

DOCUMENTO:

## Relazione Geologica

RIFERIMENTI NORMATIVI

D.M. 17.01.2018 (N.T.C. P.TO 6.2.1)

D.G.R. IX/2616 30.11.2011

DOCUMENTO:

## Relazione Geotecnica

RIFERIMENTI NORMATIVI

D.M. 17.01.2018 (N.T.C. P.TO 6.2.2)

TIPOLOGIA DI OPERA

AMPLIAMENTO CIMITERO

PROVINCIA

MANTOVA

COMUNE

PORTO MANTOVANO

INDIRIZZO

CIMITERO S. MADDALENA

LOCALITÀ

MANTOVANELLA



DATA

23/04/2018

COMMITTENTE

COMUNE DI PORTO MANTOVANO



IL TECNICO

DOTT. GEOL. PASINI PAOLO

1. PREMESSA .....	3
2. MODELLO GEOLOGICO .....	4
3. INQUADRAMENTO URBANISTICO.....	16
4. SCELTA DEL TERREMOTO DI PROGETTO E STIMA DEGLI EFFETTI DI SITO.....	17
5. MODELLO GEOTECNICO .....	20
6. VERIFICHE AGLI STATI S.L.U., S.L.V., S.L.E.....	22
7. CONCLUSIONI .....	31

## TAVOLE E ALLEGATI

- a) *INDAGINE GEOFISICA **HVSR***
- b) *DIAGRAMMI E TABELLE PROVE ESEGUITE (PROVE PENETROMETRICHE)*
- c) *CALCOLI*

# RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

## 1. PREMESSA

Su incarico della Amministrazione del Comune di Porto Mantovano di Gambara, è stato eseguito uno studio finalizzato alla definizione delle caratteristiche geologiche dei terreni costituenti il sottosuolo di un lotto di terreno sito in località Mantovanella, al di fuori dell'attuale perimetro cimiteriale, dove il Comune di Porto Mantovano ha in previsione l'ampliamento del cimitero di S. Maddalena .

La presente relazione geologica e geotecnica costituisce uno studio preliminare delle caratteristiche dell'ambiente sottosuolo e idrico, due componenti necessarie alla definizione dello stato dell'ambiente naturale all'interno del quale sarà inserita l'intervento in progetto.

I criteri e le procedure adottati per la redazione della presente relazione consentono di definire il modello geologico e geotecnico di sito con un approfondimento adeguato alla fase preliminare di studio ed in conformità ai seguenti dispositivi:

- I. *paragrafo 6.2.1 del D.M. 17/01/2018 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni";*
- II. *Deliberazione Giunta Regionale 30 novembre 2011 n. IX/2616.*
- III. *Regolamento regionale 9 novembre 2004, N. 6 Lombardia :Regolamento in materia di attività funebri e cimiteriali - ALLEGATO 1: Documentazione dei piani cimiteriali, dei progetti di costruzione di nuovi cimiteri ed ampliamento degli esistenti (articolo 6, comma 9; articolo 7, comma 1)*

Lo studio dell'area è stato effettuato attraverso il reperimento e l'analisi delle fonti bibliografiche disponibili ed attraverso un rilievo in sito, atto ad inquadrare l'area dal punto di vista geologico e geomorfologico.

La campagna d'indagini in sito è stata concordata con il committente, il quale ha stabilito le risorse disponibili per la sua esecuzione sulla cui base lo scrivente ha formulato la proposta qui illustrata:

- esecuzione di n°1 prova penetrometrica eseguita dallo scrivente nel sito in esame, nella posizione indicata dal funzionario dell'Ufficio Tecnico interpellato allo scopo, all'interno della proprietà comunale alla data di esecuzione dell'indagine ( 30-1-2018)
- n°1 indagine geofisica con tecnica HVSR

Le indagini sono servite per la caratterizzazione lito-stratigrafica e la parametrizzazione geotecnica dei terreni, riferiti al volume significativo di nuove strutture che potrebbero sorgere in sito: per le dimensioni e la tipologia delle strutture si rimanda alla fase esecutiva di ogni singolo intervento all'interno dell'area, ora non disponibile.

## 2. MODELLO GEOLOGICO

### 2.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E TERRITORIALE

L'area oggetto dello studio si colloca in Via S. Maddalena nella Carta Tecnica Regionale alla scala 1:10.000 alla sezione E7C3. La quota media dei terreni è valutabile a circa 29 m.s.l.m.



Fotografia 1 sito in esame

### 2.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il territorio comunale di Porto Mantovano si trova nella parte centro-settentrionale della Pianura Padana. La pianura, posta tra la catena delle Alpi a Nord e degli Appennini a Sud, è il risultato del riempimento di un bacino di subsidenza che raggiunge una profondità massima oltre 6.000 metri verso il margine appenninico, ma che nella zona centrale ha spessori compresi tra 2.000 e 3.000 m. Il territorio, fatto salvo quanto indicato al paragrafo precedente, è praticamente pianeggiante mentre il clima è riconducibile a quello dell'alta pianura padana di tipo temperato sub-continentale: gli inverni sono moderatamente rigidi, poco piovosi e con forti nebbie; le estati sono calde ed afose con precipitazioni a carattere temporalesco; le primavere e gli autunni sono generalmente piovosi. I mesi più piovosi sono quelli autunnali così come maggio e giugno, mentre il minimo di precipitazione si registra a febbraio, marzo ed aprile. L'area oggetto di questo studio è inserita nella pianura alluvionale entro la quale, negli ultimi 4000- 5000 anni dell'Olocene, ha divagato il fiume Mincio, determinando l'attuale assetto morfologico ed altimetrico del territorio. In particolare la morfologia e l'evoluzione dei corsi d'acqua nel tempo sono stati influenzati dai fenomeni di subsidenza (che hanno interessato l'intera Pianura Padana) e dalla tettonica profonda. La tettonica profonda non solo ha condizionato la deposizione dei sedimenti alluvionali, ma quasi sicuramente li ha interessati fino agli strati più superficiali, con fasi tettoniche che si sono succedute sino ad epoche

recentissime, anche se molti movimenti sono imputabili al semplice costipamento differenziale dei sedimenti. In questa porzione del territorio comunale le quote topografiche variano da 29 a 18 m s.l.m. con pendenze del 2 per mille. Le curve di livello hanno un andamento O – E e lungo la sponda del Lago Superiore di Mantova la pendenza è massima con inclinazione NS, confermata dalle linee del drenaggio superficiale. L’assetto altimetrico e morfologico di questo tratto di pianura è la risultante dell’evoluzione della rete idrografica, che a sua volta dipende dai movimenti tettonici, dalla subsidenza naturale e dall’intervento antropico. I fiumi che scorrono in questa porzione di media-bassa pianura si trovano in uno stadio di maturità evolutiva in cui la fase deposizionali prevale su quella erosiva a causa della bassa capacità di deflusso e dell’esigua capacità di trasporto; questo quadro è confermato dalla presenza di meandri e di alvei pensili che hanno reso necessaria la costruzione di argini artificiali.

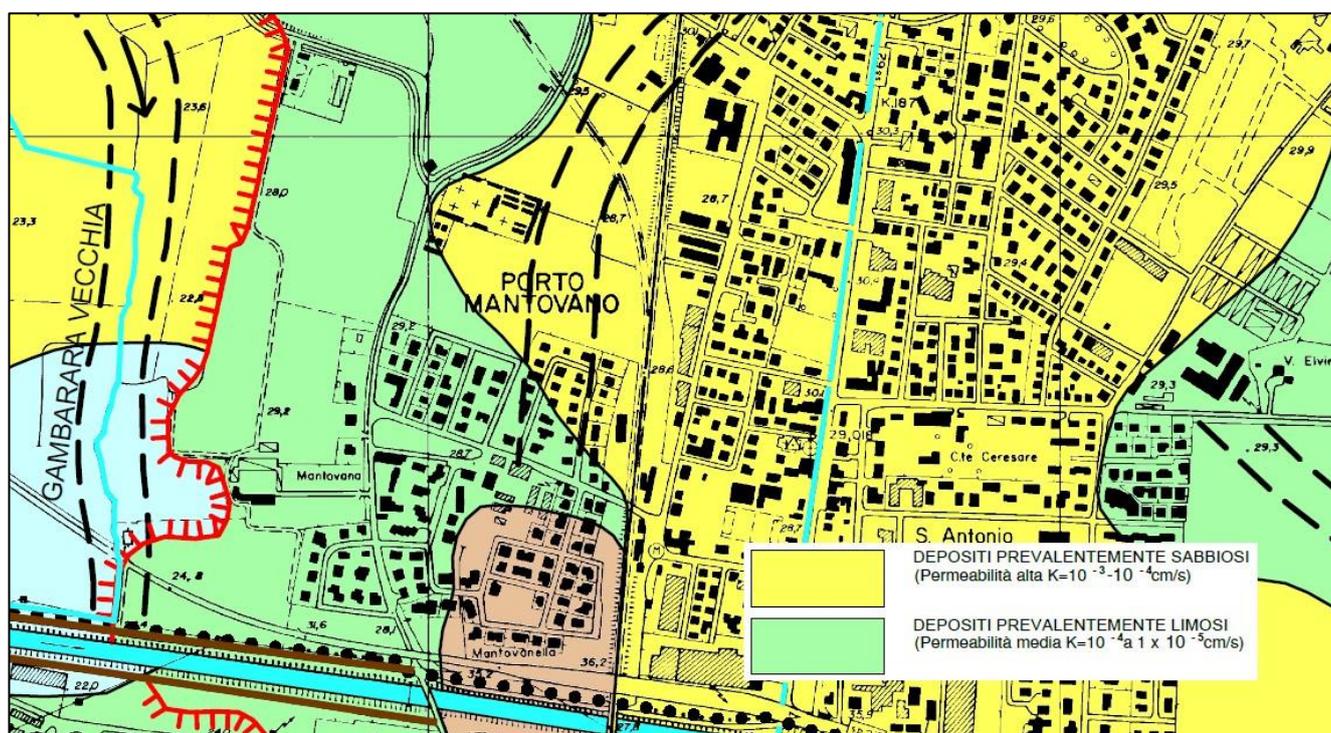


Fig.1: estratto PGT comune di Porto Mantovano – elementi litologici significativi

