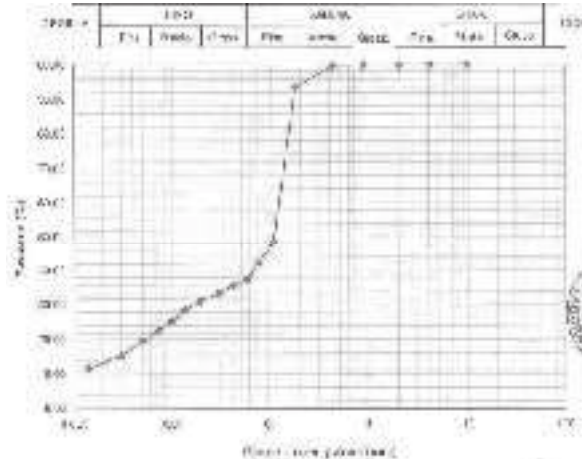
Profondità 1.4÷1.7 m



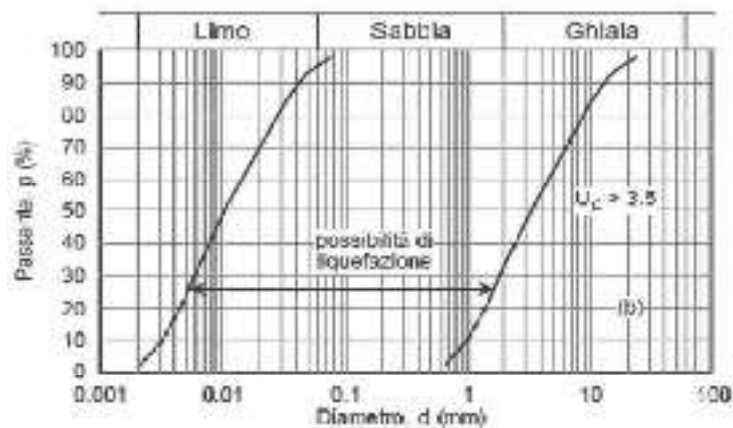
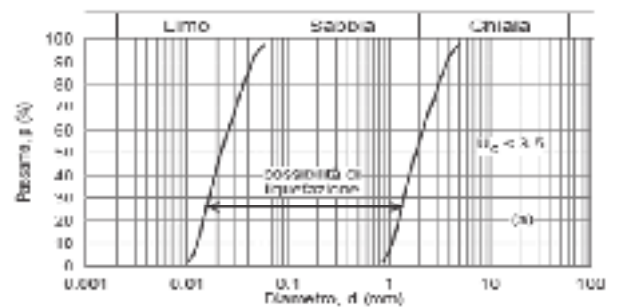
Profondità 4.4÷4.6 m



Profondità 4.4÷4.6 m



Campo fusi granulometrici suscettibili di liquefazione



8.2 Misure digitali del rumore sismico eseguite con il “Tromino”, misure SASW-MASW.

Sull'area di interesse si è provveduto alla esecuzione di una misura HVSR utilizzando lo strumento commercialmente denominato “tromino”, tendenti a valutare la risposta sismica del sito e una SASW-MASW utile per valutare la velocità delle Vs nei primi metri e correlare opportunamente le misure con quelle HVSR al fine di ricavare la Vs30.

Infatti, dall'integrazione delle misure sismiche passive (Tromino) e attive (MASW) è possibile giungere alla valutazione dell'amplificazione sismica di risonanza del substrato di interesse e della Vs30.

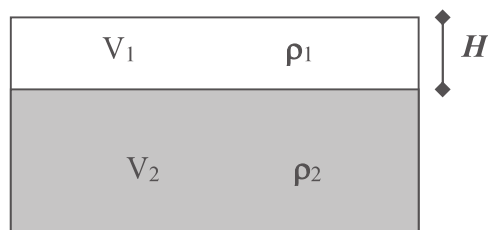
Il Tromino è uno strumento in grado di misurare i microtremori. Il tremore sismico, comunemente definito “rumore sismico”, esiste ovunque sulla superficie della terra. Esso è principalmente costituito da onde superficiali, ovvero da onde elastiche prodotte dall'interferenza costruttiva di onde P ed S che si propagano negli strati superficiali. Il rumore sismico è prodotto essenzialmente dal vento o dalle onde marine. A questo rumore di fondo, che è sempre presente, si sovrappongono le sorgenti locali, antropiche (traffico, industrie ecc.) e naturali. I microtremori sono solo in parte costituiti da onde di volume, P o S. In essi giocano un ruolo fondamentale le onde superficiali, che hanno velocità prossima a quella delle onde S, il che spiega la dipendenza di tutta la formulazione della velocità di queste ultime.

Dai primi studi di Kanai (1957) in poi, diversi metodi sono stati proposti per estrarre l'informazione relativa al sottosuolo da rumore sismico registrato in un sito. Tra questi, la tecnica che si è maggiormente consolidata nell'uso è quella dei rapporti spettrali tra le componenti del moto orizzontale e quella verticale (Horizontal to Vertical Spectral Ratio, HVSR o H/V), proposta da Nogoschi e Igaraschi (1970). La tecnica è universalmente riconosciuta come efficace nel fornire stime affidabili della frequenza fondamentale di risonanza del sottosuolo.

Le basi teoriche dell'H/V sono relativamente facili da comprendere in un mezzo del tipo strato + bedrock (o strato assimilabile al bedrock) in cui i parametri sono costanti in ciascuno strato. Considerando lo schema della figura sottostante in cui gli strati 1 e 2 si distinguono per le diverse densità (ρ_1 e ρ_2) e le diverse velocità delle onde sismiche (V_1 e V_2). Un'onda così riflessa interferisce con quelle incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime (condizioni di risonanza) quando la lunghezza dell'onda incidente (λ) è 4 volte (o suoi multipli dispari) lo spessore H del primo strato. La frequenza fondamentale di risonanza (fr) dello strato 1 relativa alle onde S è pari a

$$fr = \frac{V_{s1}}{4 * H}$$

Questo effetto è sommabile, anche se non in modo lineare e senza corrispondenza 1:1. Ciò significa che la curva H/V relativa ad un sistema a più strati contiene l'informazione relativa alle frequenze di risonanza (e quindi dello spessore) di ciascuno di essi, ma non è interpretabile semplicemente applicando la sopra riportata equazione.



L'inversione richiede l'analisi delle singole componenti e del rapporto H/V , che fornisce un'importante normalizzazione del segnale per a) in contenuto di frequenza, b) la risposta strumentale e c) l'ampiezza del segnale quando le registrazioni vengono effettuate in momenti con rumore di fondo più o meno alto.

Un aspetto assai importante è che il rumore sismico agisce come sorgente di eccitazione per la risonanza del sottosuolo e degli edifici più o meno come una luce bianca diffusa illumina gli oggetti eccitando le lunghezze d'onda tipiche di ciascun oggetto e dandogli il suo tipico colore.

Questo risulta molto importante a livello ingegneristico perché se un edificio ha frequenze proprie di vibrazione uguali a quelle del substrato su cui è fondato, durante un sisma, si assiste al fenomeno dell'accoppiamento delle vibrazioni. Questo effetto di amplificazione sismica produrrà un grande aumento della sollecitazione sugli edifici.

La misurazione attiva delle SASW/MASW, permettono la misurazione della velocità delle onde di Rayleigh, comparabili con la velocità delle onde V_s , attraverso l'esecuzione di sismica attiva.

Si utilizza il Tromino come acquisitore e a distanza prefissata lungo uno stendimento lineare si posiziona un Trigger e si energizza il punto.

Nel caso specifico è stato uno stendimento secondo uno schema X-Y, energizzando ogni metro. Mentre le campionature sono state eseguite ogni 2 m lungo la X.

Stendimento X (m) =

0.0 2.0 4.0 6.0 8.0 10.0 12.0 14.0 16.0 18.0 20.0 22.0 24.0 26.0 28.0 30.0 32.0 34.0 36.0
38.0 40.0 42.0 44.0 46.0 48.0 50.0 m.

La calibrazione delle misure dei microtremori e delle misure MASW è stata eseguita in base alla prova penetrometrica eseguita sul sito di indagine.

Nell'area è stato eseguito uno stendimento SASW/MASW e un tromino (T1) in corrispondenza della SASW/MASW, quindi utilizzato per l'inversione della curva in combinazione con la misura SASW/MASW.

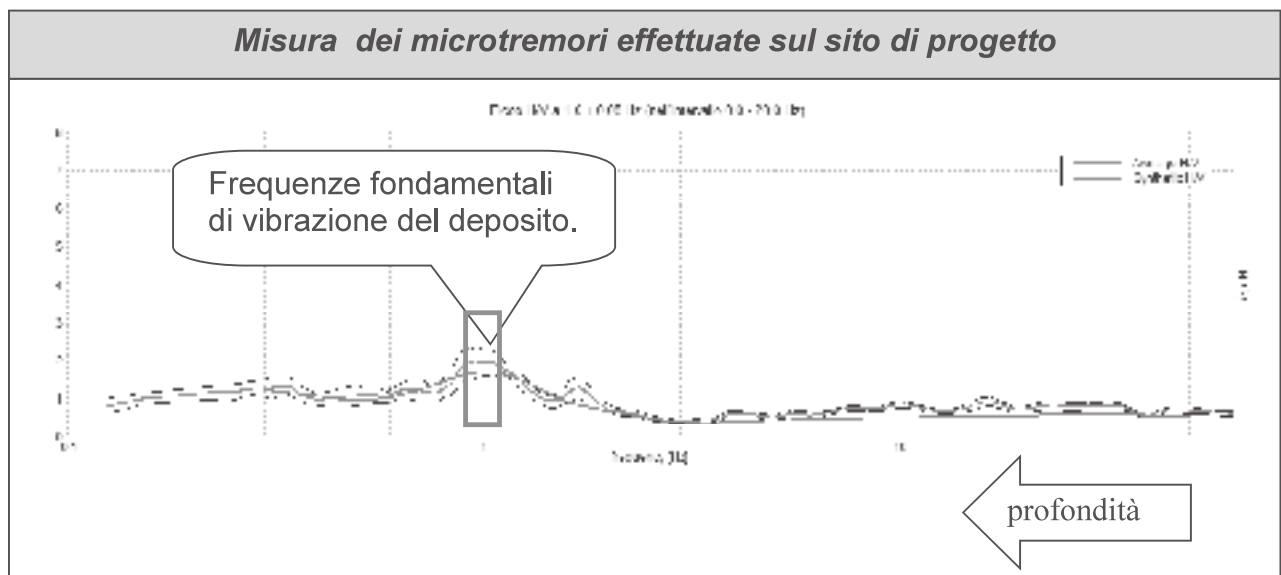
La prova eseguita impiegando la suddetta metodologia dei microtremori ha evidenziato, utilizzando l'inversione H/V con il metodo proposto da Nakamura, secondo la teoria descritta da Aki (1964) e Ben-Menahem & Sing (1981), correlata ed integrata con le misure attive MASW, una **V_{s30} attorno a 171 m/s.**

L'analisi delle frequenze fondamentali di amplificazione del sito evidenzia l'amplificazione di risonanza tipica del terreno e, di conseguenza, l'altezza critica degli edifici che in caso di sisma possono entrare in risonanza con il terreno.