In assenza di argini artificiali i fiumi tendono a divagare e quando le acque di piena traboccano si verifica un deposito differenziato con la sedimentazione di elementi fini o grossolani in funzione della diversa energia cinetica della corrente. In prossimità dell’alveo il fiume tende a depositare materiali più grossolani formando dossi di tracimazione (argini naturali), oltre che ventagli e canali di esondazione in corrispondenza delle rotte; tali emergenze morfologiche si manifestano sia lungo i corsi attuali dei fiumi che in corrispondenza di alvei abbandonati (paleoalvei). Nelle aree distali più depresse, poste tra un fiume e l’altro, l’energia cinetica della corrente diminuisce ed i depositi si fanno sempre più fini per diventare prevalentemente argillosi nelle bassure dove la prolungata

permanenza delle acque favorisce la sedimentazione delle particelle in sospensione. Per la maggiore costipabilità del materiale fini rispetto a quelli sabbiosi, si determina poi un aumento dei dislivelli fra i dossi dei paleoalvei e le valli, oltre che fra la rete idrografica ed il livello medio del territorio. In questa situazione, in concomitanza con gli eventi alluvionali, è possibile che un fiume cambi il suo percorso. In questo meccanismo “naturale” è intervenuto l’uomo che, innalzando argini artificiali ed emungendo acqua dal sottosuolo, accelerando i processi di costipazione e di subsidenza, ha modificato la dinamica deposizionale e quindi l’assetto morfologico del territorio. Data l’importanza che i fiumi hanno avuto nella genesi e nell’evoluzione dei suoli di quest’area e, più in generale, sulla storia di questi territori, è opportuno fare un accenno alle principali caratteristiche dei fiumi che solcano questo tratto di pianura. Le informazioni geologiche e litologiche riguardanti il territorio in esame sono state ricavate dalla bibliografia e dalla cartografia geologica esistenti, in particolare dalla Carta geologica d’Italia (scala 1:100000). L’evoluzione geologica di tutta la fascia pedemontana è collegata allo sviluppo del processo orogenetico alpino. In particolare, l’imponente fenomeno di sedimentazione che si registra a partire dal Pliocene, è collegato alla presenza dell’avanfossa alpina, che si va a raccordare, oltre i 7.000 di profondità nel sottosuolo della Pianura Padana, con le propaggini dell’avanfossa appenninica. Il substrato risalente al Mesozoico della Pianura Padana, in quest’area denota la presenza di un ambiente tropico-equatoriale che ha favorito la deposizione di dolomie, calcari selciferi e marnosi. Nel Cenozoico ( Eocene – 50 m.a. ) si registra l’inizio di fenomeni orogenetici che si concluderanno poi con la formazione delle Alpi e degli Appennini, determinata dalla collisione delle zolle africana ed europea con la delimitazione tra di esse un bacino marino. Nel Pliocene, si instaurò il bacino di subsidenza padano che esistette a tutto il Pleistocene. Nel mare padano si depositavano sedimenti detritici provenienti dallo smantellamento delle catene montuose; sabbie, limi e argille raggiungono in certe zone spessori assai elevati, dell’ordine di alcuni chilometri, specialmente nelle strutture sinclinaliche. La base del Pliocene, nell’area di studio, si trova a profondità di 2.500-3.000 metri, mentre la base del Quaternario si trova a circa 1.000-1.200 metri di profondità dal piano campagna attuale. Il passaggio dal Quaternario marino a quello continentale è annunciato da episodi salmastri e continentali che divengono sempre più frequenti verso l’alto e che sono la conseguenza della regressione marina che procedeva da Ovest verso Est. Il carattere recessivo della successione sedimentaria presenta alla base depositi di mare profondo e poi facies sedimentarie via via più superficiali, fino a quelle definitivamente continentali, precedute da frequenti facies di transizione. Nell’area mantovana i depositi olocenici e quelli della parte terminale del Pleistocene Superiore (Pleniglaciale-Tardiglaciale) sono di origine continentale e sono costituiti da elementi a granulometria variabile dalle argille ai ciottoli. Il passaggio dall’ambiente prettamente marino a quello continentale, con emersione generalizzata della Pianura Padana, è evidenziato anche

dall'interfaccia tra le acque salate e le acque dolci che, nella zona di Porto Mantovano, si rinviene tra 500 e 600 metri di profondità in depositi di transizione o marini, originariamente saturi di acque salmastre o salate. Le acque dolci, grazie al gradiente idraulico ed alla permeabilità dei depositi grossolani, ha potuto sostituire, specialmente nell'alta pianura, le acque salate (*flussage*) anche ad elevata profondità all'interno dei depositi del Pleistocene. Con la fine del Pliocene e l'inizio del Pleistocene i depositi quaternari, pleistocenici ed olocenici, risentono dei profondi cambiamenti climatici, le glaciazioni, che interessarono l'emisfero boreale negli ultimi due milioni di anni circa della sua storia. Nella provincia alpina, cui la zona in esame appartiene, le glaciazioni lasciarono un'impronta evidente sul territorio nelle sue varie componenti fisiche e biologiche. L'alternarsi di fasi glaciali e interglaciali con l'avanzamento e il ritiro del ghiacciaio gardesano, provocarono l'erosione, il trasporto e la deposizione di materiali litoidi sotto forma di depositi morenici, di depositi fluvioglaciali e fluviali. Con la fine dell'ultima glaciazione (Wurm), si depositarono all'esterno delle cerchie moreniche i depositi fluvioglaciali del Pleistocene Superiore che costituiscono il "livello fondamentale della pianura". Durante i vari intervalli interglaciali, e soprattutto nel corso dell'ultima fase post glaciale, si va strutturando il progressivo riempimento delle aree esterne agli apparati morenici: le conoidi ciottoloso – ghiaiose – sabbiose dell'alta pianura ( SANDUR ), passano a depositi via via più fini ( sabbie, limi e argille ) nella media e poi bassa pianura. La gradazione e l'interdigitazione di tali depositi è tipicamente di conoide, con sovrapposizione dei depositi legati alla dinamica fluviale. Nell'Olocene infine i corsi d'acqua hanno eroso e terrazzato i depositi precedenti formando le valli attuali in parte alluvionate. In relazione alle mutate condizioni di alimentazione, alcuni corsi d'acqua persero la loro importanza, altri scomparvero definitivamente. Le tracce del paleo reticolo sono ancora evidenti e formano gli elementi geomorfologici caratteristici di questo territorio, su cui in tempi recenti si è sovrapposta l'azione dell'uomo. Le unità affioranti nel territorio esaminato sono esclusivamente di carattere continentale, e legate alle modalità di sedimentazione sopra descritte. In particolare, l'area si trova in prossimità all'interno della media pianura mantovana, caratterizzati da terreni alluvionali costituiti da sabbia fine commista a strati argillosi e limo. Dal punto di vista geologico l'area in esame è inserita all'interno di una formazione sabbiosa variamente intersecata con formazione limo-argillosa, entrambe riferite al periodo interglaciale Mindel-Riss ( sk e ck in carta Geologica scala 1:100000 di cui estratto è riportato nel seguito ).

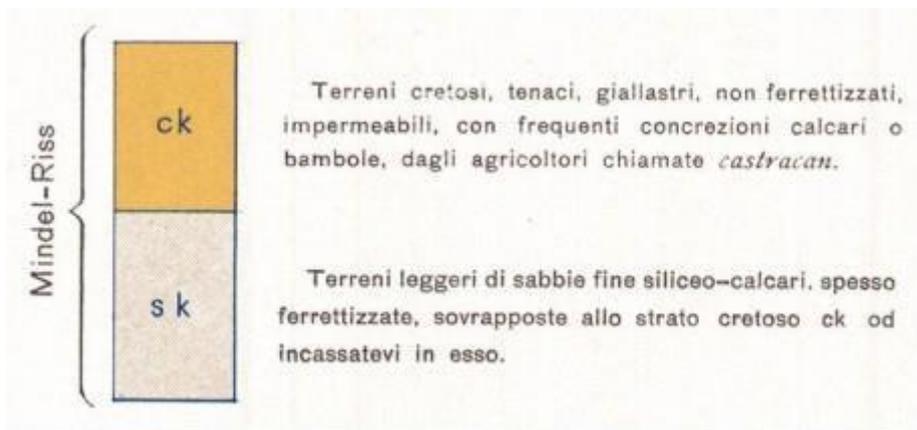


Fig.2: estratto carta geologica d'Italia scala 1:100000

Le sezioni idrogeologiche evidenziano potenti strati di materiali ghiaioso sabbiosi alternati a sedimenti fini ed impermeabili. Dal punto di vista litologico il territorio comunale è caratterizzato da depositi fluviali di varia natura e in ogni caso sempre riferibili ad uno spettro granulometrico che raggiunge la dimensione della sabbia. Vengono di seguito descritte le unità litologiche del territorio studiato:

a) depositi prevalentemente ghiaiosi: questo litotipo si rinviene prevalentemente ad Ovest della scarpata che delimita la valle del Mincio. Si tratta di ghiaie a percentuali consistenti di sabbie con piccola frazione limosa; talvolta possono essere presenti ciottoli che affiorano anche nel suolo agrario. I clasti più grossolani sono costituiti, dal punto di vista petrografico, prevalentemente da calcari e calcari con selce, mentre più ridotta è la presenza di rocce ignee (porfidi) e metamorfiche

(gneiss e micascisti). Questo litotipo, sia all'interno che all'esterno del territorio comunale è stato oggetto di estesa attività estrattiva;

c) depositi prevalentemente sabbiosi: le sabbie si rinvencono nella parte centrale e meridionale del territorio comunale in corrispondenza del centro abitato di Porto Mantovano e ad est dell'abitato di Montata Carra. Inoltre nell'area di studio, depositi sabbiosi sono presenti lungo la sponda meridionale del Lago Superiore, nella zona di Gambarara e Colle Aperto e lungo la sponda settentrionale dei Laghi di Mezzo e Inferiore fino al territorio di San Giorgio;

c) depositi prevalentemente limosi: questo litotipo si rinviene nella zona centro-orientale del territorio comunale in fasce che si estendono man mano che si procede da Nord a Sud; i limi sono presenti nella fascia da Bancole a Mantovanella e da Bancole a Montata Carra.

d) depositi prevalentemente argillosi: estesi depositi argillosi si rinvencono nella zona Nord-orientale del territorio comunale, a nord e a est di Bancole; nella zona di Spinosa; piccoli affioramenti sono presenti a nord di Bosco Fontana, a sud est di Marmirolo e a Nord-Ovest di S. Maddalena;

e) depositi prevalentemente torbosi: questi depositi organici sono presenti lungo la parte bassa della valle del Mincio e lungo la sponda settentrionale del Lago Superiore; in certe zone gli spessori possono superare abbondantemente il metro tanto che nel recente passato sono state oggetto di coltivazione per usi diversi;

g) depositi di palude: si tratta di depositi vegetali frammisti a componente terrigena presenti tra il Fiume Mincio e la sponda settentrionale del Lago Superiore.