Nel caso specifico è possibile individuare le seguenti frequenze tipiche per il deposito esaminato, significative per gli edifici

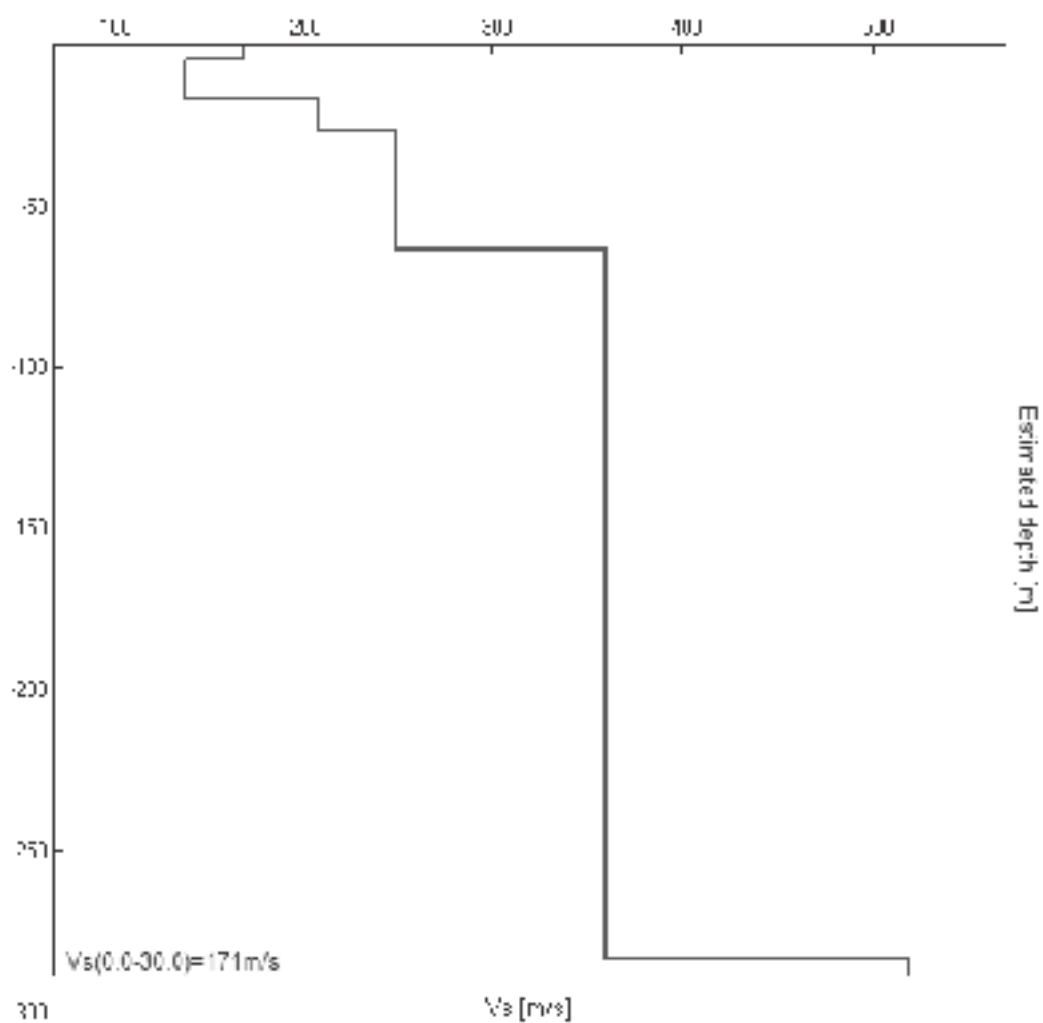
Frequenza (f)	Periodo (T=sec)
1	1

Tale aspetto risulta certamente più significativo della valutazione della V_{s30} . Infatti una struttura risulta particolarmente vulnerabile se presenta un periodo di vibrazione simile a quello del sottosuolo, potendo essere soggetta ad un fenomeno di amplificazione per risonanza.



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
0.50	0.50	120	0.42
4.50	4.00	170	0.42
16.50	12.00	140	0.42
26.50	10.00	210	0.40
63.50	37.00	250	0.40
283.50	220.00	360	0.35
inf.	inf.	520	0.35

$V_s(0.0-30.0)=171\text{m/s}$



9. MICROZONAZIONE SISMICA

Per quanto riguarda la pericolosità sismica, come osservabile dalla carta sismotettonica, l'area di interesse si trova in una zona caratterizzata da un substrato sismico molto profondo, vedi sezione della carta strutturale già menzionata, di conseguenza i fenomeni di amplificazione sismica al suolo risulteranno molto modesti e ridotti, con poca significatività della V_{s30} .

Infatti, al di là della normativa, definire il valore della V_{s30} quale indice di amplificazione sismica al suolo ha significato pratico solo per quelle zone con bedrock o bedrock-like prossimo corrispondente alla profondità di 30m. Nel caso specifico molto più significativo è valutare il periodo proprio di vibrazione del substrato e la sua omogeneità nell'area di interesse, in modo da verificare l'uniformità della risposta sismica locale, parametro certamente più significativo ed importante per valutare la pericolosità di sito.

Viene anche realizzata una modellazione sismica utilizzando il programma STRATA (vedi appendice) e facendo riferimento alle tre tracce sismiche proposte nell'atto di indirizzo della D.G.R. 112/2007.

N.T.C. 14-01-2008

Le misure dei microtremori, realizzate con il "Tromino", e la MASW hanno permesso di verificare una **$V_{s30} = 171$ m/s, quindi si considera un substrato con suoli di categoria D.**

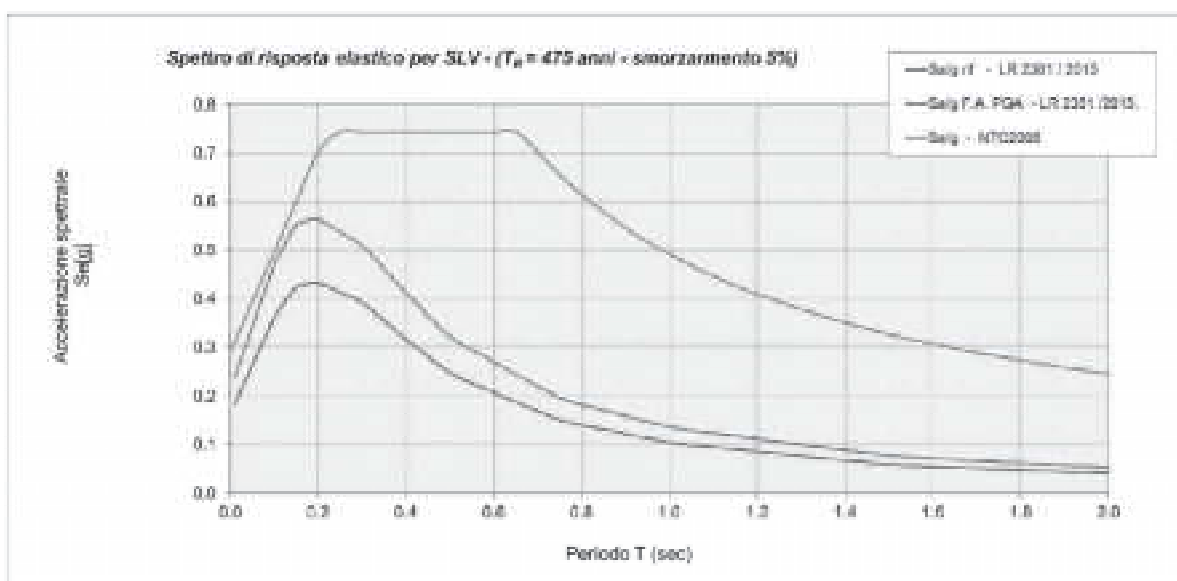
Parametri sismici per strutture caratterizzate da classe di uso con affollamenti normali	
Latitudine (wgs84)	44.5043°
Longitudine (wgs84)	12.0541°
Tipo di opera	2
Classe d'uso	Classe II
Vita Nominale (V_N)	≥ 50 anni
Coefficiente d'uso (C_U)	1
Vita di riferimento ($V_N \times C_U$)	50 anni
Accelerazione su suolo di riferimento rigido - SLV (ag/g)	0.164
Categoria di sottosuolo, si considera, in questa fase a favore della sicurezza	D
Coefficiente di amplificazione per tipo di suolo (S)	1.77
Categoria topografica (T1)	1.0
Coefficiente di amplificazione per categoria topografica (S_T)	1.0
Accelerazione massima al suolo (a_{max}/g) = (ag/g) * S * S_T	0.290

In base alla Delibera n. 2381/2015 della Regione Emilia-Romagna, il comune di Alfonsine, per il sito di interesse, presenta un'accelerazione massima orizzontale di picco al suolo rigido, substrato sismico, **$a_g = 0.164g$** .

Considerando che l'analisi geostrutturale del sito evidenzia che il comune di Bagnara di Romagna si trova in ambito di PIANURA 3, come definito dalla suddetta Delibera per substrato corrispondente a quello del sito in esame, ed avendo a favore della sicurezza una $V_{s30} = 171$ m/s, come ricavato dalle misure geofisiche, si avranno amplificazioni al suolo sotto riportate. Si riporta per confronto anche le corrispondenti ricavate dalle NTC 2008.

Come si può osservare dalla tabella il valore di accelerazione al suolo risulta di **$a_g=0.213$** , inferiore rispetto a quanto previsto dalle NTC 2008.

VALUTAZIONE PARAMETRI SISMICI DEL SITO				
Decreto Ministeriale 14-01-2008 NTC 2008		Regione Emilia-Romagna LR 2381 / 2015		
Latitudine	44.505000	44.505000	Latitude (gradi decimali ED50)	
Longitudine	12.055700	12.055700	Longitude (gradi decimali ED50)	
Accelerazione su suolo di riferimento rigido - SLV (ag/g)		0.164	0.164	Accelerazione massima orizzontale di picco al suolo per To (a _{refg})
		PIANURA 3		
		Riferimento territoriale / Suolo di riferimento		
Tipo di opera	2	Pianura con elevati spessori di sedimenti alluvionali e transizionale, prevalentemente fini, alternanze di limi, argille e sabbie, con substrato rigido alla profondità maggiore di 300m dal piano campagna		
Classe d'uso	2			
Vita Nominale (V _N)	50 anni			
Coefficiente d'uso (C _U)	1			
Vita di riferimento (V _N x C _U)	50 anni			
Tempi di ritorno (SLV)	475 anni	530	Velocità di taglio di riferimento del substrato marino (Vs) (m/s), oppure Velocità onde di taglio Bedrock like (Vs) (m/s)	
Velocità equivalente delle onde di taglio nei primi 30 m (Vs30)	171	150	Velocità equivalente delle onde di taglio nei primi 30m (Vs30) (m/s)	
Categoria di sottosuolo	D	RANGE 150-250		
Coefficiente di amplificazione per tipo di suolo (Ss)	1.77	1.3	Fattore di Amplificazione del PGA. (Peak Ground Acceleration)	
		1.5	Fattore di Amplificazione Intensità Spettrale (F.A. 0,1s < To < 0,5s)	
		2.3	Fattore di Amplificazione Intensità Spettrale (F.A. 0.5s < To < 1.0s)	
		2.6	Fattore di Amplificazione Intensità Spettrale (F.A. 0.5s < To < 1.5s)	
Categoria topografica	T1			
Coefficiente di amplificazione per categoria topografica (S _T)	1	1	Coefficiente di amplificazione per categoria topografica (S _T)	
Accelerazione massima orizzontale al suolo (a _{max} /g) = a _g /g * S _T * S _S	0.290	0.213	Accelerazione massima orizzontale al suolo (a _g /g = a _{ref} * F.A. * PGA. * S _T)	



Per quanto riguarda la pericolosità sismica di base, si osserva che in base alla disaggregazione dei valori di a_g , eseguita da INGV, considerando la probabilità di accadimento di un evento sismico su base storica con tempi di ritorno di 475 anni, il valore medio della magnitudo momento risulta di $M_w = 4.98$ con una distanza epicentrale di 9.44 km.