### 2.2.1 UNITA' LITOSTRATIGRAFICHE

I limiti geologico-morfologici della zona di pertinenza del presente studio possono essere fissati fra l'area occupata dall'anfiteatro morenico frontale del Garda, situato a Sud dell'omonimo bacino lacustre e la zona di oltre Po Mantovano. Da Nord a Sud si assiste ad una successione di unità esclusivamente di ambiente continentale di granulometria decrescente e costituite da depositi morenici glaciali, depositi fluvioglaciali, fluviali e da alluvioni di età compresa fra il Pleistocene e l'Olocene. La maggior parte del territorio mantovano è caratterizzato da una successione di materiali **alluvionali di età Pleistocenica**, appartenenti al **Livello Fondamentale della Pianura**, ben gradati da monte a valle che presentano una lieve pendenza (monoclinale). La graduale perdita di carico delle acque favorisce una classazione granulometrica dei depositi. I depositi più antichi sono costituiti da ghiaie e sabbie e si sviluppano dalla zona pedecollinare fino alla sponda sinistra del F. Po. L'area oggetto di studio ricade nella media Pianura ed è sede di depositi sabbiosi, limosi ed argillosi i quali costituiscono la **pianura alluvionale di età olocenica**. Tali depositi si interdigitano in profondità in

modo piuttosto complesso e talora si rileva la presenza di lenti di natura prevalentemente coesiva. Essi sono costituiti da una sequenza prevalentemente sabbioso - limosa con frequenti intercalazioni di natura più argilloso-limosa con andamento lentiforme. Più in profondità i depositi possiedono una minore variabilità laterale, con alternanze piuttosto regolari di strati di materiali sabbioso e di sedimenti fini prevalentemente argillosi.

### **2.3 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO**

Il sito oggetto di studio ricade in una piana alluvionale di età olocenica cui fanno parte le depressioni del fiume Mincio. La granulometria dei depositi superficiali varia prevalentemente dalle argille alle sabbie con talora presenza di torba. Vista l'ubicazione rispetto all'ambito della Pianura Padana i processi morfogenetici osservabili sono di carattere esogeno. L'attuale assetto geomorfologico del territorio deriva in gran parte dall'attività fluviale passata e presente. Le forme fluviali di erosione e di accumulo, assieme agli interventi antropici, costituiscono gli elementi geomorfologici più interessanti del territorio comunale. Le forme generate dai processi esogeni di origine non antropica che sono visibili allo stato attuale sono pressoché inattive e talora relitte in quanto generate in seguito a portate fluviali molto superiori alle attuali, correlate allo scioglimento dei ghiacciai di età wurmiana. Gli elementi morfologici riconoscibili per il territorio di Asola, appartengono quindi agli ambiti della Pianura Padana, e possono essere riferiti a due principali processi morfogenetici susseguitisi nel tempo, talora tra loro sovrapposti, che hanno portato il paesaggio alla configurazione attuale:

#### **A - forme e depositi connessi all'idrografia superficiale**

#### **B - forme antropiche**

Dal punto di vista generale la pianura a Nord del Po è costituita da una superficie non più interessata da idrografia principale e caratterizzata da tracce di idrografia abbandonata che testimoniano portate ben maggiori delle attuali. I fiumi attuali infatti, scorrono entro larghe valli incassate nel livello fondamentale della pianura, occupandone spesso una porzione estremamente ridotta. Questa superficie rappresenta a scala regionale, escludendo quindi processi geomorfologici di minor rilevanza localmente attivi, una forma non in evoluzione. I processi che produssero la formazione di questa superficie sono indubbiamente polifasici e il corpo sedimentario è attribuibile a più eventi, ma la superficie continua ed arealmente estesa del livello fondamentale della pianura testimonia l'arresto di ogni fase di aggradazione fluviale su di essa verificatosi un momento prima dell'instaurarsi di condizioni fortemente erosive negli affluenti di sinistra del Fiume Po. Durante l'ultimo massimo glaciale, le condizioni ambientali erano tali da favorire l'instaurarsi di grandi portate sia solide che liquide. In particolare nelle aree alpine l'estesa superficie dei ghiacciai limitava l'evapotraspirazione, mentre la presenza di suolo gelato impediva l'infiltrazione; come conseguenza di ciò la quasi totalità delle precipitazioni veniva concentrata alla chiusura dei bacini, ovvero agli scaricatori fluvioglaciali. Le

azioni dei ghiacciai inoltre favorirono la produzione di sedimenti trasportabili dalle acque superficiali. Al limite settentrionale della pianura si formarono quindi zone di accumulo dovute alla coalescenza dei conoidi alluvionali. Dall'ultima deglaciazione, l'evoluzione geomorfologica è caratterizzata principalmente da eventi di erosione fluviale. Questa sequenza di processi geomorfologici, al contrario di quanto avvenuto a Sud del Po, ha conservato molte delle preesistenti forme sulla superficie topografica. Sul livello fondamentale della pianura sono ben visibili abbondanti tracce di idrografia braided ben più a Sud di quanto si spingano gli attuali corsi a canali intrecciati, dove le tracce di canali braided si trasformano in tracce di canali monocursali a meandri abbandonati. Il territorio comunale di Porto Mantovano è delimitato ad W dal corso del fiume Mincio e a S dalla conca lacustre dei laghi di Mantova. L'ansa ad angolo retto tra il fiume e il bacino lacustre è fatta risalire da alcuni autori all'800 a.C.; in tale periodo il Mincio, abbandonando il suo tracciato originario verso Sud che lo portava a sfociare nel fiume Po presso Borgoforte, cambiò percorso allagando l'area dell'attuale bacino lacustre che circonda la città di Mantova, per poi proseguire con direzione NO-SE fino al Po dove sfocia presso Governolo. A Nord l'elemento naturale che fa da confine con Marmiolo è rappresentato dal bordo meridionale del Bosco della Fontana. La valle fluviale quindi, con il suo corredo di scarpate di terrazzo e di paleoalvei di divagazione fluviale, rappresenta l'elemento morfologico che domina la parte occidentale e centrale del territorio comunale dove emergono elementi legati al sistema morfogenetico glaciale e a quello fluviale. La valle del fiume Mincio, delimitata da più ordini di terrazzo, si presenta abbastanza stretta e profonda mentre attraversa l'anfiteatro morenico tra Massimbona e Goito; passando all'alta pianura si allarga e si appiattisce. I terreni fluviali occupano una vasta area di divagazione del Mincio nella quale sono rilevabili, non solo dalle foto aeree, numerosi paleoalvei orientati da Nord a Sud oppure da NNO a SSE. Il corso attuale del fiume Mincio, anche nel tratto di confine del territorio comunale, è sempre addossato al terrazzo occidentale Goito-Sacca-Rivalta. Il terrazzo orientale più esterno, ad andamento NNO-SSE, si allontana progressivamente dal corso attuale del Mincio formando una valle molto larga caratterizzata da numerosi paleoalvei; esso taglia il territorio comunale in due parti nettamente distinte dal punto di vista altimetrico e cronostratigrafico dei depositi presenti. La scarpata del terrazzo orientale entra nel territorio comunale di Porto Mantovano tra Tezze Nuove e Tezze Vecchie ed esce a sud tra le località Gombetto e Mantovanella, separando il ripiano più basso della valle fluviale, da quello più alto.

#### **2.4 INQUADRAMENTO IDROGRAFICO**

In questo settore della pianura le acque superficiali hanno come recapito direttamente o indirettamente il fiume Mincio. Secondo la legge n° 183 del 18/05/1989 il territorio comunale di A sola appartiene al bacino idrografico di rilievo nazionale del Po. In applicazione dei criteri indicati

all'Art. 8 della Legge 5 gennaio 1994 n° 36, la L.R. 20/10/1998 n° 21 ha suddiviso il territorio della Regione Lombardia in 12 Ambiti Territoriali Ottimali (A.T.O.) ai fini dell'organizzazione del Servizio Idrico Integrato; Porto Mantovano è compreso nell'A.T.O. della provincia di Mantova. Il principale corso d'acqua naturale del territorio comunale è il fiume Mincio. Il Mincio costituisce il confine occidentale del Comune e, per breve tratto, fino alla confluenza del Naviglio di Goito, il confine meridionale. Il suo alveo è piatto e poco profondo, senza arginature continue; solo in alcuni tratti sono presenti arginelli di altezza diversa a difesa dei terreni rivieraschi. Canal Bianco. Il corso attuale del Mincio è il risultato di vicende naturali ed azioni antropiche che, dalla preistoria ad oggi, hanno cambiato più volte il corso, la foce, il regime idraulico, l'utilizzo delle acque e quindi il ruolo che il fiume stesso ha assunto nel tempo. Sono testimonianza di questi avvenimenti: l'insieme dei paleoalvei, la serie di terrazzi che delimitano la valle fluviale, gli insediamenti preistorici etruschi e romani, le grandi opere idrauliche dei Gonzaga e dell'Austria, gli interventi relativamente recenti di regolazione idraulica del sistema Adige-Garda-Mincio-Po-Fissero-Tartaro-Canal Bianco in grado di proteggere il territorio dalle alluvioni e di permettere un uso plurimo delle acque superficiali

#### **2.4.1 RISCHIO IDRAULICO**

Per quanto riguarda l'eventuale insorgenza di rischio idraulico legato ai corsi d'acqua fluenti nel territorio comunale o in sua prossimità, si è fatto riferimento al Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) adottato con delibera del Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del fiume Po n.18/2001 del 26.04.2001. La legge 18 maggio 1989 n. 183 recante "Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo" ha dato il via alla riorganizzazione di tutta la materia riguardante la difesa del suolo, prevedendo la ripartizione del territorio nazionale in bacini idrografici classificati di rilievo nazionale, interregionale e regionale, nonché l'istituzione delle Autorità di Bacino che devono provvedere alla redazione dei piani di bacino. I piani di bacino hanno valore di piano territoriale di settore e sono prevalenti rispetto agli strumenti di pianificazione comunale. L'intera regione Lombardia è ricompresa nel bacino nazionale del fiume Po. Allo stato attuale è stato approvato il Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (PSFF), che individua e regola le attività nelle fasce di pertinenza fluviale sull'asta del fiume Po e sui principali affluenti; tale piano non riguarda l'intero bacino, ma solo la parte di pianura, tra cui anche il fiume Mincio. Le fasce fluviali sono classificate in: fascia di deflusso della piena (Fascia A), fascia di esondazione esterna alla precedente (Fascia B) e area di inondazione per piena catastrofica (Fascia C); per ciascuna fascia sono perseguiti obiettivi specifici di tutela e regolamento dell'uso del suolo.