In base alla storia degli eventi sismici del comune di Alfonsine si osserva che il massimo risentimento si è avuto con il terremoto del 1956 con epicentro in Argenta, di cui è stato stimato una $M_w=4.82$ e $I_0 = 5\div6$.

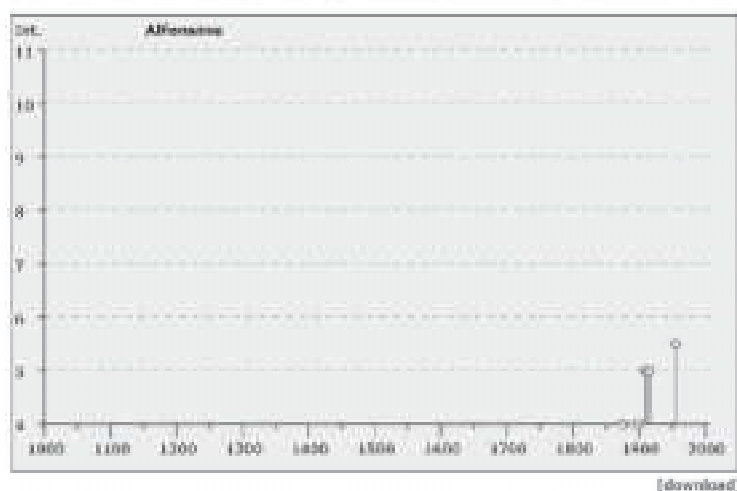
OSSERVAZIONI SISMICHE DISPONIBILI PER ALFONSINE (tratto da ingv – DBMI11)

Storia sismica di Alfonsine [44.505, 12.042]

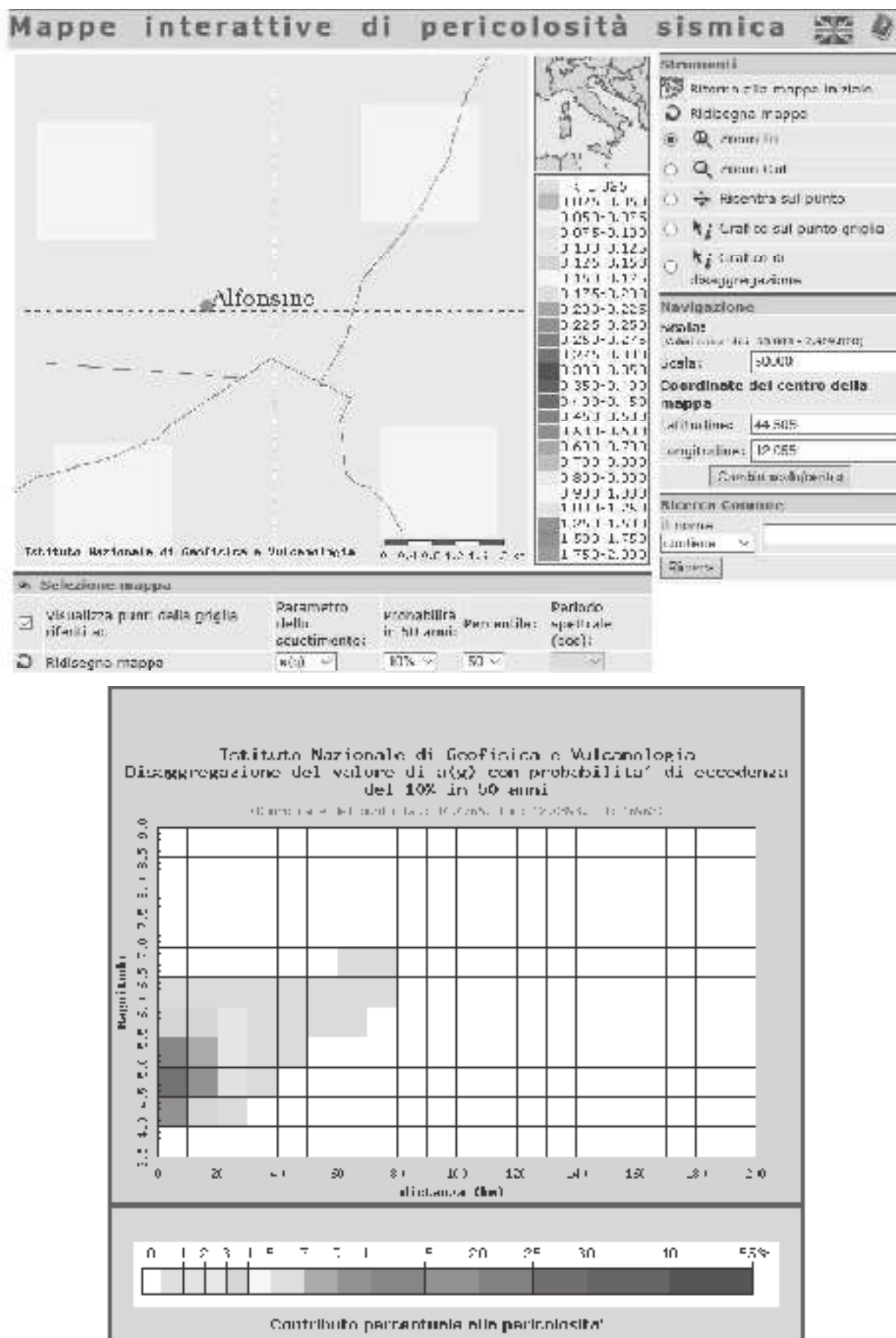


Numero di eventi: 17

Effetti	In occasione del terremoto del:			
	Data	Az	Mp	I ₀ Mw
4	1875-03-17 23:31	Romagna sud-orientale	144	5.93 ±0.14
4	1898-01-16 12:18	Romagna settentrionale	70	6-7 4.79 ±0.23
NT	1904-11-17 05:03	Friuli	204	7 5.13 ±0.14
3	1909-01-11 00:43	BASSA PADANA	799	6-7 5.53 ±0.09
3	1911-02-19 07:18	Romagna meridionale	181	7 5.38 ±0.11
NT	1913-07-21 22:33	VALLE DEL LAMBRO	43	5-6 4.78 ±0.19
2	1915-01-13 06:52	Avellino	1041	11 7.00 ±0.09
3	1916-05-17 12:49	Alto Adriatico	132	5.95 ±0.14
3	1916-08-14 07:06	Alto Adriatico	237	6.14 ±0.14
3-4	1918-11-10 15:12	Appennino romagnolo	187	9 5.55 ±0.11
2	1919-04-29 15:06	Magello	564	10 6.19 ±0.09
3	1920-09-07 03:55	Garfagnana	754	10 6.48 ±0.09
3-4	1928-04-10 05:43	Emiliano	81	7 5.03 ±0.13
3	1930-10-30 07:13	SARDEGNA	243	8 5.81 ±0.09
3-6	1956-02-20 01:29	ARGENTA	32	5-6 4.82 ±0.18
NT	1986-12-06 17:07	BOLOGNA	604	6 4.61 ±0.10
NT	1986-12-06 17:07	BOLOGNA	604	6 4.61 ±0.10



MAPPE DI DISAGGREGAZIONE DEI VALORI DI a_g , metodo analisi storica dei sismi
(tratto da INGV)



Distanza in km	Disaggregazione del valore di $s(q)$ con probabilit� di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lato: 49.4766, long: 12.0291, ID: 16950)											
	Magnitudo											
	3.5 4.0	4.0 4.5	4.5 5.0	5.0 5.5	5.5 6.0	6.0 6.5	6.5 7.0	7.0 7.5	7.5 8.0	8.0 8.5	8.5 9.0	
0-10	0.000	15.300	26.900	14.200	6.470	0.734	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
10-20	0.000	3.540	9.600	8.580	6.010	0.852	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
20-30	0.000	0.106	1.150	2.270	2.220	0.277	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
30-40	0.000	0.000	0.021	0.423	0.807	0.115	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
40-50	0.000	0.000	0.000	0.024	0.230	0.051	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
50-60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.038	0.027	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
60-70	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.011	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	
70-80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	
80-90	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.980	9.440	0.738

9.1 Liquefazione

Una sollecitazione sismica provoca una messa in accelerazione delle particelle del suolo che possono determinare liquefazione e/o modificazioni topografiche dell'area.

Ciò avviene in misura maggiore per quei terreni incoerenti poiché i granuli sottoposti a vibrazione perdono resistenza di attrito e quindi vengono favoriti fenomeni di scorrimento con assestamenti e rifluimenti, con possibili processi di liquefazione in caso di terreni saturi di acqua.

La coesione conserva invece la sua efficacia, indipendentemente dalla vibrazione; quindi i terreni coerenti presentano, praticamente, inalterata la resistenza alle azioni taglianti rapide e con essi sono più rari cedimenti delle opere per assestamenti e rifluimenti generati da azioni dinamiche quali quelle sismiche.

L'esame del potenziale di liquefazione del substrato indagato è stata condotta utilizzando la metodologia AGI (2005) e Robertson & Cabal (2009), considerando una accelerazione al suolo massima a favore della sicurezza pari a ($a_g=0.290$) e una magnitudo momento massima per il sito ($M_w = 6$), superiore alla massima prevista per la zona corrispondente a $M_w = 4.98$, più basso rispetto a $M_w = 5$ limite inferiore per cui è richiesta la verifica di liquefazione.

Inoltre è stata condotta anche una verifica considerando il valore di $a_g = 0.175$, massimo previsto dall'analisi di Risposta Sismica Locale (RSL).

Nel primo caso (cat. suolo D) sono stati ottenuti i seguenti valori:

- AGI 2005: IL = 14.5÷16.5
- Robertson 2009. IL = 11.7÷13.5

Mentre la pericolosità sismica eseguita con il metodo di Facciorusso e Vanucchi si attesta al 29÷33% con giudizio di *"liquefazione improbabile"*.

Nel secondo caso, a seguito di RSL ($a_g = 0.175$) sono stati ottenuti i seguenti valori:

- AGI 2005: IL = 4.2÷5.7
- Robertson 2009: IL = 2.9÷4

Mentre la pericolosità sismica eseguita con il metodo di Facciorusso e Vanucchi si attesta al 19÷22% con giudizio di *"liquefazione improbabile"*.

Si osserva poi che il profilo di velocità lungo la verticale ottenuto dalla RSL risulta decisamente inferiore rispetto a quello utilizzato con i metodi semplificati standard previsti dalla letteratura, con decisa diminuzione dell'indice del potenziale di liquefazione (IL) e della pericolosità, cioè della probabilità che si possa verificare il fenomeno cosismico della liquefazione.

9.2 Assestamenti terreni coesivi post-sisma

Dall'analisi geostatica dei dati ricavati dalla prova penetrometrica CPTU, osservabili dai cross-plot riportati a tergo dei grafici penetrometrici e di interpretazione, si nota che le variabili dei terreni fini indagati presentano un maggiore addensamento nel campo di quelli relativamente sovraconsolidati. Nessun punto ricade in quello dei terreni sensitivi. ***Pertanto i terreni fini del substrato indagato non sono sensitivi*** e quindi non sono potenzialmente soggetti a significativi importanti cedimenti in caso di un sisma di progetto.

Per quanto riguarda gli assestamenti post sismici dei terreni fini è stata condotta un'analisi utilizzando la metodologia di Robertson & Cabal (2009) che ha evidenziato cedimenti attorno a 21÷22 cm (analisi RSL), perfettamente compatibili nei termini degli SLV con le prevedibili strutture di progetto. Come riportato da Sowers (1962) indica valori ammissibili dei cedimenti assoluti delle strutture pari a 15÷30 cm in riferimento alla funzionalità del collegamento alle reti dei servizi e di 30÷60 cm in riferimento alla funzionalità di accesso all'edificio.

9.3 Analisi del rischio dei fenomeni cosismici

Al fine di comprendere al meglio il possibile rischio a cui potranno essere soggette le future strutture di progetto relativamente alla pericolosità cosismica di liquefazione dei terreni del substrato del fabbricato in esame, si analizza il concetto di Rischio.

Per la valutazione del Rischio si utilizza la seguente relazione:

$$R = P \times V \times E$$

Dove:

- R = rischio
- P = pericolosità: probabilità di accadimento di un determinato evento di una certa intensità in un determinato sito e in un determinato momento.
- V = vulnerabilità: capacità di un certo elemento strutturale e/o non strutturale di resistere a quel determinato evento.
- E = elemento a rischio: valore dell'elemento strutturale e/o non strutturale.

Ora si passa a esaminare i vari fattori della sopra riportata relazione riferiti all'evento liquefazione dei terreni che è un fenomeno cosismico connesso a un determinato sisma di riferimento, nel caso in esame con tempi di ritorno di 475 anni.

Pericolosità

Con il metodo proposto da Facciorusso & Vannucchi (2009) è poi stata definita la pericolosità della liquefazione del deposito in esame. Ovviamente nei grafici si riporta anche la suddivisione delle categorie di suscettività come indicato da Facciorusso per i diversi valori dell'Indice del potenziale di liquefazione.

La probabilità, cioè la pericolosità, viene valutata con il metodo di Facciorusso. Da tale analisi si osserva che la probabilità, in una scala 0-100%, si attesta attorno a 19÷33%,

cioè, secondo il giudizio di Facciorusso, il deposito si trova, al massimo, nella casella corrispondente al giudizio “*liquefazione improbabile*”.

Altro aspetto da tenere in considerazione è poi, eventualmente, quale tipo di evento di liquefazione è possibile che possa verificarsi sul sito in oggetto.

La liquefazione può manifestarsi con tre meccanismi diversi.

1. Liquefazione ciclica (assenza di sforzi di taglio statici pre-esistenti, condizioni di free field e piano di campagna orizzontale). Effetti: crateri e vulcanelli di sabbia, fuoriuscita di acqua.
2. Mobilità ciclica (deboli sforzi di taglio statici pre-esistenti, condizioni di pendio acclivi o di near field). Effetti: deformazioni permanenti e limitate (lateral spreading).
3. Fluidificazione (elevati sforzi di taglio statici preesistenti, condizioni di pendio acclivi o di near field). Effetti: movimento del terreno elevati e rapidi, anche dopo il terremoto, perdita di capacità portante degli edifici, frane.

Ovviamente nei tre casi sopra descritti, la fluidificazione è il fenomeno della liquefazione che presenta la massima intensità delle azioni e degli effetti sul sito ed è quella che presenta la massima pericolosità e deve essere evitata.

Mentre la liquefazione ciclica è una tipologia meno impattante, determinando principalmente un assestamento delle particelle di sabbia per depressurizzazione dovuta alla fuoriuscita di acqua.

Nel caso in esame, essendo la morfologia pianeggiante ed essendo le energie in gioco relativamente non elevate (magnitudo momento massima attorno a $M \approx 4.98$, come da disaggregazione INGV, inferiore rispetto a quanto utilizzato per l'analisi del potenziale di liquefazione pari a $M = 6$) si possono prevedere fenomeni di liquefazione ciclica in “free field” o al massimo di “near field”.

Vulnerabilità

In questo caso si deve esaminare quale tipo di danno potenziale è possibile che occorra a seguito di quel determinato evento, ad esempio sugli edifici. Nel caso specifico, in base alle NTC 2008, stiamo parlando S.L.V. (Stato Limite della Vita), cioè di salvaguardia della vita. Cioè, la costruzione può subire dei danni a seguito di un sisma di progetto con tempi di ritorno di 475 anni, ma in ogni caso non ci devono essere perdite di vite umane.

I futuri edifici in progetto saranno sicuramente realizzati nel rispetto delle NTC2008 che dovrà garantire strutture efficienti in grado di resistere a cedimenti anche importanti.

Nel caso in esame i cedimenti massimi post-sisma, come sopra riportati e valutati, comprendendo anche l'assestamento dei terreni fini, presentano valori prevedibilmente compatibili agli SLV con le future strutture di progetto. Si ricorda poi che l'assestamento del terreno sarà generalizzato e quindi i cedimenti differenziali potrebbero essere ridotti al minimo ed essere, in ultima analisi, anche ammissibili dalle future strutture di progetto.

Pertanto realizzando strutture adeguate, nel rispetto delle NTC 2008, la vulnerabilità in riferimento agli SLV, cioè di salvaguardia della vita, risulterà bassa.

Elementi a rischio

Nel caso specifico trattandosi di fabbricati destinati alla tumulazione dei morti, i possibili rischi riguardano la possibilità che l'evento sismico avvenga durante le visite di "cari". Pertanto dovrà esserci concomitanza tra evento e presenze all'interno della struttura cimiteriale in progetto.

Perciò, per le valutazioni del rischio connesso a fenomeni di liquefazione, causati da un sisma di progetto con tempi di ritorno di 475 anni, quindi per gli SLV, si dovranno considerare i potenziali danni causati alla vita umana dal suddetto fenomeno alle persone in visita alla struttura cimiteriale.

Per quanto sopra descritto, qualora si rispetti quanto riportato, la valutazione del rischio rispetto allo SLV risulta praticamente nullo, essendo nullo, ovvero molto basso, il rischio rispetto alla vita umana.

Maggiori approfondimenti potranno essere condotti nella fase di progettazione delle singole opere.

9.4 Considerazione conclusive in merito alla DAL 2381/2015 sugli approfondimenti del terzo livello

Concludendo, in base alle considerazioni geotecniche, in riferimento al substrato dell'area indagata, si osserva:

- i terreni del substrato in esame è attribuibile un giudizio di pericolosità, in base a quanto proposto da Facciorusso & Vannucchi (2009), corrispondente a **liquefazione improbabile**.
- i terreni fini non sono soggetti, in termini generali, a cedimenti post-sisma incompatibili con gli SLV.

Pertanto, per il sito in esame non si avranno rischi connessi a fenomeni cosismici per un sisma di progetto con tempi di ritorno di 475 anni, corrispondente alla valutazione degli Stati Limite della Vita (SLV).

10. CONSIDERAZIONE GEOTECNICHE

10.1 Metodo utilizzato per la valutazione dei parametri geotecnici caratteristici

Un aspetto essenziale del metodo degli stati limite riguarda la scelta dei parametri da introdurre nel modello di calcolo. Relativamente ai calcoli geotecnici con il criterio degli stati limite si devono considerare nelle relazioni i parametri caratteristici.

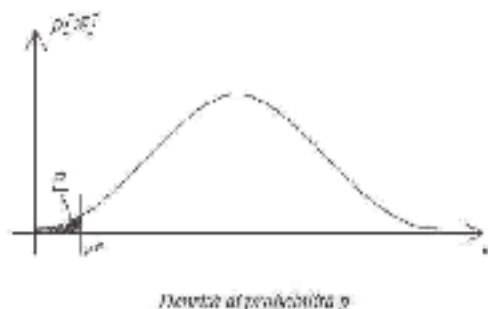
In base all'EC7, al punto 2.4.5.2.2(P), il valore caratteristico di un parametro geotecnico sarà scelto come una stima cautelativa del valore di influenza all'insorgere dello stato limite.

Da ciò discende:

- *Stima cautelativa*: si tratta di una stima che deve essere a favore della sicurezza. Cioè si deve tenere conto dell'incertezza esistente in geotecnica dovuta alla notevole variabilità delle proprietà dei depositi nonché all'incertezza dovuta alle informazioni non complete generalmente a disposizione tramite prove in situ e di laboratorio;
- *Valore che influenza l'insorgere dello stato limite*: il valore caratteristico è in funzione dello stato limite considerato, ad esempio la rottura al collasso verticale della fondazione. Si osserva che se invece della rottura al collasso verticale, esaminiamo la rottura allo slittamento, il valore del parametro geotecnico sarà generalmente diverso.

L'unica metodologia delineata dall'EC7 per la definizione dei valori caratteristici è di natura statistica, anche se questa non è resa obbligatoria, cioè non deve necessariamente essere adottata dai singoli stati membri.

Nel caso specifico utilizzando il metodo statistico il valore caratteristico di un particolare parametro di calcolo è definito come quel valore al quale è associato una determinata probabilità di non superamento.



Osservando la sopra riportata figura si rileva che P è la probabilità di non superamento della variabile v connessa al valore v^* (valore caratteristico cercato se $P=5\%$). v^* viene quindi calcolato imponendo che l'area P sia uguale a 5%.

In particolare in funzione del volume di terreno coinvolto nello stato limite considerato si possono presentare le seguenti situazioni:

1. Elevati volumi di terreno;
2. Piccoli volumi di terreno.

1. Elevati volumi di terreno

Quando la zona di influenza coinvolge elevati volumi di terreno bisogna selezionare un 5° percentile della distribuzione media.

$$x_k = \bar{x} \pm t_{n-1}^{0.95} \left(\frac{s}{\sqrt{n-1}} \right)$$

Dove:

x_k = valore caratteristico desiderato

\bar{x} = valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione

t = valore della distribuzione di student ad n-1 gradi di libertà con probabilità u=95% (ossia 1- α =0.95 o alternativamente, α =0.05)

s = deviazione standard del campione

n = numero di dati

2. Piccoli volumi di terreno

Nel caso che la rottura sia locale, ossia interessi volumi relativamente piccoli del terreno, la formula da applicare è la seguente.

$$x_k = \bar{x} \pm z_{0.05} \bullet s \approx \bar{x} \pm 1.645 \bullet s$$

Dove:

x_k = valore caratteristico desiderato

\bar{x} = valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione

z = distribuzione normale standardizzata

s = deviazione standard del campione

3. Campioni di scarsa numerosità

Per campioni di scarsa numerosità è possibile utilizzare anche la più generica equazione di Schneider, che offre la seguente formula semplificata:

$$x_k = \bar{x} * 1 - \frac{COV}{2}$$

Dove:

x_k = valore caratteristico desiderato

\bar{x} = valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione

COV = covarianza.