Il Mincio, con lo Scaricatore di Pozzolo-Maglio e il Diversivo, fanno parte di un sistema idraulico che ha ottimizzato gli usi plurimi delle acque risolvendo contemporaneamente il problema della difesa

idraulica di un territorio soggetto a frequenti esondazioni dei corsi d'acqua e garantendo le irrigazioni senza che venisse snaturato l'ambiente preesistente. La ripartizione delle portate del fiume e dei canali e la regolarizzazione delle quote massime dei Laghi di Mantova hanno ridotto enormemente il rischio di alluvione nella fascia costiera del fiume e del Lago Superiore. Per quanto riguarda il rischio alluvioni. l'area in esame, secondo il Piano per la valutazione e la gestione del rischio di alluvioni (PGRA), adottato ai sensi della Direttiva europea 2007/60/CE, recepita nel diritto italiano con D.Lgs. 49/2010, ricade all'interno del bacino del Po nella macrozona 2. Settore intermedio della pianura padana (Zona di espansione delle piene su superfici da 10.000 a 30.000 ha. Sviluppo dei fenomeni per rottura impulsiva di argine e progressiva sommersione della pianura circostante. Le inondazioni avvengono per inadeguatezza del reticolo secondario e coinvolgono centri abitati e infrastrutture di rilevante importanza. Il sistema idrografico principale è costituito dall'asta del Po e dagli affluenti, quello secondario è costituito dalla rete artificiale di bonifica, prevalentemente a scolo meccanico). In particolare essa fa parte dell'ambito territoriale RP (Reticolo principale) le cui caratteristiche di pericolosità sono sotto illustrate.

**Tabella riepilogativa scenari di inondazione**

Direttiva Alluvioni		Pericolosità	Tempo di ritorno individuato per ciascun ambito territoriale (anni)				
Scenario	TR (anni)		RP	RSCM (legenda PAI)	RSP	ACL	ACM
Elevata probabilità di alluvioni (H = high)	20-50 (frequente)	P3 elevata	10-20	Ee, Ca RME per conoide ed esondazione	Fino a 50 anni	15 anni	10 anni
Media probabilità di alluvioni (M = medium)	100-200 (poco frequente)	P2 media	100-200	Eb, Cp	50-200 anni	100 anni	100 anni
Scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi (L = low)	Maggiore di 500 anni, o massimo storico registrato (raro)	P1 bassa	500	Em, Cn		Massimo storico registrato	>> 100 anni

Valutando le Mappe di pericolosità e rischio approvate dalla Regione Lombardia nel PGRA, allegate alla presente, l'area ricade all'esterno della fascia di probabilità L=rara di alluvioni o scenari di eventi (H=frequente; M=poco frequente; L=raro) con rischio non definibile quindi secondo la classica scala adottata in queste situazioni (R4=molto elevato; R3=elevato; R2=medio; R1=moderato). Anche dal punto di vista neotettonico, non sono presenti in sito faglie capaci e la struttura riconosciuta nel sottosuolo più vicina all'area in esame sono i sottoscorimenti del Sud alpino, di cui si terrà conto nella definizione degli spettri di progetto ricorrendo ai dati pubblicati dall'INGV.

## 2.5 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Per quanto riguarda la struttura degli acquiferi si fa riferimento in particolare allo Studio della Regione Lombardia (2002), “Geologia degli Acquiferi Padani della Regione Lombardia” oltre che ad altri studi ed indagini. Nel sottosuolo della Regione Lombardia sono stati riconosciute quattro unità idrostratigrafiche (Gruppi Acquiferi A, B, C, D) a partire dal piano campagna. Ciascun Gruppo Acquifero è stato descritto attraverso i parametri geometrici, stratigrafici, deposizionali e ambientali. Dal punto di vista idrogeologico, la successione stratigrafica dei depositi della pianura padana è definita, partendo dal basso, dall’**Unità Villafranchiana** (Pleistocene Inferiore), caratterizzata da **depositi di fascies marina e continentale prevalentemente a granulometria fine** (argille, limi, limi sabbiosi e argillosi grigio-azzurri) **cui si intercalano rari intervalli sabbiosi-ghiaiosi**. Entro questa unità circolano le cosiddette “falde profonde continentali”, che costituiscono gli acquiferi profondi, confinati e ad elevato grado di protezione naturale rispetto alla superficie (Unità idrostratigrafiche C e D – III acquifero). L’intervallo argilloso del Villafranchiano rappresenta quindi il substrato impermeabile rispetto agli acquiferi sovrastanti appartenenti al cosiddetto “acquifero tradizionale”, che consta di una falda superficiale per lo più non confinata (unità idrostratigrafica A – I acquifero) e una seconda falda generalmente semiconfinata (unità idrostratigrafica B – II acquifero), costituenti talora un’unica falda. L’ “acquifero tradizionale” circola, in questo settore della pianura, nella **sequenza sabbioso-ghiaiosa** del Pleistocene-Olocene, con presenza di intercalazioni di limi e argille. La sequenza con permeabilità per lo più elevata ( $k= 10^{-1} \div 10^{-2}$  cm/sec) possiede uno spessore di circa 70 ÷ 80 metri e risulta delimitata alla base da un potente intervallo argilloso.

Le stratigrafie dei pozzi presenti nel territorio studiato interessano generalmente i primi 100 metri di sottosuolo e localmente raggiungono fino a circa 300 m di profondità e confermano l’assetto idrogeologico sopradescritto. Si evidenzia infatti la presenza inizialmente di alternanze di intervalli sabbioso-ghiaiosi, caratterizzati da una permeabilità per porosità elevata e di intervalli argilloso-limosi, pressochè impermeabili, con andamento lentiforme e scarsa continuità laterale. La presenza di orizzonti a minore permeabilità, costituiti da livelli a granulometria fine, determina un deflusso preferenziale dell’acqua nei litotipi più permeabili e di conseguenza una circolazione idrica sviluppata preferenzialmente in livelli sovrapposti. Il modello idrogeologico di riferimento per questo settore di pianura è quindi quello di un **acquifero di tipo multistrato in cui i diversi orizzonti acquiferi sono tra loro in connessione idrogeologica ed in equilibrio**. Utilizzando i dati del sottosuolo reperiti in letteratura è stato possibile ricostruire la seguente distribuzione locale dei depositi sotterranei e dei livelli acquiferi di interesse per la presente relazione:

- in quasi tutti i pozzi esaminati è presente il 1° livello acquifero tra il piano campagna e 30-35 metri di profondità; i depositi permeabili produttivi sono sabbiosi, ghiaiosi oppure misti con spessori che variano da un minimo di 9-10 metri ad un massimo di 20-26 metri



Fig. 2 Estratto carta idrogeologica da PGT

L'alimentazione della falda deriva essenzialmente dall'infiltrazione diretta delle acque meteoriche nelle estese zone di ricarica dell'Alta Pianura Padana e da dispersioni di subalveo da parte della rete idrica superficiale, compresa la rete artificiale irrigua. Nella zona d'interesse le isopieze risentono della presenza del Mincio che svolge un'azione drenante e assumono un andamento NO-SE con direzione di flusso NE a SO. In quest'area, sopra la scarpata di terrazzo Marmirolo-Tezze-Mantovanella, la falda è generalmente protetta, anche se non completamente, da uno strato limoso o argilloso di spessore variabile; la soggiacenza ha generalmente valori compresi tra 2 - 3 metri salvo situazioni locali particolari; in vicinanza della scarpata di terrazzo la soggiacenza aumenta fino a 4 - 5 metri; in corrispondenza del Diversivo, molto più profondo della soggiacenza naturale della falda soprattutto nella fascia Mantovanella S. Antonio, il tetto della falda si mantiene notevolmente basso per la forte azione drenante del canale. Dalle prove eseguite è stata ricavato il livello di falda in sito che è collocabile a  $\geq 3,5$  m dal piano di campagna (non rilevata direttamente nel foro prova per crollo delle pareti a circa 3,5 m di profondità ma e quindi desunta), posizione che coincide con quella indicata nella carta idrogeologica del PGT.

### 3. INQUADRAMENTO URBANISTICO DELL'AREA

La fase di progettazione preliminare e di valutazione della fattibilità dell'intervento ha previsto l'analisi delle limitazioni d'uso del territorio (vincoli) in particolare modo quelli descritti e presenti nella relazione geologica a corredo del vigente **PGT** comunale e quelli relativi alla normativa sovraordinata (PTCP, Ambientale, Regionale e di Bacino).

Dalla visione della **Carta di Fattibilità Geologica** per le azioni di piano si evince che il sito in esame ricade in **classe 2**, "fattibilità con modeste limitazioni".

Nella **Carta di Pericolosità Sismica Locale** l'area di studio ricade in zona **Z4a** (Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi fluvioglaciali granulari e/o coesivi).

Fig. 3 STRALCIO CARTA DI FATTIBILITA' GEOLOGICA (fonte PGT Comune di Asola)



Dallo studio della componente sismica del PGT si evince che la procedura semi quantitativa di 2° livello ha evidenziato che per lo scenario ascrivibile al sito oggetto di intervento la possibile amplificazione sismica risulta **inferiore ai valori di soglia** forniti dalla Regione Lombardia e dalla normativa nazionale e che quindi l'applicazione dello spettro previsto dalla normativa per la categoria di sottosuolo identificata (D.M. 17 gennaio 2018) risulta sufficiente a tenere in considerazione i reali effetti di amplificazione litologica. Per la caratterizzazione della classe di sottosuolo è stata eseguita una indagine geofisica con tecnica **HVSR per la quale** è stato verificata una categoria di sottosuolo di tipo **C**. Dalla successiva **analisi di II livello** emerge che, nell'intervallo di periodo compreso tra 0.1 ÷

0.5 e  $0.5 \div 1.5$  s, il **valore di Fa risulta inferiore a quello di soglia**, quindi in questo contesto potrà essere confermata una **categoria di sottosuolo** pari a quella misurata, pertanto la **C**.