Diversi autori propongono valori di covarianza per i vari parametri geotecnici:

Schneider (1997)

Angolo di attrito = 10%

Coesione = 40%

Modulo di comprimibilità = 40%

Phoon et al. (1995)

Peso di volume naturale = 7%

Qc (MPa) per sabbie = 38%

Qc (MPa) per argille limose = 27%

Qt (MPa) per argille = 8%

Densità relativa (%) per sabbie = 10-40%

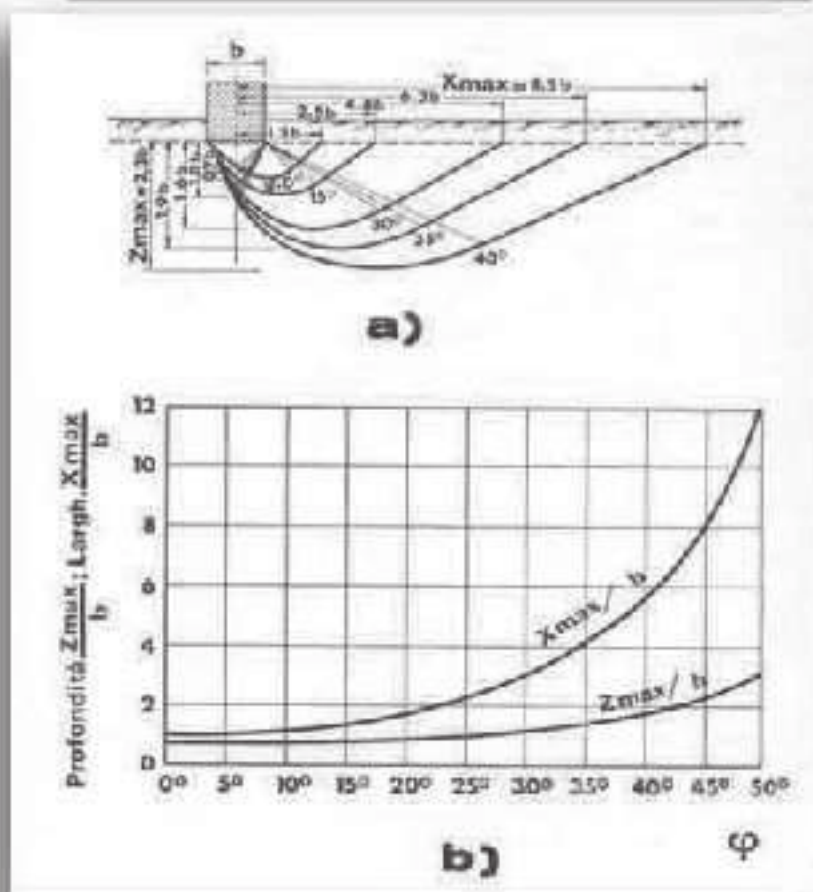
10.2 Parametri geotecnici caratteristici per la valutazione delle resistenze di progetto

Nel caso in esame, considerando le sopra riportate relazioni, si riportano i valori caratteristici dei parametri geotecnici ricavati dall'elaborazione delle prove penetrometriche.

Considerando fondazioni superficiali, meccanismo di rottura di tipo generale e il volume interessato dall'involuppo di rottura, dovranno utilizzarsi i seguenti valori per valutare le resistenze di progetto

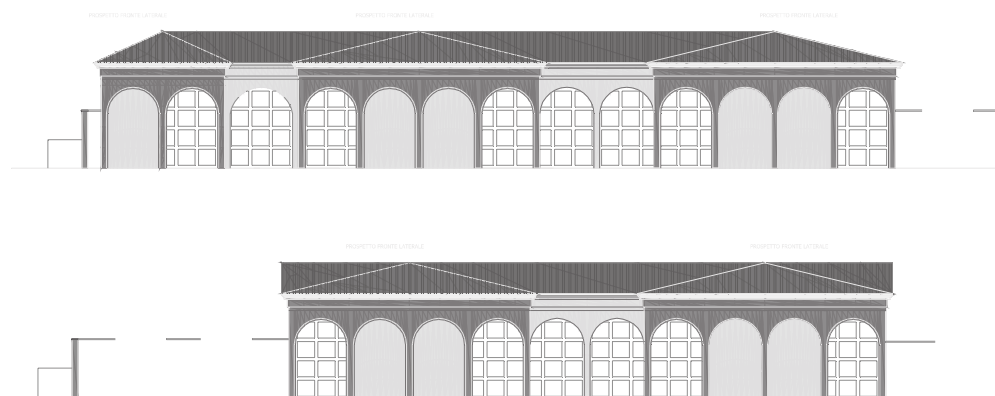
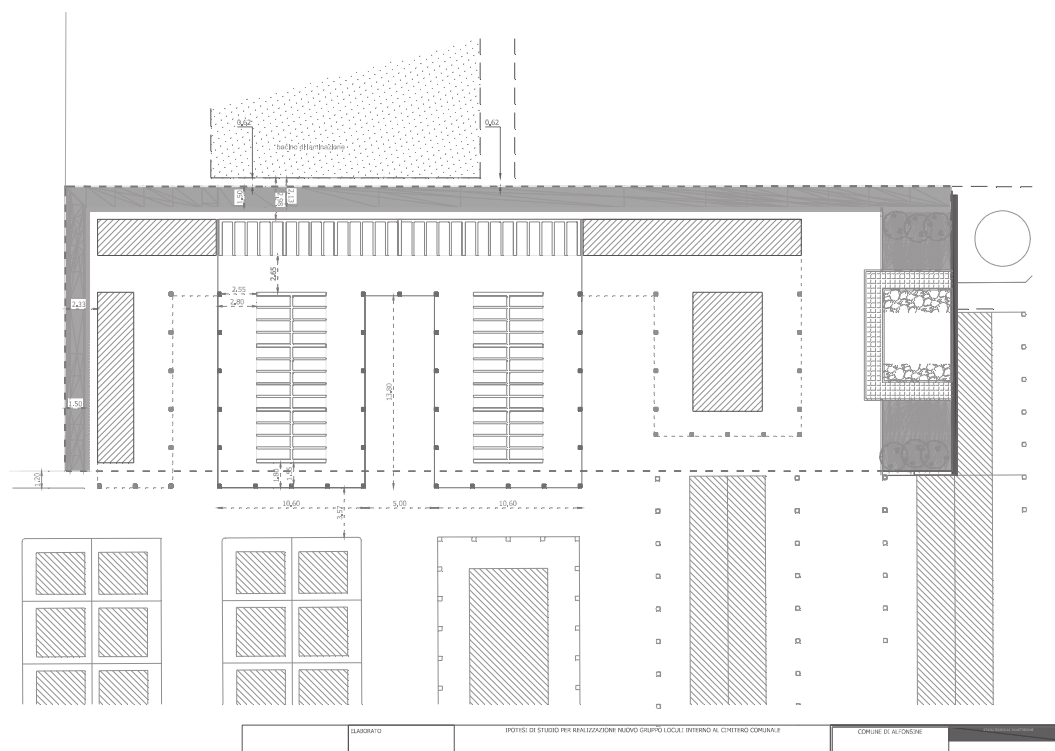
Si evidenzia che in considerazione del tipo di prova, penetrometrie, per i terreni a grana fine risultano più attendibili i parametri geotecnici in condizioni non drenate.

Metodo utilizzato per la valutazione del volume interessato dalla rottura



- a) Superficie di rottura per valori diversi dell'angolo di attrito;
- b) Corrispondenti variazioni dell'approfondimento (Z_{max}) e dell'estensione (X_{max}) della superficie di scorrimento.

Previsione di progetto



MECCANISMO DI ROTTURA DEL TERRENO PER FONDAZIONI SUPERFICIALI
B = 4m

Indice di Rigidezza Ir: $Ir = G_o / (C' + q \tan(\phi)) =$				
	Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
	732.36	1029.68	701.94	
in cui:				
	Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
Go = Modulo di Taglio iniziale	= 247	131	252	daN/cm ²
C' = Coesione Drenata	= 0.148	0.000	0.167	daN/cm ²
q = Tensione Effettiva litostatica media a metri D + B/2 = (D = profondità fondazione; B = larghezza fondazione (m))	= 0.315	0.315	0.315	daN/cm ²
φ = Angolo d'attrito drenato	= 31.0	22.1	31.4	
Indice di Rigidezza Ir critica: $Ir_{crit} = 0.5 \exp \{ [3.3 - 0.45 (B/L)] * \cotan[(\pi/4) - (\phi/2)] \}$				
	Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
	145.39	58.74	152.87	
in cui:				
B/L = larghezza / lunghezza della fondazione	= 0.200			
Meccanismo di Rottura	Rottura Generale	Rottura Generale	Rottura Generale	

Condizioni non drenate					
Parametro per fondazioni superficiali di larghezza B = 4 m e profondità di posa D = 0.7 ~ 0.7 m	Valore Caratteristico per Elevati Volumi	Valore Caratteristico per Piccoli Volumi	Valore Media	Deviazione Standard	
ANGOLO DI ATTRITTO ϕ	n/a	n/a	n/a	n/a	
COESIONE DRENATA C'	n/a	n/a	n/a	n/a	
COESIONE NON DRENATA Cu	0.48 daN/cm ²	0.18 daN/cm ²	0.48 daN/cm ²	0.18 daN/cm ²	
ANGOLO DI ATTRITTO A VOLUME COSTANTE ϕ_{cv}	n/a	n/a	n/a	n/a	
COEFFICIENTE DI POISSON P			0.35	0.04	
MODULO DI TAGLIO INIZIALE Go	250 daN/cm ²	120 daN/cm ²	258 daN/cm ²	84 daN/cm ²	
MODULO ELASTICO E	369 daN/cm ²		396 daN/cm ²	274 daN/cm ²	
KI DI WINKLER VERTICALE PER PIASTRA 30 CM Ki			3.66 daN/cm ²	4.47 daN/cm ²	
Kw DI WINKLER VERTICALE PER FONDAZIONE B = 4 m Vesic Kw			1.13 daN/cm ²		
DENSITA' DEL TERRENO γ	1648 daN/m ³	1489 daN/m ³	1658 daN/m ³	102 daN/m ³	
DENSITA' SECCO DEL TERRENO γ_s	1248 daN/m ³	1089 daN/m ³	1258 daN/m ³	102 daN/m ³	
OVER CONSOLIDATION RATIO OCR			4.15	2.36	

Condizioni drenate					
Parametro per fondazioni superficiali di larghezza B = 4 m e profondità di posa D = 0.7 ~ 0.7 m	Valore Caratteristico per Elevati Volumi	Valore Caratteristico per Piccoli Volumi	Valore Media	Deviazione Standard	
ANGOLO DI ATTRITTO ϕ	31.0 °	22.1 °	31.4 °	5.7 °	
COESIONE DRENATA C'	0.15 daN/cm ²	0 daN/cm ²	0.17 daN/cm ²	0.16 daN/cm ²	
COESIONE NON DRENATA Cu	n/a	n/a	n/a	n/a	
ANGOLO DI ATTRITTO A VOLUME COSTANTE ϕ_{cv}	33.1 °	29.8 °	33.3 °	2.1 °	
COEFFICIENTE DI POISSON P			0.36	0.04	
MODULO DI TAGLIO INIZIALE Go	247 daN/cm ²	131 daN/cm ²	252 daN/cm ²	74 daN/cm ²	
MODULO ELASTICO E	297 daN/cm ²		316 daN/cm ²	243 daN/cm ²	
KI DI WINKLER VERTICALE PER PIASTRA 30 CM Ki			2.93 daN/cm ²	3.60 daN/cm ²	
Kw DI WINKLER VERTICALE PER FONDAZIONE B = 4 m Vesic Kw			0.91 daN/cm ²		
DENSITA' DEL TERRENO γ	1661 daN/m ³	1520 daN/m ³	1668 daN/m ³	89 daN/m ³	
DENSITA' SECCO DEL TERRENO γ_s	1261 daN/m ³	1120 daN/m ³	1268 daN/m ³	89 daN/m ³	
OVER CONSOLIDATION RATIO OCR			3.50	1.52	