LITOLOGIA: SABBIOSA								
PR	CM	COMUNE	INTERVALLO	B	C	C <sub>calc</sub>	D	E
20	45	PORTO MANTOVANO	0.1 - 0.5	1,4	1,8	<b>1,46</b>	2,1	1,9
			0.5 - 1.5	1,7	2,4	<b>1,82</b>	4,0	3,0
		 <b>valori FAC &lt; FAS</b>	categoria sottosuolo come calcolato					
		 <b>valori FAC &gt; FAS</b>	necessità 3° livello o categoria sottosuolo superiore					

#### 4. SCELTA DEL TERREMOTO DI PROGETTO E STIMA DEGLI EFFETTI DI SITO

##### 4.1 Determinazione del sisma di progetto.

La determinazione del sisma di progetto è stata effettuata sulla base della procedura descritta nel D.M. 17.01.2018. (appendice B). Questi i parametri di calcolo impiegati:

Parametro	S.L.V.	S.L.D.
Accelerazione max al bedrock (g): (componente orizzontale)	0,106(*)	0,041
Fattore di amplificazione spettrale max:	2,56	2,56
Periodo inizio tratto velocità costante (s):	0,30	0,26

(\*) Delibera Giunta regionale Lombardia 11 luglio 2014 - n. X/2129 Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)

##### 4.2 Determinazione Descrizione parametri sismici di calcolo utilizzati in tabella

Sulla base dei risultati ottenuti attraverso l'indagine geofisica e in base alle indicazioni contenute nel **D.M. 17.01.2018**, sono stati stimati i parametri sismici da impiegare nelle successive fasi di verifica.

#### Calcolo di $a_{g\max}$ - accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni

Esso si ottiene dalla seguente relazione:

$$a_g = S_s S_t a_{g\text{bedrock}}$$

dove  $a_{g\text{bedrock}}$  è l'accelerazione sismica orizzontale al bedrock,  $S_s$  è il fattore di amplificazione stratigrafica e  $S_t$  il fattore di amplificazione topografica. La **classificazione del sottosuolo** si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della **velocità equivalente** di propagazione delle onde di taglio,  $V_{s,\text{eq}}$  (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,\text{eq}} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con:

$h_i$  spessore dell'i-esimo strato;

- $V_{s,i}$  velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato;  
 N numero di strati;  
 H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_S \geq 800$  m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  è definita dal parametro  $V_{s,30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. Sulla base del valore calcolato di  $V_{s,30}$  vengono identificate 5 classi, A, B, C, D ed E alle quali corrispondono un differente spettro di risposta elastico.

Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente (viene indicata in rosso quella riferita al terreno in esame):

Categoria sottosuolo	Descrizione	spessore m	$V_{s,eq}$ (m/s)	
			da	a
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a <b>3 m</b> .	Qualsiasi	Qualsiasi	<b><math>\geq 800</math></b>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente, compresi fra 360 m/s e 800 m/s.	> 30 m	<b>360</b>	<b>800</b>
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori delle velocità equivalenti compresi fra 180 e 360 m/s.	> 30 m	<b>180</b>	<b>360</b>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati oppure di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori delle velocità equivalenti compresi fra 100 e 180 m/s.	> 30 m	<b>100</b>	<b>180</b>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.	Fino a 30 m	<b>D</b>	<b>C</b>

I valori delle  $V_{s,eq}$  stimati dalle indagini **HVSR** hanno fornito un valore:

- Di circa **234,8 m/s** rispetto al p.c.;

i quali pongono il sito, secondo il D.M. 17.01.2018, nella **categoria di sottosuolo C**.

Utilizzando questo dato vengono ricavati i valori di  $F_a$  (fattori di amplificazione spettrali) pari a:

#### SUOLO DI CATEGORIA C

- $F_a$  (nell'intervallo 0.1-0.5 s) =  $1.46 < 1.8 \pm 0.1$  (soglia comunale)
- $F_a$  (nell'intervallo 0.5-1.5 s) =  $1.82 < 2.4 \pm 0.1$  (soglia comunale)

Quindi nell'analisi di II livello, questi valori sono stati confrontati con quelli di soglia previsti dalla Normativa regionale, nel caso di sottosuolo di tipo **C**, per il Comune di **Porto Mantovano** ed i valori di

Fa calcolati risultano inferiori a quelli di soglia, quindi in questo contesto viene confermata la categoria di sottosuolo C.

### Coefficiente stratigrafico Ss

Viene stimato in funzione della categoria del sottosuolo secondo lo schema seguente:

ESPRESSIONI DI SS	
Categoria sottosuolo	SS
A	1,00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 F_0 a_{\text{bedrock}} \leq 1.20$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 F_0 a_{\text{bedrock}} \leq 1.50$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 F_0 a_{\text{bedrock}} \leq 1.80$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 F_0 a_{\text{bedrock}} \leq 1.60$

### Coefficiente topografico St

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	S <sub>t</sub>
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1,00
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1,20
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1,20
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1,40

### Coefficiente sismico orizzontale terreno k<sub>hk</sub>

È necessario per la valutazione degli effetti cinematici del sisma sul terreno di fondazione e si determina infine moltiplicando il valore di  $a_g$  per un fattore correttivo  $\beta$ :  $k_{hk} = \beta a_g$

### Valore di Ag accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni

$$a_g h_{max}(G) = 0,1605$$

#### 4.3 Stima dell'inclinazione del carico dovuta ad eventi sismici

Si evidenzia inoltre che i valori della capacità portante sono comunque subordinati ai cedimenti (vedere capitolo specifico). Si ricorda anche che i valori della capacità portante dipendono dall'interazione struttura – terreno e pertanto i valori saranno in funzione delle tipologie delle fondazioni che verranno adottate, delle dimensioni e dalla loro profondità di imposta. Nel caso di sollecitazioni indotte da un evento sismico è opportuno tenere in considerazione, nel calcolo dei carichi ammissibili, anche degli effetti inerziali sul terreno di fondazione, effetti che conducono ad una diminuzione della capacità portante. In sostanza la componente orizzontale della sollecitazione sismica conduce ad una risultante del carico inclinata rispetto alla verticale. L'inclinazione della risultante da inserire nel calcolo della portanza è quello di considerare l'accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni secondo la relazione:

$$\theta = \arctg a_{gSLV},$$

da cui si ricava

$$\theta = \arctg 0,1605 = 9,12^\circ$$

## 5. MODELLO GEOTECNICO

### 5.1 INDAGINE GEOGNOSTICA IN SITO

#### 5.1.1 Breve descrizione dell'indagine utilizzata nei calcoli

Per l'acquisizione dei dati geotecnici, inerenti le caratteristiche del volume di sottosuolo che sarà coinvolto dalle opere di fondazione, è stata utilizzata n°2 prova penetrometriche come da tabella.



Fotografia 2 effetti di disancoraggio strumento prova statica

PROVE PENETROMETRICHE			
PROVA	PROFONDITA' RAGGIUNTA dal piano di camp. Att. (m)	PROFONDITA' CHIUSURA FORO dal piano di camp. Att. (m)	LIVELLO PIEZOMETRICO dal piano di camp. Att. (m)
CPT 1	2,4	Interrotta per disancoraggio penetrometro	non rilevata
DPSH1	7	-3,5	non rilevata

#### 4.1.2 Penetrometro utilizzato per prove penetrometriche

Le prove penetrometriche sono state eseguite con penetrometro statico/dinamico "PAGANI TG 63/200" le cui norme di riferimento per le prove sono le norme UNI EN ISO 22476.

### 5.2 STIMA DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

L'indagine in sito, tarata come scritto con l'indagine geofisica eseguita nel sito adiacente, ha rilevato una litologia ed una stratigrafia, con conseguente parametrizzazione geotecnica, come nel modello geotecnico di seguito riportato. La valutazione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici, per le verifiche allo Stato Limite Ultimo e allo Stato Limite d'Esercizio, è stata eseguita conformemente alle indicazioni contenute nell'Eurocodice 7, nel D.M. 14.01.2009 e nella Circolare 02.02.2009. Considerato il numero sufficientemente elevato di dati misurati (valori di  $q_t$ ) si è optato per un approccio statistico, utilizzando una probabilità di superamento del 5%, come indicato nell'Eurocodice 7. Il modello geotecnico è stato ottenuto attraverso la procedura descritta in dettaglio di seguito.

- I singoli valori di **N<sub>p</sub>** (poi trasformati in N<sub>spt</sub>) ottenuti con la prova penetrometrica sono stati inizialmente accorpati in strati omogenei;
- Per ogni strato omogeneo è stata eseguita una stima cautelativa del valore medio di **N<sub>p</sub>** (poi trasformati in N<sub>spt</sub>) con la seguente relazione statistica:

$$P_k = P_m - t_{n-1}^{0,05} \left( \frac{S_p}{\sqrt{n}} \right)$$

dove:

- $P_k$  = valore caratteristico del parametro geotecnico (**q<sub>t</sub>** e **N<sub>spt</sub>**);
- $P_m$  = valore medio del parametro (**q<sub>t</sub>** e **N<sub>spt</sub>**);
- $n$  = numero di misure;
- $S_p$  = deviazione standard delle misure;
- $t_{n-1}^{0,05}$  = t di Student per n-1 gradi di libertà e probabilità di superamento del 5%.

I livelli stratigrafici individuati lungo le verticali di prova sono stati correlati fra di loro e i corrispondenti parametri geotecnici mediati. Questa operazione è stata condotta sulla base delle indicazioni contenute nell'Eurocodice 7: *("Se l'edificio è sufficientemente rigido e resistente, il parametro rappresentativo può essere dato dalla media dei valori medi nell'ambito dell'intero volume, o parte del volume stesso, di terreno sottostante l'edificio stesso.")* e nella Circolare 02.02.2009 *("...appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi ... quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.")*.

MODELLO GEOTECNICO SEMPLIFICATO											
Profondità Da m a m	Unit. Geotec.	Litologia	Φ°k(°)	Φ cv (°)	Drk (%)	c <sub>u</sub> k kg/cm <sup>2</sup>	c' kg/cm <sup>2</sup>	O.C.R.	γ <sub>nat</sub> k t/m <sup>3</sup>	E <sub>s</sub> k kg/cm <sup>2</sup>	Mk kg/cm <sup>2</sup>
p.c. ÷ 1,2	La	Limo argilloso	30	28	40	-	-	-	1,90	50	-
1,2 ÷ 3,8	Sma	Sabbia mediamente addensata	32	30	55	-	-	-	1,90	150	-
3,8 ÷ 4,6	Ss	Sabbia sciolta limosa	30	28	45	-	-	-	1,90	70	-
4,6 ÷ 7	Sa	Sabbia addensata	35	32	70	-	-	-	1,90	200	-
Profondità della falda ≥ 3,5 m da p.c.											
METODI CALCOLO PRINCIPALI											
denominazione		Simbolo		Unità misura		Metodo di calcolo					
Angolo di attrito		Φ'		(°)		De Beer					
Angolo di attrito a volume costante		Φ cv		(°)		Bolton					
Densità relativa incoerenti		Dr		(%)		Kulhawy & Mayne					
Coesione non drenata		c <sub>u</sub>		(kg/cm <sup>2</sup> )		Searle					
Coesione efficace (drenata)		c'		(kg/cm <sup>2</sup> )		Mesre et Al.					
Rapporto di sovra consolidazione		O.C.R.		-		Ladd & Foot					
Peso di volume incoerenti		γ <sub>nat</sub>		(t/m <sup>3</sup> )		Correlazione con Dr%					
Peso di volume coesivi		γ <sub>nat</sub>		(t/m <sup>3</sup> )		Correlazione con C <sub>u</sub>					
Modulo di Young incoerenti		E <sub>s</sub>		(kg/cm <sup>2</sup> )		Schmertmann					
Modulo edometrico coesivi		M		(kg/cm <sup>2</sup> )		Mitchell & Gardner - CL					
La		Unità geotecnica considerata per calcolo capacità portante (condizioni drenate)									

## 6. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (S.L.U.)

Sono state condotte, facendo riferimento a quanto disposto dal D.M. 17.01.2018, le seguenti verifiche:

1. verifica alla liquefazione dei terreni in condizioni sismiche;
2. verifica al collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione (**SLU, SLV**);
3. verifica agli **SLE**.

### 6.1 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI IN CONDIZIONI SISMICHE

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione. In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

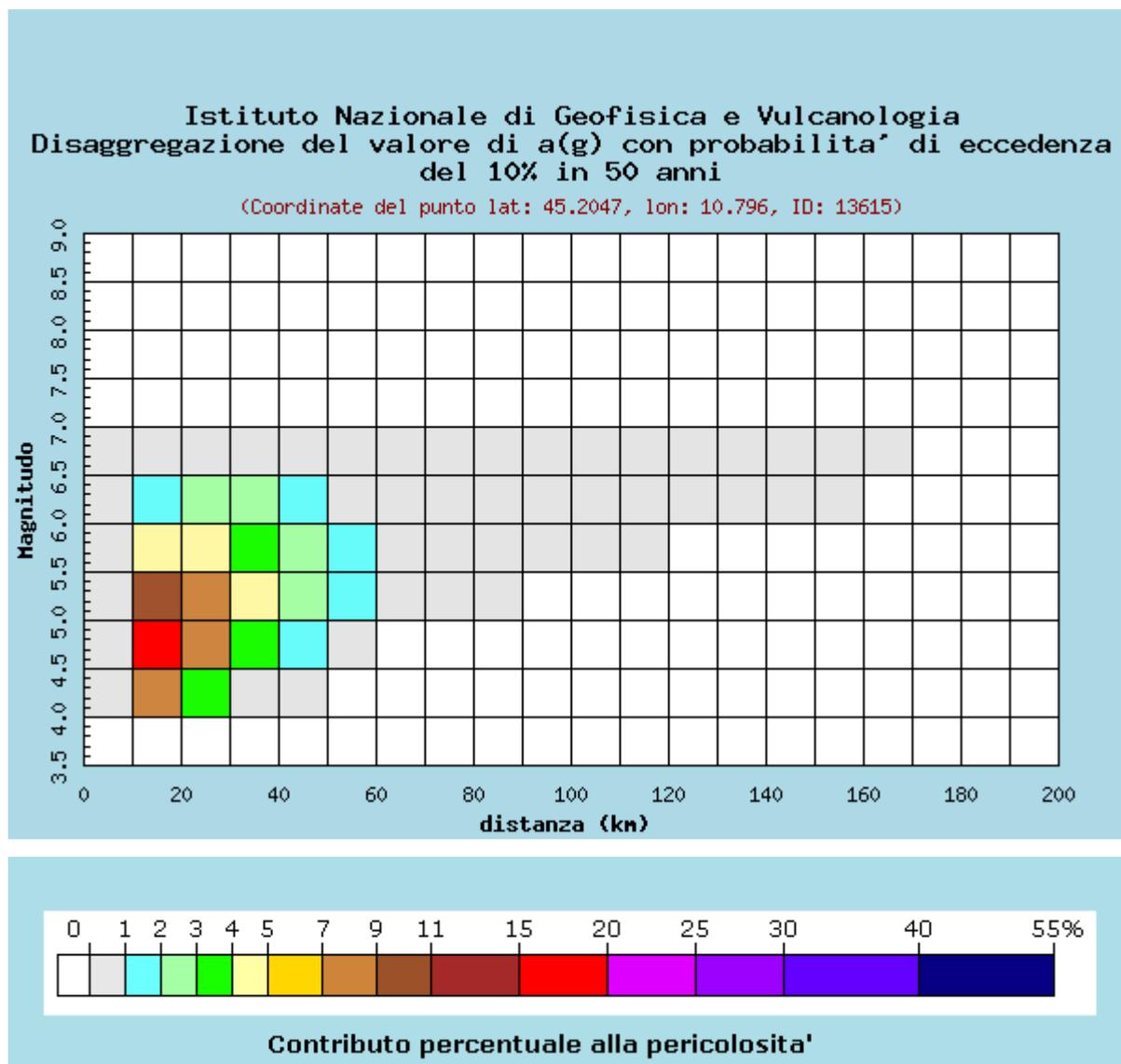
#### 6.1.2 Esclusione della verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. **accelerazioni massime** attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) **minori di 0,1g**;
2. profondità media stagionale della **falda superiore a 15 m** dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .

### 6.1.3 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE NEL SITO IN ESAME

L'applicazione dei quattro criteri previsti dalla Normativa nazionale (D.M. 17.01.2018) non consente di escludere la possibilità di liquefazione nei terreni di fondazione del sito in esame. La magnitudo momento di riferimento per il calcolo è stata ottenuta dalle mappe interattive di pericolosità sismica dell'INGV.



Valori medi terremoto di scenario		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.180	25.500	1.220

Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.2047, lon: 10.796, ID: 13615)										
	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	0.493	0.806	0.369	0.143	0.048	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	8.820	17.200	10.100	4.870	1.990	0.208	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	3.220	8.410	7.040	4.620	2.410	0.292	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.827	3.660	4.410	3.800	2.110	0.273	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.018	1.060	2.330	2.570	1.550	0.216	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.119	1.030	1.470	0.856	0.126	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.300	0.752	0.429	0.069	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.045	0.323	0.218	0.038	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.001	0.082	0.067	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.022	0.039	0.008	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.050	0.017	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.041	0.018	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.025	0.014	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.012	0.008	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	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

Considerando un tempo di ritorno di 475 anni, coerentemente con quanto disposto dalle NTC 2018, si è stimata una magnitudo di **5180**. Sono stati presi come riferimento un'accelerazione orizzontale massima in superficie  $a_{max}$  uguale a **0.1605 g** e una soggiacenza media della **falda** pari a **4 m**. L'indice di liquefazione stimato con il metodo di Tokimatsu e Yoshimi (1983) da **CPT** pone il sito in una condizione di **rischio moderato**.

## 6.2 Verifica al collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione (SLU, SLV).

### 6.2.1 Azioni sulla fondazione.

La verifica allo S.L.U. per il collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione è stata condotta considerando le due combinazioni delle azioni previste dalla Normativa (D.M.17.01.2018):

1. combinazione fondamentale (condizioni statiche) (**SLU**);
2. combinazione sismica (condizioni dinamiche) (**SLV**)

Le analisi eseguite sono solo indicative della situazione geotecnica, in quanto alla data odierna ci si trova solo in una fase preliminare di fattibilità: si rimanda ai singoli progetti esecutivi delle strutture che saranno edificate nel nuovo ampliamento per il dettaglio necessario.

### 6.2.2 Resistenza del terreno

La capacità portante del terreno di fondazione è stata calcolata utilizzando la relazione di **Brinch Hansen**. Si ricorda che il valore della capacità portante dipende dall'interazione struttura – terreno e pertanto i valori saranno in funzione delle tipologie delle fondazioni che verranno adottate, delle dimensioni e dalla loro profondità di imposta e che la **capacità portante non coincide con il carico di esercizio** dell'opera, ma sarà uguale o minore ad esso in stretta relazione con i cedimenti indotti nel terreno. Ricordiamo inoltre che la presenza di sollecitazioni legate al verificarsi di un sisma produce sulle fondazioni, rispetto al caso statico, un incremento di eccentricità e di inclinazione delle forze trasmesse dalla struttura in elevazione, una degradazione della resistenza del terreno e l'insorgenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione. Trascurando, nel caso di fondazioni superficiali poggianti su materiale a comportamento coesivo, i fenomeni di degradazione della resistenza e della forza d'inerzia del terreno di fondazione, resta da considerare l'effetto inerziale legato alla sovrastruttura, trascurando il momento ma considerando almeno l'inclinazione del carico (o attraverso la definizione di un angolo o attraverso il valore dell'azione di taglio).

Sono state ipotizzate tipologie di **fondazioni a platea** (visto il rischio di liquefazione moderato) aventi le dimensioni riportate in tabella. I **parametri geotecnici** utilizzati sono quelli indicati nelle tabelle al capitolo 5. Le fondazioni dovranno necessariamente essere impostate sullo strato sabbioso e qualora si riscontrino dei settori in cui tale strato si rilevi a profondità maggiori, si consiglia di sostituire il materiale scadente con cls magro.

Tabella I COMBINAZIONE FONTAMENTALE SLU

**FONDAZIONI**

TIPO	L=L'(m)	B = B' (m)	D (m)	carico statico V (kg/cmq)	inclinazione carico cond.	carico SLU-SLV (kg/cmq)
PLATEA	2	2	-1	2,51		1,68
	3	3	-1	2,62		1,79
	4	4	-1	2,44	9,12	1,6
	5	5	-1	2,5		1,4
	6	6	-1	2,59		1,05

APPROCCIO 2 Fs parziale per j:1,00 Fs parziale per c: 1,00 FS globale: 2,30  
 categoria sismica del terreno = categoria C falda ≥ 3,5 m da pc  
 parametri geomeccanici sotto fondazione  $\Phi_K = 28^\circ$   $c' = 0$  MPa  $E_{young} = 10$  MPa  $c.Poisson = 0,35$   
 coefficiente di struttura  $q = 3$  coefficiente smorzamento struttura: =5%

Non essendo disponibili i carichi definitivi di progetto la verifica della condizione:

$$E_d \leq R_d (R_d = Q)$$

dove  $E_d$  e  $R_d$  sono, rispettivamente, i valori di progetto dell'azione e della resistenza, con  $R_d = Q$ , dovrà essere condotta successivamente dal progettista.

### 6.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (S.L.E.)

È stata condotta, facendo riferimento a quanto disposto dal D.M. 17.01.2018, la seguente verifica agli Stati Limite d'Esercizio:

- verifica agli spostamenti e alle distorsioni indotte dai cedimenti del terreno a lungo termine;
- verifica agli spostamenti e alle distorsioni indotte dai cedimenti del terreno in condizioni sismiche.