MECCANISMO DI ROTTURA DEL TERRENO PER FONDAZIONI SUPERFICIALI
B = 20m

Indice di Rigidezza Ir: $Ir = G_0 / (C' + q \tan(\phi)) =$				
	Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
	614.68	347.25	611.84	
in cui:	Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
G_0 = Modulo di Taglio iniziale	= 308	102	313	daN/cm ²
C' = Coesione Drenata	= 0.049	0.000	0.056	daN/cm ²
q = Tensione Effettiva litostatica media a metri D + B/2 (D = profondità fondazione; B = larghezza fondazione (m))	= 0.819	0.819	0.819	daN/cm ²
ϕ = Angolo d'attrito drenato	= 28.9	19.7	29.1	
Indice di Rigidezza Ir critica: $Ir_{crit} = 0.5 \exp \{ [3.3 - 0.45 (B/L)] * \cotan[(\pi/4) - (\phi/2)] \}$				
	Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
	72.47	32.57	74.34	
in cui:				
B/L = larghezza / lunghezza della fondazione	= 0.800			
Meccanismo di Rottura	Rottura Generale	Rottura Generale	Rottura Generale	

		Condizioni non drenate			
Parametro per fondazioni superficiali di larghezza B = 20 m e profondità di posa D = 0.7 ~ 0.7 m		Valore Caratteristico per Elevati Volumi	Valore Caratteristico per Piccoli Volumi	Valore Media	Deviazione Standard
ANGOLO DI ATTRITTO ϕ		n/a	n/a	n/a	n/a
COESIONE DRENATA C'		n/a	n/a	n/a	n/a
COESIONE NON DRENATA C_u		0.64 daN/cm ²	0.29 daN/cm ²	0.64 daN/cm ²	0.21 daN/cm ²
ANGOLO DI ATTRITTO A VOLUME COSTANTE ϕ_{CV}		n/a	n/a	n/a	n/a
COEFFICIENTE DI POISSON P				0.37	0.04
MODULO DI TAGLIO INIZIALE G_0		308 daN/cm ²	102 daN/cm ²	313 daN/cm ²	129 daN/cm ²
MODULO ELASTICO E		243 daN/cm ²	-45 daN/cm ²	251 daN/cm ²	180 daN/cm ²
KI DI WINKLER VERTICALE PER PIASTRA 30 CM K_i				2.35 daN/cm ²	2.33 daN/cm ²
KW DI WINKLER VERTICALE PER FONDAZIONE B = 20 m Vesic K_w				0.15 daN/cm ²	
DENSITA' DEL TERRENO γ		1701 daN/m ³	1545 daN/m ³	1705 daN/m ³	98 daN/m ³
DENSITA' SECCO DEL TERRENO γ_s		1301 daN/m ³	1145 daN/m ³	1305 daN/m ³	98 daN/m ³
OVER CONSOLIDATION RATIO OCR				2.39	1.13

		Condizioni drenate			
Parametro per fondazioni superficiali di larghezza B = 20 m e profondità di posa D = 0.7 ~ 0.7 m		Valore Caratteristico per Elevati Volumi	Valore Caratteristico per Piccoli Volumi	Valore Media	Deviazione Standard
ANGOLO DI ATTRITTO ϕ		28.9 °	19.7 °	29.1 °	5.7 °
COESIONE DRENATA C'		0.05 daN/cm ²	0 daN/cm ²	0.06 daN/cm ²	0.12 daN/cm ²
COESIONE NON DRENATA C_u		n/a	n/a	n/a	n/a
ANGOLO DI ATTRITTO A VOLUME COSTANTE ϕ_{CV}		n/a	n/a	n/a	n/a
COEFFICIENTE DI POISSON P				0.37	0.04
MODULO DI TAGLIO INIZIALE G_0		308 daN/cm ²	102 daN/cm ²	313 daN/cm ²	129 daN/cm ²
MODULO ELASTICO E		243 daN/cm ²	-45 daN/cm ²	251 daN/cm ²	180 daN/cm ²
KI DI WINKLER VERTICALE PER PIASTRA 30 CM K_i				2.35 daN/cm ²	2.33 daN/cm ²
KW DI WINKLER VERTICALE PER FONDAZIONE B = 20 m Vesic K_w				0.15 daN/cm ²	
DENSITA' DEL TERRENO γ		1701 daN/m ³	1545 daN/m ³	1705 daN/m ³	98 daN/m ³
DENSITA' SECCO DEL TERRENO γ_s		1301 daN/m ³	1145 daN/m ³	1305 daN/m ³	98 daN/m ³
OVER CONSOLIDATION RATIO OCR				2.39	1.13

Parametri geotecnici per valutazione scorrimento

<i>Condizioni non drenate</i>				
<i>Parametri per calcolo resistenza allo scorrimento di fondazioni superficiali</i>	<i>Valore Caratteristico per Elevati Volumi</i>	<i>Valore Caratteristico per Piccoli Volumi</i>	<i>Valore Media</i>	<i>Deviazione Standard</i>
ANGOLO DI ATTRITTO ϕ	n/a	n/a	n/a	n/a
COESIONE DRENATA C'	n/a	n/a	n/a	n/a
COESIONE NON DRENATA C_u	0.56 daN/cm ²	0.4 daN/cm ²	0.56 daN/cm ²	0.1 daN/cm ²

<i>Condizioni drenate</i>				
<i>Parametri per calcolo resistenza allo scorrimento di fondazioni superficiali</i>	<i>Valore Caratteristico per Elevati Volumi</i>	<i>Valore Caratteristico per Piccoli Volumi</i>	<i>Valore Media</i>	<i>Deviazione Standard</i>
ANGOLO DI ATTRITTO ϕ	34.7 °	27.9 °	35.2 °	4.5 °
COESIONE DRENATA C'	0.37 daN/cm ²	0.22 daN/cm ²	0.41 daN/cm ²	0.11 daN/cm ²
COESIONE NON DRENATA C_u	n/a	n/a	n/a	n/a

MODULO DI REAZIONE DI WINKLER

Si ricorda che il modulo di reazione non dipende unicamente dalle caratteristiche del terreno di fondazione, ma anche dalle dimensioni della struttura e dall'entità e posizione dei carichi applicati. Pertanto è un parametro di interazione struttura-terreno che deve essere valutato specificatamente dal progettista anche sulla base delle peculiarità della struttura in progetto.

Nel caso specifico il valore riportato nelle tabelle del paragrafo 4.1.1 è stato valutato utilizzando la formula di Vesic (1961).

$$k = E/B \cdot (1 - \mu^2)$$

dove

k = modulo di reazione di Winkler

E = modulo elastico

B = larghezza della fondazione

μ = coefficiente di Poisson

Ad ogni modo valori indicativi del modulo di reazione possono essere, ad esempio, ricavati dalla seguente tabella proposta da vari autori

Terrreno	Valore minimo	Valore massimo
Sabbia sciolta	0.48	1.60
Sabbia mediamente compatta	0.96	8.00
Sabbia compatta	6.40	12.80
Sabbie argillose mediamente compatta	2.40	4.80
Sabbie limose mediamente compatta	2.40	4.80
Sabbie e ghiaia compatta	10.00	30.00
Terrreno argilloso con $q_u < 2 \text{ Kg/cm}^2$	1.20	2.40
Terrreno argilloso con $2 < q_u < 4 \text{ Kg/cm}^2$	2.20	4.80
Terrreno argilloso con $q_u > 2 \text{ Kg/cm}^2$	>4.80	

Valori indicativi della costante di Winkler K in Kg/cm³

Il progettista potrà valutare il valore più opportuno anche in base alle caratteristiche dell'opera di fondazione in progetto, oltre alle caratteristiche del terreno del substrato, essendo il valore specificatamente influenzato dalla interazione struttura-terreno.

10.2.1 Parametri geotecnici caratteristici delle unità litostratigrafiche del sito indagato

Si stimano i parametri geotecnici caratteristici delle varie unità litostratigrafiche considerando, in funzione delle prove geognostiche eseguite, i parametri geotecnici con comportamento geotecnico a breve termine, quindi in condizioni non drenate, risultano, nel caso specifico, più attendibili rispetto a quelle drenate, a lungo termine.

Attenzione, i parametri geotecnici dello strato fino a -1.0 m risulta poco attendibile in quanto terreni rimaneggiati. Per una valutazione considerare eventualmente i valori dello strato sottostante.

Per la valutazione dei cedimenti, nel caso specifico, si è fatto opportunamente riferimento ai valori del modulo edometrico (M) ricavato ogni 2 cm di avanzamento e graficati nel modulo di calcolo allegato.

ANGOLO DI ATTRITO (sabbie)	ANGOLO DI ATTRITO A VOLUME COSTANTE	DENSITA' RELATIVA Tatsuoka 1990	COESIONE DRENATA	COESIONE NON DRENATA programma Robertson 2013	COEFFICIENTE DI POISSON Manuale di uso C.D.G	MODULO DI TAGLIO INIZIALE Robertson 2013	MODULO ELASTICO aloni van	MODULO EDOMETRICO Benassi	per piastra di 30cm Ki di Winkler	per pall di diametro 30 cm sul tratto di 1 metro	DENSITA' DEL TERRENO	DENSITA' DEL TERRENO SECCO	OVER CONSOLIDATION RATIO Marchi / SGT 2014
-------------------------------	--	------------------------------------	------------------	--	--	---	------------------------------	------------------------------	--------------------------------------	---	----------------------	-------------------------------	---

VALORI CARATTERISTICI PER PICCOLI VOLUMI

ϕ	ϕ_{cv}	Dr	C	Cu	P valori medie	Go	E	M	Ki	Kh	γ valori medie	γ_s valori medie	OCR
°	°	%	daN/cm ²	daN/cm ²		daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/mc	
28.5	28.3	6.4				0.33	285	0	0.00	0.000	1660	1260	27.22
35.7	32.6	39.8				0.36	251	373	71	0.00	1737	1337	
28.6	27.9	15.4				0.34	172	87	30	0.05	1660	1260	7.17
21.6			0.00	-0.02	0.40	55	20	7	0.49	0.002	1446	1046	2.03
20.6			0.00	0.33	0.38	131	57	20	0.58	0.002	1661	1261	3.06
20.2			0.00	0.21	0.40	149	82	27	1.26	0.005	1635	1235	1.66
20.6			0.00	0.40	0.40	239	136	45	1.91	0.008	1782	1382	2.46
22.8			0.00	0.33	0.40	181	97	32	1.70	0.007	1644	1244	1.48
23.9			0.00	0.45	0.36	248	117	41	0.06	0.000	1748	1348	2.50
23.6			0.00	0.55	0.40	289	174	57	2.13	0.009	1751	1351	2.32
30.0	29.1	16.8				0.33	430	139	84	0.00	1806	1406	2.93

VALORI CARATTERISTICI PER GRANDI VOLUMI

ϕ	ϕ_{cv}	Dr	C	Cu	P valori medie	Go	E	M	Ki	Kh	γ valori medie	γ_s valori medie	OCR
$^{\circ}$	$^{\circ}$	%	daN/cmq	daN/cmq		daN/cmq	daN/cmq	daN/cmq	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/mc	
33.4	31.3	31.6			0.33	313	311	68	2.70	0.090	1660	1280	27.22
38.1	32.7	56.5			0.36	332	670	141	7.55	0.252	1737	1337	
33.3	31.1	32.1			0.34	243	301	67	1.50	0.050	1660	1260	7.17
25.3			0.00	0.25	0.40	91	40	13	0.90	0.004	1446	1046	2.03
26.2			0.10	0.57	0.38	214	138	43	1.66	0.007	1661	1261	3.06
23.3			0.00	0.37	0.40	186	112	37	1.61	0.006	1635	1235	1.66
21.7			0.03	0.64	0.40	337	200	67	2.54	0.010	1782	1382	2.46
24.4			0.00	0.44	0.40	211	122	41	1.93	0.008	1644	1244	1.48
29.2			0.03	0.97	0.36	365	210	81	1.95	0.008	1748	1348	2.50
26.1			0.00	0.95	0.40	350	222	75	2.99	0.012	1751	1351	2.32
33.7	31.6	31.7			0.33	515	302	139	1.52	0.051	1806	1406	2.93