#### 6.3.1 Calcolo della distribuzione delle tensioni nel terreno di fondazione.

L'applicazione del sovraccarico della fondazione conduce ad una variazione dello stato tensionale del terreno. Il carico applicato tende a diffondersi fino al suo completo assorbimento. L'entità dei cedimenti viene ipotizzata a seconda della tipologia di fondazione, delle dimensioni, della profondità d'imposta delle stesse e dei carichi di esercizio. Generalmente si ammette che il sovraccarico si annulli ad una profondità, sotto il piano di posa della fondazione, variabile da 1 a 4 volte B (B = lato corto della fondazione). La normativa esistente in materia (NTC2018 paragrafo 6.4.1) stabilisce la profondità d'indagine  $z_a$  solo per civili abitazioni, e la indica in  $z_a = b - 1,5b$  della dimensione minore b in pianta del manufatto. Se si fa riferimento alle indicazioni contenute nell'Eurocodice 7 parte 2 e nelle norme UNI EN 1197-2 essa viene fissata dal massimo tra le due seguenti condizioni:

- $z_a \geq 6m$

- $Z_a \geq 3b$  per fondazioni isolate superficiali
- $Z_a \geq 6m$
- $Z_a \geq 1,5b$  per fondazioni a platea

E' importante eseguire una stima di come il carico si diffonde negli strati di fondazione, in quanto indispensabile per il successivo calcolo dei cedimenti. È utile ricordare che fondazioni di maggiori dimensioni sopportano carichi al piede maggiori in quanto ripartiscono questo ultimo su una maggiore superficie diminuendo in tal modo il carico di esercizio ma occorre ricordare che allo stesso tempo variano i bulbi delle tensioni trasmesse nel sottosuolo e pertanto sarà compito del tecnico progettista effettuare sia l'opportuno dimensionamento della fondazione sia l'opportuna ripartizione dei carichi.

### 6.3.2 Cause dei cedimenti

I cedimenti sono dovuti alla **deformazione elastica e plastica** del terreno e, nel caso di terreni poco permeabili (argille e limi), al processo di lenta espulsione dell'acqua contenuta al loro interno (consolidazione). In quanto le caratteristiche geotecniche del terreno variano da punto a punto, così come spesso variano da punto a punto anche le condizioni di carico, i cedimenti possono assumere localmente valori differenti. Il cedimento calcolato in un punto prende il nome di **cedimento assoluto**; la differenza fra i cedimenti assoluti misurati in due o più punti prende il nome di **cedimento differenziale**. Il **cedimento assoluto** totale è dato dalla somma di tre componenti:

$$S_{tot} = S_{imm} + S_{con} + S_{sec}$$

- $S_{imm}$ = **cedimento immediato**, dovuto alla deformazione iniziale, senza variazione di volume, del terreno caricato; è prevalente nei terreni incoerenti (coesione=0), trascurabile in quelli coesivi (coesione>0);
- $S_{con}$ = **cedimento di consolidazione**, legato alla variazione di volume del terreno saturo, in seguito alla lenta espulsione dell'acqua contenuta al suo interno; è dominante nei terreni coesivi, poco permeabili, e trascurabile in quelli incoerenti (da mediamente a molto permeabili);
- $S_{sec}$ = **cedimento secondario**, dovuto alla deformazione viscosa dello scheletro solido del terreno; normalmente trascurabile in tutti i tipi di terreno.

Proprio per le differenti modalità con cui si manifestano i cedimenti nei **terreni coesivi ed incoerenti**, i due casi vanno trattati separatamente.

### **Cedimenti nei terreni incoerenti. (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità).**

Si tratta di un metodo speditivo utile per avere una prima indicazione dell'ammontare del cedimento.

La relazione è la seguente:

$$S = DH \times Q_z / E_d$$

in cui:

DH=spessore dello strato;

Q<sub>z</sub>=incremento di pressione dovuto al sovraccarico applicato dalla fondazione a metà strato;

E<sub>d</sub>=modulo di deformazione dello strato.

### **Cedimenti nei terreni coesivi. (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità).**

Ha la stessa espressione per il procedimento relativo a terreni incoerenti; al posto del modulo di deformazione va utilizzato però il modulo edometrico definito come segue:

$$E_d = 1/m_v;$$

in cui

m<sub>v</sub>=modulo di compressibilità volumetrica dello strato.

### **Cedimenti assoluti e differenziali.**

Elevati cedimenti differenziali (dell'ordine di alcuni centimetri in genere, ma a volte anche meno) possono indurre lesioni nell'opera. Partendo dal presupposto che a elevati cedimenti assoluti generalmente corrispondono elevati cedimenti differenziali, Terzaghi e Peck proposero di considerare come valori limite tollerabili cedimenti assoluti di **2,5 cm** in **terreni incoerenti** (sabbie e ghiaie) e **4 cm** in **terreni coesivi** (limi e argille). La maggiore tolleranza consentita per i materiali dotati di coesione dipende dal fatto che in quest'ultimi i cedimenti sono essenzialmente dovuti alla consolidazione, quindi distribuiti su intervalli di tempo relativamente ampi, fatto che consente alla sovrastruttura di meglio adattarsi alle deformazioni del terreno. Un sistema meno empirico di procedere consiste nello stimare la distorsione angolare fra due o più punti della struttura di cui sia noto il cedimento assoluto del terreno di fondazione:

$$D_{ang} = (S_2 - S_1)/L_{12}$$

in cui

D<sub>ang</sub>=distorsione angolare;

S<sub>2</sub>=cedimento assoluto nel punto 2;

S<sub>1</sub>=cedimento assoluto nel punto 1;

L<sub>12</sub>=distanza fra i punti 1 e 2.

In prima approssimazione, sono da considerare tollerabili distorsioni angolari inferiori a 1/600 per strutture in muratura e a 1/1000 per strutture in calcestruzzo.

## Cedimento ammissibile delle strutture

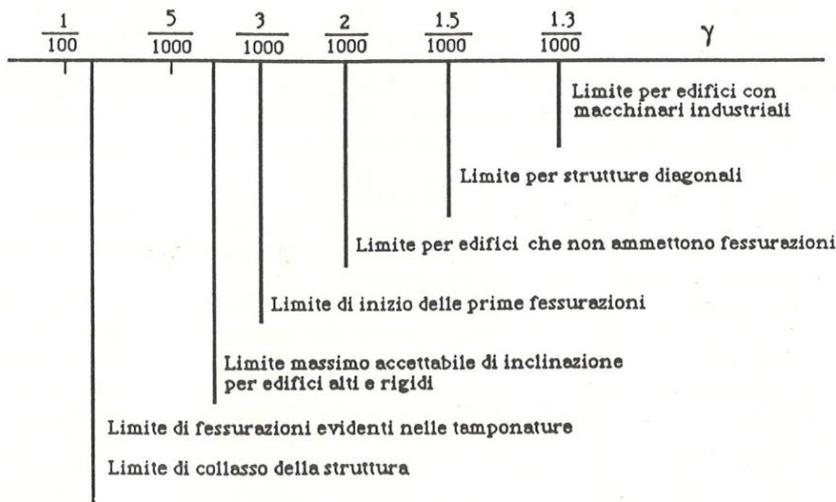
Tipo di movimento	Tipo di struttura	Intervallo dei valori di cedimento massimo ammissibile
Cedimento rigido o assoluto	(1) Edifici in muratura	da 2 a 5 cm
	Edifici intelaiati	2 10
	Strutture molto snelle e flessibili	10 30
	Fognature	15 30
	Dislivello edificio/sede stradale	30 60
Rotazione rigida o inclinazione	Strutture molto snelle e flessibili	4‰ (dell'altezza)
	Gru	3‰ (dell'altezza)
Cedimento differenziale	Muri in mattoni, elevati	da 0.5 a 1‰ di L <sup>(2)</sup>
	Lesioni su intonaci	1‰ di L
	Edifici intelaiati in acciaio, continui	2‰ di L
	Edifici intelaiati in c.a.	2 a 4‰ di L
	Edifici a setti in c.a.	3‰ di L

<sup>1</sup> Possibilità di cedimenti differenziali.

<sup>2</sup> Distanza tra due punti con differente cedimento espresso in millesimi (cm/10 m).

Fonte: Cestelli Guidi, 1981, modificato.

### Limiti di distorsioni angolari ammissibili per vari tipi strutturali



Fonte: Bjerrum, 1963, modificato.

### 6.3.3 Risultati del calcolo.

Il volume significativo di analisi nel calcolo dei cedimenti viene limitato inferiormente dalla profondità alla quale le tensioni indotte dalle fondazioni si dissipano completamente. Sarà compito del tecnico progettista valutare se i cedimenti stimati possono essere ammissibili per l'opera in questione. Per la stima del modulo di reazione o **coefficiente di sottofondazione** ( $k$  di Winkler) del terreno di fondazione è stato applicato il metodo di **Bowles**. Si definisce pressione di contatto la pressione unitaria che la fondazione esercita in ciascun punto d'appoggio sul terreno di fondazione. Per modulo o coefficiente di sottofondazione si definisce quindi la relazione che esiste fra la pressione di contatto in ogni punto della fondazione e la relativa deformazione del terreno:

$$k = Q/s.$$

Generalmente ci si basa sull'ipotesi che il modulo  $k$  sia costante sotto ogni punto della fondazione, come proposto da Winkler e da Westergaard. Se ciò si può verificare nel caso di fondazioni rigide, per fondazioni elastiche l'assunzione non è più valida. L'utilizzo di  $k$  anche per il dimensionamento di

platee e reticoli di travi rimane nonostante questo ancora diffuso, mancando metodi di calcolo più attendibili e uguale semplicità. Numerose sono le relazioni proposte in letteratura per il calcolo di k. Nel seguente lavoro è stata utilizzata la relazione di **Bowles (1974)** il quale propone la seguente relazione:

$$k \text{ (kN/mc)} = 40 \times Q \times f_c$$

dove

- $f_c = 2.54 / \text{cedimento della fondazione (cm)}$ ;
- $Q = \text{carico di esercizio (kPa)}$ .

### 6.3.4 Stima agli stati limite di esercizio (S.L.E.)

#### CEDIMENTI ASSOLUTI

La stima è stata eseguita utilizzando un carico unitario verticale inferiore a quello risultante allo **S.L.V.** (condizioni sismiche). Il volume significativo di analisi nel calcolo dei cedimenti viene limitato inferiormente dalla profondità alla quale le tensioni indotte dalla fondazione si dissipano completamente. Poiché nel sottosuolo, all'interno del volume significativo coinvolto dalla pressione esercitata dalle fondazioni al terreno, sono presenti depositi a comportamento **granulare**, sulla base di indicazioni presenti in letteratura, è stato deciso di prendere come cedimento massimo uniforme il valore di **25 mm**.