VALORI MEDI

ϕ	ϕ_{cv}	Dr	C	Cu	P valori medie	Go	E	M	Ki	Kh	γ valori medie	γ_s valori medie	OCR
$^{\circ}$	$^{\circ}$	%	daN/cmq	daN/cmq		daN/cmq	daN/cmq	daN/cmq	kg/cmcc	kg/cmcc	kg/cmcc	kg/mc	
34.3	31.7	36.8			0.33	330	376	79	4.01	0.134	1660	1260	27.22
38.4	32.7	56.6			0.36	343	707	150	8.59	0.286	1737	1337	
33.8	31.4	34.0			0.34	251	324	71	1.66	0.055	1660	1260	7.17
27.0			0.07	0.37	0.40	107	49	16	1.08	0.004	1446	1046	2.03
26.6			0.12	0.59	0.38	220	144	45	1.74	0.007	1661	1261	3.06
23.5			0.00	0.38	0.40	189	114	38	1.64	0.007	1635	1235	1.66
21.8			0.04	0.67	0.40	348	207	69	2.61	0.010	1782	1382	2.46
24.6			0.00	0.46	0.40	214	124	41	1.96	0.008	1644	1244	1.48
29.7			0.06	1.03	0.36	376	218	84	2.13	0.009	1748	1348	2.50
26.5			0.01	1.02	0.40	362	231	78	3.14	0.013	1751	1351	2.32
34.0	31.8	32.9			0.33	521	314	143	1.65	0.055	1806	1406	2.93

UNITA' GEOTECNICA	CPT 1	CPT 2	Ic	ZONA	LITOTIPO PREVALENTE
DA	A	DA	A		ROBERTSON 1990
A	0.00	0.70	0.00	0.70	5 sabbia limosa-limo sabbioso
B	0.70	1.90	0.70	1.90	6 sabbia-sabbia limosa
C	1.90	3.70	1.90	4.00	5 sabbia limosa-limo sabbioso
D	3.70	3.90	4.00	4.20	4 limo argilloso-argilla limosa
E	3.90	7.90	4.20	8.20	4 limo argilloso-argilla limosa
F	7.90	10.80	8.20	10.20	3 argilla-argilla limosa
G	10.80	11.80	10.20	12.20	3 argilla-argilla limosa
H	11.80	13.50	12.20	14.00	3 argilla-argilla limosa
I	13.50	15.90	14.00	15.90	4 limo argilloso-argilla limosa
J	15.90	16.80	15.90	16.30	4 limo argilloso-argilla limosa
K	16.80	20.00	16.30	20.00	5 sabbia limosa-limo sabbioso

UNITA' GEOTECNICA	CPT 1	CPT 2	Ic	ZONA	LITOTIPO PREVALENTE
DA	A	DA	A		ROBERTSON 1990
A	0.00	0.70	0.00	0.70	5 sabbia limosa-limo sabbioso
B	0.70	1.90	0.70	1.90	6 sabbia-sabbia limosa
C	1.90	3.70	1.90	4.00	5 sabbia limosa-limo sabbioso
D	3.70	3.90	4.00	4.20	4 limo argilloso-argilla limosa
E	3.90	7.90	4.20	8.20	4 limo argilloso-argilla limosa
F	7.90	10.80	8.20	10.20	3 argilla-argilla limosa
G	10.80	11.80	10.20	12.20	3 argilla-argilla limosa
H	11.80	13.50	12.20	14.00	3 argilla-argilla limosa
I	13.50	15.90	14.00	15.90	4 limo argilloso-argilla limosa
J	15.90	16.80	15.90	16.30	4 limo argilloso-argilla limosa
K	16.80	20.00	16.30	20.00	5 sabbia limosa-limo sabbioso

UNITA' GEOTECNICA	CPT 1	CPT 2	Ic	ZONA	LITOTIPO PREVALENTE
DA	A	DA	A		ROBERTSON 1990
A	0.00	0.70	0.00	0.70	5 sabbia limosa-limo sabbioso
B	0.70	1.90	0.70	1.90	6 sabbia-sabbia limosa
C	1.90	3.70	1.90	4.00	5 sabbia limosa-limo sabbioso
D	3.70	3.90	4.00	4.20	4 limo argilloso-argilla limosa
E	3.90	7.90	4.20	8.20	4 limo argilloso-argilla limosa
F	7.90	10.80	8.20	10.20	3 argilla-argilla limosa
G	10.80	11.80	10.20	12.20	3 argilla-argilla limosa
H	11.80	13.50	12.20	14.00	3 argilla-argilla limosa
I	13.50	15.90	14.00	15.90	4 limo argilloso-argilla limosa
J	15.90	16.80	15.90	16.30	4 limo argilloso-argilla limosa
K	16.80	20.00	16.30	20.00	5 sabbia limosa-limo sabbioso

10.3 VALUTAZIONE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) – STATO LIMITE DI RESISTENZA DEL TERRENO

Nel caso specifico si considerano gli approcci delle NTC 2008, nei termini agli SLU. Considerando i seguenti simboli, riportati nelle NTC 2008.

A = azioni

M = parametri geotecnici

R = resistenze

G1 = azioni strutturali

G2 = azioni non strutturali permanenti

Q = azioni variabili

Approccio 1 – combinazione 1, A1+M1+R1, nel caso specifico si amplificano le azioni A1 in condizioni statiche e non si riducono i parametri geotecnici M1 e le resistenze R1

AZIONI: secondo tab. 6.2.I (A1) delle NTC 2008: $G1 \times 1.3 + G2 \times 1.5 + Q \times 1.5$

PARAMETRI: secondo tab. 6.2.II (M1) delle NTC 2008

$$\begin{aligned}\text{peso unità di volume} &= \gamma_k = 1 \\ \text{Coesione non drenata} &= c_{uk} = \gamma_{cu} = 1 \\ \text{Coesione drenata } c'_k &= \gamma_{cu} = 1 \\ \text{Angolo di attrito interno} &= \tan(\phi'_k) = \gamma_\phi = 1\end{aligned}$$

PARAMETRI: secondo tab. 6.4.I (R1) delle NTC 2008

$$\begin{aligned}\text{capacità portante: } \gamma_R &= 1 \\ \text{scorrimento: } \gamma_R &= 1\end{aligned}$$

Approccio 1 – combinazione 2, A2+M2+R2, nel caso specifico si amplificano le azioni A2 in condizioni statiche, si riducono i parametri geotecnici M1 e non si riducono le resistenze R1

AZIONI: secondo tab. 6.2.I (A1) delle NTC 2008: $G1 \times 1.0 + G2 \times 1.3 + Q \times 1.3$

PARAMETRI: secondo tab. 6.2.II (M2) delle NTC 2008

$$\begin{aligned}\gamma_k &= 1 \\ c_{uk} = \gamma_{cu} &= 1.4 \\ c'_k = \gamma_{cu} &= 1.25 \\ \tan(\phi'_k) = \gamma_\phi &= 1.25\end{aligned}$$

PARAMETRI: secondo tab. 6.4.I (R1) delle NTC 2008

$$\begin{aligned}\text{capacità portante: } \gamma_R &= 1 \\ \text{scorrimento: } \gamma_R &= 1\end{aligned}$$

Approccio 2, A1+M1+R3, nel caso specifico si applicano i coefficienti riduttivi solo sulle resistenze R3 e amplificazione sulle azioni statiche A1.

AZIONI: secondo tab. 6.2.I (A1) delle NTC 2008: $G1 \times 1.3 + G2 \times 1.5 + Q \times 1.5$

PARAMETRI: secondo tab. 6.2.II (M1) delle NTC 2008

$$\begin{aligned}\gamma_k &= 1 \\ c_{uk} = \gamma_{cu} &= 1 \\ c'_k = \gamma_{cu} &= 1 \\ \tan(\phi'_k) = \gamma_\phi &= 1\end{aligned}$$

PARAMETRI: secondo tab. 6.4.I (R3) delle NTC 2008

$$\begin{aligned}\text{capacità portante: } \gamma_R &= 2.3 \\ \text{scorrimento: } \gamma_R &= 1.1\end{aligned}$$

Nel caso specifico si valuteranno le resistenze unicamente in base all'approccio 2

Le presenti valutazioni sono solo indicative, di prima analisi unicamente di guida per la progettazione.
Il progettista dovrà verificare la congruenza delle presenti valutazioni sulla base della peculiarità dell'opera in progetto.

10.3.1 Calcolo del carico limite dell'insieme fondazione-terreno - premessa

La determinazione della pressione ultima del terreno permette di individuare l'instaurarsi o meno di fenomeni con riferimento a meccanismi di rottura per carico limite determinata nel terreno di fondazione dalle azioni trasmesse al terreno al piano di posa della fondazione.

La valutazione della capacità portante di fondazione superficiale è stata effettuata con i criteri suggeriti da Terzaghi ed introducendo i più recenti suggerimenti per il calcolo dei coefficienti correttivi per le condizioni di carico eccentrico. I calcoli sono stati effettuati adottando sia la condizione drenata di lungo periodo, sia la condizione non drenata.

In particolare, si farà riferimento alla formulazione di Brinch-Hansen:

per condizioni drenate: $q_{ult} = \frac{1}{2}\gamma' B N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$

e per condizioni non drenate: $q_{ult} = 5.14 c_u (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q'$

con: N_{γ}, N_c, N_q = fattori di capacità portante, s_{γ}, s_c, s_q = fattori di forma della fondazione, i_{γ}, i_c, i_q = fattori correttivi che considerano l'inclinazione del carico, b_{γ}, b_c, b_q = fattori correttivi che considerano l'inclinazione della base della fondazione, g_{γ}, g_c, g_q = fattori correttivi che considerano l'inclinazione del piano campagna, d_c, d_q = fattori che dipendono dalla profondità del piano di posa.

Per la verifica della resistenza allo scorrimento si applica la seguente relazione generale:

$$Ed = H \leq Rd = \frac{1}{\gamma_R} * [c_k / \gamma_c * B * L + Nd * \tan(\phi_k') / \gamma_{\phi}]$$

Che nel caso di valutazione delle resistenze in condizioni non drenate diventa:

$$Ed = H \leq Rd = \frac{1}{\gamma_R} * [c_{uk} / \gamma_{cu} * B * L]$$

Dove

$Ed = H$ = azione orizzontale sulla fondazione

Rd = resistenza allo scorrimento

B = larghezza fondazione

L = lunghezza fondazione

Nd = azione verticale sulla fondazione

Mentre gli altri simboli hanno il significato già sopra riportato.

A favore della sicurezza, per tenere conto dell'attrito fondazione-terreno, si applicherà un coefficiente riduttivo ai parametri geotecnici caratteristici pari a 0.66.

Considerando che le azioni orizzontali si riferiscono alle azioni sismiche, agendo queste ultime per breve tempo ed essendo il terreno resistente di natura argillosa, nella valutazione delle resistenze allo scorrimento si farà riferimento alle condizioni non drenate, tra l'altro più cautelative di quelle drenate.

Per le verifiche in parola viene adottato l'Approccio 2, combinazione 1: (A1+M1+R3).