FONDAZIONI						
TIPO	L=L'(m)	B = B' (m)	D (m)	carico (kg/cmq) (1)	cedimento (mm)	K winkler kg/cm <sup>2</sup>
PLATEA	2	2	-1	1,68		
	3	3	-1	1,79		
	4	4	-1	1,05	10,7	2,93
	5	5	-1	1,4		
	6	6	-1	1,05		

(\*) metodo di Bowles (1) carico minimo = condizioni sismiche

#### CEDIMENTI DIFFERENZIALI

Il cedimento differenziale viene in tutti i casi descritto dal valore della distorsione angolare  $\gamma$  prodotta, definita come il rapporto fra la differenza di cedimento  $\Delta S$  tra due punti e la loro distanza reciproca  $L$ , ossia  $\gamma = \Delta S / L$ : i cedimenti differenziali attesi, considerando i carichi considerati precedentemente risultano essere compresi nei limiti consentiti. Nelle condizioni riscontrate in sito (**rischio di liquefazione moderato**) è da tenere in considerazione il possibile cedimento indotto dal sisma, che stimato con il metodo di Burland e Burdibge, è di almeno un ordine di grandezza maggiore

del cedimento assoluto indotto dal carico delle strutture, passando ad esempio da 2 a 27 cm: di questa situazione il progettista dovrà tener nella predisposizione dei progetti esecutivi.

## 7. CONCLUSIONI

L'indagine geologica ha permesso di definire la natura e le caratteristiche dei terreni presenti nell'area esaminata, come descritto nel paragrafo dedicato. I rilievi hanno evidenziato l'assenza di processi geomorfologici in atto e sulla base delle considerazioni e dei calcoli geotecnici svolti nei paragrafi precedenti si traggono le seguenti conclusioni:

- in base alla **D.g.r. 11 luglio 2014 – n. X/2129**, il Comune di **Porto Mantovano (MN)** viene classificato in **zona sismica 3**
- Da una indagine sismica eseguita con metodologia **HVSR** ed a seguito dell'**analisi di II livello** è stata assegnata al terreno sito al di **sotto del piano di posa delle fondazioni** la **categoria di sottosuolo C** (secondo il D.M. 17.01.2018);
- La **verifica alla liquefazione dei terreni** è stata eseguita utilizzando i dati delle prove eseguite in sito in esame ed il metodo semplificato di Tokimatsu e Yoshimi (1983), dalla quale risulta essere presente un **rischio moderato**, di cui si dovrà tener conto nella stesura dei progetti esecutivi individuali
- **Le indagini in sito (prove penetrometriche) sono state eseguite nella posizione indicata dal funzionario dell'Ufficio Tecnico interpellato allo scopo, all'interno della proprietà comunale alla data di esecuzione dell'indagine ( 30-1-2018), diversa dalla area di futuro ampliamento pur ad essa contigua**
- I valori stimati della capacità portante ammissibile per carico unitario non sono da assumere come carichi di esercizio o come capacità portante in senso stretto dei terreni indagati, in quanto essa modifica il proprio valore in relazione alle caratteristiche progettuali, riferite soprattutto alla geometria, alle dimensioni delle fondazioni stesse ed alla loro profondità di imposta e comunque rimane subordinato ai cedimenti ammissibili. Essa dovrà essere considerata in riferimento ai cedimenti assoluti e differenziali;
- Si ribadisce e si sottolinea che comunque la valutazione dell'entità dei cedimenti in relazione alle caratteristiche strutturali dell'opera, resta di esclusiva competenza del progettista che dovrà valutare l'incidenza e la compatibilità degli stessi con le caratteristiche strutturali e tecnico-costruttive dell'opera così come anche la scelta del tipo di fondazione da utilizzare rimane di sua esclusiva competenza;

- Si consiglia inoltre di inserire gli elementi di fondazione a tappe successive e durante le fasi costruttive nelle quali sono riconoscibili l'apporto delle varie categorie di pesi e di carichi che possiamo sintetizzare in: peso proprio della struttura intelaiata, peso proprio dei carichi permanenti e carichi (sovraccarichi) accidentali;
- in sito è presente di **acqua di falda a profondità  $\geq 3,5$  m da p.c.:** le possibili fluttuazioni della falda sono generate principalmente dalle irrigazioni agricole, durante le quali è lecito aspettarsi un aumento del livello di falda, di difficile quantificazione ma stimabile intorno al metro, quindi con un livello massimo prossimo a  $- 3$  m da pc attuale nella posizione in cui sono state eseguite le prove in sito
- i calcoli geotecnici effettuati in questa fase **sono puramente indicativi e non sostituiscono le valutazioni che ciascun progettista dovrà eseguire per la predisposizione di progetti esecutivi che insisteranno all'interno del nuovo ampliamento cimiteriale**

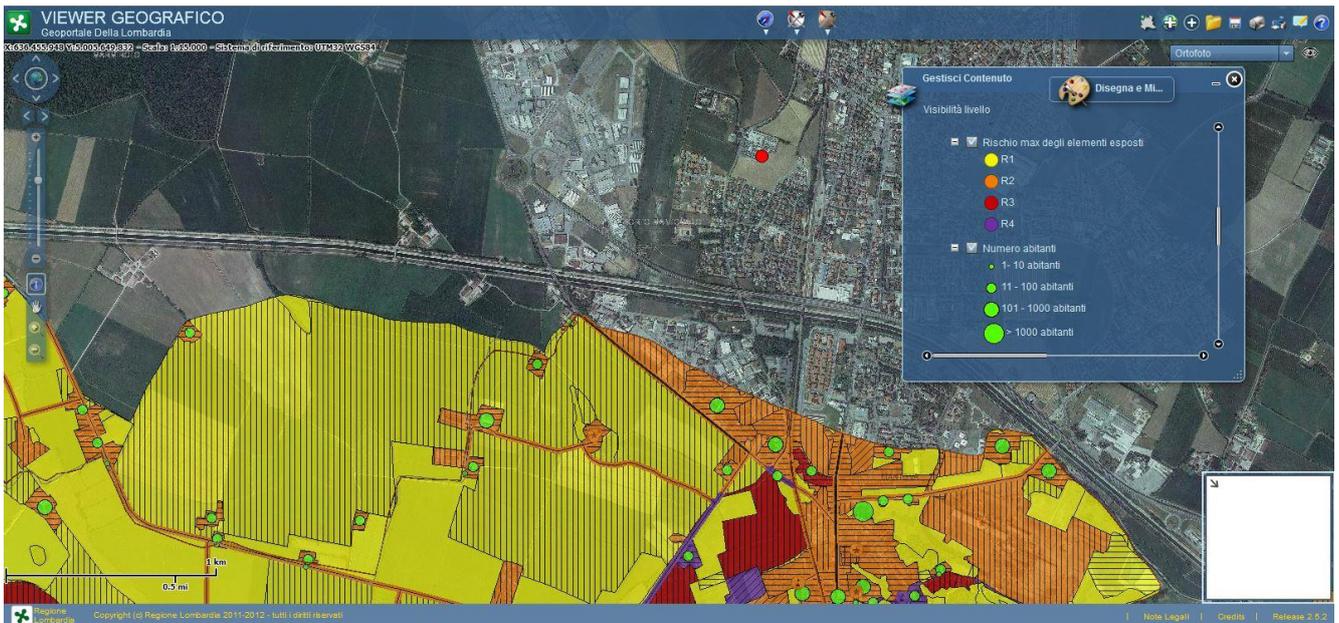
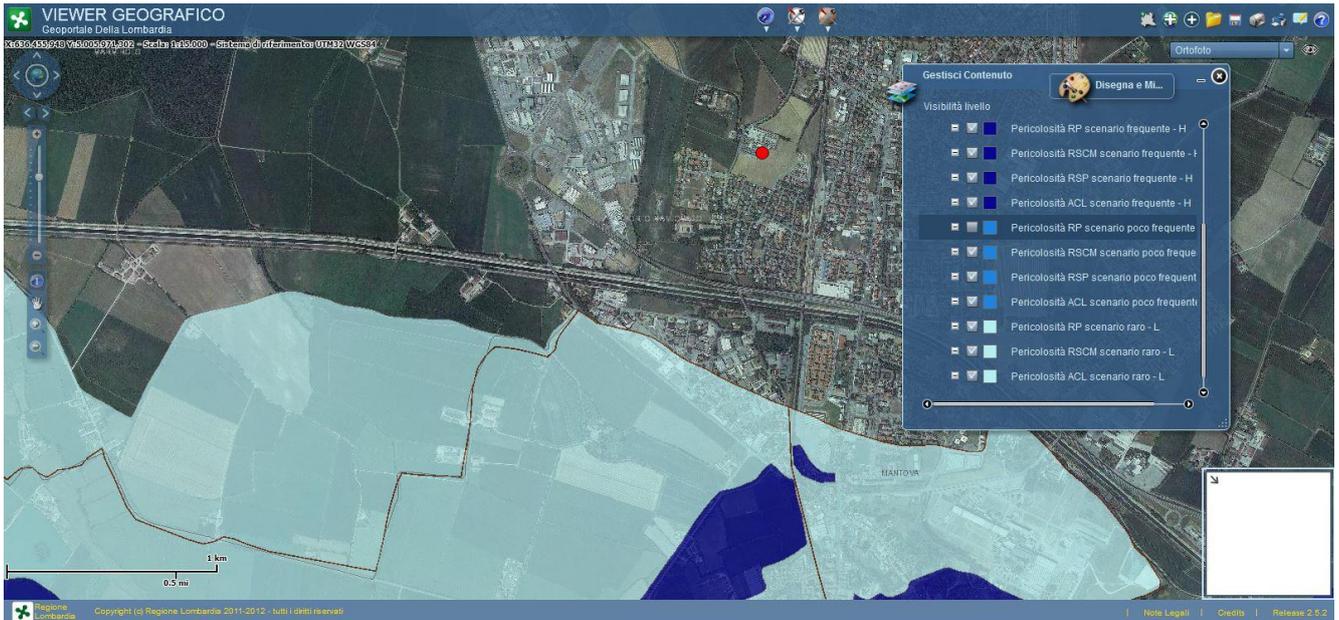
Sarginesco (MN), 23 aprile 2018



IL TECNICO  
DOTT. GEOL. PAOLO PASINI

# TABELLE E ALLEGATI

# ESTRATTO DA CARTOGRAFIA PGRA LOMBARDIA *pericolosità-rischio*



● sito in esame