In generale, per i terreni coesivi (in particolare sotto falda) in condizioni sismiche è consono l'utilizzo dei parametri geotecnici non drenati di breve termine.

Per le condizioni statiche di lungo termine in generale per i terreni incoerenti è consono l'utilizzo dei parametri geotecnici drenati.

Per i terreni coesivi in condizioni statiche di lungo termine è necessario adottare i parametri più cautelativi tra quelli drenati e non drenati in base alla singola verifica da effettuare.

Per i terreni granulari si considerano le sole condizioni a lungo termine.

Considerato l'approccio e la combinazione di calcolo adottata, per l'analisi geotecnica, i parametri geotecnici saranno fattorizzati ponendo pari all'unità i coefficienti parziali, e la resistenza di progetto è calcolata con il valore del coefficiente parziale pari a $\gamma_R=2,3$. Le azioni saranno fattorizzate dal progettista in relazione alla combinazione adottata A1+M1+R3.

Collasso per carico limite dell'insieme "fondazione-terreno" – approccio 2

FONDAZIONI A PLATEA

ipotesi fondazioni a platea con dimensioni equivalente di 20x25 m e con incastro terreno fondazione di almeno 0.5 m.

CONDIZIONI NON DRENATE

PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DEL CARICO LIMITE		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	0.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	0.00
Resistenza non drenata (kPa)	c_{uk}	64.00
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00
Densità efficace sotto la fondazione (kN/mc)	γ_2	10.00

PARAMETRI GEOTECNICI PER SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	0.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	0.00
Fattore riduttivo del angolo di resistenza al taglio terreno - fondazione	MM%	0.67
Resistenza non drenata terreno-fondazione (kPa)	c_{ak}	40.00
Fattore riduttivo resistenza non drenata terreno - fondazione	MC%	0.66
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00

FONDAZIONE DI 20 X 25 m CON INCASTRO TERRENO-FONDAZIONE DI 0.5 M

Verifiche in condizioni non drenate

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico

Carico Limite	$N_{lim} =$	398 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd$	$N_{lim} / \gamma_r =$	173 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto allo scorrimento 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico

Carico Limite	$T_{lim} =$	26 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.1
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd$	$T_{lim} / \gamma_r =$	24 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 statico

Carico Limite	$N_{lim} =$	409 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd$	$N_{lim} / \gamma_r =$	178 [kPa] x B * L

FONDAZIONI A PLATEA

ipotesi fondazioni a platea con dimensioni equivalente di 20x25 m e con incastro
terreno fondazione di almeno 0.5 m.

CONDIZIONI DRENATE

PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DEL CARICO LIMITE		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	28.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	0.53
Coesione efficace (kPa)	c'_k	5.00
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00
Densità efficace sotto la fondazione (kN/mc)	γ_2	10.00

PARAMETRI GEOTECNICI PER SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	28.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	0.53
Fattore riduttivo del angolo di resistenza al taglio terreno - fondazione	MM%	0.67
Coesione efficace terreno-fondazione (kPa)	c'_k	22.00
Fattore riduttivo resistenza non drenata terreno - fondazione	MC%	0.66
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00

FONDAZIONE DI 20 X 25 m CON INCASTRO TERRENO-FONDAZIONE DI 0.5 M

Verifiche in condizioni drenate

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico

Carico Limite	$N_{lim} =$	393 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	171 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto allo scorrimento 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico

Carico Limite	$T_{lim} =$	66 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.1
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$T_{lim} / \gamma_r =$	60 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 statico

Carico Limite	$N_{lim} =$	1095 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	476 [kPa] x B * L

FONDAZIONI A PLATEA

ipotesi fondazioni a platea con dimensioni equivalente di 4x20 m e con incastro terreno fondazione di almeno 0.5 m.

CONDIZIONI NON DRENATE

PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DEL CARICO LIMITE		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	0.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	0.00
Resistenza non drenata (kPa)	c_{uk}	48.00
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00
Densità efficace sotto la fondazione (kN/mc)	γ_2	10.00

PARAMETRI GEOTECNICI PER SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	0.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	0.00
Fattore riduttivo del angolo di resistenza al taglio terreno - fondazione	MM%	0.67
Resistenza non drenata terreno-fondazione (kPa)	c_{ak}	40.00
Fattore riduttivo resistenza non drenata terreno - fondazione	MC%	0.66
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00

FONDAZIONE DI 4 X 20 m CON INCASTRO TERRENO-FONDAZIONE DI 0.5 M

Verifiche in condizioni non drenate

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico

Carico Limite	$N_{lim} =$	328 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd$	$N_{lim} / \gamma_r =$	143 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto allo scorrimento 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico

Carico Limite	$T_{lim} =$	26 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.1
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd$	$T_{lim} / \gamma_r =$	24 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 statico

Carico Limite	$N_{lim} =$	331 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd$	$N_{lim} / \gamma_r =$	144 [kPa] x B * L

FONDAZIONI A PLATEA

ipotesi fondazioni a platea con dimensioni equivalente di 4x20 m e con incastro terreno fondazione di almeno 0.5 m.

CONDIZIONI DRENATE

PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DEL CARICO LIMITE		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	31.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	0.60
Coesione efficace (kPa)	c'_k	15.00
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00
Densità efficace sotto la fondazione (kN/mc)	γ_2	10.00

PARAMETRI GEOTECNICI PER SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	28.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	0.53
Fattore riduttivo del angolo di resistenza al taglio terreno - fondazione	$M\%$	0.67
Coesione efficace terreno-fondazione (kPa)	c'_k	22.00
Fattore riduttivo resistenza non drenata terreno - fondazione	$M\%$	0.66
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00

FONDAZIONE DI 4 X 20 m CON INCASTRO TERRENO-FONDAZIONE DI 0.5 M

Verifiche in condizioni drenate

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico

Carico Limite	$N_{lim} =$	846 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	368 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto allo scorrimento 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico

Carico Limite	$T_{lim} =$	335 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.1
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$T_{lim} / \gamma_r =$	305 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 statico

Carico Limite	$N_{lim} =$	1283 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	558 [kPa] x B * L

10.3.2 VALUTAZIONE DELLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) – DEFORMAZIONI IRREVERSIBILI

Per la verifica dei cedimenti, in base al progetto è stata ipotizzata una fondazione a platea con dimensioni equivalente rispettivamente di 20x25 m e di 5x25 m posta alla profondità di circa 0.7 m dal piano campagna attuale.

La valutazione dei carichi per lo Stato Limite di Esercizio è stata condotta in modo iterativo sulla base degli ipotizzati cedimenti ammissibili dalla struttura.

Per la distribuzione dei carichi in profondità si è fatto uso del metodo di Steinbrenner con soluzione di Ohde.

Mentre i relativi assestamenti del terreno sono stati verificati applicando la teoria dei cedimenti a tempo infinito e all'80% del costipamento dei pori.

Per la $\Sigma s = \Sigma(\Delta h \cdot m_v \cdot \Delta p)$

con

s = entità del cedimento (cm)

Δh = spessore del terreno sottoposto al calcolo (cm)

Δp = carico agente sullo spessore considerato (Kg/cmq)

m_v = coefficiente di compressibilità volumetrica (cmq/Kg)

si ottengono i risultati riportati nelle tabelle allegate.

Dall'osservazione delle tabelle si osserva che il cedimento è fortemente influenzato dai terreni con caratteristiche geotecniche scadenti.

Pertanto le resistenze del terreno in riferimento al carico medio distribuito su tutta la base della fondazione, e ricavato iterativamente sulla base dei cedimenti ammissibili dalla fondazione, valutazione degli effetti delle **deformazioni irreversibili** – SLE - risultano:

<i>Stato Limite di esercizio – deformazioni irreversibili</i> Tipologia fondazioni: a platea 20x25 m	$N_k \leq$	$C_d = 35 \text{ [kPa]} \times B \cdot L$
--	------------	---

<i>Stato Limite di esercizio – deformazioni irreversibili</i> Tipologia fondazioni: a platea 5x25 m	$N_k \leq$	$C_d = 40 \text{ [kPa]} \times B \cdot L$
---	------------	---

limite delle azioni caratteristiche (N_k) che risulta opportuno non superare al fine di non avere assestamenti non tollerabili dalla struttura.

11. CONCLUSIONI

L'area oggetto dell'indagine è caratterizzata da un morfotipo antropico, si trova nella zona cimiteriale di Alfonsine a SE dell'abitato e la morfologia è pianeggiante con quote attorno a 5.4 m sul livello mare.

L'idrografia principale è costituito da T.Senio che scorre arginato alla distanza di circa 120 m a NO del sito in esame.

In base al Piano Stralcio di Bacino del T.Senio l'area oggetto di urbanizzazione non ricade in zona perimetrata nei confronti delle pericolosità idrauliche. Storicamente l'area non risulta essere mai essere stata allagata.

La falda idrica nell'area di progetto presenta un livello statico massimo attorno a 1.2 m dal piano di campagna.

La presenza di un livello di falda prossimo al piano campagna impone all'atto della progettazione esecutiva dei fabbricati di considerare tutte quelle opere necessarie ad evitare allagamenti di eventuali interrati e risalita capillare lungo le murature.

I terreni dell'area indagata sono costituiti da prevalenti terreni sabbiosi nella parte alta, fino a circa 8 m, seguiti da terreni argilloso-limosi a consistenza molle-plastica, fino a circa 13÷14 m dal piano di campagna; oltre, fino a -20 m dal piano di campagna, massima profondità indagata, si rinvencono terreni sabbiosi, appartenenti a depositi litoranei.

Attenzione: i terreni tra circa -8.0 e circa -14.0 m mostrano caratteristiche geotecniche scadenti, comunque compatibili con le usuali tipologie di fondazioni superficiali: a platea o a reticolo di travi rovesce, per le previste strutture per il sito in esame.

In base alla Delibera n. 2381/2015 della Regione Emilia-Romagna, per il sito in esame è risulta un'accelerazione al suolo corrispondente ad $a_g = 0.213$.

Le frequenze fondamentali di risonanza del substrato del sito in esame, di interesse per l'ingegneria, risultano pari a

Frequenza (f)	Periodo (T=sec)
1	1

Le strutture di progetto dovranno avere frequenze diverse al fine di evitare pericolosi fenomeni di risonanza.

In base alle analisi di Risposta Sismica Locale e alle conseguenti valutazioni sui fenomeni cosismici di liquefazione, utilizzando la procedura di Facciorusso e Vannucchi, il sito in esame è soggetto ad una pericolosità con giudizio di **"liquefazione improbabile"**.

Per maggiori dettagli rispetto alle caratteristiche geologiche e geomorfologiche vedi pagine interne della relazione.

Alla luce delle indagini e delle valutazioni sopra esposte, si ammette l'idoneità dell'area di interesse ai fini della fattibilità geologica, sismica e geotecnica per la variante al POC.

Ulteriori e più specifici approfondimenti da eseguirsi nelle successive fasi di pianificazione, ovvero di progettazione dei singoli fabbricati, potranno meglio definire i singoli rischi geologici e attuare le eventuali azioni di mitigazione che, in ogni caso, in prima analisi, dovranno tenere conto di quanto riportato nella presente relazione.

Si rileva comunque di porre attenzione al bacino idrico, definito di laminazione, ora con acqua posto nelle vicinanze delle future strutture, in quanto variazioni del suo livello idrico potrebbero determinare variazioni differenziali delle pressioni interstiziali del terreno, con innesco di deformazioni differenziali sulla struttura.

Aprile, 2016